

# MITTEILUNGEN

HEFT 96 / 2008

Steuerung von Küstenschutzelementen  
 an Tideflüssen als Grundlage für ein  
 Hochwasser- und Risikomanagement

*Control of coastal protection elements  
 along tidal rivers as basis for Flood  
 and Risk Management*

Heiko Spekker



LEIBNIZ UNIVERSITÄT HANNOVER  
**FRANZIUS-INSTITUT**  
FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN

---

## MITTEILUNGEN

**Heft 96**

**2008**





# INHALT

Heiko SPEKKER

**Steuerung von Küstenschutzelementen an Tideflüssen als  
Grundlage für ein Hochwasser- und Risikomanagement**

**I**



## VERFASSER DIESES HEFTES

Dr.-Ing. Heiko SPEKKER  
Leibniz Universität Hannover  
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen

---

Anschrift:

Leibniz Universität Hannover  
Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen  
Nienburger Straße 4, D-30167 Hannover / Germany  
Tel. +49 (0)511 762 - 2573 • Fax +49 (0)511 762 - 4002  
e-mail: sekretariat@fi.uni-hannover.de  
Internet: www.fi.uni-hannover.de



## VORWORT DES HERAUSGEBERS

Dass die Deutsche Küste einer erhöhten Sturmflutgefährdung und einem damit einhergehenden vergrößerten Sturmflutrisiko durch einen anthropogen beeinflussten Klimawandel ausgesetzt ist, wird heute bereits in vielen wissenschaftlichen Studien belegt und ist sogar inzwischen auf der politischen Ebene in Deutschland anerkannt, zumal die Sach- und Vermögenswerte im dicht besiedelten und wirtschaftlich intensiv genutzten Küstenhinterland stetig zunehmen.

Förder- und Forschungsprogramme der Bundes- und Landesregierung verfolgen bislang hauptsächlich Maßnahmen und Ziele, die im Zusammenhang mit Energie, Verkehr, Industrie und Haushalt (Energieeffizienz) stehen. Die Klimaschutzpolitik und -forschung sowie die öffentliche Diskussion sind indes zu einseitig ausgerichtet, da wichtige zusätzliche Bemühungen in der Wissenschaft, insbesondere aber in den Ingenieurwissenschaften, in der Wirtschaft und in den Medien hinsichtlich des Umgangs mit bzw. Reaktion auf die Klimagefahren und die Erforschung der direkten Auswirkungen (noch) zu wenig angesprochen werden, und folgerichtig nur in Form von Vorsorge- und Steuerungsmaßnahmen sowie der interdisziplinären Forschung realisiert werden können.

Vor diesem Hintergrund bereitet es mir große Freude als neuer Herausgeber dieser Mitteilungsreihe Ihnen hiermit die von Herrn Spekker erfolgreich durchgeführte Dissertation zu überreichen, zumal das Franzius-Institut einen thematischen Schwerpunkt seiner heutigen und zukünftigen Forschungsausrichtung in diesem wichtigen Bereich des Küsteningenieurwesens als Fundament der interdisziplinären Küstenforschung definiert.

Die Arbeit von Herrn Spekker widmet sich dem oben erläuterten Zusammenhang der Analyse der Folgen des Klimawandels und zeigt eindrucksvoll, dass neben den vorhandenen, primären Schutzelementen wie See- und Flussdeichen sowie Sturmflutwerken, auch steuerbare Flutrinnen und Entlastungspolder als potenzielle, technische Schutzmaßnahmen entlang von Tideflüssen in Kombination mit innovativen Kontroll- und Steuerungsstrategien einer Flutraumerweiterung bzw. -änderung herangezogen werden können. Herr Spekker weist nach, dass mit den heute verfügbaren Methoden der Systemanalyse und -technik eine aktive Beeinflussung aufkommender Sturmflutwasserstände durchführbar ist und damit ein operatives Hochwassermanagement (Steuerung) in einem Ästuar möglich wird.

Die in diesem Mitteilungsheft dargestellten Konzepte und Empfehlungen stellen eine interessante Diskussionsgrundlage für alle am integrierten Hochwasser- und Risikomanagement Beteiligten dar und mögen zu einer verbesserten Kommunikation des Risikos und der Möglichkeiten von Risikominderungsmaßnahmen verhelfen, denn eine wirksame Verteidigung unserer Lebensgrundlage erfordert in den kommenden Jahren und Jahrzehnten eine kritische Risikobewertung und darauf abgestimmte Anpassungsstrategien und Vorsorgemaßnahmen, die wir jetzt gemeinsam erarbeiten müssen.

Ich wünsche Ihnen viel Freude beim Lesen und Studieren dieses Mitteilungshefts und erhoffe mir einen fruchtbaren Erkenntnisgewinn und angeregten Austausch mit Ihnen in nachfolgenden Gesprächen und Diskussionsrunden.

Hannover im August 2008

Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Schlurmann  
(Geschäftsführender Direktor des Franzius-Instituts)





## DANKSAGUNG

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter und Lehrstuhlassistent am FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN der LEIBNIZ UNIVERSITÄT HANNOVER. Die Untersuchungen zu gesteuerten Küstenschutzelementen als Grundlage zum Hochwasser- und Risikomanagement in tidebeeinflussten Regionen basieren u.a. auf Voruntersuchungen in verschiedenen Forschungsprojekten und Projektstudien am Franzius-Institut. So stellt die Mitarbeit im interdisziplinären BMBF-Forschungsprojekt INNIG (Integriertes Hochwasserrisikomanagement in einer individualisierten Gesellschaft) sowie die Mitarbeit bei der Erstellung des HOCHWASSERSCHUTZPLANS WÜMME eine wesentliche Grundlage für das Gelingen dieser Arbeit dar. Neben den Mittelgebern danke ich allen Beteiligten für die stets konstruktive Zusammenarbeit.

Ohne eine fundierte und umfangreiche Datengrundlage wären die Untersuchungen in diesem Umfang nicht möglich gewesen. Ich bedanke mich bei den zuständigen Behörden in Niedersachsen und Bremen sowie den US-Behörden und deren Mitarbeitern für die Bereitstellung der Datengrundlage und die vertrauensvolle Zusammenarbeit. Dem U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS sowie dem DAAD danke ich für die Möglichkeit eines Forschungsaufenthaltes am CERC in Vicksburg, Mississippi und der DHI-WASY GMBH für die Bereitstellung von Simulationssoftware.

Ein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater, Herrn Prof. Dr.-Ing. Claus Zimmermann, für die Überlassung des Themas, seine kritischen Anmerkungen sowie seine stete Diskussionsbereitschaft. Insbesondere danke ich ihm für die jahrelange Unterstützung und persönliche Förderung während meiner Zeit als Lehrstuhlassistent.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Uwe Haberlandt danke ich sehr herzlich für die Übernahme des Korreferats und Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Hothan für die Übernahme des Vorsitzes der Promotionskommission. Ich bedanke mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Torsten Schlurmann, welcher mir nach Übernahme der Institutsleitung in der Endphase der Bearbeitung große Freiräume eingeräumt hat.

Bei meinen Kolleginnen und Kollegen am Franzius-Institut, die mich in den vergangenen Jahren begleitet haben, bedanke ich mich für ihre Unterstützung, die effektive Zusammenarbeit und die vertrauensvolle, persönliche Arbeitsatmosphäre.

Meinen zahlreichen Hiwis und Diplomanden danke ich für ihre intensive Mitarbeit und das große Engagement zutiefst, wobei ich an dieser Stelle insbesondere Franziska und Alexander Verworn, Christine Gralher, Nils Goseberg und Jan Brencher erwähnen möchte. Ich danke euch allen für die erfolgreiche Zusammenarbeit und die schöne gemeinsame Zeit als „Wasserbaufamilie“.

Schließlich bedanke ich mich bei meiner Familie und meinen Freunden für das große Vertrauen, den Rückhalt und die Unterstützung, die ich stets erfahren durfte und welche sehr zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Danke!

Heiko Spekker



# **Steuerung von Küstenschutzelementen an Tideflüssen als Grundlage für ein Hochwasser- und Risikomanagement**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie  
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover  
zur Erlangung des Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften  
( Dr.-Ing. )

genehmigte Dissertation  
von

Dipl.-Ing. Heiko Spekker  
geboren am 28.07.1976 in Leer (Ostfriesland)

Referent: Prof. Dr.-Ing. Claus Zimmermann  
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Uwe Haberlandt  
Vorsitzender: apl. Prof. Dr.-Ing. Jürgen Hothan  
Tag der Promotion: 18. Juli 2008

# Steuerung von Küstenschutzelementen an Tideflüssen als Grundlage für ein Hochwasser- und Risikomanagement

---

## Kurzfassung

Weite Gebiete des Küstenhinterlands, insbesondere an Tideflüssen, liegen unterhalb des mittleren Meeresspiegels und sind folglich von Überschwemmungen während Sturmfluten und extremer Hochwasserereignisse bedroht. Das Küstenhinterland wird heute zumeist durch ein System von Küstenschutzelementen, z.B. durch Deiche oder Sturmflutsperrwerke, geschützt. Traditionelle Küstenschutzstrategien setzen dabei auf eine Erhöhung bzw. Verstärkung der Schutzelemente unter Verwendung deterministischer Bemessungsmethoden.

Ein wirksames Hochwasser- und Risikomanagement sollte Hochwasserrisiken reduzieren und die Auswirkungen einer Gefährdung durch erhöhte Wasserstände aufgrund des Meeresspiegelanstiegs, geänderter Sturmflutwahrscheinlichkeiten oder erhöhter Abflüsse mindern. Neben See- und Flusdeichen sowie Sturmflutsperrwerken als primäre Schutzelemente stellen steuerbare Flutrinnen sowie Entlastungspolder potentielle technische Schutzmaßnahmen entlang von Ästuaren und Deltas dar. Kombiniert mit innovativen Kontrollstrategien dienen diese Maßnahmen einer Flutraumerweiterung bzw. -änderung.

Ziel dieser Arbeit ist die Untersuchung neuer und innovativer Küstenschutzstrategien an Tideflüssen und der Auswirkungen gesteuerter Küstenschutzelemente. Neben der Analyse einer angepassten Steuerung bestehender Kontrollbauwerke stellt die Ermittlung der Wirksamkeit von Ausleitungen in Entlastungsrinnen und Sturmflutentlastungspolder an Tideflüssen mit dem Ziel der Minderung der Scheitelwasserstände und des Risikos für das Hinterland einen weiteren Schwerpunkt dar. Die Methodik wird mit einer Prinzipstudie anhand eines idealisierten Ästuars getestet und anschließend auf zwei reale Tideflüsse, der Unterweser sowie des Unterlaufs des Mississippi angewendet. Aufgrund hoher Bevölkerungsdichten in den Städten Bremen und New Orleans und ausgedehnter Gewerbe- und Industrieflächen existiert in beiden Küstenregionen ein hohes Risikopotential.

Gekoppelte hydrodynamisch-numerische Modelle werden eingesetzt, um die sich bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss ergebenden kritischen Scheitelwasserstände zu ermitteln, wobei charakteristische Hochwasser- und Sturmflutscenarien betrachtet werden. Auf dieser Grundlage werden im Rahmen einer probabilistischen Risikoanalyse die Versagenswahrscheinlichkeit und der zu erwartende Überflutungsschaden beispielhaft für eine Fokusfläche ermittelt. Der Überflutungsprozess aufgrund eines Deichbruchszenarios wird unter Anwendung gekoppelter Modelle simuliert und das Risiko für das Hinterland anschließend als Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit und des Überflutungsschadens berechnet.

Die Risikosteuerungsstrategien zeigen deutlich, dass gesteuerte Sturmflutentlastungspolder und Entlastungsrinnen die Scheitelwasserstände in Tideflüssen und damit die Versagenswahrscheinlichkeit der Schutzelemente auch bei Extremereignissen mindern, während eine geänderte Steuerung von Sturmflutsperrwerken bei extremen Lastfällen nur geringe Auswirkungen zeigt. Die Ergebnisse stellen eine Diskussionsgrundlage für alle am integrierten Hochwasser- und Risikomanagement Beteiligte dar und mögen zu einer verbesserten Kommunikation des Risikos und der Möglichkeiten von Risikominderungsmaßnahmen verhelfen.

**Schlagnworte:** steuerbare Küstenschutzelemente, Hochwasser- und Risikomanagement, Risikominderung, Flutraumerweiterung an Tideflüssen, Sperrwerk, Entlastungspolder, Weserästuar, Mississippi-Delta



# Control of coastal protection elements along tidal rivers as basis for Flood and Risk Management

---

## Abstract

Located below mean sea level large parts of coastal hinterlands, especially along tidal rivers, are endangered from inundations during storm surges and extreme floods. Coastal hinterlands are commonly protected by a system of coastal protection elements, e.g. levees or storm surge barriers. Increasing crest heights of these coastal structures is the traditional strategy of coastal defence using deterministic methodologies.

Efficient flood and risk management should reduce risk and mitigate effects of hazards caused by increased water levels due to higher sea level, changes in storm surge frequencies and stronger floods. Apart from sea and river dikes as well as storm surge barriers as major flood protection elements, a variety of additional structures like controllable flood- and spillways or polder areas are feasible structural elements to be established along estuaries and deltas. In combination with innovative control strategies these measures extend the flood storage.

Main objective of this thesis is the analysis of new measures and innovative coastal protection strategies at tidal rivers. In addition to modified regulations of control structures mentioned above, another important focal point is to evaluate the effects of connected polder areas and floodways in order to reduce high water levels and the flood risk in the coastal hinterland. Tested on the basis of an idealised estuary the methodology subsequently is applied to real estuaries (Weser River estuary and Mississippi River delta). A high risk potential exists in both regions due to densely populated cities, e.g. Bremen and New Orleans, as well as important businesses and industries along these rivers.

Hydrodynamic-numerical models using combinations of characteristic flood and storm surge scenarios are established in order to obtain critical configurations of the hydrodynamic system. Based on that, the probability of failure and the related damage due to flooding of the coastal defence system are calculated for one focal area. Linked models are applied to simulate the process of flooding as a result of failure scenarios of the coastal protection system. Subsequently the risk of the hinterland is calculated as a product of the probability of failure and the flood loss.

Variations of risk control strategies clearly indicate that polder areas as well as artificial floodways along estuaries with controllable inlets are capable to reduce the tidal high water level in estuaries and deltas. Thus, these measures minimise the probability of failure of the coastal protection system also during extreme events. In comparison, changed control strategies of storm surge barriers reduce the tidal high water level only to a limited extent. The results provide a basis for discussion addressing all parties involved within the integrated flood and risk management and may help to find solutions and possible ways for a better communication of risk and the effects of risk mitigation measures.

**Keywords:** controllable coastal structures, flood and risk management, risk mitigation, flood control, extension of flood storage at tidal rivers, flood control barrier, polder and retention area, Weser River estuary, Mississippi River delta

# Inhaltsverzeichnis

<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....</b>	<b>V</b>
<b>TABELLENVERZEICHNIS .....</b>	<b>XIV</b>
<b>VERZEICHNIS DER ANHÄNGE.....</b>	<b>XVI</b>
<b>SYMBOLE UND ABKÜRZUNGEN .....</b>	<b>XVII</b>
<b>1 EINLEITUNG UND PROBLEMSTELLUNG .....</b>	<b>1</b>
<b>2 ZIELE EINER STEUERUNG VON SCHUTZELEMENTEN AN TIDEFLÜSSEN .....</b>	<b>3</b>
<b>3 METHODIK UND DATENBASIS .....</b>	<b>6</b>
<b>4 BELASTUNGEN AUF DIE KÜSTE.....</b>	<b>8</b>
4.1 Tideflüsse als Teil des Systems Küste .....	8
4.2 Belastungen als Auslöser für Risiken im Hinterland .....	8
4.2.1 Gezeiten und Tidewasserstände .....	8
4.2.2 Wind, Windstau und Seegang .....	11
4.2.3 Oberwasserzufluss .....	13
4.2.4 Veränderungen der Topographie und Morphologie.....	14
4.3 Wasserstand als maßgeblicher Risiko- und Bemessungsparameter .....	15
4.4 Klimaänderungen und Auswirkungen auf Hochwasser und Sturmfluten.....	15
<b>5 MAßNAHMEN ZUM SCHUTZ DER KÜSTE UND RISIKOMINDERUNG FÜR DAS HINTERLAND .....</b>	<b>18</b>
5.1 Aufbau und Wirkung von Küstenschutzsystemen .....	18
5.2 Linienhafter Schutz durch Deiche .....	18
5.3 Flutraumbegrenzung durch Sturmflutsperrwerke .....	20
5.4 Flutraumerweiterung durch Deichöffnungen / Entlastungspolder .....	21
5.5 Flutraumänderung durch Ausleitungen .....	23
<b>6 DEFINITION UND ERMITTLUNG EINES RISIKOS FÜR DAS KÜSTENHINTERLAND .....</b>	<b>24</b>
6.1 Definition des Risikos in Tideflüssen.....	24
6.2 Wahrscheinlichkeit des Versagens von Schutzelementen.....	25
6.3 Schadenshöhen durch Versagen .....	29
6.4 Prinzipien eines Hochwasser- und Risikomanagements in Tideflüssen .....	31
6.5 Minderung und Steuerung des Risikos.....	34
<b>7 EINFLUSS VON STEUERUNGS- UND AUSBAUMAßNAHMEN AM BEISPIEL EINES IDEALISIERTEN ÄSTUARS .....</b>	<b>35</b>

7.1	Grundsätzliches Verhalten von Tide und Wasserständen .....	35
7.1.1	Reibungsfreier Ansatz zur Beschreibung des Tideverhaltens .....	35
7.1.2	Anwendung auf ein natürliches Ästuar am Beispiel Unterweser .....	39
7.1.3	Schlussfolgerung .....	44
7.2	Aufbau eines hydrodynamisch-numerischen Modells zur Simulation von Tide und Wasserstand .....	45
7.2.1	Vorgehen.....	45
7.2.2	Abmessungen und Randbedingungen für ein idealisiertes Ästuar .....	46
7.3	Untersuchungsprogramm.....	50
7.4	Wasserstände bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss (Szenarien 1.a bis 4.a) .....	51
7.5	Wasserstände bei Variation der Reibungsverhältnisse (Szenarien 1.b bis 4.b und 1.c bis 4.c) .....	55
7.6	Wasserstände bei Variation der Topographie (Querschnitte) (Szenarien 1.d bis 4.d und Szenarien 1.e bis 4.e).....	58
7.7	Wasserstände bei Variation des Flutraumes durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Szenarien 3.f und 4.f) .....	61
7.8	Wasserstände bei Variation des Flutraumes durch Deichöffnung und Entlastungspolder .....	62
7.8.1	Entlastungspolder C (Szenarien 3.g und 4.g) .....	62
7.8.2	Entlastungspolder B (Szenarien 3.h und 4.h).....	64
7.8.3	Entlastungspolder A (Szenario 3.i und 4.i) .....	66
7.8.4	Entlastungspolder A, B und C (Szenario 4.k).....	67
7.8.5	Entlastungspolder C (Szenario 4.l) .....	68
7.9	Variation des Flutraumes durch Sperrwerke und Polder (Szenario 3.j und 4.j).....	69
7.10	Zusammenfassende Bewertung und Schlussfolgerungen.....	71
<b>8</b>	<b>HOCHWASSER- UND RISIKOSTEUERUNG AM BEISPIEL DER UNTERWESER.....</b>	<b>73</b>
8.1	Topographie und Gefährdungspotential .....	73
8.2	Hydrologische Beschreibung und Eintrittswahrscheinlichkeiten .....	75
8.2.1	Hydrologische Landschaften und Kenngrößen .....	75
8.2.2	Statistische Auswertung von Pegelaufzeichnungen.....	76
8.2.2.1	Vorgehen bei der statistischen Auswertung.....	76
8.2.2.2	Pegel Intschede (Oberer Modellrand des HN-Modells).....	78
8.2.2.3	Pegel Bremen (Große Weserbrücke) .....	81
8.2.2.4	Pegel Bremerhaven (Unterer Modellrand des HN-Modells) .....	81
8.2.2.5	Bewertung der sich abzeichnenden Entwicklungen .....	83
8.2.3	Zusammentreffen eines Sturmflut- und Hochwasserereignisses.....	84
8.2.4	Auswirkungen von Fahrrinnenanpassungen .....	86
8.3	Hochwasser- und Küstenschutzelemente .....	89
8.3.1	Grundlagen des Schutzsystems im Unterweserraum.....	89

---

8.3.2	Deiche und Hochwasserschutzmauern.....	89
8.3.3	Wehre und Sperrwerke.....	90
8.4	Aufbau eines HN-Modells der Unterweser .....	91
8.4.1	Modellgebiet .....	91
8.4.2	Erfassung der Sturmflutentlastungspolder zur Flutraumerweiterung .....	93
8.4.3	Erfassung der Sperrwerkssteuerung.....	95
8.4.4	Randbedingungen .....	96
8.4.5	Untersuchungsprogramm .....	98
8.4.6	Kalibrierung des Modells .....	98
8.5	Risiko für das Hinterland.....	100
8.5.1	Eintrittswahrscheinlichkeit von Sturmflutwasserständen .....	100
8.5.1.1	Wasserstände bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss.....	100
8.5.1.2	Wasserstandserhöhung durch Wellenauflauf im Bereich ausgewählter Schutzelemente.....	104
8.5.2	Aktueller Ausbauzustand der Schutzmaßnahmen und Versagenswahrscheinlichkeit.....	106
8.5.3	Schadenshöhen durch Versagen und Risikobetrachtung am Beispiel Werderland.....	107
8.5.3.1	Flächennutzung und Vermögenswerte .....	107
8.5.3.2	Überflutungsflächen, Schadenshöhen und Risiko.....	109
8.6	Steuerung und Management von Schutzelementen.....	113
8.6.1	Simulierte Steuerungsmaßnahmen.....	113
8.6.2	Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Varianten 1, 2, 3 und 9) .....	115
8.6.3	Flutraumerweiterung durch Sturmflutentlastungspolder.....	121
8.6.3.1	Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder B (Variante 4).....	121
8.6.3.2	Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder C (Varianten 5 und 6).....	122
8.6.3.3	Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C (Variante 7) .....	124
8.6.3.4	Flutungs- und Entleerungsverlauf in den Entlastungspoldern A, B und C (Variante 7) .....	127
8.6.4	Flutraumerweiterung durch Kombination von Entlastungspoldern und geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8) .....	130
8.6.5	Ergebnisse der Steuerungsmaßnahmen.....	131
8.7	Risikominderung am Beispiel Werderland.....	133
<b>9</b>	<b>HOCHWASSER- UND RISIKOSTEUERUNG AM BEISPIEL DES UNTERLAUFS DES MISSISSIPPI.....</b>	<b>138</b>
9.1	Topographie und Gefährdungspotential .....	138
9.2	Hydrologische Beschreibung und Eintrittswahrscheinlichkeiten .....	140
9.2.1	Einzugsgebiet und hydrologische Kenngrößen .....	140
9.2.2	Statistische Auswertung von Pegelaufzeichnungen.....	142
9.2.2.1	Wasserstände und Abflüsse am Unterlauf des Mississippi .....	142

9.2.2.2	Pegel Tarbert Landing (Zuflussrandbedingung für das HN-Modell) .....	143
9.2.2.3	Pegel West Point a la Hache (Unterer Modellrand des HN-Modells) .....	144
9.3	Hochwasser- und Küstenschutzelemente .....	146
9.3.1	Grundlagen des Schutzsystems am Unterlauf des Mississippi .....	146
9.3.2	Deiche .....	147
9.3.3	Flutrinnen und Retentionsräume.....	148
9.4	Aufbau eines HN-Modells des Unterlaufs des Mississippi.....	149
9.4.1	Modellgebiet .....	149
9.4.2	Erfassung des Entlastungsgerinnes „BONNET CARRÉ SPILLWAY“ .....	150
9.4.3	Randbedingungen .....	151
9.4.4	Untersuchungsprogramm .....	153
9.4.5	Kalibrierung des Modells .....	153
9.5	Risiko für das Hinterland.....	155
9.5.1	Wasserstände bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss .....	155
9.5.2	Aktueller Ausbauzustand der Schutzmaßnahmen .....	157
9.6	Steuerung und Management von Schutzelementen.....	158
9.6.1	Simulierte Steuerungsmaßnahmen.....	158
9.6.2	Flutraumänderung durch Ausleitung .....	158
9.6.2.1	Normalöffnung des Entlastungsgerinnes (Variante 1).....	158
9.6.2.2	Flutungsverlauf im Entlastungsgerinne (Variante 1) .....	162
9.6.2.3	Sofortöffnung des Entlastungsgerinnes (Variante 2).....	164
9.6.2.4	Frühere Öffnung des Entlastungsgerinnes (Variante 3).....	165
9.6.2.5	Vergrößerung des Einströmbereiches am Entlastungsgerinne (Variante 4).....	165
9.6.3	Ergebnisse der Steuerungsmaßnahmen.....	167
9.7	Änderung der Eintrittswahrscheinlichkeit und Risikominderung.....	168
<b>10</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>	<b>170</b>
<b>11</b>	<b>LITERATUR UND QUELLENVERZEICHNIS .....</b>	<b>173</b>

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1:	Schematische Darstellung einer hochwassergefährdeten Küstenregion und mögliche steuerbare Küstenschutzbauwerke am Tidefluss zur Risikominderung .....	3
Abb. 2-2:	Potentielle Strategien einer Risikosteuerung an einem Tidefluss .....	4
Abb. 4-1:	Schematische Darstellung einer ungestört fortschreitenden Tidewelle .....	9
Abb. 4-2:	Schematische Darstellung einer durch nichtlineare Effekte verformten Tidekurve und dazugehörige Fließgeschwindigkeiten .....	10
Abb. 4-3:	Zusammenhang zwischen Tidekurven und Tidewellen .....	11
Abb. 4-4:	Definition der Windstaukurve [modifiziert nach SIEFERT, 1978] .....	12
Abb. 4-5:	Mittlerer globaler Meeresspiegelanstieg in m von 1990 bis 2100 für sechs IPCC Szenarien [IPCC, 2001] .....	16
Abb. 5-1:	Potentieller Aufbau des Küstenschutzsystems in einem Tidefluss .....	18
Abb. 6-1:	Vereinfachter Fehlerbaum für das Versagen eines Deiches [modifiziert nach CUR, 1990] .....	25
Abb. 6-2:	Definition der Versagenswahrscheinlichkeit [FRANZIUS-INSTITUT, 2007] .....	27
Abb. 6-3:	Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der 2D - Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit [PLATE & DUCKSTEIN, 1988] .....	28
Abb. 6-4:	Wasserstand-Schadensfunktionen [FRANZIUS-INSTITUT, 2007] .....	30
Abb. 6-5:	Struktur des integrierten Risikomanagements im Küstenschutz [DKKV in Anlehnung an PLATE (1997), 2004] .....	32
Abb. 6-6:	Kreislauf des Risikomanagements [PLATE, 2006] .....	33
Abb. 7-1:	Vollständig reflektierte Tidewelle in einem Kanal endlicher Länge [modifiziert nach IPPEN, 1966] .....	36
Abb. 7-2:	Gerinne konstanter Tiefe mit linearer Breitenänderung [modifiziert nach IPPEN, 1966] .....	38
Abb. 7-3:	Gerinne konstanter Tiefe mit exponentieller Breitenänderung [modifiziert nach IPPEN, 1966] .....	39
Abb. 7-4:	Längsschnitt und Draufsicht mit der Ausgangsgeometrie des betrachteten Gerinnes .....	40
Abb. 7-5:	Amplitude nach dem GREEN´SCHEN GESETZ für Modellgerinne im Vergleich zur mittleren Amplitude in der Unterweser im Jahr 2001 .....	41
Abb. 7-6:	Amplitude der Tidewelle nach dem GREEN´SCHEN GESETZ für die Gerinnegeometrie im Jahr 2001 und mittlere Amplitude in der Unterweser im Jahr 2001 sowie Verhältnis der Amplituden .....	42
Abb. 7-7:	Amplituden nach dem GREEN´SCHEN GESETZ bei einer Tiefenänderung von +/- 2 m .....	43



---

Abb. 7-8:	Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ bei einer Breitenänderung von +/-50 m sowie bei einer Flutraumerweiterung durch einen Entlastungspolder .....	44
Abb. 7-9:	Modell des idealisierten Ästuars und Lage der steuerbaren Küstenschutzelemente.....	47
Abb. 7-10:	Geländemodell des Entlastungspolders C .....	48
Abb. 7-11:	Ganglinien einer mittleren Tide sowie eines Windstauereignisses (angenommen: 100-jährliches Wiederkehrintervall) am unteren Modellrand (UMR) ( $Thw_{100} = 2,8 * MThw$ ) .....	49
Abb. 7-12:	Ganglinien der Zuflüsse am oberen Modellrand (OMR) ( $HQ_{100} = 8,1 * MQ$ ) .....	50
Abb. 7-13:	Maximaler Wasserstand entlang des Hauptstroms beim Szenario 1.a (UMR: MThw und OMR: MQ) bis 4.a (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: $HQ_{100}$ ) und Verhältnis der Wasserstände .....	52
Abb. 7-14:	Maximaler Wasserstand entlang des Hauptstroms beim Szenario 3.a (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: MQ) und 4.a (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: $HQ_{100}$ ) und Verhältnis der Wasserstände .....	52
Abb. 7-15:	Maximale Wasserstände an Position $x = 0,25$ l bei Einsteuerung verschiedener Tidehochwasserstände am UMR und Zuflüsse am OMR.....	53
Abb. 7-16:	Ganglinien des Tidewasserstands an Position $x = 0,25$ l bei den Szenarien 1.a bis 4.a .....	53
Abb. 7-17:	Verlauf der Stellung des Wehres D und Wasserstand oberstrom beim Szenario 3.a (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: MQ) .....	54
Abb. 7-18:	Verlauf der Stellung des Wehres D und Wasserstand oberstrom beim Szenario 4.a (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: $HQ_{100}$ ).....	54
Abb. 7-19:	Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk B und Wasserstand unterstrom beim Szenario 4.a (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: $HQ_{100}$ ) .....	55
Abb. 7-20:	Verhältnis des Wasserstands bei Variation der Reibungsverhältnisse zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) .....	56
Abb. 7-21:	Verhältnis des Wasserstands bei Variation der Reibungsverhältnisse zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position $x = 0,125$ l.....	57
Abb. 7-22:	Verhältnis des Wasserstands bei Variation der Reibungsverhältnisse zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position $x = 0,375$ l.....	57
Abb. 7-23:	Verhältnis des Wasserstands bei Vertiefung eines Flussabschnittes zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) .....	58
Abb. 7-24:	Verhältnis des Wasserstands bei Vertiefung und Verbreiterung eines Flussabschnittes zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ).....	59
Abb. 7-25:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,05 h zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 1 bis 4 .....	59
Abb. 7-26:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,05 h, 0,1 h und 0,15 h zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position $x = 0,125$ l bei den Szenarien 1 bis 4.....	60

---

Abb. 7-27:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,05 h, 0,1 h und 0,15 h zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position $x = 0,375$ l bei den Szenarien 1 bis 4.....	60
Abb. 7-28:	Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk B beim Szenario 3.f im Vergleich zum Szenario 3.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände .....	61
Abb. 7-29:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung zum Wasserstand im Ausgangszustand bei den Szenarien 3.f und 4.f .....	62
Abb. 7-30:	Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr C und Polder C und Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C.....	62
Abb. 7-31:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 3.g und 4.g (Einsteuerung eines $Thw_{100}$ am unteren Modellrand) .....	63
Abb. 7-32:	Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr B und Polder B und Schützstellung am Wehr B bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B.....	64
Abb. 7-33:	Wassertiefen und Strömungsrichtungen im Polder B rd. 1,5 Stunden nach Polderöffnung beim Szenario 3.h (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: MQ) .....	64
Abb. 7-34:	Wassertiefen und Strömungsrichtungen im Polder B rd. 3,5 Stunden nach Polderöffnung beim Szenario 3.h (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: MQ) .....	65
Abb. 7-35:	Wassertiefen und Strömungsrichtungen im Polder B während des Entleerungsvorgangs beim Szenario 3.h (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: MQ) .....	65
Abb. 7-36:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 3.h und 4.h (Einsteuerung eines $Thw_{100}$ am unteren Modellrand) .....	66
Abb. 7-37:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 3.i und 4.i (Einsteuerung eines $Thw_{100}$ am unteren Modellrand).....	66
Abb. 7-38:	Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr A und Polder A und Schützstellung am Wehr A bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A.....	67
Abb. 7-39:	Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr A und Polder A und Schützstellung am Wehr A bei einer Flutraumerweiterung durch alle Polder.....	67
Abb. 7-40:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) beim Szenario 4.k (UMR: $Thw_{100}$ und OMR: $HQ_{100}$ ).....	68
Abb. 7-41:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) beim Szenario 4 und Erhöhung des Einströmvolumens um 25, 50, 100 bzw. 500 %.....	69

---

Abb. 7-42:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position $x = 0,125$ l sowie $x = 0,375$ l bei Erhöhung des Einströmvolumens um 25, 50, 100 bzw. 500 % .....	69
Abb. 7-43:	Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr C und Polder C und Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Kombination (Flutung des Polders C und geänderte Sperrwerkssteuerung).....	70
Abb. 7-44:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Kombination (Flutung des Polders C und geänderte Sperrwerkssteuerung) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) .....	70
Abb. 8-1:	Einzugsgebiet der Weser [NLWKN, 2005] .....	73
Abb. 8-2:	Verschneidung der Geländehöhen im Unterweserraum mit der Sturmflutscheitellage des Jahres 1962 in Höhe von 5,35 mNN [modifiziert nach MAI, 2004] .....	74
Abb. 8-3:	Topographie der Unterweser in Fahrrinnenmitte und Solltiefen nach geplanter Unterweseranpassung [www.weseranpassung.de, 2007] .....	75
Abb. 8-4:	Jährliche mittlere, höchste und niedrigste Abflüsse am Pegel Intschede seit 1900 .....	78
Abb. 8-5:	Jährliche mittlere, höchste und niedrigste Wasserstände am Pegel Intschede seit 1900 .....	79
Abb. 8-6:	Wasserstand in Abhängigkeit des Abflusses im Zeitraum 1900 bis 2004 .....	79
Abb. 8-7:	Abfluss in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls bei verschiedenen Verteilungsfunktionen .....	80
Abb. 8-8:	Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) im Zeitraum 1950 bis 2003 und Ausbaumaßnahmen im Bereich der Unter- und Außenweser .....	81
Abb. 8-9:	Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremerhaven (Alter Leuchtturm) im Zeitraum 1950 bis 2003 .....	82
Abb. 8-10:	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands am Pegel Bremerhaven (AL) bei Verwendung der Log-Pearson-III-Verteilung .....	83
Abb. 8-11:	Gegenüberstellung aller Tidehochwasserstände am Pegel Vegesack und der zeitgleich auftretenden Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003.....	85
Abb. 8-12:	Einhüllende des mittleren Tidehochwassers entlang der Unterweser für vergangene Zehnjahresreihen .....	87
Abb. 8-13:	Simuliertes Gewässernetz einschließlich Lage der Modellgrenzen, Kontrollpegel, Sperrwerke und potentieller Sturmflutentlastungspolder im Unterweserraum .....	92
Abb. 8-14:	Bathymetrie des Sturmflutentlastungspolders B im 2D-Modell .....	94
Abb. 8-15:	Speichervolumen der modellierten Sturmflutentlastungspolder A, B und C .....	95

---

Abb. 8-16:	Hochwasserereignisse verschiedener Wiederkehrintervalle am oberen Modellrand (Pegel Intschede) .....	97
Abb. 8-17:	Wasserstandsganglinien für Windstauereignisse verschiedener Wiederkehrintervalle am unteren Modellrand (Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm).....	97
Abb. 8-18:	Simulierte und gemessene Tidewasserstände am Pegel Elsfleth im Februar 1999 .....	99
Abb. 8-19:	Simulierte und gemessene Tidewasserstände am Pegel Wasserhorst im Februar 1999 .....	99
Abb. 8-20:	Maximale Wasserstände entlang der Unterweser bei Einsteuerung eines MThw am unteren Modellrand und Variation der Randbedingungen am oberen Modellrand .....	101
Abb. 8-21:	Maximale Wasserstände entlang der Unterweser bei Einsteuerung eines Thw <sub>100</sub> am unteren Modellrand und Variation der Randbedingungen am oberen Modellrand .....	101
Abb. 8-22:	Maximale Wasserstände am Pegel Bremen bei Überlagerung verschiedener Tidehochwasserstände an der Mündung mit Oberwasserzuflüssen .....	102
Abb. 8-23:	Maximale Wasserstände am Pegel Vegesack bei Überlagerung verschiedener Tidehochwasserstände an der Mündung mit Oberwasserzuflüssen .....	103
Abb. 8-24:	Jährl. Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwassers am Pegel Vegesack.....	103
Abb. 8-25:	Streudiagramm des jährlichen Tidehöchstwasserstands am Pegel Vegesack und des zeitgleich eingetretenen Windes in Bremen [modifiziert nach Franzius-Institut, 2004a].....	104
Abb. 8-26:	Signifikante Wellenhöhe $H_{m0}$ im Bereich des Werderlands bei einem Wasserstand von Thw = 7 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240° .....	105
Abb. 8-27:	Wellenaufbau $R_{2\%}$ im Bereich Werderland bei einem Tidehochwasser von 6 mNN .....	105
Abb. 8-28:	Wellenaufbau $R_{2\%}$ im Bereich Werderland bei einem Tidehochwasser von 7 mNN .....	106
Abb. 8-29:	Digitales Geländemodell des Werderlands .....	108
Abb. 8-30:	Flächennutzung auf Grundlage des Digitalen Landschaftsmodells .....	109
Abb. 8-31:	Vermögenswerte im Werderland.....	109
Abb. 8-32:	Überflutungsfläche und maximale Wassertiefen aufgrund des Deichbruchsszenarios .....	110
Abb. 8-33:	Flächenanteile der maximalen Wassertiefen.....	110
Abb. 8-34:	Zeitlicher Verlauf der Überflutung aufgrund des Deichbruchsszenarios .....	111
Abb. 8-35:	Wasserstand unterstrom der Bresche und Durchfluss beim Deichbruchsszenario .....	111

---

Abb. 8-36:	Schaden aufgrund des Deichbruchsszenarios beim Szenario 16.....	112
Abb. 8-37:	Flächenanteil und Schaden nach Deichbruch im Bereich Werderland beim Szenario 16.....	113
Abb. 8-38:	Kontrollwasserstände und Schließzeiträume bei einer Flutraumerweiterung durch ein Sperrwerk (Beispiel Lesumsperrwerk).....	114
Abb. 8-39:	Schützstellung der äußeren Verschlussstore des Lesumsperrwerks im Ausgangszustand (Variante 0) und bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1, Kontrollwasserstand +0,5 m) .....	116
Abb. 8-40:	Schützstellung der äußeren Verschlussstore des Lesumsperrwerks im Ausgangszustand (Variante 0) und bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 3, Kontrollwasserstand +1,0 m und längerer Schließzeitraum) .....	116
Abb. 8-41:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch eine geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1, 2 und 3) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines $Thw_{100}$ am unteren Modellrand.....	117
Abb. 8-42:	Wasserstandsänderung entlang des Weserästuars bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1, 2 und 3) .....	118
Abb. 8-43:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 3) sowie beim Lastfall „Ausfall der Sperrwerkssteuerung“ (Variante 9) zum Wasserstand im Ausgangszustand bei Einsteuerung eines $Thw_{10}$ .....	118
Abb. 8-44:	Wasserstandsänderung entlang des Weserästuars bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 3) sowie beim Lastfall „Ausfall der Sperrwerkssteuerung“ (Variante 9) bei Einsteuerung eines $Thw_{10}$ am UMR .....	119
Abb. 8-45:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1 und 2 und Szenario 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ]) .....	119
Abb. 8-46:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Vegesack bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1 und 2 und Szenario 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ]) .....	120
Abb. 8-47:	Verhältnis des Wasserstands im Sturmflutscheitel bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B (Variante 4) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines $Thw_{100}$ bzw. $Thw_{10}$ am unteren Modellrand .....	121
Abb. 8-48:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B (Variante 4 und Szenarien 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ] und 6 [ $UMR: Thw_{10}$ und $OMR: HQ_{10}$ ]) .....	122

---

Abb. 8-49:	Verhältnis des Wasserstands im Sturmflutscheitel bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C (Variante 5 und 6) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines $Thw_{100}$ bzw. $Thw_{10}$ am unteren Modellrand .....	123
Abb. 8-50:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C (Variante 5 und Szenarien 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ] und 6 [ $UMR: Thw_{10}$ und $OMR: HQ_{10}$ ]) .....	123
Abb. 8-51:	Verlauf der Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr C und Polder C (Variante 7 und Szenario 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ]) .....	124
Abb. 8-52:	Verlauf der Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr C und Polder C (Variante 7 und Szenario 6 [ $UMR: Thw_{10}$ und $OMR: HQ_{10}$ ]) .....	125
Abb. 8-53:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B bzw. C (Variante 7) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines $Thw_{100}$ bzw. $Thw_{10}$ am unteren Modellrand .....	126
Abb. 8-54:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C (Variante 7 und Szenarien 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ] und 6 [ $UMR: Thw_{10}$ und $OMR: HQ_{10}$ ]) .....	127
Abb. 8-55:	Wasserspiegeloberfläche und Strömungsverhältnisse während der Flutung des Entlastungspolders C (rd. 2 Stunden nach Flutungsbeginn) .....	128
Abb. 8-56:	Wasserstände in den Entlastungspoldern A, B und C (Variante 8) während der Kettentide beim Szenario 16 ( $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ) .....	129
Abb. 8-57:	Wasserspiegeloberfläche und Strömungsverhältnisse während des Entleerungsvorgangs des Entlastungspolders C (rd. 2,5 Stunden nach dem Sturmflutscheitel) .....	129
Abb. 8-58:	Verhältnis des Wasserstands bei einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8) zum Wasserstand im Ausgangszustand bei Einsteuerung eines $Thw_{100}$ am unteren Modellrand .....	130
Abb. 8-59:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8 und Szenario 16 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ]) .....	131
Abb. 8-60:	Verhältnis des Wasserstands am Pegel Bremen bei einer Flutraumerweiterung durch Polder zum Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) gegenübergestellt zum Verhältnis des Zuflusses in die Polder zum Tidevolumen ( $Q_{Polder}/Q_{Tide}$ ) beim Szenario 16 .....	132



---

Abb. 8-61:	Überflutungsfläche und maximale Wassertiefen aufgrund des Deichbruchszenarios im Bereich Werderland bei Berücksichtigung der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C .....	134
Abb. 8-62:	Schaden aufgrund des Deichbruchszenarios im Bereich Werderland beim Szenario 16 und Berücksichtigung der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C .....	134
Abb. 8-63:	Flächenanteil und Schaden aufgrund des Deichbruchszenarios im Bereich Werderland beim Szenario 16 und Berücksichtigung der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C .....	135
Abb. 8-64:	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wasserstands am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) und Darstellung der Minderung der Wasserstände aufgrund einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C .....	136
Abb. 9-1:	Unterlauf des Mississippi und Küstenverlauf [modifiziert nach NASA, 2006].....	138
Abb. 9-2:	Querschnitt vom Mississippi bis zum Lake Pontchartrain im Bereich New Orleans mit Geländehöhen und Bemessungswasserständen [modifiziert nach USACE, 2006].....	139
Abb. 9-3:	Einzugsgebiet des Mississippi [WWW.GEOGRAPHYALLTHEWAY.COM, 2007] .....	140
Abb. 9-4:	Lage ausgewählter Pegel am Unterlauf des Mississippi [modifiziert nach NASA, 2007].....	141
Abb. 9-5:	Wasserstand am Pegel New Orleans in den Jahren 2004 und 2005 und Vergleich mit langjährigen maximalen, mittleren und minimalen Werten .....	142
Abb. 9-6:	Maximale Abflüsse am Pegel Tarbert Landing (Zeitraum 1962 bis 2006).....	143
Abb. 9-7:	Wiederkehrintervall maximaler Sturmflutwasserstände am Pegel West Point a la Hache [modifiziert nach U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1987] .....	144
Abb. 9-8:	Sturmflutganglinien für verschiedene Angriffsrichtungen und -punkte für den „Standard Project Hurricane“ [modifiziert nach U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1987] .....	145
Abb. 9-9:	Bemessungsabflüsse und Entlastungsbauwerke am Unterlauf des Mississippi .....	146
Abb. 9-10:	Lage der Schutzbauwerke unterhalb von New Orleans und Lokation der Schäden durch Hurrikan Katrina [USACE, 2006] .....	147
Abb. 9-11:	Wehrbauwerk mit Tosbecken am BONNET CARRÉ SPILLWAY (links) und Öffnung des Entlastungsgerinnes im März 1997 (rechts).....	148
Abb. 9-12:	Simulierter tidebeeinflusster Abschnitt des Unterlaufs des Mississippi, einschließlich Lage der Modellgrenzen, Kontrollpegel und Sonderbauwerke.....	149
Abb. 9-13:	Bathymetrie des Entlastungsgerinnes „BONNET CARRÉ SPILLWAY“ im 2D-Modell .....	150
Abb. 9-14:	Ganglinien zurückliegender Hochwasserereignisse sowie Abflussganglinie HQ <sub>100</sub> .....	152

---

Abb. 9-15:	Ganglinie der Tidewasserstände mit Sturmflutereignis (Hurrikan) für den Pegel West Point a la Hache sowie Messung im Februar 1999 .....	153
Abb. 9-16:	Simulierte und gemessene Wasserstände am Pegel New Orleans für den Zeitraum 12. bis 24. Februar 1997 .....	154
Abb. 9-17:	Simulierte und gemessene Wasserstände am Pegel New Orleans für den Zeitraum 05.12.1991 bis 22.01.1992.....	154
Abb. 9-18:	Maximale Wasserstände entlang des Unterlaufs des Mississippi zwischen Baton Rouge (OMR) und West Point a la Hache (UMR) bei den Szenarien 1 bis 4 .....	155
Abb. 9-19:	Maximale Wasserstände am Pegel New Orleans bei Überlagerung verschiedener Tidehochwasserstände am unteren Modellrand mit Oberwasserzuflüssen .....	156
Abb. 9-20:	Überflutungswassertiefen in New Orleans, welche mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 0,01 aufgrund von Hurrikanereignissen und dem derzeitigen Ausbauzustand auftreten [modifiziert nach <a href="http://www.mvn.USACE.ARMY.MIL">www.mvn.USACE.ARMY.MIL</a> , 2008] .....	157
Abb. 9-21:	Verlauf der Wehrstellung bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung sowie Wasserstand und Abfluss im Bereich des Entlastungsgerinnes (Variante 1 und Szenario 4 [ <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ]) .....	159
Abb. 9-22:	Scheitelwasserstände und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) bei Variante 1 (Flutraumänderung durch das Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“) und dem Szenario 4 [ <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ] .....	160
Abb. 9-23:	Scheitelwasserstände und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) bei Variante 1 (Flutraumänderung durch das Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“) und dem Szenario 2 [ <i>UMR: Thw<sub>2</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ].....	160
Abb. 9-24:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) an den Pegeln Bonnet Carré sowie New Orleans bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung durch das Entlastungsgerinne (Variante 0 und 1 und Szenario 4 [ <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ]).....	161
Abb. 9-25:	Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) an den Pegeln Donaldsonville sowie Braithwaite bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung durch das Entlastungsgerinne (Variante 0 und 1 und Szenario 4 [ <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ]).....	161
Abb. 9-26:	Wasserspiegellage während der Flutung des Entlastungsgerinnes (rd. 8 Stunden nach Flutungsbeginn) .....	162
Abb. 9-27:	Wasserspiegellage während der Flutung des Entlastungsgerinnes (rd. 24 Stunden nach Flutungsbeginn) .....	163
Abb. 9-28:	Verlauf des Wasserstands und des Durchflusses im Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“ beim Szenario 4 ( <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ) .....	164
Abb. 9-29:	Verlauf der Wehrstellung am Entlastungsgerinne und Wasserstand am Pegel New Orleans bei Variante 2 (Sofortöffnung) und Szenario 4 ( <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ).....	164

Abb. 9-30:	Verlauf der Wehrstellung am Entlastungsgerinne und Wasserstand am Pegel New Orleans bei Variante 3 (Öffnung ab $Q = 31.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und Szenario 4 ( $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ).....	165
Abb. 9-31:	Scheitelwasserstände und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) bei Variante 4 (Flutraumänderung durch das Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“) und dem Szenario 4 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ] .....	166
Abb. 9-32:	Verlauf der Wehrstellung bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung sowie Wasserstand und Abfluss im Bereich des Entlastungsgerinnes (Variante 4 und Szenario 4 [ $UMR: Thw_{100}$ und $OMR: HQ_{100}$ ]) .....	166
Abb. 9-33:	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wasserstands am Pegel New Orleans und Darstellung der Minderung der Wasserstände aufgrund einer Flutraumänderung durch Ausleitung am Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“ .....	168

## Tabellenverzeichnis

Tab. 2-1:	Maßnahmen zur Risikominderung und damit verbundene Ziele bzw. Auswirkungen .....	5
Tab. 6-1:	Maßnahmen zum Hochwasserschutz und zur Hochwasservorsorge [modifiziert nach KRON, 2005] .....	33
Tab. 7-1:	Tiefen, Breiten und Querschnittsflächen an ausgewählten Positionen des natürlichen Ästuars .....	40
Tab. 7-2:	Amplitude der Tidewelle nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für vereinfachte an die Unterweser angelehnte Modellgerinne .....	41
Tab. 7-3:	Amplitude der Tidewelle nach dem GREEN'SCHEN GESETZ an ausgewählten Positionen für die Gerinnegeometrie des Jahres 2001 bezogen auf die mittlere Amplitude in der Unterweser im Jahr 2001 .....	42
Tab. 7-4:	Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für betrachtete Tiefenänderungen.....	43
Tab. 7-5:	Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für betrachtete Breitenänderungen .....	44
Tab. 7-6:	Abmessungen des idealisierten Ästuarmodells .....	48
Tab. 7-7:	Szenarien bei verschiedenen Randbedingungen am oberen und unteren Modellrand.....	49
Tab. 7-8:	Untersuchungsprogramm zur Ermittlung des Einflusses von Ausbau- und Steuerungsmaßnahmen .....	50
Tab. 7-9:	Relative und absolute Wasserstandsänderung im Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitel entlang eines idealisierten 40 km langen Tideflusses bei Anpassungs- und Steuerungsmaßnahmen .....	71
Tab. 8-1:	Wiederkehrintervall der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede .....	80

---

Tab. 8-2:	Tidehochwasserstände verschiedener Wiederkehrintervalle am Pegel Bremerhaven .....	83
Tab. 8-3:	Veränderung der mittleren Wasserstände (MThw und MTnw) und des mittleren Tidehubs zwischen 1950 und 2006 .....	84
Tab. 8-4:	Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten des Tidehochwasserstands an Pegeln im Unterweserraum.....	84
Tab. 8-5:	Sehr schwere Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack zwischen 1950 und 2003.....	86
Tab. 8-6:	Hochwasserereignisse mit Wiederkehrintervallen größer 20 Jahre am Pegel Intschede .....	86
Tab. 8-7:	Mittlerer Tidehub vergangener Zehnjahresreihen an den Unterweserpegeln.....	88
Tab. 8-8:	Betrieb der Sperrwerke im Bereich der Unterweser .....	91
Tab. 8-9:	Bauliche Daten der Sperrwerke und Wehre im Bereich der Unterweser .....	91
Tab. 8-10:	Speichervolumen, Größe und Geländehöhen der modellierten Sturmflutentlastungspolder .....	95
Tab. 8-11:	Betrachtete Lastfälle bzw. Hochwasser- und Sturmflutszenarien .....	98
Tab. 8-12:	Betrachtete Maßnahmen zur Flutraumerweiterung / Risikosteuerung .....	113
Tab. 8-13:	Kontrollwasserstände bei einer Flutraumerweiterung durch Sperrwerkssteuerung.....	115
Tab. 8-14:	Wasserstände in den Entlastungspoldern A, B und C (Variante 8) im Verlauf der Kettentide und Zuflussmengen beim Szenario 16 ( <i>UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub></i> ).....	130
Tab. 8-15:	Relative und absolute Wasserstandsänderungen im Sturmflutscheitel bei Maßnahmen zur Flutraumerweiterung bzw. Risikosteuerung.....	132
Tab. 8-16:	Minderung des Wasserstands am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Sperrwerke und Polder.....	136
Tab. 9-1:	Mittlere Abflüsse an einzelnen Pegeln am Unterlauf des Mississippi [CENTER FOR SUSTAINABILITY AND THE GLOBAL ENVIRONMENT ( <a href="http://www.sage.wisc.edu">www.sage.wisc.edu</a> ), 2006] .....	143
Tab. 9-2:	Abflüsse verschiedener Wiederkehrintervalle am Pegel Tarbert Landing.....	144
Tab. 9-3:	Hydrologische Hauptwerte für den Pegel West Point a la Hache .....	145
Tab. 9-4:	Betrachtete Lastfälle bzw. Hochwasser- und Sturmflutszenarien .....	153
Tab. 9-5:	Betrachtete Maßnahmen zur Flutraumänderung / Risikosteuerung.....	158
Tab. 9-6:	Relative und absolute Wasserstandsänderungen am Pegel Bonnet Carré bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung am Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“ .....	167
Tab. 9-7:	Minderung des Wasserstands am Pegel New Orleans bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung .....	169

## **Verzeichnis der Anhänge**

- A        EINZELHEITEN ZUR NUMERISCHEN MODELLIERUNG UND VORGEHEN**
  
- B        ZUSÄTZLICHE DIAGRAMME ZUM KAPITEL EINFLUSS VON STEUERUNGS- UND AUSBAUMAßNAHMEN AM BEISPIEL EINES IDEALISIERTEN ÄSTUARS**
  
- C        ERGÄNZUNGEN UND ZUSÄTZLICHE DIAGRAMME ZUM KAPITEL HOCHWASSER- UND RISIKOSTEUERUNG AM BEISPIEL DER UNTERWESER**
  
- D        ERGÄNZUNGEN UND ZUSÄTZLICHE DIAGRAMME ZUM KAPITEL HOCHWASSER- UND RISIKOSTEUERUNG AM BEISPIEL DES UNTERLAUFS DES MISSISSIPPI**

## Symbole und Abkürzungen

<b>Abk.</b>	<b>Bedeutung</b>		
a	Jahre	DGM	Digitales Geländemodell
Abb.	Abbildung	d.h.	das heißt
abs.	absolut	DHI	Danish Hydraulic Institute
AHP	Ahead of Passes	DKKV	Deutsches Komitee Katastrophenvorsorge e. V.
ASCE	American Society of Civil Engineers, US	DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.
ATKIS	Amtliches Topographisch-Kartographisches Informationssystem	DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
ATV-DVWK	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (siehe DWA)	EAK	Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken
BAW	Bundesanstalt für Wasserbau	et al.	et alii (und andere)
Bd.	Band	FDM	Finite-Differenzen-Methode
BfG	Bundesanstalt für Gewässerkunde	FEM	Finite-Elemente-Methode
BMBF	Bundesminister für Bildung, Wissenschaft, Forschung und Technologie	FEMA	Federal Emergency Management Agency, USA
BMVBS	Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung	FVM	Finite-Volumen-Methode
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie	GIS	Geographisches Informationssystem
BUND	Bund für Umwelt und Naturschutz Deutschland	GOK	Geländeoberkante
BWK	Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau	HN-Modell	Hydrodynamisch-numerisches Modell
bzw.	beziehungsweise	Hrsg.	Herausgeber
ca.	circa	HTG	Hafentechnische Gesellschaft e.V.
CEM	Coastal Engineering Manual	HTML	Hypertext Mark-Up Language
CERC	Coastal Engineering Research Center, Vicksburg	ICCE	International Conference on Coastal Engineering
CO <sub>2</sub>	Kohlenstoffdioxid	inkl.	inklusive
CUR	Centre for Civil Engineering Research and Codes (NL)	Jg.	Jahrgang
DGJ	Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch	Kap.	Kapitel
DGK	Deutsche Grundkarte	k <sub>f</sub>	Flutstromkenterpunkt
		km	Kilometer
		LAT	Lowest Astronomical Tide
		LAWA	Länderarbeitsgemeinschaft Wasser

lfd.	laufend	NN	Normalnull (Bezugshorizont)
LGN	Landesvermessung und Geobasisinformation Niedersachsen	NOAA	National Oceanic and Atmospheric Administration, US
LIDAR	Light Detection and Ranging	NOS	National Geodetic Survey
LMR	Lower Mississippi River	NO <sub>x</sub>	Stickoxide
LMSL	Local Mean Sea Level	o.g.	oben genannte
m	Meter	OMR	oberer Modellrand
mi.	Meile = 1,6093 km	OW	Oberwasser
Mio.	Millionen	PN	Pegelnull
ML Nie- dersach- sen	Niedersächsisches Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten	Proc.	Proceedings
MLLW	Mean Lower Low Water	rd.	rund
MRGO	Mississippi River Gulf Outlet Canal	s	Sekunde
MVD	USACE Mississippi Valley Division, US	SKN	Seekartennull (Bezugshorizont)
NAD 27	North American Datum of 1927	SPH	Standard Project Hurricane
NAD 83	North American Datum of 1983	StAWA	Staatliches Amt für Wasser und Abfall
NASA	National Aeronautics and Space Administration	SWAN	Simulation Waves Nearshore
NAVD	North American Vertical Datum	Tab.	Tabelle
NGDC	National Geophysical Data Center	UMR	unterer Modellrand
NGVD	National Geodetic Vertical Datum	USACE	U.S. Army Corps of Engineers
NLÖ	Niedersächsisches Landesamt für Ökologie	USGS	U.S. Geological Survey
NLWK	Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft und Küstenschutz	UTM	Universal Transverse Mercator
NLWKN	Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz	UW	Unterwasser
NMELF	Niedersächsische Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten	UW	Unterweser
		Var.	Variante
		WSA	Wasser- und Schifffahrtsamt
		WSV	Wasser- und Schifffahrtsverwaltung
		WWA	Wasserwirtschaftsamt
		z.B.	zum Beispiel
		zz.	zurzeit
		zzgl.	zuzüglich

<b>Symbol</b>	<b>Bedeutung</b>	<b>Dimension</b>
a	Amplitude der Tidewelle	[m]
$\alpha$	Böschungsneigung	[°]
A	Durchströmte Querschnittsfläche	[m <sup>2</sup> ]
A <sub>0</sub>	Anfangsamplitude der Welle	[m]
A <sub>E0</sub>	Oberirdisches Einzugsgebiet	[km <sup>2</sup> ]
A <sub>x</sub>	Amplitude der Welle in einer Entfernung x	[m]
b	Gerinnebreite	[m]
B <sub>0</sub>	Anfangsbreite des Kanals	[m]
B <sub>x</sub>	Breite des Kanals in einer in einer Entfernung x	[m]
c	Wellengeschwindigkeit	[m/s]
C	Chezy-Beiwert	[m <sup>1/2</sup> /s]
C <sub>R</sub>	Courant-Zahl	[-]
c <sub>S</sub>	Smagorinsky-Faktor	[-]
C <sub>x</sub>	Wellengeschwindigkeit	[m/s]
d <sub>50</sub>	mittlerer Korndurchmesser	[mm]
DD	Windrichtung	[°]
E(x,y)	Wirbelviskosität	[-]
E <sub>tot</sub>	Wellenenergie einer stehenden Welle pro Oberflächeneinheit	[Nm/m <sup>2</sup> ]
FF	Windgeschwindigkeit	[m/s]
ft.	amerikanische Fuß (foot), entspricht 0,3048 m	[ft.]
g	Erdbeschleunigung	[m/s <sup>2</sup> ]
$\gamma_\phi$	Empirischer Beiwert für die Wellenangriffsrichtung	[-]
h	Wassertiefe	[m]
H <sub>0</sub>	Anfangswassertiefe des Kanals	[m]
h <sub>D</sub>	Deichhöhe	[m]
HHQ	höchster bekannter Wert eines Oberflächenabflusses	[m <sup>3</sup> /s]
HHW	höchster bekannter Wert eines Wasserstands	[m]
HQ	höchster Oberflächenabfluss innerhalb einer Zeitspanne	[m <sup>3</sup> /s]
H <sub>s</sub>	signifikante Wellenhöhe	[m]
h <sub>x</sub>	Wassertiefe	[m]
H <sub>x</sub>	Wassertiefe des Kanals in einer Entfernung x	[m]
k <sub>st</sub>	Manning-Strickler-Beiwert	[m <sup>1/3</sup> /s]
L	Länge der Tidewelle	[m]



MQ	mittlerer Abfluss	[m <sup>3</sup> /s]
MSpNW	mittleres Springniedrigwasser	[m]
MTh	mittlerer Tidehub	[m]
MThw	mittleres Tidehochwasser	[m]
MTnw	mittleres Tideniedrigwasser	[m]
n	Deichneigung	[-]
p <sub>a</sub>	Luftdruck	[kg/m*s <sup>2</sup> ]
p <sub>(DD, FF)</sub>	Wahrscheinlichkeitswert. der Windgeschwindigkeit und -richtung	[1/a]
p <sub>R(R)</sub>	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastbarkeit R	[1/a]
p <sub>S(S)</sub>	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastung S	[1/a]
p <sub>Z</sub>	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zuverlässigkeit Z	[1/a]
q	Wellenüberlaufrate	[m <sup>3</sup> /s*m]
R	Belastbarkeit eines Küstenschutzelements	[-]
R <sup>2</sup>	Bestimmtheitsmaß	[-]
r <sub>hy</sub>	Hydraulischer Radius	[m]
R <sub>98%/R<sub>2%</sub></sub>	Wellenauflauf	[m]
S	Belastung eines Küstenschutzelements	[-]
T	Wellenperiode	[s]
t	Zeit	[s]
τ	Schubspannung	[N/m <sup>2</sup> ]
T	Wiederkehrintervall	[a]
Thw	Tidehochwasser	[m]
Thw <sub>100</sub>	hundertjährliches Tidehochwasser	[m]
T <sub>m</sub>	mittlere Wellenperiode	[s]
Tnw	Tideniedrigwasser	[m]
T <sub>P</sub>	Peak-Periode	[s]
UW-km	Unterweser-Kilometer	[km]
v	Geschwindigkeit	[m/s]
x	Laufvariable für Entfernungen	[m]
Z	Zuverlässigkeitsfunktion	[-]
γ	spezifisches Gewicht	[N/m <sup>3</sup> ]
ρ	Dichte	[kg/m <sup>3</sup> ]
τ	Schubspannung	[kg/m*s <sup>2</sup> ]
ζ	Wasserspiegelauslenkung	[m]

# 1 Einleitung und Problemstellung

Ein funktionierender Hochwasser- und Küstenschutz ist eine der zentralen Voraussetzungen für die Sicherheit der Menschen im Küstenhinterland sowie für die wirtschaftliche und soziale Entwicklung in Küstengebieten. Hochwasser und damit verbundene Überschwemmungen stellen durch besondere zumeist meteorologische und hydrologische Bedingungen verursachte Naturereignisse dar. Zur Vermeidung von Überschwemmungen durch Sturmflut- und Hochwasserereignisse sind in großem Umfang Hochwasserschutzanlagen auch entlang von Ästuaren bzw. Deltas errichtet worden. Insbesondere in städtischen Gebieten konnte dadurch ein hoher Sicherheitsstandard mit jährlichen Überschwemmungswahrscheinlichkeiten von statistisch weniger als 1mal in 1.000 Jahren erreicht werden.

Folge dieses hohen Schutzgrades war eine weitere Erhöhung des Wertbestands und damit des Schadenspotentials in diesen Gebieten. Aufgrund zunehmender Besiedlung und Industrialisierung potentiell bedrohter Küstenregionen sind die volkswirtschaftlichen Schäden bei Sturmfluten in den letzten Jahrzehnten weltweit um ein Vielfaches gestiegen. Im Jahr 1995 lebten rd. 2,2 Mrd. Menschen der damaligen Weltbevölkerung (rd. 39 %) in einem Abstand von weniger als 100 km zur nächsten Küste. Schätzungen der VEREINTEN NATIONEN gehen davon aus, dass in wenigen Jahren über 60 % der Weltbevölkerung an Küsten, Ästuaren und Deltas leben werden. Es ist daher davon auszugehen, dass die Vulnerabilität und das Hochwasser- bzw. Sturmflutrisiko noch zunehmen werden.

In tidebeeinflussten Gebieten können die Hochwasserschutzanlagen durch sturmflutbedingte Extremwasserstände sowie zeitweise auftretende extreme Oberwasserabflüsse durch Niederschläge bzw. Schneeschmelze besonders stark belastet werden. Bei diesen Extremereignissen steigen die Wasserstände der Tideflüsse im Vergleich zum jährlichen Mittel deutlich an. Dabei wird die Abflussleistung der Mittelwasserbetten überschritten, so dass in Verbindung mit diesem Wasserspiegelanstieg erhebliche Ausuferungen sowie Belastungen auf die Küstenschutzbauwerke auftreten. Abhängig vom Nutzungs- und Bebauungsgrad der betroffenen bzw. bedrohten Flächen ist ein erhebliches Schadens- und Gefahrenpotential gegeben.

Vielen Ästuaren und Deltas wurde in der Vergangenheit der natürliche Flut- und Überschwemmungsraum durch nahe am Gewässer errichtete Hochwasserschutzwände und Deiche genommen. Daraus können bei vergleichbaren Hochwasserereignissen größere Belastungen auf das Hochwasserschutzsystem aufgrund erhöhter Wasserstände resultieren. Schifffahrtsbedingte Fahrrinnenanpassungen sowie natürliche dynamische Prozesse führten weiterhin dazu, dass die Tidewelle aufgrund verminderter Dämpfungseinflüsse mit zunehmender Energie in die Tideflüsse vordringen kann. Diese anthropogenen Eingriffe haben deutliche Auswirkungen auf die Wasserstände, den Tidehub sowie die Strömungsgeschwindigkeiten. Die häufig im Mündungsbereich der Nebengewässer errichteten Sperrwerke verhindern darüber hinaus, dass die Deichvorländer der Nebenflüsse bei Sturmflutereignissen als Überflutungsraum zur Verfügung stehen.

Die extremen Hochwasser- und Sturmflutereignisse der zurückliegenden Jahre haben u.a. in Mitteleuropa, im Bereich des Golfs von Mexiko sowie in vielen Ländern im asiatischen Raum das Problembewusstsein der Betroffenen geschärft und bei den für die Planung von Küsten-

schutzmaßnahmen Verantwortlichen die Bereitschaft wachsen lassen, sich inhaltlich verstärkt mit dieser Thematik und möglichen Lösungsstrategien zu beschäftigen. Künftige Küstenschutzstrategien werden dabei durch den absehbaren globalen Klimawandel, den Meeresspiegelanstieg und extreme Sturmflut- und Hochwasserereignisse mit zunehmenden Intensitäten beeinflusst. Ein immer bedeutender werdender Aspekt im Rahmen des Hochwassermanagements stellt dabei die Kommunikation der Vulnerabilität und des Hochwasserrisikos der Küstenregionen dar.

Für einen nachhaltigen Hochwasser- und Küstenschutz sind vor diesem Hintergrund über den konventionellen Küstenschutz hinaus weitergehende Strategien zu entwickeln, verbunden mit wasserbaulichen Untersuchungen, die die Auswirkungen erweiterter Schutzmaßnahmen detailliert analysieren. Dazu stehen heute numerische Methoden zur Verfügung, mit denen sich vergangene sowie zu erwartende hydro- und morphodynamische Entwicklungen modellieren lassen.

Die Arbeitsgruppe „Sturmflutwasserstände und Seegang“ der HAFENTECHNISCHEN GESELLSCHAFT nennt in diesem Zusammenhang als zentrale Forschungsthemen die Analyse des Einflusses von Baumaßnahmen wie Deicherhöhungen, Rückdeichungen, Sturmflutsperrwerke und Polder auf die Sturmflutscheitelwasserstände entlang der Ästuare einschließlich der Wirkung veränderter klimatischer Bedingungen auf den Küstenschutz in Ästuarsystemen [HTG, 2007a].

Trotz aller Schutzmaßnahmen im Küstenraum kann eine absolute Sicherheit nicht gewährleistet werden. Dies zeigen eindrucksvoll die eingetretenen Katastrophenereignisse, wie z.B. die Sturmflut im Jahr 1962 an der Nordsee bzw. der Hurrikan KATRINA am Golf von Mexiko im Jahr 2006, welche jeweils mit großflächigen Überflutungen und dem Verlust zahlreicher Menschenleben verbunden waren. Es verbleibt stets ein Restrisiko, welches es zu vermindern gilt. Dieses kann subjektiv empfunden und dargestellt oder auf wissenschaftlicher Basis durch die Ermittlung von Versagenswahrscheinlichkeiten und des Schadenspotentials analysiert werden.

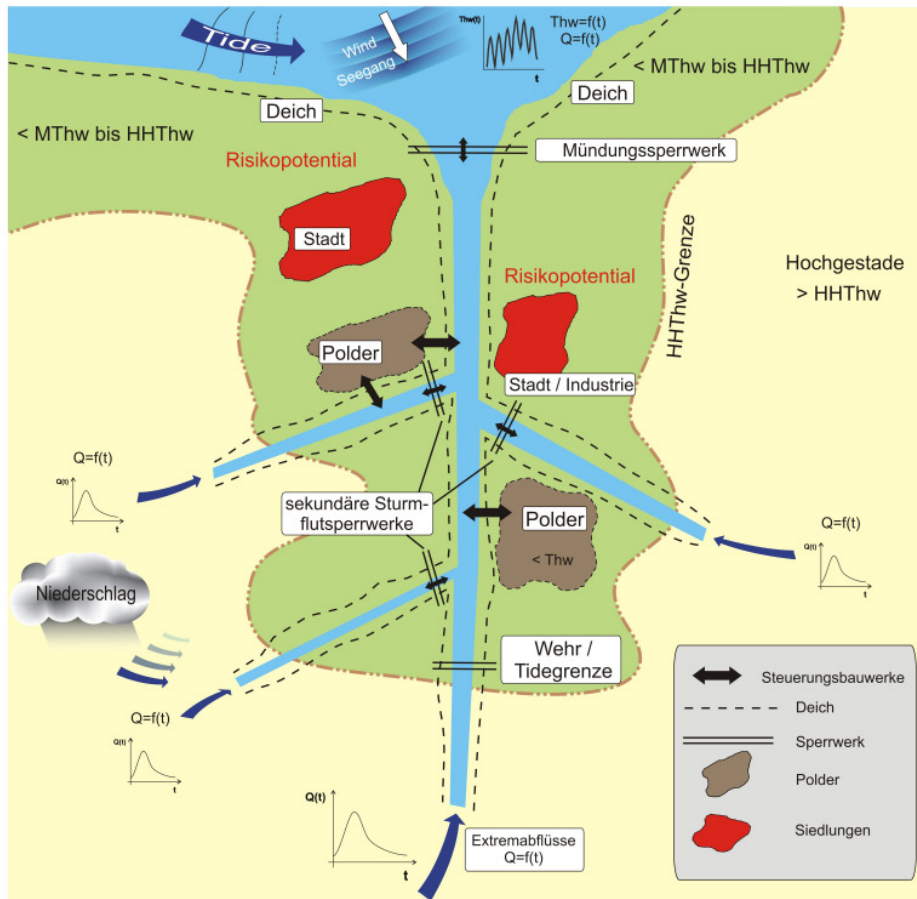
Aufbauend auf eine Analyse der Risikofaktoren und Möglichkeiten des Managements werden in dieser Arbeit daher Methoden zur Risikominderung in tidebeeinflussten Flüssen durch gesteuerte Hochwasser- bzw. Küstenschutzbauwerke untersucht.

Hierzu wird analysiert, ob die Anlage von gesteuerten Entlastungspoldern im Tidegebiet vergleichbar zu tidefreien Gewässern signifikant wirksam ist. Im Gegensatz zu Deichbrüchen, welche ebenfalls den Hochwasserscheitel ungeplant senken können, bietet der Einsatz von Flutpoldern die Möglichkeit, diese gezielt zur Kappung des Hochwasserscheitels einzusetzen. Darüber hinaus werden Entlastungsgerinne zur Ausleitung von Wassermassen und deren angepasste Steuerung betrachtet.

Ein weiterer zentraler Aspekt ist eine geänderte Steuerung von Sturmflutsperrwerken verbunden mit einer besseren Ausnutzung des oberhalb liegenden Flutraums mit dem Ziel, ebenfalls die Sturmflutscheitelwasserstände im Tidefluss zu verringern. Mit diesen Methoden zur Schaffung von zusätzlichem Flutraum bzw. zur Hochwasserentlastung soll eine Reduzierung der Versagenswahrscheinlichkeit der Küstenschutzanlagen und damit ein vermindertes Risiko erreicht werden.

## 2 Ziele einer Steuerung von Schutzelementen an Tideflüssen

Die Wasserstände in Tideflüssen sind zum überwiegenden Teil durch die Gezeiten geprägt. Das hinter dem Küstenschutzsystem unterhalb des mittleren Tidehochwassers (MThw) liegende Gebiet ist durch Deiche gegen das Risiko der ein- oder zweimal täglichen Überflutung (je nach Erscheinungsform der Tide) gesichert (Abb. 2-1).



**Abb. 2-1: Schematische Darstellung einer hochwassergefährdeten Küstenregion und mögliche steuerbare Küstenschutzbauwerke am Tidefluss zur Risikominderung**

Auf die Hochwasserschutzanlagen an Tidengewässern wirken als äußere Belastungen Tidewasserstände und Windstau, Seegang sowie Strömungen. Extreme Binnenabflüsse hervorgerufen durch Starkniederschläge oder Schneeschmelze können zu einem zusätzlichen Anstieg der Scheitelwasserstände im Tidefluss und den Nebengewässern führen. Diese Belastungen führen zu einem Risiko unterschiedlichen Ausmaßes für das im Bereich der Schutzanlagen liegende Hinterland mit seiner Bevölkerung und allen materiellen und immateriellen Werten.

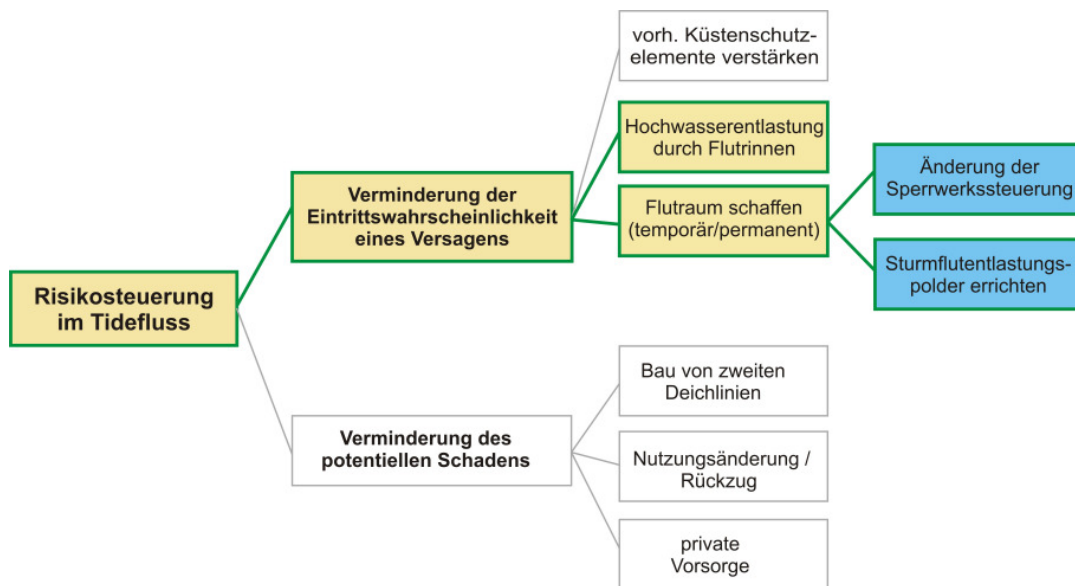
Im Küsteningenieurwesen kann das Risiko in erster Näherung als Produkt der Eintrittswahrscheinlichkeit eines möglichen Versagens eines Küstenschutzsystems sowie dem daraus zu erwartenden Folgeschaden in der betroffenen Region definiert werden [MAI, 2004]:

$$\text{Risiko} = \text{Versagenswahrscheinlichkeit} * \text{Folgeschaden}$$

Vielfach wird auch nur die kalkulierte Prognose eines möglichen Folgeschadens als Risiko verstanden. Der planvolle Umgang mit solchen Risiken wird heute unter dem Begriff des Risikomanagement abgehandelt. Ein integriertes Hochwassermanagement zielt darauf ab, das Hochwasserrisiko zu mindern und das Risiko auf einen wirtschaftlich, politisch bzw. gesellschaftlich zu definierenden Wert zu begrenzen.

Gegen Risiko erhöhende Wasserstände in Ästuaren bzw. Deltas kommen technische aber auch gesellschaftliche Risikosteuerungsstrategien in Betracht, z.B. die Risikovermeidung durch Umsiedlung, die Risikoverminderung, die Risikobeseitigung und schließlich die Risikoakzeptanz. Da stets ein gewisses Restrisiko vorhanden sein wird, scheint eine Risikobeseitigung ausgeschlossen. Oft werden Betroffene eine Risikoakzeptanz (Restrisiko gilt als gerechtfertigt und vertretbar) nicht hinnehmen, so dass im Rahmen dieser Arbeit der Aspekt Risikominderung gezielt untersucht werden soll.

Diese kann durch eine Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit von Hochwasserschutzanlagen z.B. durch eine Senkung der Tidehochwasserstände und/oder durch eine Verminderung des Folgeschadens erfolgen. Es werden dabei konstruktiv technische und organisatorische Maßnahmen unterschieden (Abb. 2-2).



**Abb. 2-2: Potentielle Strategien einer Risikosteuerung an einem Tidefluss**

Bisher erfolgt an Tideflüssen im Regelfall eine Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit durch eine mit hohen Investitionskosten verbundene Erhöhung und Verstärkung der Schutzelemente. Für die Tideelbe haben DÜCKER ET AL. (2006) Eckpfeiler für einen zukünftigen Aktionsplan zur nachhaltigen Entwicklung des Tideflusses abgeleitet. Zu den Maßnahmen zählt u.a. die Schaffung von Flutraum. Als wesentliche Zielsetzung soll gelten, den Trend der nachteiligen Entwicklung der Wasserstände der letzten Jahre zu verringern bis hin zum Stillstand. Eine langfristige Schaffung von Polderflächen zur Sturmflutentlastung soll der Trendumkehr beim Tidehub als auch dem Hochwasserschutz durch Verringerung der Sturmflutwasserstände dienen [DÜCKER ET AL., 2006].

Bei den Flutraum schaffenden Maßnahmen ist eine Änderung der Sperrwerkssteuerung eine

denkbare und ohne großen Kostenaufwand durchführbare Strategie. Bedingt durchführbar ist die Errichtung eines Absperrbauwerks im Bereich des Mündungstrichters. Insbesondere bei stark frequentierten Schifffahrtswegen ist bei dieser Maßnahme mit Einschränkungen und Widerständen zu rechnen.

Schäden durch Hochwasser lassen sich im Allgemeinen durch Hochwasserrückhalt, technischen Hochwasserschutz und verbesserte Hochwasservorsorge verringern. Eine Nutzungsänderung und eine verbesserte private Vorsorge als Bestandteil eines integrierten Hochwasserrisikomanagements zur Verminderung des Schadenspotentials im Hinterland sind denkbar, wobei ein permanenter Rückzug aus potentiell überflutungsgefährdeten Gebieten gerade für dicht besiedelte Regionen mit großem Risikopotential nicht durchführbar ist. Daraus lässt sich folgern, dass eine Risikominimierung eher durch Reduzierung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagens erreicht wird.

Zur Analyse der Auswirkungen von Steuerungsmaßnahmen zur Risikominderung erfolgen im Rahmen dieser Arbeit numerische Berechnungen, wobei insbesondere Methoden zur Schaffung von zusätzlichem Flutraum gesondert und in Kombination betrachtet werden. Neben Sturmflutereignissen werden extreme Hochwasserereignisse aus dem Oberlauf als Lastfälle betrachtet und die Auswirkungen der gesteuerten Küstenschutzelemente (Sturmflutsperrwerke und Wehre im Zulaufbereich zu Flutrinnen und Sturmflutentlastungspoldern) auf die Scheitelwasserstände untersucht. Es werden die folgenden tabellarisch zusammengefassten Strategien zur Risikominderung analysiert (Tab. 2-1).

**Tab. 2-1: Maßnahmen zur Risikominderung und damit verbundene Ziele bzw. Auswirkungen**

<b>Maßnahmen</b>	<b>Auswirkungen / Ziele</b>
Errichtung von Sturmflutentlastungspoldern	Flutraum schaffen / Verringerung der Sturmflutscheitelwasserstände
Änderung der Steuerung von Sturmflutsperrwerken	Verringerung der Sturmflutscheitelwasserstände unterhalb des Sperrwerks / Nutzung des oberhalb vorhandenen Flutraums
Hochwasserentlastung durch Zuschaltung von Flutrinnen	Verringerung des Hochwasserscheitels

Zusammengefasst ergeben sich folgende zu beantwortende Leitfragen:

- Welche Küstenschutzstrategien sind, auch vor dem Hintergrund des steigenden Meeresspiegelanstiegs, geänderter Sturmflutintensität sowie der Anpassung der Fahrrinnen in den Tideflüssen und damit geänderter Tidedynamik denkbar?
- Besteht die Möglichkeit einer Modell gestützten Steuerung von Küstenschutzbauwerken in Form von Poldern, Sperrwerken und Flutrinnen?
- Ist ein operationeller Einsatz der gekoppelten Modelle, d.h. eine Echtzeitsteuerung im Sturmflut- bzw. Hochwasserfall, realisierbar?
- Welche Effizienz weisen die Strategien auf? Führt eine Änderung der Betriebs- und Steuervorschriften der Küstenschutzelemente zu geringeren Scheitelwasserständen und kann das bestehende Restrisiko gemindert werden?

### 3 Methodik und Datenbasis

Bausteine einer wasserbaulichen Systemanalyse für Ästuare sind ein wasserbauliches Systemverständnis (Verständnis der Wirkzusammenhänge), die Revier- und Gewässerkunde, Naturmessungen, numerische Modelluntersuchungen sowie ein Verständnis der Möglichkeiten und Grenzen ingenieurwissenschaftlicher Methoden.

Da der korrekte Zeitpunkt einer Polderflutung sowie die Absperrung von Nebengewässern wesentlichen Einfluss auf die Scheitelwasserstände haben können, ist eine hochgenaue Vorhersage der Hochwasserwellen bzw. Sturmflutwasserstände essentiell. Diese Berechnung sowie eine Steuerung und Koordinierung optimaler Küstenschutzmaßnahmen lässt sich heute nur anhand von hydrodynamischen Modellen entwickeln und analysieren. Hierfür werden für die ausgewählten Gewässer Digitale Geländehöhenmodelle (DGM) erstellt und numerische Simulationen mit Hilfe geeigneter Modelle durchgeführt.

Numerische Modelle stellen ein Werkzeug dar, mit dessen Hilfe die Flutung von Entlastungssystemen und die Steuerung von Sperrwerken und Wehren unter verschiedenen Randbedingungen (insbesondere Sturmflutszenarien) bei Einsatz verschiedener Steuerungsoptionen simuliert werden können.

Anhand eines synthetischen Ästuarmodells sollen zunächst die gewählte Methodik überprüft und die Auswirkungen der Anlage von Sturmflutentlastungspoldern, einer geänderten Steuerung von Sturmflutsperrwerken zur Nutzung des oberhalb liegenden Flutraums sowie von Fahrrinnenanpassungen (Vertiefung und Verbreiterung) analysiert werden.

Für die Fallbeispiele wird jeweils ein instationäres hydrodynamisch-numerisches Strömungsmodell (HN-Modell) mit vollständiger Implementierung der DE SAINT-VENANT'SCHEN-Gleichungen erstellt. Dabei wird für den Tidefluss eine vornehmlich longitudinale Strömung in der Tallinie angenommen. In betrachteten Polderflächen, Entlastungsrinnen und in ausgewählten potentiellen Überschwemmungsgebieten werden die Fließprozesse mit einem strukturierten Finite-Differenzen-Verfahren zweidimensional abgebildet. Die zweidimensionalen Modelle werden mit den 1D-Modellen über Kopplungsansätze verbunden. Bisher existieren für die betrachteten z.T. weit verzweigten Gewässernetze keine gekoppelten hydraulischen Modelle mit welchen die hier angestrebten Aussagen in Bezug auf Wasserstände und den Flutungsprozess in den Flutrinnen und potentiellen Poldern getroffen werden können.

Wesentlich ist die Implementierung der regel- bzw. steuerbaren Küstenschutzelemente als kontrollierbare Strukturen im numerischen Modell. Damit besteht die Möglichkeit, die Auswirkungen von variablen Kontrollstrategien an den Sperrwerken, im Bereich der Wehre und unterschiedliche Füllungs- und Entleerungsprozesse an Poldern für definierte Flutungsoptionen auf Wasserstand und Abfluss berechnen zu können. Instationäre Prognoserechnungen, die Angaben über die Auswirkungen geänderter Betriebsweisen bzw. Steuerungen der Strukturen ermöglichen, werden für bekannte sowie statistische Ereignisse mit verschiedenen Jährlichkeiten vorgenommen. Als Belastungsgrößen werden Sturmflutereignisse sowie durch Starkniederschläge ausgelöste Hochwasserabflüsse aus dem Oberlauf betrachtet.

Mithilfe der Analysen sollen Handlungsoptionen für eine optimierte Steuerung und Nutzung der

Bauwerke abgeleitet werden. Die Vorgehensweisen zur Ermittlung der Faktoren Versagenswahrscheinlichkeit und Folgeschaden werden erläutert. Mit der Bewertung des Risikos in tidebeeinflussten Regionen wird eine detaillierte Abschätzung der unmittelbaren sozioökonomischen Folgen ermöglicht.

Neben der Betrachtung eines theoretischen Ästuars wird als Fallbeispiel für die deutsche Nordseeküste das Unterweserästuar bis Bremerhaven untersucht. Da die zu betrachtenden Steuerungselemente in Form von Flutrinnen in ihrer spezifischen Ausbildung in Deutschland nicht vorhanden sind, wird zudem der Unterlauf des Mississippi im Bereich von New Orleans betrachtet. An diesem Flusslauf existieren Ableitungsbauwerke zur Umleitung extremer Abflussmengen. Diese Konstellation gestattet es in einmaliger Weise, die Möglichkeiten und Grenzen einer Steuerung aufzuzeigen. Die Methodik und die Ergebnisse dieser Arbeit sollen grundsätzlich auf weitere sturmflutgefährdete Regionen übertragbar sein.

Die Arbeit beginnt mit einer Darstellung der Belastungen auf die Küste und der Maßnahmen zum Schutz der Küste und des Hinterlands. Neben der Erläuterung der Prinzipien eines Risiko- und Hochwassermanagements in Tidegebieten erfolgt eine Recherche der Betriebsweise und der Steuerungen vorhandener Küstenschutzbauwerke. Die Lage und Abmessungen potentieller Flutpolder insbesondere im Hinblick auf Volumina, geringes Schadenspotential der Flächen und Einbeziehung topographischer Verhältnisse werden erörtert. Der Darstellung und mathematischen Beschreibung des grundsätzlichen Tideverhaltens in Ästuaren schließt sich die analytische und numerische Untersuchung der Auswirkungen von Anpassungs- und Steuerungsmaßnahmen an. Für die Untersuchungsgebiete erfolgt eine Modellgebietsbeschreibung hinsichtlich der Abflussregulierung und der Systemgeometrie. Eine statistische Auswertung der Pegeldata (Wasserstände und Abflüsse) erfolgt für die in die Betrachtung einzubeziehenden Pegel.

Die Kalibrierung der Modelle unter Verwendung der Parameter Rauigkeit, Zellgröße und Zeitschritt erfolgt für die Fallbeispiele anhand von charakteristischen, real abgelaufenen Hochwasserereignissen. Für die Festlegung von Hochwasser- bzw. Sturmflutszenarien bestimmter Wiederkehrwahrscheinlichkeit erfolgen Extremwertstatistiken. Mit Hilfe der kalibrierten Modelle erfolgt die Analyse der Steuerungsstrategien. Weiterführende Seegangmodellierungen liefern Seegangparameter zur Ermittlung des Wellenaufbaus vor den Schutzelementen. Für das Unterweserästuar werden zudem Überflutungsvorgänge im Hinterland aufgrund eines definierten Deichbruchszenarios simuliert. Für eine ausgewählte Fokusfläche werden zunächst die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagens und der Schaden aufgrund eines Deichversagens bestimmt und anschließend das Risiko für das entsprechende Hinterland berechnet.

Für diese Arbeit wurden u.a. Peildaten, Geländehöhendaten, Angaben zu den Deichhöhen und Bauwerksabmessungen, Betriebs- und Steuerpläne der Küstenschutzbauwerke, Boden und Landnutzungsdaten sowie die Wasserstände und Abflüsse an den in die Betrachtung einzubeziehenden Pegeln und Strömungsmessdaten ausgewertet, wie sie von den zuständigen Behörden zur Verfügung gestellt wurden. Die Daten zur Erstellung der Modelle am Unterlauf des Mississippi wurden im Rahmen eines Forschungsaufenthaltes am COASTAL AND HYDRAULICS LABORATORY, ENGINEER RESEARCH AND DEVELOPMENT CENTER, des U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS in Vicksburg, Mississippi, für diese Arbeit zur Verfügung gestellt.



## **4 Belastungen auf die Küste**

### **4.1 Tideflüsse als Teil des Systems Küste**

Ästuare und Deltas sind Teil des „Systems Küste“, zu dem neben der offenen See, u.a. vorgelegte Inseln, Wattflächen, Platen, Salzwiesen, Vorländer, die Schutzelemente sowie das Küstenhinterland gehören. Ein Ästuar ist laut DIN 4049, Teil 1 (1992) eine trichterförmige Flussmündung unter Gezeiteinfluss. Die von der offenen See eindringende Tidewelle wird bei ihrem Lauf stromaufwärts fortwährend verformt, d.h. sie bewirkt an jedem Ort entlang des Flusses zyklische Wasserstandsänderungen. Die Abflussquerschnitte nehmen in Tideflussmündungen aufgrund der ein- und auslaufenden Tidewassermengen im Vergleich zum tidefreien Fluss stromab merklich zu. Ein Ästuar unterliegt laufenden Änderungen durch Ablagerungen und Erosionen bis zu Laufänderungen. Ästuare, die gleichzeitig als Seeschiffahrtsstraßen genutzt werden, sind in der Regel so ausgebaut, dass Änderungen durch laufende Maßnahmen weitgehend unterbunden werden.

Innerhalb des Ästuars befindet sich die Wechselzone zwischen Salz- und Süßwasser, dessen Lage u.a. abhängig vom Oberwasserzufluss sowie den Wasserständen und der Strömung im Mündungsgebiet ist. Eine Klassifizierung erfolgt häufig anhand der Topographie oder der Salzgehaltsverteilung bzw. dem Grad der Durchmischung [ASCE, 2005]. Beispielsweise reicht der Einfluss des Salzwassers in der Unterweser bis kurz oberhalb von Nordenham, bei Sturmfluten z.T. bis Brake und Elsfleth und am Mississippi im Mittel bis kurz oberhalb der Mündung. Der Durchmischungszustand eines Ästuars wird in erster Linie durch das Verhältnis der Oberwassermenge pro Tideperiode zum Tidevolumen an der Mündung bestimmt. Das Wasservolumen ist bei einem Quotienten größer als 1 stark geschichtet und besitzt einen ausgeprägten Salzkeil.

Als Flussdelta wird der fächerförmig ausgebildete Mündungsbereich bei Flüssen mit dreieckiger Grundform bezeichnet. Ein Flussdelta entsteht durch den Transport und die Ablagerung von Sedimenten aus dem Oberlauf des Flusses in das Mündungsbecken. Häufig werden große Sedimentfrachten transportiert. Im Mündungsbereich nehmen die Fließgeschwindigkeiten und damit die Transportkapazität des Wassers ab, so dass sich das Sediment absetzt. Dadurch kann es zu einer Verlagerung der Mündung ins Meer hinein bzw. zu einer Aufspaltung des Gerinnes im Mündungsbereich kommen.

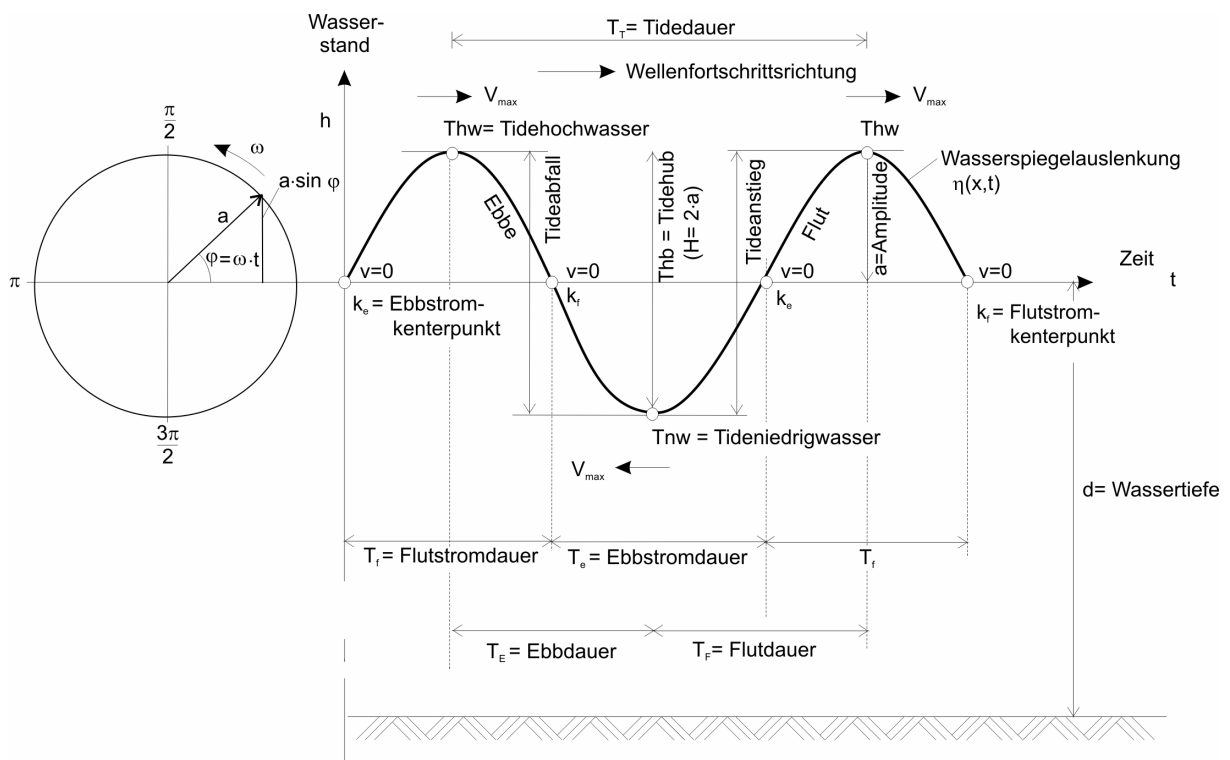
### **4.2 Belastungen als Auslöser für Risiken im Hinterland**

#### **4.2.1 Gezeiten und Tidewasserstände**

Die aufgrund der Gezeiten resultierenden natürlichen Tidewasserstände in einem Ästuar werden heute oft durch anthropogene Wirkungen im Ästuar selbst und durch natürliche Einflüsse wie Oberwasserschwankungen und Veränderungen der Tideverhältnisse unterstrom beeinflusst [SIEFERT & JENSEN, 1993]. Als Hauptbelastungen des Küstenschutzsystems gelten neben dem Seegang die wechselnden Tidewasserstände und die damit verbundenen Strömungen. Das mittlere Tidehochwasser (MThw) liegt für viele Küstenregionen oberhalb der Geländehöhe des Küstenhinterlands, so dass nicht nur für Extremereignisse Küstenschutz zu betreiben ist.

Die zeitliche Entwicklung des mittleren Wasserstands an den Küsten ist seit dem Ende der letzten Eiszeit sowohl durch Transgressions- als auch durch Regressionsphasen gekennzeichnet. Die raum-zeitliche Ausprägung dieser Phasen zeigt eine starke regionale Variabilität. Die klima-bedingte zeitliche Entwicklung des Meeresspiegels und das Sturmflutgeschehen stehen dabei in einem unmittelbaren Zusammenhang mit der zeitlichen Entwicklung der gesamten Morphologie des Küstenvorfeldes [HTG, 2007a]. Daher sind die langfristig zu erwartenden Tidewasserstände und die zu erwartenden extremen Sturmflutwasserstände von besonderem Interesse. Prognosen für die folgenden 100 Jahre sind Kapitel 4.4 zu entnehmen.

Eine Tidekurve lässt sich als Überlagerung verschiedener Schwingungen unterschiedlicher Phase, Periode und Amplitude darstellen. Charakteristisch für die Tidewelle sind die lange Periodendauer, eine große Wellenlänge und eine kleine Amplitude im Vergleich zur Wassertiefe. Im offenen Meer entsprechen Tidewellen erzwungenen Schwingungen in Form von ungestört fortschreitenden Wellen, wobei Tidenströmungen erzeugt werden. Die Geschwindigkeit der Tidenströmungen ist beim Durchlaufen des Tidescheitels am größten und bei Tidehalbwasser gegen Null, so dass sich die Extremwerte von Stromgeschwindigkeit und Tidehub in Phase befinden (Abb. 4-1).

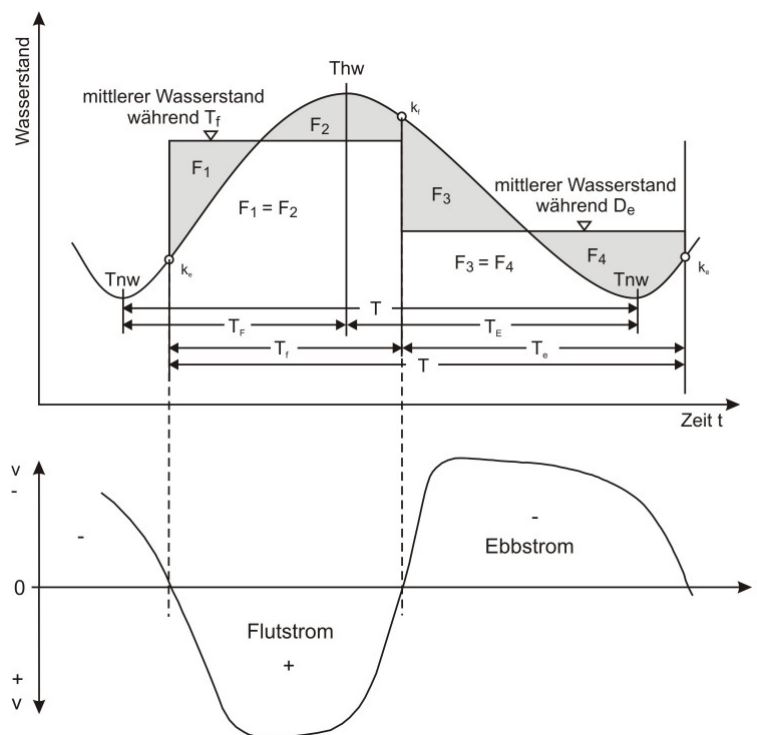


**Abb. 4-1: Schematische Darstellung einer ungestört fortschreitenden Tidewelle**

Beim Einlaufen in ein Ästuar erfolgt eine nichtlineare Verformung der Tidewellen infolge Reibungsverlusten an den Berandungen. Durch Konvergenz des Ästuars (Trichterwirkung), Flusskrümmungen, Ungleichförmigkeit der Abflussquerschnitte sowie Bauwerke (Wehre, Sperrwerke und Buhnen) entstehen Teilreflexionen, die zu einer Vergrößerung des Tidehubs führen können. Ob nun die den Tidehub vergrößernden Einflüsse der Teilreflexionen oder die den Tidehub vermindernenden Einflüsse der Reibung in einem Tidefluss überwiegen, hängt folglich von dessen Form und Ausbauzustand ab. In einem natürlichen Ästuar überwiegt der Reibungseinfluss ge-

genüber dem Reflexionseinfluss, d.h. der Tidehub ist an der Flussmündung am größten und nimmt stromaufwärts bis zur Tidegrenze, dem Ort, an dem tidebedingte Wasserstandsänderungen nicht mehr erkennbar sind, kontinuierlich ab. Die Flut- und Ebbströmungen, die an der Mündung des Tideflusses noch etwa gleiche Dauer haben, verändern sich entsprechend der Abnahme der Tidewassermenge mit zunehmender Entfernung von der Mündung und des zunehmendem Anteils des Oberwassers an der Tidewassermenge.

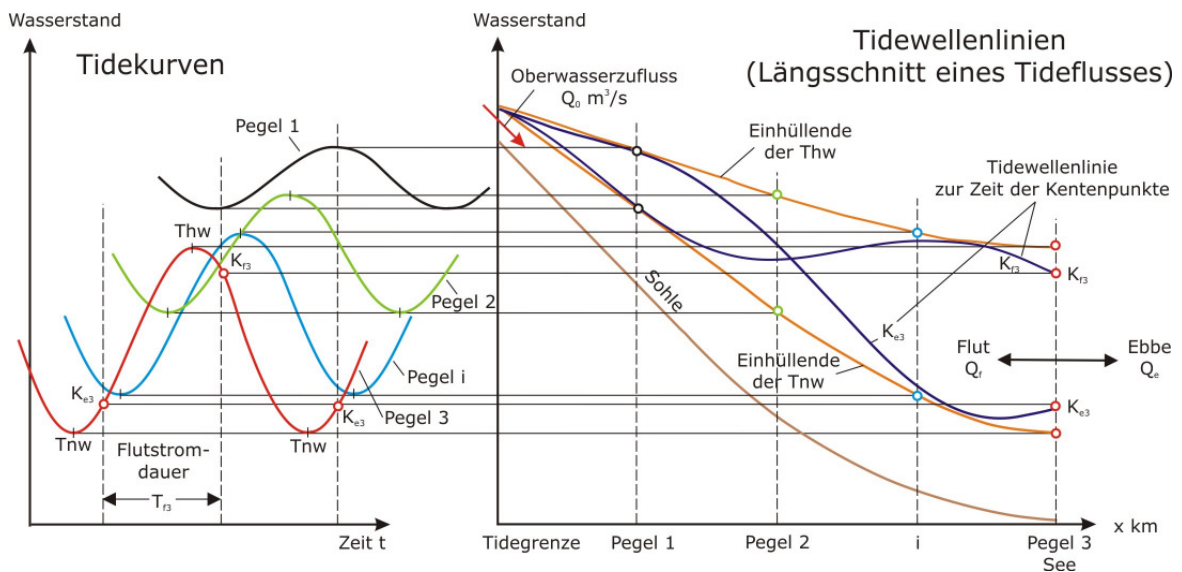
Tidewellen in Ästuaren sind Überlagerungen von in den Tidefluss einlaufenden und reflektierten, auslaufenden Wellen. Die ursprüngliche sinusförmige Welle verändert sich zu Gunsten einer längeren Ebbdauer ( $T_E$ ) und einer entsprechenden kürzeren Flutdauer ( $T_F$ ) unter ständigen Energieverlusten mit einem steiler ansteigenden und flacher abfallenden Verlauf der Tidekurve (Abb. 4-2).



**Abb. 4-2: Schematische Darstellung einer durch nichtlineare Effekte verformten Tidekurve und dazugehörige Fließgeschwindigkeiten**

Ein Indikator für den Reflexionsgrad ist die Lage der Kenterpunkte. Bei Totalreflexion liegen die Kenterpunkte im Scheitel. Bei ungestörter Ausbreitung der Tidewelle auf dem offenen Meer treten die Kenterpunkte der Flut und Ebbe bei Tidemittelwasser also im Nulldurchgang der Oberflächenwelle auf (Abb. 4-1). Innerhalb der Tideflüsse kommt es zu einer Verlagerung der Kenterpunkte. Die Flutstromkenterpunkte  $k_f$  liegen in den norddeutschen Tideflüssen wesentlich näher am Scheitel der Tidekurve als dies im Mündungsbereich der Fall ist. Der Tideverlauf in den Ästuaren entlang der deutschen Nordseeküste ist mehr der stehenden Wellenform zuzurechnen. Die Zeitpunkte der Flut- und Ebbestromkenterungen liegen daher näher an den Niedrig- und Hochwassereintrittszeiten als um die Mittelwasserzeiten.

Abb. 4-3 zeigt den prinzipiellen Wasserstandsverlauf der Tidewellenlinien sowie die Einhüllenden des Thw und des Tnw entlang eines Tideflusses. Ausführliche Erläuterungen zur Charakterisierung der Tidekurve finden sich u.a. bei GÖNNERT ET AL. (2004).



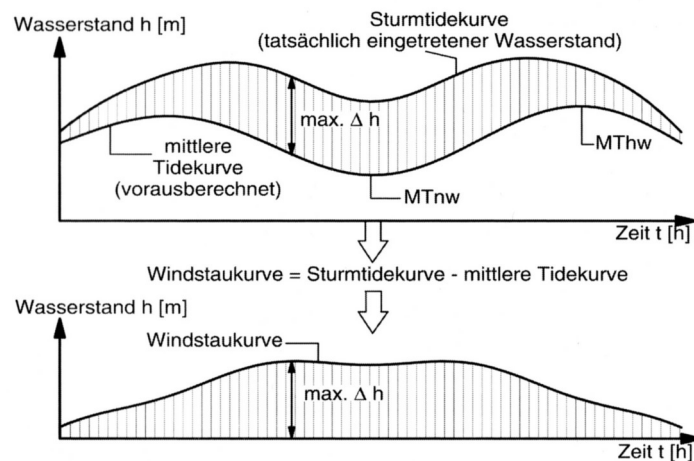
**Abb. 4-3: Zusammenhang zwischen Tidekurven und Tidewellen**

Die Lage der Tidegrenze ist neben der einlaufenden Tide und dem Oberwasserabfluss u.a. vom Gradienten der Flusssohle und deren Rauigkeit abhängig. In natürlichen Flussläufen wird ständig ein Teil der kinetischen Energie der einlaufenden Wellen in potentielle Energie umgewandelt. Ein erhöhter Oberwasserabfluss kann zu einer Verschiebung der Tidegrenze seewärts führen. Fließt kein Oberwasser zu, entspricht die Tidegrenze auch der Flutstromgrenze. Ansonsten liegt die Flutstromgrenze weiter seewärts und der Tidestieg wird durch den Oberwasserabfluss, welcher bei Flut am Abfluss gehindert wird, hervorgerufen. Zwischen Flutstromgrenze und Tidegrenze herrschen keine Flutströmungen mehr.

Bei Betrachtung der durch die Tide verursachten Wasserstandsänderungen in einem Ästuar ist neben den genannten Effekten zu beachten, dass es diverse Ungleichheiten im Tidezyklus gibt. So treten insbesondere halbmonatliche Ungleichheiten (Spring- und Nipptide) und tägliche Ungleichheiten auf. Bei den Tiden wird abhängig von der geographischen Lage des Tideflusses zwischen täglichen (z.B. Golf von Mexiko), halbtäglichen (z.B. Nordsee) und gemischten Gezeitenformen unterschieden.

#### 4.2.2 Wind, Windstau und Seegang

In Meeresbecken, Buchten und Tideflüssen wird durch Wind und Sturm eine Schubspannung  $\tau_{\text{Wind}}$  auf die Wasseroberfläche hervorgerufen, welche zu einer Neigung und in Windrichtung zu einer Erhöhung des Wasserspiegels führt. Die Höhe des Windstaus hängt von der Dauer eines Sturmes sowie der Einwirklänge ab. Die Windstaukurve ist die Differenzkurve zwischen der eingetretenen und der für den gleichen Zeitraum vorausgerechneten astronomischen oder gemittelten Tidekurve. Der zeitliche Verlauf des Wasserstands ist abhängig von der Phasenverschiebung, mit welcher sich die Tidewelle und Windstauwelle überlagern (Abb. 4-4). Eine nichtlineare Wechselwirkung zwischen Gezeitenstrom und windgetriebener Strömung bewirkt, dass der maximale Stau durch den lokalen Wind selten während des Gezeitenhochwassers auftritt. Der durch Wind und direkt durch Luftdruckgradienten hervorgerufene Anteil einer Fernwelle kann jedoch wie der lokale Windstau zu jeder Gezeitenphase auftreten. Der lokale Windstau und die Fernwelle sind eindeutig abhängige Größen [MÜLLER-NAVARRA ET AL., 2006].



**Abb. 4-4: Definition der Windstaukurve [modifiziert nach SIEFERT, 1978]**

An der Nordseeküste kann der Windstau bei Tidehochwasser Höhen von bis zu 5,00 m erreichen. Im Hinblick auf die wahrscheinlichkeitstheoretische Ermittlung von Sturmflutwasserständen ist zu beachten, dass das Verhältnis von stochastischen Anteilen zu deterministischen Anteilen (z.B. astronomische Tide) am Gesamtwasserstand an den deutschen Küsten sehr hoch ist [JENSEN & MUDERSBACH, 2006a]. Vergangene Sturmfluten haben gezeigt, dass der Windstau an der offenen Küste geringer ist als in den Mündungen der Tideflüsse. Ein extremer Wasserstand bzw. eine Sturmflut wird dabei nur erreicht, wenn der Windstau mit einer bestimmten Jährlichkeit gleichzeitig auf den Tidehochwasserscheitel auftritt, d.h. die gesuchte Eintrittswahrscheinlichkeit eines Extremwasserstands ergibt sich aus der Multiplikation der Wahrscheinlichkeiten der Einzelereignisse [JENSEN & FRANK, 2003]. Ein exaktes Zusammentreffen des maximalen Windstaus mit dem Tidehochwasserscheitel ist in der Deutschen Bucht nur bei der Sturmflut im Jahr 1995 aufgetreten. Ausführliche Erläuterungen zum Charakter, den Veränderungen und Maximalwerten von Sturmfluten und Windstau in der Deutschen Bucht finden sich z.B. bei GÖNNERT (2003) und SIEFERT (1978).

Der Sturmflutscheitelwasserstand im Tidefluss kann durch die lokale Schubspannung des Windes zusätzlich um mehrere Dezimeter angehoben werden. Da der lokale Windstau aufgrund einer analytischen Lösung der Flachwassergleichungen proportional zur Differenz aus lokaler Windschub- und Sohlschubspannung und umgekehrt proportional zur Wassertiefe ist, nimmt bei einer Vertiefung der Fahrrinne die Wirkung des lokalen Windschubes auf den Sturmflutscheitelwasserstand ab [HEINZELMANN & HEYER, 2005]. Starke auflandige Winde über einem Ästuar verringern den Ebbstrom und somit den Ausstrom von Wasser aus einem Ästuar. Während der Flutphase dagegen unterstützen sie den Einstrom. Beides führt zu einer zusätzlichen Erhöhung der Sturmflutscheitelwasserstände.

Für die Höhe und den Verlauf einer Sturmflut ist das zeitliche Zusammenspiel von Gezeiten, statischen Luftdruck, Windverhältnissen, insbesondere die Windstärke und -richtung, sowie die Topographie bzw. Küstenform entscheidend. Hauptursache sind meteorologische Bedingungen, die durch das Auftreten ausgeprägter Tiefs charakterisiert sind. Im Bereich der Deutschen Bucht treten Sturmfluten in der Regel bei schweren Stürmen aus nordwestlicher Richtung (295° und 335°) ab Windgeschwindigkeiten von rd. 20 m/s bzw. Windstärken ab 8 Beaufort auf. Außerdem können Fernwellen (external surges) im Bereich der Nordsee einen erheblichen Beitrag

zum Sturmflutwasserstand haben (bis rd. 1 m) [HTG, 2007a]. Die genaue Höhe, die Dauer und vor allem der Zeitpunkt des Auftretens sind nur sehr schwer und kurz vor dem Auftreten vorher-sagbar. Für die Sicherheit der Küstenschutzelemente und für Risikobetrachtungen ist der zeitliche Verlauf der Sturmflutwasserstände von entscheidender Bedeutung.

Laut DIN 4049 können Sturmfluten nach der Häufigkeit ihres Auftretens innerhalb eines Jahres eingeteilt werden. Das BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE (BSH) gibt für die Nordseeküste folgende Klassifikation für Sturmflutstärken (deterministisches Verfahren):

- leichte Sturmflut: 1,5 bis 2,5 m über dem mittleren Hochwasser der Tide (MThw)
- schwere Sturmflut: 2,5 bis 3,5 m über MThw
- sehr schwere Sturmflut: mehr als 3,5 m über MThw

An der Nordsee können physikalisch-konsistente Sturmflutwetterlagen entstehen, die im Bereich der Deutschen Bucht zu Wasserständen führen, die mit etwa 1,0 zu 1,4 m deutlich über den bisherigen Höchstwasserständen (HHThw) liegen. Für den Pegel Bremerhaven werden Werte von 1,39 m über dem HHThw<sub>1962</sub> = 535 cmNN angegeben [JENSEN & MUDERSBACH, 2006a]. Trotz der vorhandenen operationellen Atmosphärenmodelle in Verbindung mit ozeanographischen Modellen herrscht heute Übereinstimmung darüber, dass sich ein absolut höchster Wasserstand für die Nordseeküste nicht angeben lässt [MÜLLER-NAVARRA ET AL., 2006]. Die Entwicklung der Höchstwasserstände folgt an der deutschen Nordseeküste einem langfristigen Trend, der in der Größenordnung dem säkularen Anstieg der MThw entspricht. Neben den Sturmflutwasserständen sind für die Sicherheit der Küstenschutzbauwerke auch der Seegang sowie der Wellenauflauf von Bedeutung, welcher proportional zur Höhe des Wasserstands wächst [ML Niedersachsen, 1979].

In Verbindung mit den wechselnden Wasserständen ist insbesondere die Kenntnis des Seegangs in seiner räumlichen und zeitlichen Verteilung von Bedeutung. Unter Seegang wird die Wellenbewegung der Meeresoberfläche im Zusammenwirken von Windsee und Dünung, deren Größe von der Stärke des Windes, seiner Wirkdauer und Streichlänge (Wirkweg) bestimmt wird, bezeichnet. Neben der Windgeschwindigkeit ist die Windrichtung von großer Bedeutung zur Bestimmung der Belastung auf das Küstenschutzsystem. Mit Windsee wird die durch Windeinfluss sofort einsetzende Bewegung der Wasseroberfläche bezeichnet. Dünung ist die durch lang anhaltenden Windeinfluss auf große Seeräume entstehende Bewegung der Wasseroberfläche [FRANZIUS-INSTITUT, 1998]. Die Richtungen der Windsee- und Dünungsanteile können dabei unterschiedlich sein. Beim Einlaufen in flaches Wasser treten Flachwassereffekte (Shoaling, Refraktion, Diffraktion und Brechen) auf. An Schutzelementen kommt es bei ausreichenden Wasserständen zum Wellenauflauf und/oder Wellenüberlauf. Dabei hat die zeitliche Abfolge der Wellen einen großen Einfluss auf den Wellenauflauf. Detaillierte Beschreibungen zur Behandlung des Seegangs, einschließlich der Flachwassereffekte, der bauwerksbedingten Einflüsse sowie zu Wind-Wellen-Korrelationen sind z.B. der EAK (2002) zu entnehmen.

### **4.2.3 Oberwasserzufluss**

Wasserstands- und Strömungsänderungen im Tidefluss sind vom Oberwasserzufluss abhängig. Als Oberwasserzufluss wird die Wassermenge bezeichnet, welche aus dem Oberlauf dem Tidefluss zufließt. Durch den Oberwasserzufluss wird zum einen die Lage der Brackwasserzone

bestimmt, und zum anderen wirken sich größere Zuflüsse im inneren Bereich des Tideflusses erhöhend auf die Sturmflut-Scheitelwasserstände aus. Letzteres ist physikalisch darauf zurückzuführen, dass bei einer Sturmflut durch den Impulseintrag des Sturmes im Küstenvorfeld das Abfließen der Oberwassermengen behindert wird. Die norddeutschen Tideflüsse können erhöhte Oberwasserzuflüsse ohne einen markanten Anstieg der Scheitelwasserstände abführen, da sich die Flussquerschnitte unterhalb der künstlich festgelegten Tidegrenzen sehr stark aufweiten. Der Einfluss des Oberwassers auf die Scheitelwasserstände im Tidefluss wird in Kapitel 8.5.1.1 für die Unterweser und Kapitel 9.5.1 für den Unterlauf des Mississippi analysiert.

#### **4.2.4 Veränderungen der Topographie und Morphologie**

Ausbaumaßnahmen in Tideflüssen erfolgen vorwiegend aufgrund der Entwicklung neuerer Schiffstypen mit größeren Tragfähigkeiten und Tiefgängen. Die Forderung der Seeschifffahrt, die vorhandenen Häfen voll abgeladen möglichst gezeitenunabhängig anzulaufen, führte und führt zur Korrektur, heute Anpassung der Tideflüsse als Abfolge von Vertiefungen und Verbreiterungen. Durch jeden baulichen Eingriff des Menschen in Ästuare wird die Dynamik der Tidewellen verändert. Dies können je nach Umfang des Eingriffs örtlich begrenzte oder ein Ästuar als Ganzes betreffende Auswirkungen sein. Eine Vertiefung und Glättung der Flusssohle ist mit einer Erhöhung der Eindringtiefe der Tidewelle und einer entsprechenden Veränderung der Tideverhältnisse (Tidehub, Laufzeit, Eintrittszeitdifferenz) verbunden. In einem begradigten oder vertieften Tidefluss wird der Reibungseinfluss geringer als der Einfluss der Teilreflexionen. Der größte Tidehub liegt dann je nach Ausbauzustand oberhalb der Flussmündung. In den Tideflüssen in Norddeutschland führten die im vergangenen Jahrhundert durchgeführten Ausbaumaßnahmen neben der Veränderung des Strömungsgeschehens zu einer deutlichen Vergrößerung des Tidehubs. Fahrrinnenvertiefungen führen i.d.R. zu höheren Tidehochwasserständen und niedrigeren Tideniedrigwasserständen.

Die Bedeutung von Fahrrinnenanpassungen bzw. Tiefenänderungen auf den Sturmflutverlauf liegt in der daraus resultierenden Erhöhung der Phasengeschwindigkeit [MÜLLER-NAVARRA ET AL., 2006]. Auf die Höhe des Sturmflutwasserstands hat eine Anpassung in der Regel nur geringe Auswirkungen, wie die BAW aktuell für die Elbe und Weser nachgewiesen hat. HEINZELMANN und HEYER (2005) weisen darauf hin, dass eine vom Wind erzeugte Sturmflutwelle die durch Gezeitenkräfte bedingte Tidewelle nicht in dem Maße überlagert, dass eine zusätzliche ausbaubedingte Erhöhung des ohnehin schon durch den Ausbau erhöhten (normalen) Tidehochwassers entsteht. Die Wirkung des Fahrrinenausbaus auf die Sturmflutscheitelwasserstände ist geringer als auf normale Tidescheitelwasserstände, da sich bei sehr hohen Sturmflutwasserständen die Wirkung der Sohlschubspannung auf den gesamten Wasserkörper des Ästuars verringert. Weiterhin nimmt die Wirkung des lokalen Windschubes bei einer Vertiefung der Fahrrinne auf den Sturmflutscheitelwasserstand ab [HEINZELMANN & HEYER, 2005]. Da der bei Sturmfluten überströmte Geländequerschnitt von Deich zu Deich wesentlich größer ist als der des Flussbettes bei normaler Tide, vermindert sich die Auswirkung der ausbaubedingt geglätteten Fahrrinnensohle bei Sturmfluten. Darüber hinaus wird die Abflussleistung für die Oberwassermenge durch eine Vertiefung und Verbreiterung der Fahrrinne verbessert.

Weitere Einflüsse auf den Wasserstand sind neben klimabedingten Änderungsraten des Meeresspiegels eine lokale vertikale Verschiebung der Geländeoberfläche (eustatische Kompen-

te) durch Konsolidierung von Bodenschichten oder Entnahme von Öl und Gas, eine tektonische Aktivität oder die Gebietsgeomorphologie. So sind für die ostfriesische Küste Landsenkungen von 5 bis 10 cm pro 100 Jahre zu erwarten [JENSEN, 1994].

#### **4.3 Wasserstand als maßgeblicher Risiko- und Bemessungsparameter**

Ziel von Küstenschutzsystemen ist es, den Belastungen in Form von Hochwasserständen und Seegang während ihrer geplanten Lebensdauer standzuhalten bzw. eine sehr geringe Wahrscheinlichkeit des Versagens aufzuweisen. Ein Versagen eines Schutzsystems tritt dann auf, wenn die Funktion Schutz des Hinterlands gegen Überflutung nicht gewährleistet bzw. nicht erfüllt wird. Im Fall eines Deiches ist dies bereits bei Überströmen bzw. Wellenüberlauf gegeben. Ein Deichbruch als Versagen tritt nach den vorliegenden Erfahrungen erst als Folge des Überlaufs oder durch lange Standzeiten hoher Wasserstände mit der Folge von Durchströmungen auf.

Damit ist der vor den Schutzelementen vorherrschende Wasserstand einschließlich eines möglichen Wellenaufbaus als maßgeblicher Risiko- und Bemessungsparameter zu betrachten. Für die deutsche tidebeeinflusste Nordseeküste stellen die permanent alternierenden Tidewasserstände den wesentlichen Belastungsparameter und damit auch den entscheidenden Parameter bei der Bemessung dar [MAI, 2004].

#### **4.4 Klimaänderungen und Auswirkungen auf Hochwasser und Sturmfluten**

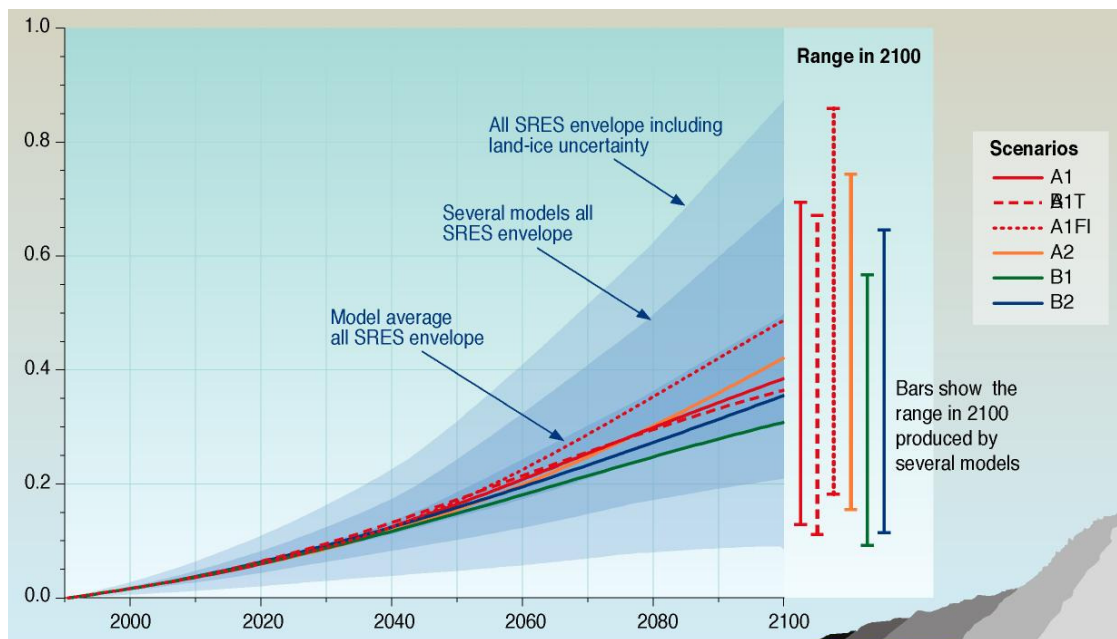
Das Klima einer Region ist die langfristige Ausprägung des Wetters. Es ist inzwischen erwiesen, dass der Mensch weltweit die das Klima bestimmenden Eigenschaften der Atmosphäre verändert und damit das Klima selbst. Insgesamt ist es sehr wahrscheinlich, dass die Erwärmung der letzten 50 Jahre wesentlich durch anthropogene Treibhausgase (hauptsächlich Kohlendioxid) verursacht worden ist [WWW.AWI.DE, 2007]. Die bisher möglichen Prognosen über das Ausmaß und die Geschwindigkeit des anthropogenen Klimawandels sind noch mit großen Unsicherheiten behaftet, hervorgerufen sowohl durch die Unmöglichkeit einer exakten Prognose des zukünftigen Verhaltens der Menschheit als auch wegen der noch immer lückenhaften Kenntnisse über die das globale und regionale Klima bestimmenden Faktoren und Prozesse. Bei den Klimaprojektionen hat sich in den vergangenen Jahren insbesondere eine bessere Genauigkeit bei der Bestimmung der thermischen Ausdehnung ergeben.

Das INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE (IPCC) hat die Aufgabe in regelmäßigen Abständen den Zustand des Klimasystems und seine Auswirkungen auf die menschlichen Gesellschaftssysteme festzustellen und gibt dabei aktuelle Prognosen u.a. für die mittlere Globaltemperatur und den Meeresspiegelanstieg [WWW.AWI.DE, 2007]. Der Kohlendioxid-Gehalt in der Erdatmosphäre ist seit 1750 um rd. 35 % angestiegen, was u.a. dazu führte dass die mittlere Globaltemperatur im 20. Jahrhundert um +0,74°C zugenommen hat. Darüber hinaus waren die 1990er Jahre das wärmste Jahrzehnt und das Jahr 1998 das wärmste Jahr seit 1861. Szenarien des IPCC ergeben ein Ansteigen der Temperatur zwischen 1,0 bis 6,3°C für die Periode 1990 bis 2100, die wahrscheinlichsten Werte für das niedrigste Szenario betragen 1,7°C und für das höchste 4,0°C [WWW.IPCC.CH, 2007]. Da die Temperatur den Wasserdampfgehalt in der Luft beeinflusst, wird sich mit dem Klima auch das Niederschlagsverhalten ändern [NLWKN,



2005]. Ein wärmeres Klima wird einen höheren Wasserdampfgehalt der Atmosphäre zur Folge haben. Dies kann in regionalen und lokalen Unwettersituationen, insbesondere im Sommer, zu extremen Regenintensitäten führen.

Weiterhin ist ein mittlerer globaler Meeresspiegelanstieg von 0,1 bis 0,2 m im 20. Jahrhundert festzustellen, seit 1993 durchschnittlich um 3 mm pro Jahr. Die Projektionen für 2090-2100 ergeben für den Anstieg des Meeresspiegels 19 bis 37 cm für das niedrigste und 26 bis 58 cm für das höchste Szenario. Dies insbesondere aufgrund von Wärmeausdehnung und dem Verlust bzw. Abschmelzen von Gletschern (rd. 25%) und Polkappen [WWW.IPCC.CH, 2007]. Abb. 4-5 zeigt die Projektionen für den mittleren globalen Meeresspiegelanstieg von 1990 bis 2100. Das Abschmelzen von Gletschern trägt gegenwärtig mit 0,8 mm pro Jahr zum Meeresspiegelanstieg bei. Beim Meereis wird ein Rückgang mit Ausnahme des Antarktischebiets verzeichnet. Ein durch Klimawandel verursachter beschleunigter Meeresspiegelanstieg wird eine Anpassung der Küstenschutzsysteme erforderlich machen.



**Abb. 4-5: Mittlerer globaler Meeresspiegelanstieg in m von 1990 bis 2100 für sechs IPCC Szenarien [IPCC, 2001]**

Eine wärmere Erde mit höheren Temperaturen der tropischen Ozeane kann intensivere Wirbelstürme mit höheren Windgeschwindigkeiten und stärkeren Niederschlägen bewirken. Für den Nordseeraum ist mit einer Zunahme der Luftdruckgegensätze und damit auch der Starkwinder Ereignisse, sowohl hinsichtlich Häufigkeit als auch Intensität, zu rechnen. Dies betrifft vor allem die Westwindlagen, die in der Deutschen Bucht und den Ästuaren Ems, Weser, Elbe und Eider für Windstaueffekte und Extremwasserstände verantwortlich sind [DKKV, 2004].

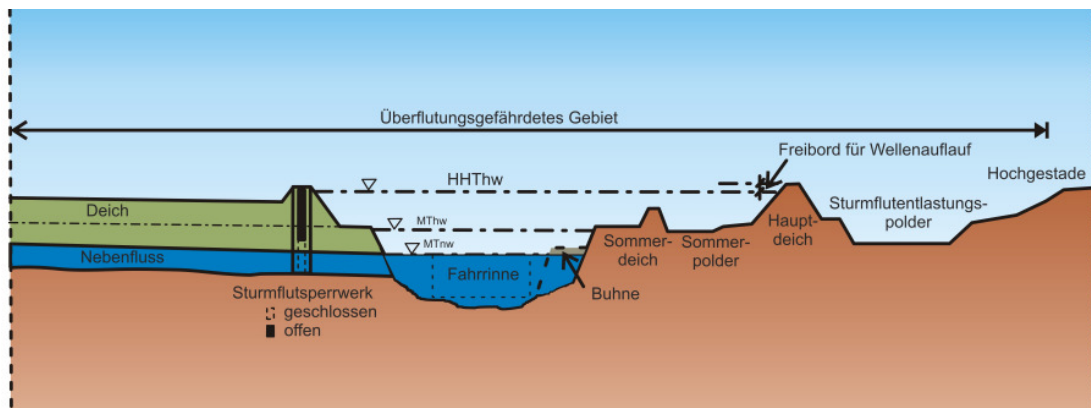
Bei der Temperatur der Meere zeigt sich seit Ende der 50er Jahre ein Anstieg. Die Nordsee verzeichnete z.B. im Sommer 2006 eine um 1,7 °C gegenüber den Durchschnittswerten erhöhte Temperatur [WWW.BSH.DE, 2006]. Unabhängig vom anthropogenen Klimawandel hat es in der Klimageschichte schon starke Schwankungen des Meeresspiegels gegeben, abhängig von der jeweiligen Kalt- bzw. Warmzeit. Während der letzten 1.000 Jahre kann das Meeresniveau insgesamt als relativ stabil bezeichnet werden mit vielen Schwankungen im Dezimeterbereich. Bei

einer Verschiebung der Klimazonen kann tendenziell ein Trend zu einem Klima mit Winterregen erwartet werden. Ein solches Klima kann zu einer Zunahme der winterlichen Abflüsse bei verringerter Zwischenspeicherung als Eis und Schnee bei milderem Winterbedingungen und zu selteneren Schneeschmelze-Hochwasser im Flachland führen. Dabei wird sich nach heutigem Stand der Diskussion die anthropogene Klimaänderung zunächst in einer Zunahme von Extremereignissen bemerkbar machen, bevor statistisch signifikante Mittelwertverschiebungen nachweisbar werden [LOZÁN & KAUSCH, 1996].

## 5 Maßnahmen zum Schutz der Küste und Risikominderung für das Hinterland

### 5.1 Aufbau und Wirkung von Küstenschutzsystemen

Das Küstenschutzsystem mit den einzelnen Küstenschutzelementen dient dem Schutz des Hinterlands vor den Gefahren extremer Wasserstände. Es setzt sich entsprechend der jeweiligen Ausprägung aus flächigen, linearen und punktuellen Küstenschutzelementen zusammen, welche den äußeren Belastungen durch Wasserstände, Seegang und Strömung standhalten müssen. Dazu zählen u.a. Watten, Vorländer, Lahnungen, Sommerdeiche, Hauptdeiche, Buhnen, Sperrwerke, Siele, Schöpfwerke, Polder, Schleusen und Kajenanlagen. Diese können gemäß ihrer Funktion in Küstenschutzelemente des Hochwasserschutzes, des Erosionsschutzes, der Binnenentwässerung oder in natürliche Elemente unterteilt werden. An den deutschen Tideküsten der Nordsee ist der systemare Charakter des Küstenschutzes besonders ausgeprägt [MAI, 2004]. Abb. 5-1 zeigt einen potentiellen Aufbau des Küstenschutzsystems in einem Tidefluss. Hier dienen Deckwerke, Spundwände und Buhnen der Uferbefestigung bzw. dem Erosionsschutz, Vorländer stellen eine flächenhafte Sicherung u.a. gegen Seegangsbelastungen dar und Sommerdeiche dienen dem Schutz landwirtschaftlicher Flächen vor dem Hauptdeich bei leichteren Sturmfluten. Lineare Küstenschutzelemente stellen zumeist Hauptdeichlinien und ggfs. zweite Deichlinien dar. Punktuell wirken Sturmflutsperrwerke, Siele und Schöpfwerke.



**Abb. 5-1: Potentieller Aufbau des Küstenschutzsystems in einem Tidefluss**

Küstenschutz ist nach DIN 4072-2 definiert als „Maßnahmen zur Sicherung der Küsten des Festlandes und der Inseln gegen die zerstörerischen Einwirkungen des Meeres“. Die Hauptaufgabe des Küstenschutzes in einem Ästuar ist der Schutz gegen hohe Wasserstände bei Sturmfluten, so dass Vorländer und Deiche in ihrer Kombination das wesentliche Küstenschutzsystem darstellen [FRANZIUS-INSTITUT, 2004c]. Vorländer und Sände sind als natürliche Schutzelemente aufzufassen. Bei seriell angeordneten Systemen führt das Versagen eines Teilsystems dabei zum Versagen des Gesamtsystems.

### 5.2 Linienhafter Schutz durch Deiche

Die Erfordernis von Deichen ergibt sich aus der intensiven Nutzung des Küstenraumes durch

den Menschen. Deiche dienen nicht nur dem direkten Schutz der Außenküste des Festlands und der Inseln, sondern wirken auch entlang der Tideästuare. Stromauf dieser Fließgewässer nimmt der Oberwassereinfluss zu und der Aufgabenbereich des Küstenschutzes endet und geht in den binnenländischen Hochwasserschutz über. So verhindern Stromdeiche an Tideflüssen auch das Ausufer von Hochwasser aus dem Binnenland. Die Festlegung der Bemessungswasserstände an den deutschen Küsten erfolgt nach der Prämisse, dass die Küstenbereiche vor der höchstmöglichen Sturmflut geschützt werden sollen [JENSEN ET AL., 2003]. Die Bemessungshöhe ist vom Sturmflutscheitelwasserstand vor dem Bauwerk sowie von der anlaufenden maximalen Wellenhöhe und dem damit zusammenhängendem Wellenaufbau abhängig.

Auf Grundlage des regelmäßig zu aktualisierenden Generalplanes Küstenschutz Niedersachsen/Bremen werden allein in diesen Bundesländern rd. 125 km Deiche in den nächsten Jahren erhöht bzw. verstärkt, wofür jährlich bis zu 45 Mio. € bereitzustellen sind. Die Aufwendungen für den Küsten- und Hochwasserschutz betragen von 1950 bis 2001 ca. 5 Mrd. € [GISZAS, 2004], wobei 70 % der investiven Kosten vom Bund getragen werden. Die Hauptdeichlinie in Deutschland beträgt ca. 1.400 km mit Deichhöhen von rd. 6,5 m bis 10 m über NN an der Nordseeküste.

Für die Ermittlung des Deichbesticks und der Bemessungswasserstände dient in Niedersachsen das Einzelwertverfahren und in Schleswig-Holstein das Vergleichswertverfahren. Die Verfahren sollen gewährleisten, dass an der gesamten Nordseeküste ein möglichst gleichwertiger Schutz vor Überflutungen erreicht wird. Detaillierte Beschreibungen zu den Bemessungsverfahren an der Festlandsküste und entlang der Tideästuare sowie den Ausführungsvorschlägen sind den Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken (EAK, 2002) zu entnehmen. Für Ästuardeiche werden die Bemessungswasserstände i.d.R. mit Hilfe von Modellen ermittelt. Laut EAK soll der Bemessungswasserstand jeweils unter Berücksichtigung des säkularen Meeresspiegelanstiegs nicht niedriger als der auf heute bezogene Wasserstand der bisher höchsten Sturmflut sein bzw. nicht niedriger als die Summe des bisher größten Windstaus über dem mittleren Tidehochwasser und dem astronomisch höchstmöglichen Springtidehochwasser sein. In der Regel liegen Langzeitbeobachtungen für diese Werte im Küstenraum vor. Bei diesen Bemessungsverfahren wird die Vulnerabilität des jeweiligen Schutzgebietes nicht berücksichtigt [GISZAS, 2004].

Zur Bestimmung der Abmessung der Deiche wird neben der Höhe der zu kehrenden Wasserstände, die Lage des Deiches zur Hauptwindrichtung, die Beschaffenheit des Deichuntergrunds (Berücksichtigung eines Setz- und Sackmaßes), die Breite und Höhe des Deichvorlands und die Bauart des Deiches berücksichtigt. Die Neigung der Außenböschung von Seedeichen soll grundsätzlich nicht steiler als 1:6 und von Fluss- und Stromdeichen nicht steiler als 1:4 angelegt werden. Eine steilere Neigung der Binnenböschung als 1:3 sollte ebenfalls ausgeschlossen werden. Die Deichaußenböschung schließt an das Deichvorland zumeist mit einer Neigung von 1:10 an. Landseitig der Deichlinie ist ein ausreichend breiter Streifen dem Küstenschutz vorzubehalten.

Bei einer Lage zur Hauptwindrichtung und damit stärkerem Wellenangriff sind flachere Neigungen oder massive Bauweisen sinnvoll. Insbesondere gut gepflegte, dichte und feste Grasnarben verhindern nennenswerte Schäden bei Wellenangriff. Für die konstruktive Gestaltung von Küstenbauwerken ist vor allem die Verweildauer der Scheitelwasserstände bei Extremereignissen hinsichtlich Wellenaufbau bzw. Wellenüberlauf ein entscheidendes Kriterium. An der tide-

beeinflussten Nordseeküste kommt es zu Verweildauern von maximal ein bis zwei Stunden, so dass bei Seedeichen an der Nordseeküste durchaus ein Wellenüberlauf zugelassen werden kann. Die zulässige Wellenüberlaufrate beträgt laut EAK (2002)  $q = 3 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ .

Prinzipiell kann auch bei klimatischen Veränderungen eine Anpassung des Hauptschutzelements Deich erfolgen. Aufgrund des Anstiegs des Meeresspiegels werden in Niedersachsen für zukünftige Maßnahmen des Küstenschutzes u.a. Gründungen von konstruktiven Bauteilen im Deich, wie Sperrwerke, Siele, beim Bau statisch und erdstatisch so ausgeführt, dass eine spätere Nacherhöhung von bis zu 1 m möglich ist [NLWKN, 2007]. Unter ungünstigen Voraussetzungen aufgrund von Baugrund- und Standortbedingungen ist eine weitere Erhöhung von heute vorhandenen Deichen nicht möglich, da die Tragfähigkeit des Bodens insbesondere in Marschgebieten begrenzt ist und zu hohe Belastungen zu Absackungen ganzer Deichabschnitte führen können.

### **5.3 Flutraumbegrenzung durch Sturmflutsperrwerke**

Ziel der Errichtung von Sturmflutsperrwerken ist u.a. die zeitweise Verkürzung der der Sturmflutgefahr ausgesetzten Küstenlinie. Die Versagenswahrscheinlichkeit der Küstenschutzsysteme im Schutzbereich der Sperrwerke nimmt bei entsprechender Sperrwerksdimensionierung um mehr als den Faktor 1.000 ab [SCHUCHARDT ET AL., 2007]. Oberhalb des Sperrwerks werden die Wasserstände und Wellenbelastungen auf die Deiche deutlich reduziert. Die Sicherheit der Deiche unterhalb der Sperrwerke reduziert sich jedoch infolge Reflexion der Tidewelle und damit verbundenen Anstieg der Scheitelwasserstände. Mit Hilfe eines Sperrwerkes kann der durch die Verschlussorgane beeinflusste Volumenstrom gesteuert werden [HEYER, 1987]. So kann eine Tide beispielsweise gekappt oder gedrosselt werden. Bei einer Drosselung ist das Schütz über die Tidephase nur teilweise geöffnet.

Als Planungsgrößen für den Bau und die Standortwahl eines Sturmflutsperrwerkes sind abhängig von der gewünschten bzw. geforderten Sicherheit neben den topographischen Gegebenheiten, u.a. die Tide- und Sturmflutwasserstände, die Wellenhöhen, der Oberwasserzufluss, die Schifffahrtsverhältnisse, der Umweltschutz, der Baugrund sowie die Kosten zu beachten. Sperrwerke sind möglichst mündungsnah anzuordnen, um eine größtmögliche Verkürzung der Deichlinie und größtmöglichen Speicherraum für anfallendes Binnenwasser zu erhalten. Gegebenenfalls sind Schöpfwerke notwendig, um die Binnenentwässerung sicherzustellen. Um eine Änderung der hydrologischen und morphologischen Verhältnisse oberhalb eines Sperrwerkes zu verhindern, sind Sperrwerke nach Möglichkeit nur für kurze Zeiträume geschlossen. Verschlussöffnungen sind häufig redundant ausgebildet. Neben Stemmtoren werden Segmenttore oder Hubschütze als Verschlussorgan verwendet.

Sturmflutsperrwerke sind so zu dimensionieren, dass sie den beim Durchfluss auftretenden Kräften langfristig standhalten können. Insbesondere sind ausreichend dimensionierte Sohlsicherungen aufgrund der potentiell hohen sohlnahen Strömungsgeschwindigkeiten zu beachten, wodurch die Gefahr der Kolkbildung gegeben ist. Die Ursachen der komplexen Kolkbildung bzw. die Zusammenhänge zwischen den besonderen Strömungserscheinungen am Sperrwerk bei unterschiedlichen Betriebsformen einerseits und den Auskolkungsvorgängen andererseits sind ausführlich bei DIETZ (1995) beschrieben.

Die Schließung von Sperrwerkstoren ist abhängig von dem zu erwartenden Tidehochwasserstand und dem Oberwasserzufluss. Sobald die Überschreitung bestimmter Pegelwasserstände, die zumeist in Betriebsordnungen festgelegt sind, zu erwarten ist, erfolgt die Schließung. Diese Kontrollwasserstände können je nach Jahreszeit und vorhandener Situation variieren, um die Interessen der Land- und Wasserwirtschaft, der Schifffahrt sowie des Naturschutzes zu berücksichtigen [NLWKN, 2007].

#### **5.4 Flutraumerweiterung durch Deichöffnungen / Entlastungspolder**

Polder sind vollständig durch Deiche bzw. natürliche Erhebungen, z.B. Geestrücken, umgebende Flächen. Ein Polder dient in Fließgewässern der künstlichen Retention. Darunter wird eine Verzögerung des Abflusses durch Rückhalt bzw. Zwischenspeicherung verstanden. Damit kann eine Kappung der Hochwasserwelle bewirkt werden. Da das Wasser meist in den Rückhaltebecken steht, wird auch von stehender Retention gesprochen.

Um Gebiete als Polder nutzen zu können, sollten folgende grundsätzliche Voraussetzungen erfüllt sein:

- geeignete Topographie bzw. Höhenlage zum Gewässer, damit die Flutung der Flächen ohne große bauliche Veränderungen in der Fläche erfolgen kann,
- im Bereich der Polder liegen Nutzungen vor, deren Überflutung hingenommen werden kann oder die in geeignete Nutzungen überführt werden können (Akzeptanz in der Bevölkerung und bei den Eigentümern der Flächen),
- durch umgebende Deiche oder den Geländeanstieg ist eine Abgrenzung gegenüber schützenswerten Nutzungen gegeben.

Bei überschwemmungsgefährdeten Flächen, die zur Verbesserung der landwirtschaftlichen Nutzbarkeit eingedeicht wurden, liegen diese Voraussetzungen in der Regel vor.

Ein Polder bietet im Vergleich zu einem Deichbruch, welcher infolge Retentionswirkung der überfluteten binnendeichs gelegenen Flächen häufig ähnliche Auswirkungen hat, wie die Sturmflut im Jahr 1962 zeigte, den Vorteil der Steuerung. Für eine effektive Reduktion eines Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitels zur Entlastung der vorhandenen Hochwasser- und Küstenschutzelemente ist es notwendig, die Flutung der Polderflächen durch Regelorgane zu steuern. Als Flutungsoptionen sind unterschiedliche Steuerungsmaßnahmen wie die ungesteuerte und gesteuerte Flutung möglich. Als ungesteuerte Flutung wird dabei eine Inanspruchnahme von Retentionsflächen bezeichnet, bei der eine dauerhafte Anbindung zum jeweiligen Fluss besteht. Die Wasserstandsentwicklung ist daher über die gesamte Dauer eines Hochwasserereignisses direkt mit der Wasserstandsganglinie des Flusses gekoppelt. Eine ungesteuerte Flutung der Polder findet beispielsweise auch bei tiefer gelegenen Deichstrecken, welche als Zulaufbereich genutzt werden, statt.

Im Gegensatz dazu wird bei der gesteuerten Flutung die Retentionsfläche erst ab einem bestimmten Zeitpunkt für die Wasseraufnahme geöffnet. Im Sinne einer effektiven Scheitelkappung im Rahmen eines Hochwassermanagements erfolgt die Flutung der Retentionsfläche in diesem Fall erst kurz vor dem Eintritt des Scheitels. Hierdurch wird das maximal zur Verfügung stehende Volumen zunächst freigehalten, um während des Scheitelabflusses maximale Wassermengen aufnehmen zu können [BRONSTERT ET AL., 2004].

Durch eine gezielte Steuerung kann der für den Hochwasserschutz zu speichernde Teil der Hochwasserwelle reduziert werden [DVWK, 1991a]. Die Wirksamkeit des Hochwasserschutzes wird bestimmt durch die Abminderung des Hochwasserscheitels. Der Wert kann Grundlage für Wirtschaftlichkeitsüberlegungen sein. Bei Systemen von Hochwasserentlastungsanlagen und einer großen Anzahl und Kombination der Steuerungsmöglichkeiten der Einzelbecken erfordert die Kontrolle des Zusammenwirkens in der Regel ein Flussgebietsmodell, mit dem die Wirkungen der Hochwasserrückhaltebecken an einer Reihe größerer Hochwasser simuliert werden kann, wobei auch der Zeitraum der Entleerung erfasst werden muss [DVWK, 1991a]. Von besonderer Bedeutung sind die Wahl und Gestaltung der Wehrbauwerke zur Steuerung. Ausführliche Beschreibungen möglicher Wehrrarten und Steuerungs- und Antriebsmechanismen sowie detaillierte Bemessungsaspekte sind u.a. bei LEWIN (2001) zu finden. Wesentliche Voraussetzung für einen effektiven Einsatz gesteuerter Polder als Baustein des technischen Hochwasserschutzes sind zuverlässige Wasserstands- bzw. Abflussvorhersagen und bewährte Steuerungsstrategien.

Steuerbare Fluträume erreichen im Vergleich zu ungesteuerten bei gleichem Volumen deutlich größere Wirkungen vor Ort. In tidefreien Gewässern kann mit einer gesteuerten Hochwasserrückhaltung im Vergleich zu einer ungesteuerten vier- bis zehnmals effektiver auf ein Hochwasserereignis eingewirkt werden [WEBLER, 2006]. Während des Hochwasserereignisses an der Elbe im Jahr 2002 konnte mit der Flutung der fünf Havelpolder effektiv nachgewiesen werden, dass steuerbare Polder den größten Effekt bei der Kappung eines Hochwasserereignisses haben. Größere Polder an Binnenflüssen sind derzeit in Baden-Württemberg, Bayern und Rheinland-Pfalz ausgeführt bzw. befinden sich in der Planung.

Grundsätzliche Regeln der Technik zum Entwurf, Bemessung, Bau und Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken enthält Merkblatt 202 / 1991 der DVWK. Insbesondere Kriterien für die wasserwirtschaftliche Bemessung, für den Entwurf und die hydraulische Bemessung sowie zu geotechnischen Untersuchungen aber auch zu den ökologischen Auswirkungen einer Entlastungsanlage werden im Merkblatt auf Grundlage der DIN 19700 erläutert. Die Angaben beziehen sich auf binnenländische Hochwasserrückhaltebecken und sind daher nur teilweise auf Anlagen im Küstenbereich anwendbar. Diese sind als nicht überlastbare, steuerbare Entlastungsanlagen im Nebenschluss zu behandeln.

Die Ein- und Auslaufbauwerke sind so auszulegen, dass Behinderungen durch Eis und Treibgut vermieden werden. Beim Einlaufbauwerk ist eine störungsfreie Zu- und Einströmung sicherzustellen, so dass eine ausreichende Dimensionierung der Einlaufquerschnitte notwendig ist. Auch eine Dissipation der Strömungsenergie im Bauwerksbereich sollte z.B. durch die Anlage eines Kolksees ermöglicht werden, da sämtliche hydraulischen Belastungen einwandfrei zu beherrschen sind. Daraus folgt, dass sämtliche Bauwerke durch konstruktive Maßnahmen soweit zu sichern sind, dass sie auch bei einer hydraulischen Überlastung funktionsfähig und standsicher bleiben. Dies gilt insbesondere auch bei ungesteuerten Überlaufstrecken, welche den Belastungen aus strömendem Wasser standhalten und erosionssicher ausgeführt werden müssen. Die Dimensionierung der Abflussquerschnitte richtet sich nach dem maßgebenden Lastfall. Die wichtigsten Auswahlkriterien für bewegliche Verschlüsse sind Betriebssicherheit sowie Wartungs- und Reparaturfreundlichkeit [DVWK, 1991a]. Die Steuerung von Poldern erfolgt in der Regel nach eindeutigen Steuerungsvorschriften für den Betrieb anhand eines Be-

triebsplanes. Zur Entwässerung der Polder sind leistungsfähige Schöpfwerke oder ausreichend dimensionierte Wehrbauwerke bzw. Deichsiele und zuführende Gräben notwendig.

Sommerpolder liegen zwischen einem Sommer- und einem Hauptdeich und werden während schwerer Sturmfluten geflutet. Als Sturmflutentlastungspolder werden Fluträume entlang eines Ästuars bezeichnet. Sie liegen hinter dem Hauptdeich und sollen während einer sehr schweren Sturmflut geflutet und danach zu Tideniedrigwasserphasen in kurzer Zeit entleert werden, um bei Kettentiden den Sturmflutscheitel des folgenden Tidehochwassers kappen zu können. Die Polder können dann zusätzlich als zweite Deichlinie wirken, welche in flächenhaften Küstenschutzstrategien stets gefordert wird. Im Küstenbereich sollten aus Sicherheitsgründen stets redundante Betriebsverschlüsse vorhanden sein. Eine Anlage von Sturmflutentlastungspoldern an Tideflüssen ist zurzeit noch nicht erfolgt.

Bei der Errichtung von Entlastungspoldern ist zu beachten, dass im Flutungsfall Ertragsverluste und Kosten für die Wiederherstellung der Bewirtschaftbarkeit und Ertragsfähigkeit von überfluteten Flächen entstehen. Durch ein optimiertes Ablauf-, Zeit- und Informationsmanagement sind schadensmindernde Anpassungen bei Hochwasserschutzpoldern (wie Bergung von Vorräten, vorgezogene Ernte) möglich [BRONSTERT, 2004]. Bei Sturmflutentlastungspoldern sind diese Effekte aufgrund kurzer Vorwarnzeiten jedoch gering. Zudem sind diese nur bei extremen Sturmfluten einzusetzen, welche normalerweise in den Wintermonaten auftreten.

Jährliche Einkommenseinbußen infolge Poldernutzung hängen vornehmlich von der Wahrscheinlichkeit der Wiederkehr der Flutungen, dem jahreszeitlichen Termin und der Dauer der Flutung und der Art und Intensität der Flächennutzung sowie der einzelbetrieblichen Betroffenheit durch die Flutung ab. Eine vielfach angeführte Maßnahme zur Schadensminderung im Flutungsfall der Umstellung von vorhandener Ackernutzung zugunsten einer Grünlandnutzung führt i.d.R. zu enormen Einkommenseinbußen, die sich keinesfalls durch eine geringe Schadensreduzierung im Flutungsfall rechtfertigen lassen [BRONSTERT, 2004]. Aus ökonomischer Sicht ist der Nutzen dieser Schutzmaßnahme in Bezug zu den Kosten der Errichtung und Unterhaltung der Polder zu setzen. Fallen hohe Investitionskosten für die Errichtung von Deichen und Abschlagsbauwerken an, ergeben sich kleine Nutzen-Kosten-Relationen. Polder können auch aus Sicht des Naturschutzes sinnvoll sein. So können zuvor eingedeichte Grünlandflächen wieder als Überschwemmungsgebiete und gleichzeitig als Feuchtbiotope dienen.

## **5.5 Flutraumänderung durch Ausleitungen**

Entsprechend dimensionierte Ab- und Umleitungsbauwerke (z.B. Flutrinnen bzw. Entlastungsrinnen) dienen dem Abschlag von Wassermassen zur Reduktion des Hochwasserscheitels bei extremen Abflüssen aus dem Oberlauf eines Flusses.

Eine Hochwasserentlastung durch Entlastungsrinnen kann in Tideflüssen bei einem großen Verhältnis von Oberwasserabfluss zu Tidevolumen sinnvoll sein. Dies ist beispielsweise am Mississippi mit einem Verhältnis von rd. 1:1 gegeben. In diesem Fall müssen jedoch entsprechende topographische Voraussetzungen gegeben sein, um eine Ausleitung von Wassermassen zu ermöglichen. Dies kann u.a. durch ein seitlich gelegenes Einzugsgebiet gegeben sein, zu dem eine Verbindung hergestellt werden kann, ohne dass große Höhendifferenzen zu überwinden sind.



## **6 Definition und Ermittlung eines Risikos für das Küstenhinterland**

### **6.1 Definition des Risikos in Tideflüssen**

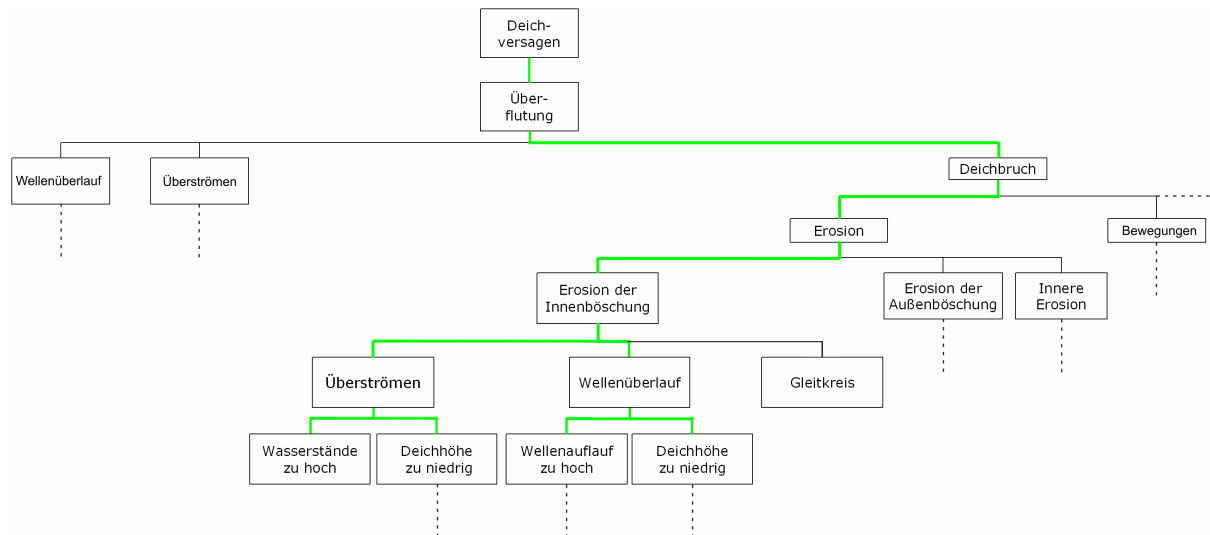
Die Versagenswahrscheinlichkeit jedes Schutzelementes eines Küstenschutzsystems und die daraus resultierende Gesamtversagenswahrscheinlichkeit ergeben mit der Vulnerabilität (dem Wert und der Exposition materieller und immaterieller Güter) im Hinterland das Risiko (Risiko = Versagenswahrscheinlichkeit \* Schaden). Dieses probabilistische Verfahren setzt eine Definition des Versagens eines Bauwerks voraus. Bei Küsten- und Hochwasserschutzbauwerken stellen ein Überlauf und eine Überflutung des Hinterlands das Versagen wegen Verlustes der Funktion dar. Dabei sind das Schutzsystem als Ganzes zu betrachten und die Küstenschutzelemente als Komponenten des Gesamtsystems zu berücksichtigen. Im Rahmen einer komplexen Risikoanalyse sollte eine Sensitivitätsanalyse der Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Änderungen der Lasteinwirkungen, u.a. Tidewasserstände, Seegang, Strömungen, Zuflüsse, und der Zusammensetzung des Schutzsystems durchgeführt werden, da das Versagen auf vielfältige Weise erfolgen kann. Bei gleicher Deichhöhe kann aufgrund unterschiedlicher Wellenhöhen vor dem Deich eine unterschiedliche Wiederkehrzeit des Wellenüberlaufs und damit ein unterschiedliches Risiko für das dahinter liegende Gebiet eintreten [ZIMMERMANN ET AL., 2000].

Das Versagen des Küstenschutzelements Deich stellt im Küstenraum den maßgebenden Versagensfall dar. Die Wahrscheinlichkeit eines Deichversagens ist u.a. durch bauliche Maßnahmen aktiv beeinflussbar, während die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Sturmflutwasserständen nicht zu beeinflussen ist. Eine Abschätzung und konkrete Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagens erfolgt mit den heute in Norddeutschland angewendeten deterministischen Bemessungsverfahren (Einzelwert- bzw. Vergleichswertverfahren) nicht [FRANZIUS-INSTITUT, 2001]. Ganzheitliche Ansätze des Risikomanagements unter Berücksichtigung von Investitionskosten und Schadenspotentialen liefern z.B. VRIJLING und VAN GELDER (1999).

In vielen Küstenländern im Nordseeraum werden bereits risikobasierte Methoden eingesetzt oder aber große Schritte in diese Richtung unternommen [HTG, 2007b]. Die Bereitschaft, Risikoanalysen bei der Planung von Küstenschutzmaßnahmen zu verwenden ist derzeit jedoch noch relativ gering. Dagegen sind in den Niederlanden Risiko- und Kosten-Nutzen-Analysen die Basis für den Küstenschutz. Das Land Schleswig-Holstein nimmt in Deutschland eine gewisse Vorreiterrolle in Deutschland ein, wobei auch im GENERALPLAN KÜSTENSCHUTZ SCHLESWIG-HOLSTEIN von 2001 der Grundsatz gilt, dass ein gleiches Schutzniveau für alle Ausgangspunkt der Planungen ist. Im Folgenden wird ein wissenschaftlich-analytischer Ansatz zur Bestimmung des objektiven Risikos dargestellt. Daneben gibt es die subjektive Risikowahrnehmung, ein eher intuitiv empfundenes Risiko bei dem der potentielle Schaden von wesentlich größerer Bedeutung ist als die Eintrittswahrscheinlichkeit des Ereignisses [DKKV, 2004].

## 6.2 Wahrscheinlichkeit des Versagens von Schutzelementen

Wasserstände und Seegang sind die grundlegenden Belastungsgrößen auf das Küstenschutzsystem. Es sind nicht nur dynamische sondern auch stochastische Größen. Im Rahmen eines Risikomanagements mit probabilistischer Bemessung sollte eine explizite Berücksichtigung aller Versagensmechanismen der Küstenschutzelemente erfolgen, wobei die Unsicherheiten der Eingangsparameter und der Rechenmodelle zur Berechnung der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit ebenfalls zu beachten sind. Die Zusammenhänge bzw. chronologischen Abläufe bis zum Gesamtversagen eines Deiches können in einem Fehlerbaum beschrieben werden. Als Ursache des Versagens des Hauptschutzelements Deich kommen mehrere z.T. voneinander abhängige Mechanismen in Frage, welche in Abb. 6-1 als vereinfachter Fehlerbaum dargestellt sind. Dazu zählen u.a. eine Erosion der Grasnarbe und der Kleischicht, Druckschläge auf dem Deckwerk, eine Infiltration, ein Auftrieb im Bereich des Deckwerks, eine Durchströmung oder ein Gleiten. Die Belastungen des Deiches können sowohl auf der Außen- wie der Binnenböschung entstehen. Grundsätzlich sind als wesentliche Belastungsgrößen die Wasserstände und Wellen im Bereich des Bauwerks als Eingangswerte zu ermitteln.



**Abb. 6-1: Vereinfachter Fehlerbaum für das Versagen eines Deiches [modifiziert nach CUR, 1990]**

Ansätze zur Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten und zur Bestimmung von Zuverlässigkeitsfunktionen als Element einer quantitativen Bestimmung des Versagensrisikos von Deichen liefern z.B. CUR (1990) und TAW (1999). Ein probabilistisches Bemessungskonzept auf der Grundlage bestehender, zu ergänzender und neu zu entwickelnder Grenzzustandsgleichungen für maßgebende Versagensmechanismen und deren Wechselwirkungen findet sich bei KORTENHAUS & OUMERACI (2003). Die Betrachtung des Risikos für den deutschen Küstenraum kann aufgrund der besonderen Bedeutung dieses Küstenschutzelements anhand von Deichen erfolgen, wobei alle erforderlichen Versagensmechanismen einschließlich der dafür notwendigen Eingangsparameter und der Unsicherheiten zusammenzustellen und zu bewerten sind [KORTENHAUS ET AL., 2003].

Zu beachten ist, dass bei einer Fehlerbaumanalyse dreidimensionale Effekte sowie Längeneffekte (Berücksichtigung der Deichlänge) nicht erfolgen. Darüber hinaus gibt es weitere

Versagensmechanismen, z.B. Schiffsstoß, Sabotage, Eis, Treibgut sowie Fehler bei der Bauausführung und Unterhaltung, für welche Grenzzustandsgleichungen nur schwer aufzustellen sind. Für die wichtigsten Versagensmechanismen sind Gleichungen, welche den Grenzzustand zwischen Versagen und Nicht-Versagen durch Gegenüberstellung der Einwirkungen und Widerstände ( $Z = R - S$ ) beschreiben, zu formulieren. Die Berücksichtigung der Abfolge und Dauer der zeitabhängigen Versagensmechanismen ist von besonderer Notwendigkeit [KORTENHAUS, 2006].

In der Regel führt eine umfassendere Betrachtung der Versagensmechanismen zu niedrigeren Versagenswahrscheinlichkeiten als die Verwendung vereinfachter Fehlerbäume (z.B. reine Betrachtung der Eintrittswahrscheinlichkeit des Bemessungswasserstands), wobei dies in der Praxis enorme Aufwände erfordert und viele Annahmen hinsichtlich der Unsicherheiten der stochastischen Eingangsparameter notwendig sind. Die Basis der Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Küstenschutzsystems setzt die Identifikation der Hauptversagensursachen voraus. Die Versagenswahrscheinlichkeit eines Schutzelements wird traditionell als Bemessungskriterium verwendet [PLATE, 2000]:

$$P_F = P \{S \geq R\} \leq P_{Bem} \quad \text{Gl. 6-1}$$

mit:  $P_F$  Versagenswahrscheinlichkeit des Schutzelements [1/a]  
 $P_{Bem}$  Bemessungskriterium (Versagenswahrscheinlichkeit) [1/a]  
 $S$  Belastung (Wasserstand) [m]  
 $R$  Belastbarkeit (Deichhöhe) [m]

Der im Folgenden beschriebene Ansatz zur Bestimmung des Versagens von Hochwasserschutzanlagen entspricht im Wesentlichen der Methodik von MAI (2004). Als maßgebender Mechanismus des Versagens eines Deichabschnittes gilt der Wellenauflauf und -überlauf [FRANZIUS-INSTITUT, 2001]. Die quantitative Analyse für das Versagen eines Schutzsystems erfolgt durch Definition der Zuverlässigkeitsfunktion  $Z$  als Differenz von Belastbarkeit  $R$  und Belastung  $S$ . Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit des Schutzelements Deich wird angenommen, dass ein Versagen eines Deiches eintritt, sobald ein Wellenüberlauf stattfindet. Wellenüberlauf kann zu einer Erosion der Binnenböschung und infolgedessen zu einem Bruch des Deiches führen. Die Zuverlässigkeitsfunktion für einen Deich vergleicht die Deichhöhe  $h_D$  als Belastbarkeit mit der Summe aus Tidehochwasserstand  $Thw$  und Wellenauflauf  $R_{2\%}$  als Belastung. Wird das Versagen eines Deiches als Wellenüberlauf definiert, lautet die Zuverlässigkeitsfunktion  $Z_D$ :

$$Z_D = h_D - Thw - R_{2\%} \quad \text{Gl. 6-2}$$

Der Wellenauflauf bezeichnet die durch eine Welle maximal hervorgerufene Wasserspiegelauslenkung am Deich über den Ruhewasserstand hinaus. In die vorwiegend angewendeten Wellenauflaufformeln gehen die Böschungsneigung  $\alpha$ , die Wellenhöhe  $H$  sowie die Wellenperiode  $T$  ein. Der Wellenauflauf  $R_{2\%}$  kann nach der in der EAK (2002) empfohlenen Bemessungsformel wie folgt berechnet werden:

$$R_{2\%} = 2,15 * \gamma_\theta * \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi} * H_{m0} * T_{0,2} * \tan \alpha} \quad \text{Gl. 6-3}$$

mit:  $R_{2\%}$  Wellenauflaufhöhe, die von 2 % aller Wellenaufläufe überschritten wird [m]

$\gamma_\theta$	empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung [-]
$H_{m0}$	signifikante Wellenhöhe [m]
$T_{0,2}$	mittlere Wellenperiode [s]
$\alpha$	Winkel der Außenböschung [°]

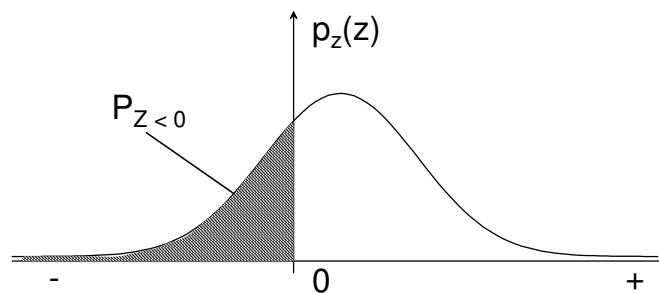
Da die Peakperiode bei der numerischen Berechnung aus einer Frequenz des gegenüber Messungen vergleichsweise groben Berechnungsrasters ermittelt wird, wird hier statt der Peakperiode  $T_P$  die mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$  angesetzt. Entsprechend der EAK (2002) wird dann der Vorfaktor von 1,6 auf 2,15 erhöht. Der Wellenaufbau an einem Deich ist abhängig von der Wellenanlaufrichtung. Dies wird mit dem Beiwert  $\gamma_\theta$  berücksichtigt. Für eine Grasböschung beträgt der Rauigkeitsbeiwert  $\gamma_f = 1$ .

$$\gamma_\theta = 0,65 \cdot \cos \theta + 0,35 \quad \text{Gl. 6-4}$$

mit:  $\theta$  Anlaufrichtung der Wellen [°] (senkrechter Anlauf:  $\theta = 0^\circ$ )

Die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bildet die oben beschriebene Definition des Grenzzustandes der Zuverlässigkeit  $Z$ . Sowohl die Belastung als auch die Belastbarkeit sind aufgrund ihrer Abhängigkeit von stochastischen, hydrologischen und meteorologischen Randbedingungen (z.B. Wasserstand, Seegang) bzw. unterschiedlicher Materialien wahrscheinlichkeitsverteilte Größen. Daher ist auch die Zuverlässigkeit wahrscheinlichkeitsverteilt. Unter Verwendung der Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit  $p_Z(Z)$  berechnet sich die Eintrittswahrscheinlichkeit des Versagens eines Küstenschutzelements  $P_{Z<0}$  durch Integration über den Versagensbereich (Abb. 6-2).

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^0 p_Z(Z) dZ \quad \text{Gl. 6-5}$$



**Abb. 6-2: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit [FRANZIUS-INSTITUT, 2007]**

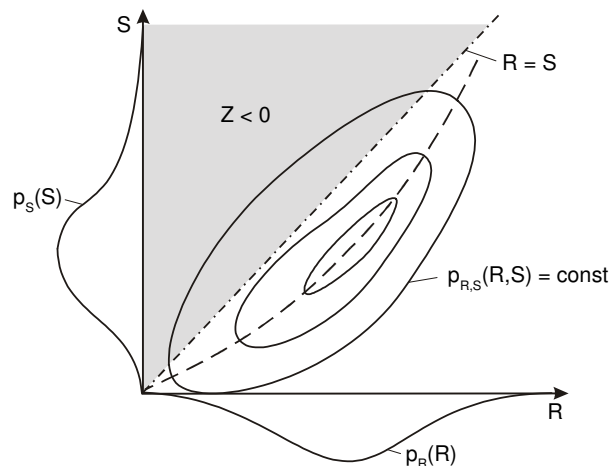
Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit ist eine Funktion der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte  $p_{R,S}(R,S)$  von Belastbarkeit und Belastung. Es gilt:

$$p_Z(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} p_{R,S}(Z - S, S) dS \quad \text{Gl. 6-6}$$

Für die Versagenswahrscheinlichkeit folgt somit [PLATE & DUCKSTEIN, 1988]:

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^{\infty} \left( \int_{-\infty}^S p_{R,S}(R,S) dR \right) dS \quad \text{Gl. 6-7}$$

Abb. 6-3 verdeutlicht die Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit.



**Abb. 6-3: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der 2D - Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit [PLATE & DUCKSTEIN, 1988]**

Bei statistischer Unabhängigkeit von Belastbarkeit und Belastung folgt die Versagenswahrscheinlichkeit unmittelbar aus den Wahrscheinlichkeitsdichten von Belastbarkeit  $p_R(R)$  und Belastung  $p_S(S)$  [BAKKER & VRIJLING, 1980]:

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^{\infty} \left( \int_{-\infty}^S p_R(R) dR \right) * p_S(S) dS \quad \text{Gl. 6-8}$$

Die Belastbarkeit  $R$  und die Belastung  $S$  sind Funktionen von Basisvariablen  $(U_1, U_2, \dots, U_n)$  und  $(V_1, V_2, \dots, V_m)$ , d.h.:

$$R = R(U_1, U_2, \dots, U_n) = R(\vec{U}) \quad \text{Gl. 6-9}$$

$$S = S(V_1, V_2, \dots, V_m) = S(\vec{V}) \quad \text{Gl. 6-10}$$

Das zweidimensionale Integral zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich so als  $(n+m)$ -dimensionales Integral darstellen [REEVE, 1998]. Es gilt:

$$P_{Z<0} = \int \dots \int_{A_{Z<0}} p_{\vec{U}, \vec{V}}(\vec{U}, \vec{V}) d\vec{U} d\vec{V} \quad \text{Gl. 6-11}$$

mit:  $A_{Z<0}$  Kombinationen der Basisvariablen, die zu negativen Zuverlässigkeiten führen, d.h.  $A_{Z<0} = \{ \vec{U}, \vec{V} : R(\vec{U}) - S(\vec{V}) < 0 \}$

Bei statistischer Unabhängigkeit der die Belastbarkeit beschreibenden Variablen und damit von Belastbarkeit und Belastung, folgt:

$$P_{Z<0} = \int \dots \int_{A_{Z<0}} p_{\vec{U}}(\vec{U}) * p_{\vec{V}}(\vec{V}) d\vec{U} d\vec{V} \quad \text{Gl. 6-12}$$

Zur Lösung des dargestellten Versagensintegrals kann ein probabilistisches Verfahren der Stufe III<sup>1</sup> verwendet werden [CUR, 1990]. Hierbei erfolgt die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ohne Voraussetzung einer bestimmten Form der Verteilung der Basisvariablen, es werden die vollständigen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der stochastischen Variablen

<sup>1</sup> Stufe III: Bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit werden die vollständigen Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der wahrscheinlichkeitsverteilten Variablen eingeführt.

eingeführt. Der unter Umständen nicht-lineare Charakter der Zuverlässigkeitsfunktion wird berücksichtigt. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt durch numerische Integration. Den Ausgangspunkt einer probabilistischen Bemessung der Stufe III bildet auf der Belastungsseite die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsverteilung von Wasserstand, Windgeschwindigkeit und Windrichtung. Diese wird mit Hilfe von Übertragungsfunktionen  $f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W)$  in die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastung transformiert:

$$S = f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W) \quad \text{Gl. 6-13}$$

Für den Versagensmechanismus Wellenüberlauf kann die Belastung am Deich, d.h. Wasserstand, Seegang, Wellenauflauf, z.B. aus numerischen Modellen zur Simulation des Seegangs sowie Berechnungen des Wellenaufbaus bestimmt werden. Zur Ermittlung der Übertragungsfunktion  $f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W)$  kann beispielsweise das numerische Seegangmodell SWAN angewendet werden. Dies ist ein spektrales Modell, d.h. der Seegang wird durch ein richtungsabhängiges Seegangsspektrum beschrieben. Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastung ist unter Vernachlässigung der Unsicherheiten in der Übertragungsfunktion eine Funktion der Wahrscheinlichkeitsverteilung von Tidehochwasserstand und Wind. Es gilt:

$$p_S(S) = \iiint_{f_S(\text{Thw}, u_W, \gamma_W)=S} p_{\text{Thw}, u_W, \gamma_W}(\text{Thw}, u_W, \gamma_W) d\text{Thw} du_W d\gamma_W \quad \text{Gl. 6-14}$$

Für die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastbarkeit kann vereinfachend eine DIRAC-FUNKTION angenommen werden, d.h.:

$$p_R(R) = p_{h_D}(\tilde{h}_D) = \delta_{h_D} \quad \text{Gl. 6-15}$$

Zur Eingliederung weiterer Fehlermechanismen in die probabilistische Bemessung sind neben den Statistiken von Wasserstand und Wind jedoch weitere langjährige Statistiken, wie z. B. der Standzeit von Sturmfluten, und deren Korrelationen bzw. umfangreiche Statistiken der Bauwerkseigenschaften, wie z. B. der Bodenbeschaffenheit (Reibungswinkel, Kohäsion, Durchlässigkeitsbeiwert etc.), notwendig [MAI & VON LIEBERMAN, 2001a].

### 6.3 Schadenshöhen durch Versagen

Für Aussagen zum Risiko ist die Vulnerabilität festzustellen. Da der Schaden zumeist nicht total sein wird und nur ein vom Ereignis abhängiger Prozentsatz des Maximalschadens eintritt, wird von relativer Vulnerabilität des betroffenen Elements gesprochen [PLATE, 2000]. Der Folgeschaden ergibt sich aus dem Produkt des Schadenspotentials und dem Grad der Zerstörung in Abhängigkeit des Überflutungsgeschehens bzw. der lokalen Überflutungstiefe [FRANZIUS-INSTITUT, 2007]. Als sozio-ökonomische Schadenskategorien werden bei der Schadenspotentialanalyse das Potential der Personenschäden, der Vermögensschäden und der Schäden an Kulturgütern sowie der Produktionsausfall und der, im Vergleich zu den anderen Schadensanteilen vernachlässigbare Aufwand des Katastrophenschutzes unterschieden [SCHMIDTKE, 1995]. Eine Schadensanalyse erfolgt auf der Basis von Überflutungssimulationen sowie der Vermögenswerte im Bereich der betrachteten Hinterlandflächen. Eine Schädigung des Lebens der in den gefährdeten Gebieten ansässigen Einwohner ist im Gegensatz zu den mit den gefährdeten Einwohnern verbundenen Werten wie Wohnkapital, Hausrat und Kfz-Vermögen nicht monetär zu bewerten. Weiterhin können Werte aus dem vorhandenen Anlagevermögen und Vorratsver-

mögen eines Gebietes berücksichtigt werden. Als Anlagevermögen gelten alle dauerhaften Werte, wie Ausrüstungen und Bauten, in den verschiedenen Wirtschaftsbereichen eines Objektes. Das Vorratsvermögen umfasst die Bestände an Roh-, Hilfs- und Betriebsstoffen sowie unfertigen und fertigen Erzeugnissen, die der Veräußerung und Weiterverarbeitung dienen. Für die Bewertung des Bodens werden von der Flächennutzung abhängige Bodenrichtwerte verwendet, die den durchschnittlichen Lagewert des Bodens definieren.

Sofern die im betrachteten Gebiet befindlichen Flächen hinsichtlich ihrer Nutzungsart (z.B. Grünland, Wohnbauflächen oder Industrieflächen) unterschieden werden, können jeder Fläche die Vermögenswerte der bereits erwähnten einzelnen Wertkategorien zugeordnet werden. Die durch eine Überflutung des Hinterlands entstehenden Schäden sind in direkte und indirekte Schäden aufzuteilen. Direkte Schäden umfassen die unmittelbaren Folgen des Deichbruchs und der anschließenden Überflutung des Hinterlands, d.h. Schäden an Haushalts- und Betriebsvermögen, der Infrastruktur und Gebäuden. Indirekte Schäden resultieren hingegen aus den durch die Betriebsunterbrechung entstandenen Lohn- und Umsatzausfällen. Bei der Erfassung von Vermögenswerten, wie Wohngebäudebestand, Hausrat oder privater Kfz-Bestand kann eine Zuordnung zur Bevölkerungsdichte erfolgen [FRANZIUS-INSTITUT, 2001]. Die Vermögenswerte der jeweiligen Nutzungskategorien können anschließend gleichmäßig auf die entsprechenden Nutzungsflächen verteilt werden. Da die Vermögenswerte auf einer definierten Fläche in der Realität aber nicht zwangsläufig gleichmäßig verteilt sind, kann der ermittelte Schaden in einer überfluteten Fläche über- bzw. unterschätzt werden.

Die Wassertiefe kann als den Schädigungsgrad charakterisierender Parameter herangezogen werden [FRANZIUS-INSTITUT, 2001]. Bei der Ermittlung eines durch eine Überflutung entstehenden Schadens werden die bei der Überflutung auftretenden maximalen Wassertiefen herangezogen. Für jede Fläche wird anschließend der Schaden als Produkt der anstehenden Vermögenswerte und der Schädigungsgrade der entsprechenden Wertkategorien berechnet. Der Schädigungsgrad ist abhängig von der Überflutungswassertiefe oder vorhandenen Strömungen. Dieser Zusammenhang wird durch wertkategorie-spezifische Wasserstand-Schadensfunktionen beschrieben. Für das Küstengebiet der Jade und Weser hat SCHMIDTKE Schadensfunktionen ermittelt (Abb. 6-4), wobei nur Wertkategorien erfasst sind, welche sich monetär bewerten lassen.

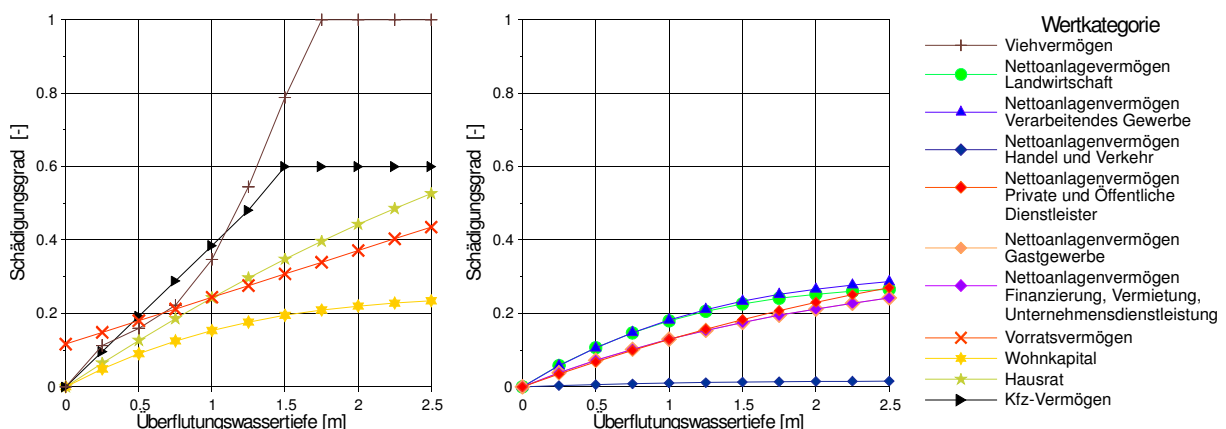


Abb. 6-4: Wasserstand-Schadensfunktionen [FRANZIUS-INSTITUT, 2007]

Die Genauigkeit der Bestimmung der Schadenspotentiale hängt u.a. von der Auflösung des

Modells ab. Detaillierte Beschreibungen zu Wasserstand-Schadensfunktionen finden sich bei MAI (2004).

#### **6.4 Prinzipien eines Hochwasser- und Risikomanagements in Tideflüssen**

Ein Leitbild für den Küstenschutz ergibt sich aus einem maximal möglichen Sicherheitsstandard für den Küstenraum [DKKV, 2004]. Risiko- und Schadenminimierung erfordern in diesem Zusammenhang eine integrierte Vorgehensweise unter Beachtung aller relevanten Aspekte von Wasserwirtschaft, Bodennutzung, Raumordnung, Flächennutzung und Naturschutz. Dabei sollten der Staat und die Betroffenen (u.a. Kommunen, Bürger, Industrie) im Sinne einer Risikopartnerschaft kooperieren und die stetig wachsenden Erfordernisse des Küstenschutzes mit den divergierenden Nutzungszielen und Interessenkonflikten koordinieren. Während der Staat das Basisrisiko durch den Bau von Deichen, Rückhalteräumen und durch gesetzliche Regelungen eindämmt, sollten Betroffene u.a. durch angepasste Bauweise ihren Beitrag zur Schadensvorsorge leisten. Eine geeignete Vorsorgestrategie gegen Hochwasserschäden umfasst alle Aspekte von der Entstehung eines Hochwassers bis zur Vermeidung von Schadenspotentialen. Langfristig können die Auswirkungen von Naturkatastrophen nur reduziert werden, wenn die Menschen über die Folgen u.a. von Überflutungen aufgeklärt sind und wissen, wie sie sich schützen können [MÜNCHENER RÜCK, 2005b].

Das Management von Hochwasserrisiken stellt einen integralen Bestandteil eines Bemessungs- und Sicherheitskonzepts dar. Die Managementmaßnahmen sind struktureller Art (Ingenieurmaßnahmen) und nicht-struktureller Art (organisatorische, institutionelle und ähnliche Maßnahmen) und beziehen sich auf die Minimierung beider Risikokomponenten des Schutzgebietes [GISZAS, 2004]. Vor dem Hintergrund begrenzter Haushaltsmittel sollten Planungen für Schutzmaßnahmen systematisch nach den Prinzipien des Risikomanagements durchgeführt werden, da auch in industriellen Ländern ein absoluter Schutz bzw. eine absolute Sicherheit (Sicherheit zu 100%) gegen Extremereignisse weder möglich noch überall erstrebenswert ist. Sofern von einem relativen Schutz unter Einbeziehung eines Restrisikos, welches es zu quantifizieren und entsprechend der Nutzung des Gebietes zu minimieren gilt, ausgegangen wird, ist ein Übergang von einer Sicherheitskultur zur Risikokultur gegeben [PLATE, 2000]. Unter Risikomanagement wird allgemein die systematische Anwendung von Managementmethoden verstanden, um das Risiko zu identifizieren, zu analysieren, einzuschätzen, sich mit ihm auseinander zu setzen und es zu überwachen. Dazu zählt auch die Gesamtheit aller systematisch aufeinander abgestimmten Handlungen für die Abwendung bzw. Begrenzung einer Katastrophe aus natürlichen oder anderen Ursachen [PLATE, 2000].

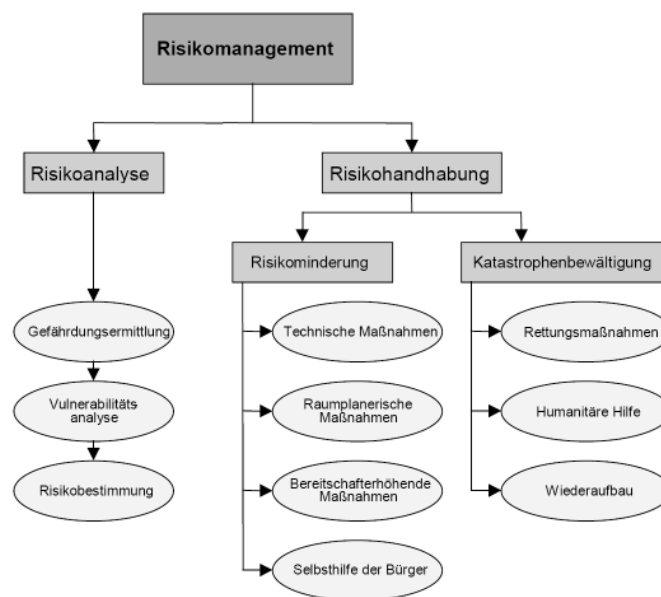
Das derzeitige Sicherheitskonzept an der deutschen Küste auf der Grundlage eines linienhaften Schutzes (Abwehrstrategie) und festgelegter Bemessungswasserstände kann langfristig die Anforderungen eines nachhaltigen Schutzes nur unzureichend erfüllen und sollte daher schrittweise in ein neues flächenhaftes Schutz- und Sicherheitskonzept überführt werden. Ein solches Konzept sollte alle Optionen vom Rückzug bis zum Vordringen und alle ingenieurtechnischen und institutionellen Maßnahmen zur Reduzierung des Überflutungsrisikos zulassen und bilanzieren [GISZAS, 2004].

Im Rahmen eines Hochwasser- und Risikomanagements bestehen verschiedene Möglichkeiten Schadenspotentiale nicht weiter zu erhöhen bzw. zu vermindern (Abb. 6-5). Beispielsweise ist



ein Verbot von Baumaßnahmen bzw. eine Herabsetzung hochwertiger Nutzungen in hochwassergefährdeten Gebieten denkbar. Insbesondere ist eine kontinuierliche Verbesserung der Vorwarnzeit notwendig, wobei sicherzustellen ist, dass diese Warnungen auch bei den Betroffenen ankommen und damit verbundene Empfehlungen befolgt werden. Von besonderer Bedeutung sind effektive Frühwarnsysteme und konsequente Evakuierungsmaßnahmen bei Sturm- und Überschwemmungsereignissen. Jedoch ist das beste, technologisch ausgereifteste Warnsystem wertlos, sofern die Meldungen nicht bei der betroffenen Bevölkerung ankommen bzw. das Bewusstsein für risikogerechtes Handeln fehlt. Beispielweise kamen während des Hurrikans Katrina viele Menschen in der Region New Orleans teils aus Armut teils aus fehlendem Risikobewusstsein Evakuierungsaufforderungen nicht nach.

Zum Hochwassermanagement gehören auch immer Maßnahmen zum Wasserrückhalt sowohl im Einzugsgebiet eines Gewässers u.a. durch Änderung der Landnutzung, Entsiegelungen, Aufforstungen als auch direkt am Gewässer durch Reaktivierung von Überschwemmungsgebieten bzw. technische Hochwasserrückhaltungen. Zahlreiche wissenschaftliche Studien belegen, dass erstgenannte Maßnahmen lediglich geringe hochwassermindernde Maßnahmen im Nahbereich kleinerer Fließgewässer und im Oberlauf der Flüsse bewirken [MEIBNER ET AL., 2006]. Die Wirkungen bei extremen Hochwasserereignissen werden jedoch, wie verschiedene Forschungsarbeiten gezeigt haben, vielfach überschätzt.



**Abb. 6-5: Struktur des integrierten Risikomanagements im Küstenschutz [DKKV in Anlehnung an PLATE (1997), 2004]**

Aus Abb. 6-5 geht hervor, dass der Schutz vor Hochwasser und Sturmfluten ein komplexes System vieler Teilkomponenten ist, von welchen technische Maßnahmen nur ein Element darstellen. Durch raumplanerische Maßnahmen kann dafür gesorgt werden, dass im Katastrophenfall gefährdete Gebiete durch die Ausweisung von Fluchtwegen und z.B. durch den Bau von hochwassersicheren Verkehrswegen schnell evakuiert werden können. Ein Frühwarnsystem ist eines der effektivsten Maßnahmen zur Schadensbegrenzung und damit ein wesentliches Instrument des Risikomanagements. Abb. 6-6 zeigt den Kreislauf des Risikomanagements.

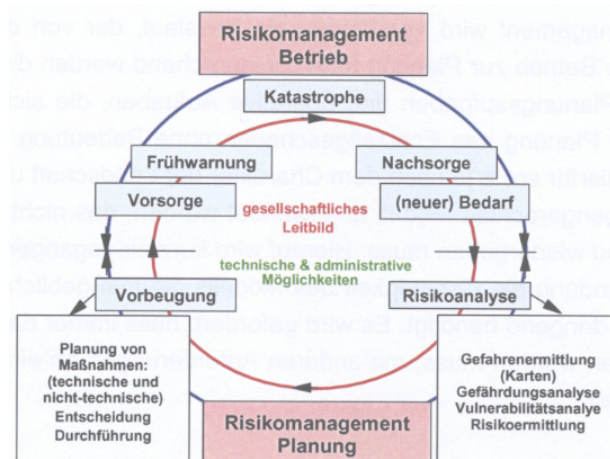


Abb. 6-6: Kreislauf des Risikomanagements [PLATE, 2006]

Hochwasserflächenmanagement bedeutet u.a., dass die Hochwasserschutzmaßnahmen auf das Schadenspotential abgestimmt werden. Hohe Schadenspotentiale rechtfertigen hohe Schutzziele. Andererseits bedeutet Hochwasserflächenmanagement, dass Nutzungen zu begrenzen sind, sofern sich Hochwasserschutzmaßnahmen aus ökologischen und ökonomischen Gründen nicht rechtfertigen. Zukunftsweisender Hochwasserschutz trägt beiden Strategien Rechnung [LAWA, 1999]. In Tab. 6-1 sind grundsätzliche Maßnahmen zum Hochwasserschutz und zur Hochwasservorsorge zusammengefasst.

Tab. 6-1: Maßnahmen zum Hochwasserschutz und zur Hochwasservorsorge [modifiziert nach KRON, 2005]

Häufigkeit der Überschwemmung	Maßnahmen
Häufig – T < 20 Jahre	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Dezentraler Rückhalt</li> <li>• Renaturierung, Entsiegelung</li> <li>• Deichrückverlegung, Querschnittsaufweitung</li> <li>• Deiche</li> </ul>
Selten – 20 < T < 100 Jahre	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Rückhaltebecken, -flächen</li> <li>• Deiche</li> <li>• Polder</li> <li>• Deichrückverlegung, Querschnittsaufweitung</li> </ul>
Sehr selten – T >> 100 Jahre	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hochwassermanagement</li> <li>• Hochwasserabwehr</li> <li>• Notentlastungen</li> <li>• Finanzielle Vorsorge</li> </ul>

Wesentliche Merkmale des Küstenschutzmanagements sind u.a. die Schaffung leistungsfähiger administrativer Strukturen, stete Fortentwicklung der Küstenschutztechniken und ein gesellschaftlicher Konsens über die Notwendigkeit und Priorität von Schutzmaßnahmen. Eine Erhöhung von Deichen stellt derzeit die häufigste Möglichkeit zur Verbesserung des Küstenschutzes dar, ist jedoch nicht immer die ökonomisch und ökologisch sinnvollste Methode. Langfristig scheint eine effektive Kombination verschiedener Hochwasser- und Küstenschutzmaßnahmen notwendig. Neben der traditionellen deterministischen Deichbemessung (z.B. das Einzelwertverfahren in Niedersachsen) ist in Zukunft eine komplexere Risikobewertung des gesamten Küstensystems denkbar.

Ein wesentliches Element eines effizienten Schadenmanagements ist der Faktor Zeit. Je früher auf einen Schaden reagiert wird, desto geringer sind seine Auswirkungen. Prinzipiell gilt das Wertigkeitsschema Schadenverhütung, Schadenminderung und Wiederherstellung bzw. Regulierung. Insbesondere Betriebsunterbrechungen können deutlich schadenverstärkend wirken.

Insbesondere Partizipation und Kommunikation sowie die Sensibilisierung aller potentiell Betroffenen wird zukünftig im Küstenschutz eine noch bedeutendere Rolle spielen. Grundvoraussetzung für die Beteiligung der Öffentlichkeit ist deren umfassende Information auch mit dem Ziel das Risikobewusstsein zu stärken. Die Schaffung einer ständigen Sensibilität für das plötzliche Auftreten von Naturkatastrophen und die dauernde Bewusstseinsbildung über deren Ursache und Auswirkungen sind wichtige Grundlagen einer Strategie zur Verminderung und Vermeidung von Schäden [DKKV, 2004].

Das Risikomanagement stellt ein dynamisches Instrument zur Risikominderung dar, welches flexibel auf veränderte Rahmenbedingungen und Anforderungen reagieren kann. Dabei sollen alle realisierbaren Maßnahmen zur Verringerung der Eintrittswahrscheinlichkeit und zum Umgang mit dem Restrisiko in ein übergeordnetes System zusammengeführt, koordiniert, kontrolliert und schließlich ständig angepasst werden. Innerhalb eines integrierten Küstenschutzmanagements wird mit dem Instrument des Risikomanagements versucht, alle Maßnahmen, die zur Reduzierung des Hochwasser- und Sturmflutrisikos beitragen können, zusammenzuführen. Beim integrierten Risikomanagement stehen insbesondere Konzepte zur Verringerung des Restrisikos und des Schadenspotentials der betroffenen Region im Mittelpunkt der Betrachtungen [DKKV, 2004]. Am Ende eines Risikomanagementprozesses sollte das Hochwasserrisiko in einem akzeptablen Bereich liegen.

## **6.5 Minderung und Steuerung des Risikos**

Die Erarbeitung, Untersuchung und Simulation von Maßnahmen des Hochwasserschutzes sowie Pläne für ein Hochwasserrisikomanagement im Sinne von Vermeidung, Schutz und Vorsorge sind von zentraler Bedeutung. Das Risiko kann durch geeignete Maßnahmen zur Hochwasser-, Überschwemmungs- und Schadenvorsorge minimiert werden. Für das verbleibende Restrisiko gibt es u.a. Versicherungen. Gemindert werden kann das Hochwasserrisiko einer Region durch eine Verringerung der Gefährdung, z.B. durch die Vergrößerung von Wasserretentionspotentialen, bzw. eine Verringerung der Vulnerabilität, z.B. durch Rücknahme von hochwertigen Nutzungen aus dem hochwassergefährdeten Bereich [BRONSTERT ET AL., 2004].

Die Risikominderung durch Beeinflussung der Versagenswahrscheinlichkeit von Schutzelementen kann durch technische Maßnahmen, wie sie in Kapitel 2 erörtert wurden, erfolgen. Dazu zählen z.B. eine Erhöhung und Ertüchtigung vorhandener Hochwasser- und Küstenschutzbauwerke sowie flutraumschaffende Maßnahmen. Möglichkeiten zur Risikominderung über eine Begrenzung des zu erwartenden Überflutungsschadens aufgrund geringerer Überflutungsflächen stellen zweite Schutzlinien (rückwärtige Deiche oder Ringdeiche) dar.

Eine Steuerung und somit direkte Beeinflussung des Risikos setzt einen kontrollierbaren Einsatz der vorgeschlagenen Maßnahmen voraus. Dies ist beim Einsatz von steuerbaren Küstenschutzelementen (Sperrwerke und steuerbare Wehre im Zulaufbereich zu Sturmflutentlastungspoldern und Flutrinnen) gegeben.

## 7 Einfluss von Steuerungs- und Ausbaumaßnahmen am Beispiel eines idealisierten Ästuars

### 7.1 Grundsätzliches Verhalten von Tide und Wasserständen

#### 7.1.1 Reibungsfreier Ansatz zur Beschreibung des Tideverhaltens

Bei der analytischen Behandlung einer reibungsfrei in ein Ästuar einlaufenden Tidewelle, z.B. IPPEN (1966), wird vereinfachend angenommen, dass die Tidewelle im Ästuar als Flachwasserwelle eine Fortsetzung einer harmonischen Tidewelle an der Mündung ist. Weiterhin ist vorausgesetzt, dass die Länge eines Ästuars  $l$  deutlich kleiner ist als die Tidewellenlänge  $L$  ( $l \ll L$ ) mit:

$$L_0 = T \cdot c \quad \text{Gl. 7-1}$$

mit:  $L_0$  Tidewellenlänge [m]  
 $T$  Tideperiode = 12 h 25 min = 44.700 s  
 $c$  Wellenfortschrittsgeschwindigkeit [m/s]

Reibungseinflüsse und Reflexionen an den Berandungen werden nicht berücksichtigt. Somit wird die Wellenenergie ungedämpft transmittiert und bleibt erhalten. Es gilt bei diesem Ansatz, dass die Wasserteilchen überwiegend eine horizontale Bewegung längs der Kanalachse und einheitlich über die Tiefe vollziehen, dass die Amplitude  $a$  verglichen zur Wassertiefe  $h$  klein ist ( $a \ll h$ ) und zudem keine Schichtung vorhanden ist. Die Tidewelle wird als Flachwasserwelle betrachtet, mit einer Geschwindigkeit proportional zur Wellenfortschrittsgeschwindigkeit:

$$c = \sqrt{g \cdot h} \quad \text{Gl. 7-2}$$

mit:  $c$  Fortschrittsgeschwindigkeit [m/s]  
 $g$  Erdbeschleunigung [ $\text{m/s}^2$ ]  
 $h$  Wassertiefe [m]

Mit Gl. 7-1 und Gl. 7-2 ergibt sich beispielsweise eine Tidewellenlänge von  $L_0 = 523,84$  km bei einem 14 m tiefen Gerinne. Für eine Welle mit großer Periode, die in ein Gerinne mit konstantem Querschnitt und unbegrenzter Länge einläuft, lautet die harmonische Funktion der Bewegung der Wasseroberfläche (Ursprungstidewelle):

$$\eta(x, t) = \frac{H}{2} \cos(\omega t - kx) \quad \text{Gl. 7-3}$$

mit:  $\eta$  Wasserspiegelauslenkung [m]  
 $H$  Wellenhöhe [m]  
 $t$  Zeit [s]  
 $x$  Ort [m]

$$\omega = \frac{2 \cdot \pi}{T} \quad \text{Frequenz [1/s]} \quad \text{Gl. 7-4}$$

$$k = \frac{2 \cdot \pi}{L} \quad \text{Wellenzahl [1/m]} \quad \text{Gl. 7-5}$$

Die korrespondierende horizontale Partikelgeschwindigkeit  $u$  im Flachwasser beträgt:

$$u(x,t) = \left( \frac{H}{2} * \sqrt{\frac{g}{h}} \right) * \cos(\omega t - kx) \quad \text{Gl. 7-6}$$

Eine Tidewelle in einem Ästuar entsprechend Gl. 7-3 hat eine maximale Amplitude  $a$  zum Zeitpunkt  $t = 0$  und am Ort  $x = 0$ . Die Geschwindigkeiten und Wasserspiegelauslenkungen sind phasengleich und voneinander abhängig. Die maximalen Geschwindigkeiten betragen demnach:

$$u_{\max} = \frac{a}{h} * c_0 \quad \text{Gl. 7-7}$$

mit:  $a$  Amplitude [m]  
 $h$  Wassertiefe [m]  
 $c_0$  Wellenfortschrittsgeschwindigkeit am Ausgangspunkt [m/s]

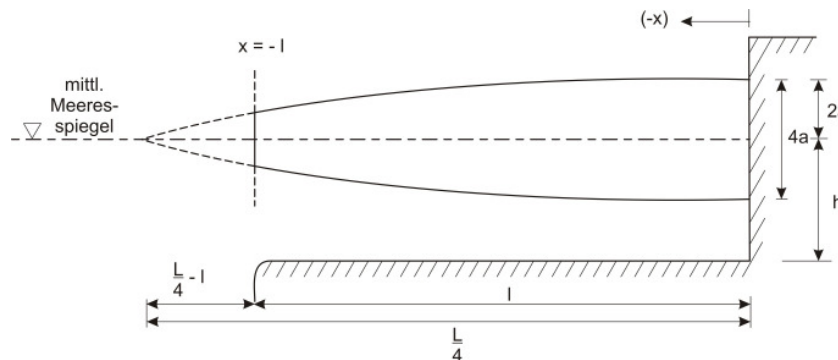
Damit ergeben sich maximale Geschwindigkeiten der einlaufenden Tidewelle in einem Tidefluss bei einem Verhältnis von z.B.  $a/h = 0,1$  und bei Wassertiefen von  $h = 15$  bzw.  $20$  m von rd.  $u = 1,2$  bzw.  $1,4$  m/s. Die Amplitude  $a$  einer Tidewelle nimmt (stromaufwärts) u.a. zu, wenn:

- die Wassertiefe  $h$  zunimmt (z.B. durch Ausbau, Rinnenerosion, Anstieg des MThw)
- Seitenräume verlanden bzw. die Breiten  $B$  des Ästuars stromaufwärts abnehmen

Im Fall einer vollständigen Reflexion am Ende eines Gerinnes gleich bleibender Querschnitts-abmessung überlagern sich zwei Wellen der gleichen Amplitude  $a$  und der Wellenperiode  $T$  (Abb. 7-1). Daraus resultiert eine stehende Welle mit der maximalen Amplitude  $2 * a$  am Reflexionsort  $x = 0$  und in den Punkten  $L/2$ . Punkte maximaler Geschwindigkeiten und einer Amplitude von Null liegen bei  $L/4$ . In diesem Fall tritt das Hochwasser zeitgleich ( $t = 0$ ) im gesamten Gerinne auf. Die Funktion der Bewegung der Wasseroberfläche lautet in diesem Fall [IPPEN, 1966]:

$$\begin{aligned} \eta(x,t) &= \eta_1 + \eta_2 = \frac{H}{2} \cos(\omega t - kx) + \frac{H}{2} \cos(\omega t + kx) \\ &= 2 * \frac{H}{2} * \cos \omega t * \cos kx \end{aligned} \quad \text{Gl. 7-8}$$

mit:  $\eta_{1,2}$  Höhe der einlaufenden bzw. reflektierten Welle [m]



**Abb. 7-1: Vollständig reflektierte Tidewelle in einem Kanal endlicher Länge [modifiziert nach IPPEN, 1966]**

Mit den genannten Vereinfachungen lässt sich anhand des Energieerhaltungssatzes zeigen, welche Auswirkungen eine Änderung von Kanalbreite bzw. -tiefe (variabler Querschnitt) auf die Amplitude der einlaufenden Tidewelle hat. Die Gesamtenergie einer stehenden, kosinusförmigen, ungestört fortschreitenden Tidewelle pro Breitereinheit beträgt:

$$E_{\text{tot}} = \frac{1}{2} * \rho * g * a^2 \quad \text{pro Breitereinheit} \quad \text{Gl. 7-9}$$

mit:  $E_{\text{tot}}$  Wellenenergie einer stehenden Welle pro Breitereinheit [N\*m/m<sup>2</sup>]  
 $\rho$  Dichte [kg/m<sup>3</sup>]  
 $g$  Erdbeschleunigung [m/s<sup>2</sup>]  
 $a$  Amplitude der Welle [m]

Damit ergibt sich für die Wellenenergie bezogen auf die Flächeneinheit  $b_x * L_x$  der betrachteten Welle im idealisierten Fluss:

$$b_0 * L_0 * E_{\text{tot}} = b_0 * L_0 * \frac{1}{2} * \rho * g * a_0^2 \quad \text{bzw.} \quad \text{Gl. 7-10}$$

$$b_x * L_x * E_{\text{tot}} = b_x * L_x * \frac{1}{2} * \rho * g * a_x^2 \quad \text{Gl. 7-11}$$

mit:  $b_{0,x}$  Breite an der Mündung / Referenzposition ( $x = l$ ) bzw. an Position  $x$  [m]  
 $L_{0,x}$  Wellenlänge an der Mündung bzw. an Position  $x$  [m]

Die Wellengeschwindigkeit an Position  $x$  berechnet sich zu:

$$L_x/T = c_x = \sqrt{gh_x} \quad \text{Gl. 7-12}$$

mit:  $c_x$  Wellengeschwindigkeit [m/s]  
 $T$  Wellenperiode [s]  
 $h_x$  Wassertiefe [m]

Bei einem Gerinne konstanter Breite und Tiefe ist die Wellenfortschrittsgeschwindigkeit  $c_0$  konstant und die Amplitude wird ausschließlich durch Reflexion beeinflusst. Für ein Gerinne mit variablem Querschnitt bei dem die Wellenreflexionen vernachlässigbar gering sind und unter der Annahme, dass die Wellenperiode  $T$  konstant bleibt, ergibt sich mit den Gleichungen Gl. 7-10 und Gl. 7-11 für das Verhältnis der Amplituden:

$$\frac{a_x}{a_0} = \left( \frac{b_0}{b_x} \right)^{1/2} * \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^{1/4} \quad \text{Gl. 7-13}$$

Dieses so genannte GREEN'SCHE GESETZ kann angewendet werden, um das Tideverhalten für verschiedene Querschnittsänderungen zu beschreiben und Amplitudenänderungen grob abzuschätzen. Im Folgenden werden einige Beispiele dargestellt.

### Gerinne konstanter Tiefe mit linearer Breitenänderung

Aus Gl. 7-13 ergibt sich für das in Abb. 7-2 dargestellte Gerinne mit:

$$b_x = b_0 * \frac{x}{l} \text{ und} \quad \text{Gl. 7-14}$$

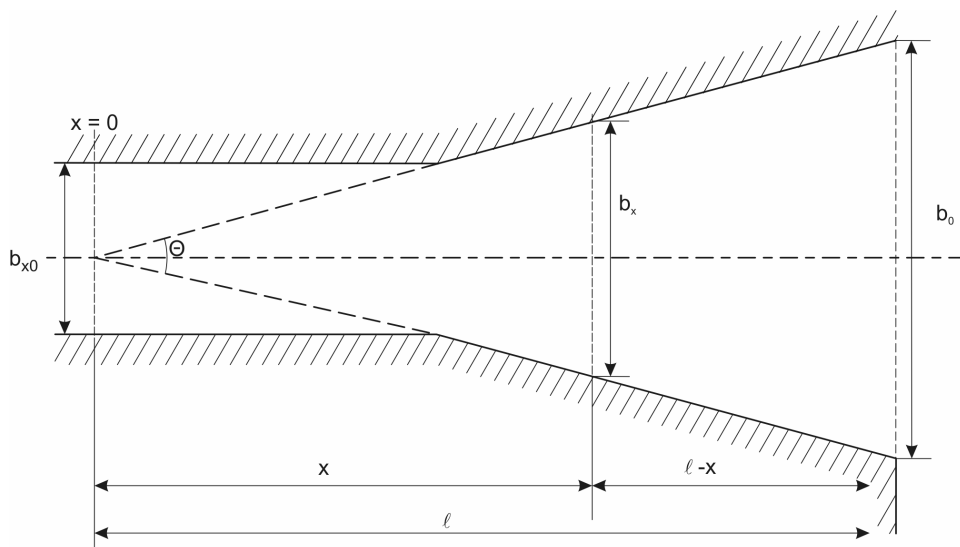
$$h_0 = h_x = \text{konst.} \quad \text{Gl. 7-15}$$

für das Amplitudenverhältnis:

$$\frac{a_x}{a_0} = \left( \frac{b_0}{b_x} \right)^{1/2} \text{ bzw.} \quad \text{Gl. 7-16}$$

$$\eta_x = a_x * \cos(\omega t - k * (l - x)) \text{ bzw.} \quad \text{Gl. 7-17}$$

$$\eta_x = a_0 * \sqrt{\frac{l}{x}} * \cos(\omega t - k * (l - x)) \quad \text{Gl. 7-18}$$



**Abb. 7-2: Gerinne konstanter Tiefe mit linearer Breitenänderung [modifiziert nach IPPEN, 1966]**

**Gerinne konstanter Tiefe mit exponentieller Breitenänderung**

Aus Gl. 7-13 ergibt sich mit:

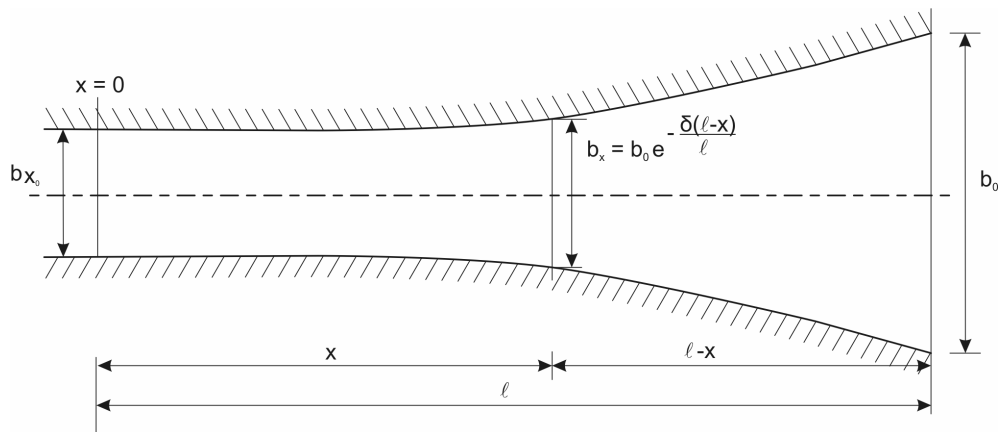
$$b_x = b_0 * e^{-\frac{\delta(l-x)}{l}} \text{ mit } \delta \text{ als Formbeiwert und} \quad \text{Gl. 7-19}$$

$$h_0 = h_x = \text{konst.} \quad \text{Gl. 7-20}$$

für das Amplitudenverhältnis des in Abb. 7-3 dargestellten Gerinnes:

$$\frac{a_x}{a_0} = e^{\frac{\delta(l-x)}{2l}} \text{ bzw.} \quad \text{Gl. 7-21}$$

$$\eta_x = a_0 * e^{\frac{\delta(l-x)}{2l}} * \cos(\omega t - k * (l - x)) \quad \text{Gl. 7-22}$$



**Abb. 7-3: Gerinne konstanter Tiefe mit exponentieller Breitenänderung [modifiziert nach IPPEN, 1966]**

### Gerinne konstanter Breite mit variabler Tiefe

Aus Gl. 7-13 ergibt sich mit:

$$\frac{h_x}{h_0} = \frac{x}{l} \quad \text{und} \quad \text{Gl. 7-23}$$

$$b_0 = b_x = \text{konst.} \quad \text{Gl. 7-24}$$

ein Amplitudenverhältnis aufgrund des GREEN'SCHEN GESETZES von:

$$\frac{a_x}{a_0} = \left(\frac{l}{x}\right)^{1/4} \quad \text{Gl. 7-25}$$

Die Wellengeschwindigkeit verändert sich mit der Tiefe:

$$\frac{\partial x}{\partial t} = c_x = c_0 \left(\frac{h_x}{h_0}\right)^{1/2} = c_0 \left(\frac{x}{l}\right)^{1/2}, \quad \text{wobei } l \text{ definiert ist durch:} \quad \text{Gl. 7-26}$$

$$\tan \alpha_s = \frac{h_0}{l} \quad (\text{Neigung der Gerinnesohle}) \quad \text{Gl. 7-27}$$

mit:  $\tan \alpha_s$  Neigung der Gerinnesohle [-]

$h_0$  Wassertiefe an der Mündung des Gerinnes [m]

$l$  Länge des Gerinnes [m]

### 7.1.2 Anwendung auf ein natürliches Ästuar am Beispiel Unterweser

Wie sich die Vereinfachungen, die zum GREEN'SCHEN GESETZ geführt haben, in einem natürlichen Ästuar darstellen, soll für ein vereinfachtes Ästuar, das sich an den Verhältnissen der Unterweser orientiert, untersucht werden. Es erfolgt ein Vergleich mit gemessenen Amplituden in der Unterweser aus dem Jahr 2001 für Querschnittsabmessungen desselben Jahres. Berechnet werden folgende Varianten:

- Variante 1: Gerinne konstanter Tiefe und linear veränderlicher Breite
- Variante 2: Gerinne konstanter Breite und linear veränderlicher Tiefe
- Variante 3: Gerinne konstanter Tiefe und exponentieller Breitenänderung

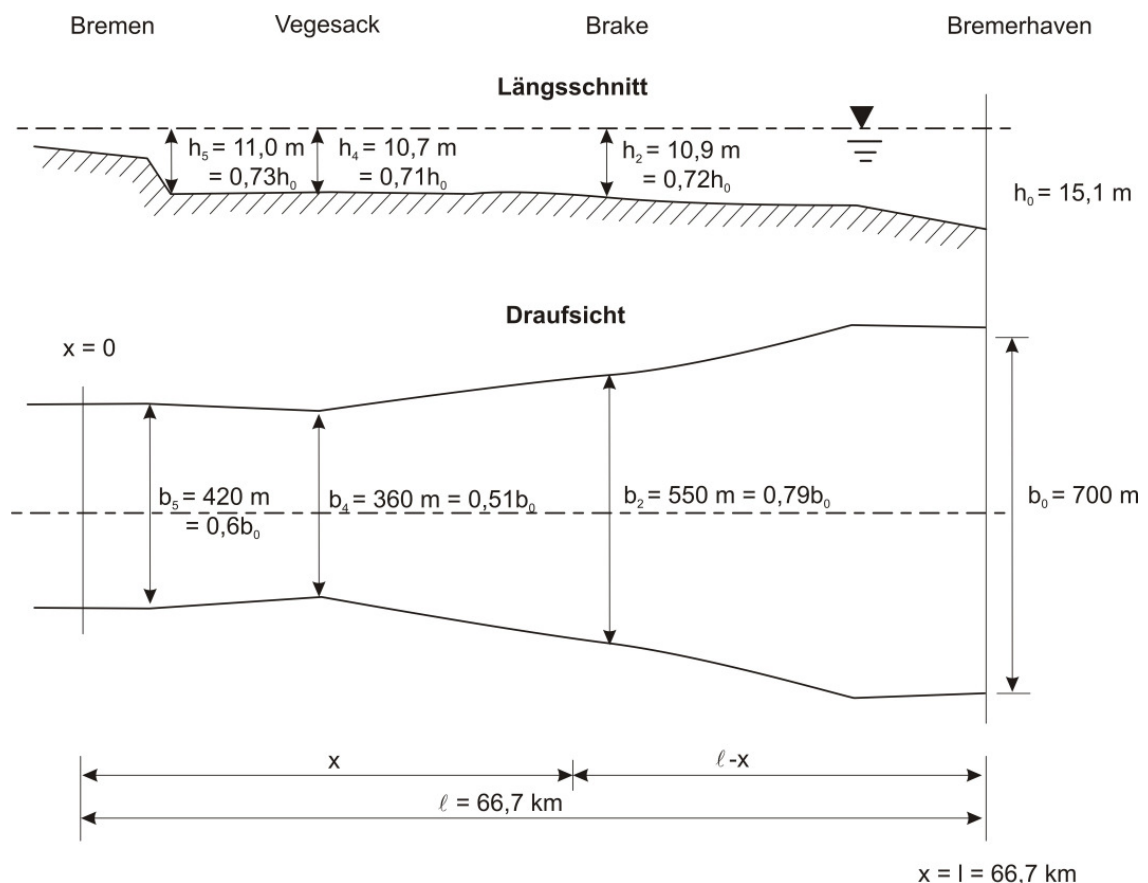


In Tab. 7-1 sind Wassertiefen, Flussbreiten und Querschnittsflächen an ausgewählten Positionen zusammengestellt. Die Tiefen entsprechen den Solltiefen im Jahr 2001. Tatsächlich sind entlang der Unterweser naturbedingte Über- bzw. Untertiefen im Vergleich zu den Solltiefen der Fahrrinne vorhanden.

**Tab. 7-1: Tiefen, Breiten und Querschnittsflächen an ausgewählten Positionen des natürlichen Ästuars**

Position	Tiefe			Breite		Querschnittsfläche	
	x [km]	$h_x$ [m]	$h_x/h_0$ [-]	$b_x$ [m]	$b_x/b_0$ [-]	$A_x$ [m <sup>2</sup> ]	$A_x/A_0$ [-]
<b>P<sub>0</sub> / Bremerhaven (AL)</b>	66,7	$h_0 = 15,1$	1	$b_0 = 700$	1	$A_0 = 10.584$	1
<b>P<sub>1</sub> / Nordenham</b>	57	$h_1 = 11,8$	0,78	$b_1 = 730$	1,04	$A_1 = 8.614$	0,81
<b>P<sub>2</sub> / Brake</b>	39,2	$h_2 = 10,9$	0,72	$b_2 = 550$	0,79	$A_2 = 5.995$	0,57
<b>P<sub>3</sub> / Farge</b>	26,3	$h_3 = 10,7$	0,71	$b_3 = 510$	0,73	$A_3 = 5.457$	0,52
<b>P<sub>4</sub> / Vegesack</b>	17,9	$h_4 = 10,7$	0,71	$b_4 = 360$	0,51	$A_4 = 3.852$	0,36
<b>P<sub>5</sub> / Neustädter Hafen</b>	8	$h_5 = 11,0$	0,73	$b_5 = 420$	0,6	$A_5 = 4.620$	0,44

Die Breiten wurden aus einem erstellten Digitalen Geländemodell des Unterweserästuars abgeleitet und stellen Mittelwerte der jeweiligen Profile dar (Abb. 7-4).



**Abb. 7-4: Längsschnitt und Draufsicht mit der Ausgangsgeometrie des betrachteten Gerinnes**

Tab. 7-2 zeigt nach dem GREEN'SCHEN GESETZ berechnete Amplituden an ausgewählten Positionen der vereinfachten an die Unterweser angelehnte Modellgerinne nach Gl. 7-16, Gl. 7-25 und Gl. 7-21. Für die Ausgangsposition  $P_0$  wurde die Amplitude der Ausgangstide mit  $a_0 = 1,88$  m anhand von Aufzeichnungen am Pegel Bremerhaven (AL) im Jahr 2001 abgeleitet.

Tab. 7-2: Amplitude der Tidewelle nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für vereinfachte an die Unterweser angelehnte Modellgerinne

Position	x [km]	Mittl. Amplitude in der UW im Jahr 2001 (Messung)	Amplitude nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für ein					
			Gerinne konstanter Tiefe und linearer Breitenänderung (Gl. 7-16)		Gerinne konstanter Breite und linearer Tiefenänderung (Gl. 7-25)		Gerinne konstanter Tiefe und exponent. Breitenänderung (Gl. 7-21)	
			[m]	$a_x(\text{Green}) / a_{x(\text{UW } 2001)} [-]$	[m]	$a_x(\text{Green}) / a_{x(\text{UW } 2001)} [-]$	[m]	$a_x(\text{Green}) / a_{x(\text{UW } 2001)} [-]$
P <sub>0</sub>	66,7	a <sub>0</sub> = 1,88	a <sub>0</sub> = 1,88	1	a <sub>0</sub> = 1,88	1	a <sub>0</sub> = 1,88	1
P <sub>1</sub>	57	a <sub>1</sub> = 1,99	a <sub>1</sub> = 1,90	0,95	a <sub>1</sub> = 1,89	0,95	a <sub>1</sub> = 1,90	0,95
P <sub>2</sub>	39,2	a <sub>2</sub> = 1,97	a <sub>2</sub> = 1,94	0,99	a <sub>2</sub> = 1,91	0,97	a <sub>2</sub> = 1,94	0,99
P <sub>3</sub>	26,3	a <sub>3</sub> = 1,91	a <sub>3</sub> = 1,97	1,03	a <sub>3</sub> = 1,93	1,01	a <sub>3</sub> = 1,97	1,03
P <sub>4</sub>	17,9	a <sub>4</sub> = 1,96	a <sub>4</sub> = 1,99	1,02	a <sub>4</sub> = 1,94	0,99	a <sub>4</sub> = 1,99	1,01
P <sub>5</sub>	8	a <sub>5</sub> = 2,07	a <sub>5</sub> = 2,04	0,99	a <sub>5</sub> = 1,96	0,95	a <sub>5</sub> = 2,03	0,98

Abb. 7-5 zeigt die berechneten Amplituden längs des Modellgerinnes und vergleichend die mittlere Amplitude an den Pegeln der Unterweser im Jahr 2001.

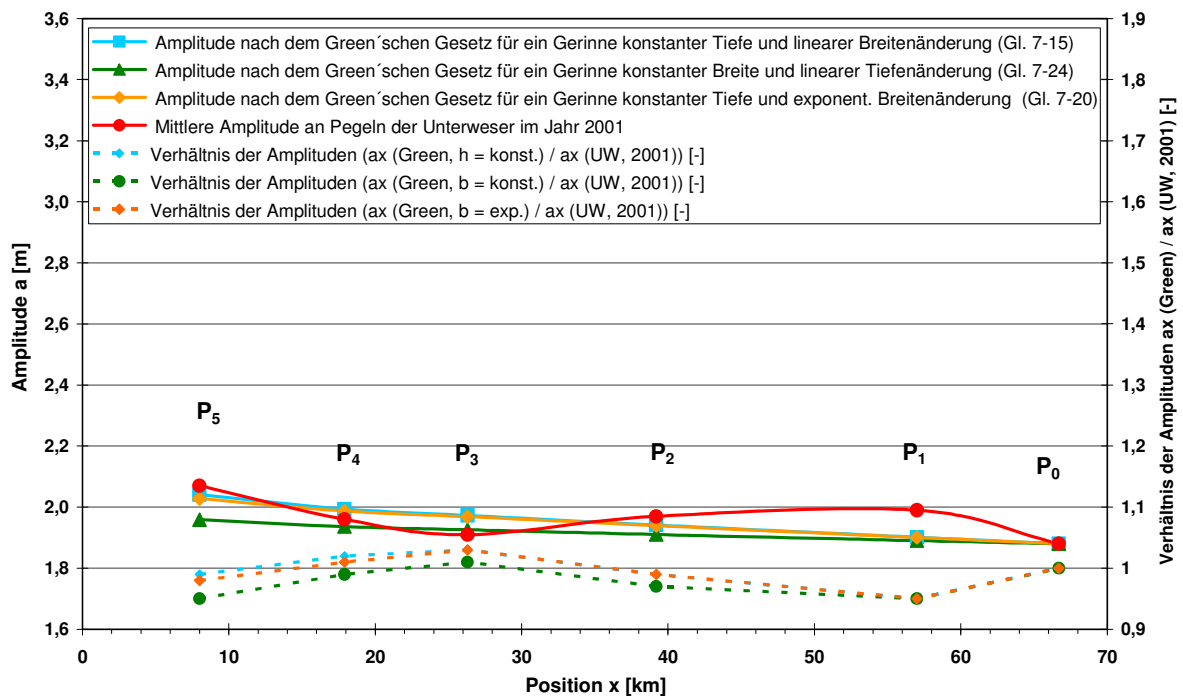


Abb. 7-5: Amplitude nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für Modellgerinne im Vergleich zur mittleren Amplitude in der Unterweser im Jahr 2001

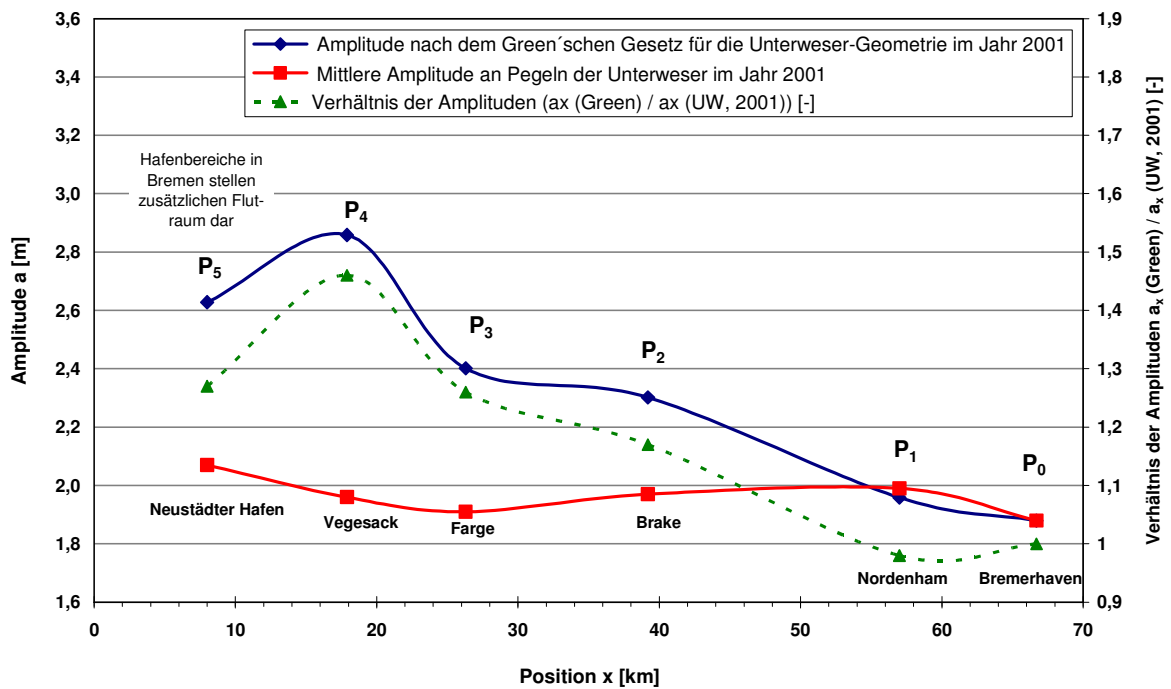
In Tab. 7-3 sind die berechneten Amplituden für die Geometrie des Unterweserästuars im Jahr 2001 dargestellt. Abb. 7-6 zeigt die Amplitudenentwicklung längs des Ästuars von Position P<sub>5</sub> (Bereich des Neustädter Hafens) bis P<sub>0</sub> (Pegel Bremerhaven (AL)) von km 8 bis km 66,7, wie sie sich nach dem reibungsfreien idealisierten Ansatz (GREEN'SCHEN GESETZ) ergeben.

Die gemessenen Amplituden der Tidewelle in der Unterweser im Jahr 2001 sind jedoch geringer als die anhand des GREEN'SCHEN GESETZES ermittelten. Dies ist auf die beschriebenen Annahmen und Vereinfachungen zurückzuführen. So werden die Reibungsverhältnisse, Teil- und Totalreflexionen und morphologische und geometrische Änderungen nicht berücksichtigt. Auch

vorhandene Buhnen und Inseln im Unterweserästuar wirken sich auf die Veränderungen der Tidewelle und ihrer örtlichen Amplitude aus. Verlaufen die Kurven bis zur Position  $P_1$  noch nahezu einheitlich, ist insbesondere zwischen den Positionen  $P_3$  und  $P_4$  ein Anstieg der berechneten Amplitude zu erkennen.

**Tab. 7-3: Amplitude der Tidewelle nach dem GREEN'SCHEN GESETZ an ausgewählten Positionen für die Gerinnegeometrie des Jahres 2001 bezogen auf die mittlere Amplitude in der Unterweser im Jahr 2001**

Position	x [km]	Mittl. Amplitude in der UW im Jahr 2001	Amplitude nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für die UW-Geometrie 2001 (Gl. 7-13)	
		[m]	[m]	$a_x(\text{Green}) / a_x(\text{UW, 2001}) [-]$
$P_0$ / Bremerhaven (AL)	66,7	$a_0 = 1,88$	$a_0 = 1,88$	1
$P_1$ / Nordenham	57	$a_1 = 1,99$	$a_1 = 1,96$	0,98
$P_2$ / Brake	39,2	$a_2 = 1,97$	$a_2 = 2,30$	1,17
$P_3$ / Farge	26,3	$a_3 = 1,91$	$a_3 = 2,40$	1,26
$P_4$ / Vegesack	17,9	$a_4 = 1,96$	$a_4 = 2,86$	1,46
$P_5$ / Neustädter Hafen	8	$a_5 = 2,07$	$a_5 = 2,63$	1,27



**Abb. 7-6: Amplitude der Tidewelle nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für die Gerinnegeometrie im Jahr 2001 und mittlere Amplitude in der Unterweser im Jahr 2001 sowie Verhältnis der Amplituden**

Die Hafengebiete in Bremen (Position  $P_5$ ) lassen sich als zusätzliche Fluträume auffassen. In diesem Bereich senkt sich die nach dem GREEN'SCHEN GESETZ berechnete Amplitude wieder deutlich ab. In einem natürlichen Flussquerschnitt treten an der Flusssohle sowie der Böschung unterschiedlich große Rauigkeiten auf. Des Weiteren sind Unregelmäßigkeiten im Flussquerschnitt zu beachten, welche zu Reflexionen führen. Weiterhin treten komplexe Schwingungseffekte im Zusammenhang mit einer Reflexion am Weserwehr und im Bereich der Hafenbecken in Bremen auf.

Abb. 7-7 zeigt die Sensitivität gegenüber Veränderungen der für die Unterwesergeometrie berechneten Amplitude nach dem GREEN'SCHEN GESETZ bei einer Vertiefung bzw. einer Aufhöhung der Sohle um jeweils 2 m.

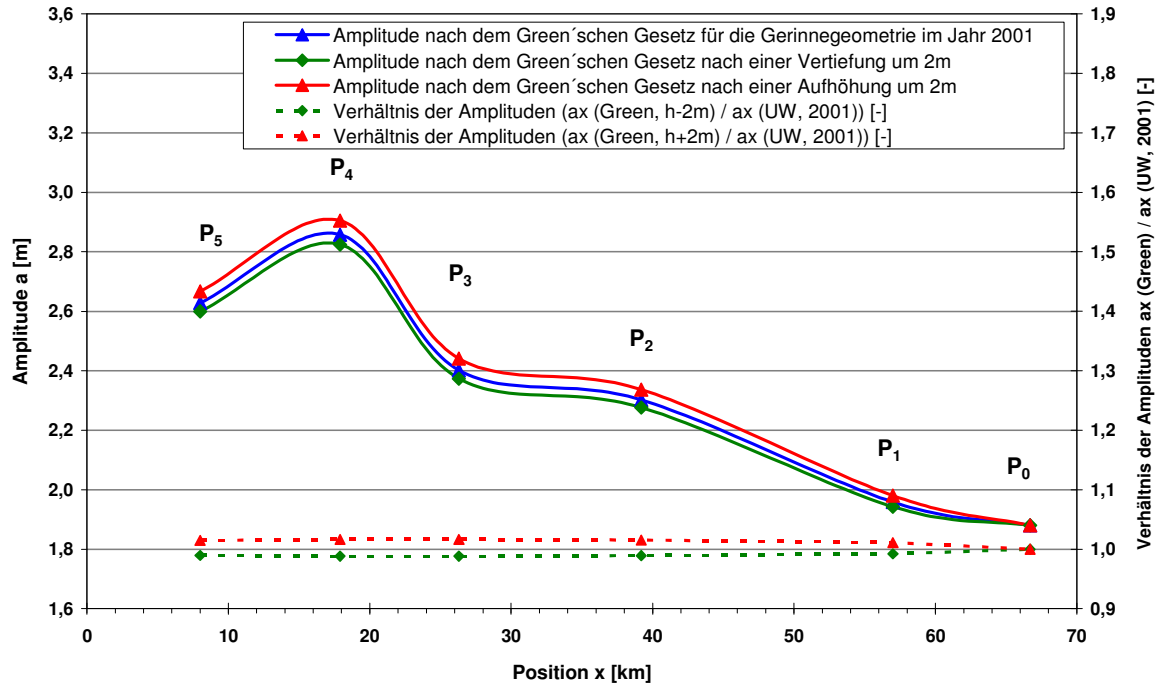


Abb. 7-7: Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ bei einer Tiefenänderung von +/- 2 m

Bei einer Verbreiterung bzw. Einengung der Gerinnebreiten des Jahres 2001 um jeweils 50 m ergeben sich die in Abb. 7-8 dargestellten Amplituden. Aufgrund der deutlich größeren Querschnittsänderungen sind auch die Veränderungen der Amplituden größer. Die Verbreiterung lässt sich, vergleichbar zur Flutung von Poldern, als flutraumschaffende Maßnahme einordnen. Zusätzlich sind die Amplituden dargestellt, welche sich bei Anschluss eines Entlastungspolders mit einem zusätzlichen Flutraum von rd. 95 Mio. m<sup>3</sup> im Bereich von Gerinne-km 40 ergeben. Tab. 7-4 und Tab. 7-5 zeigen die berechneten Amplituden bei den betrachteten Querschnittsänderungen. Den Anhängen sind die Amplitudenentwicklung aufgrund von Querschnittsänderungen u.a. während der Ausbaueiträume von 1953/59 und 1973/79 zu entnehmen (Abb. B - 13 und Abb. B - 14).

Tab. 7-4: Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für betrachtete Tiefenänderungen

Position	Amplitude nach dem Green'schen Gesetz (Gl. 7-13) bei der / einer					
	x	Geometrie im Jahr 2001	Vertiefung um 2m		Aufhöhung um 2m	
	[km]	[m]	[m]	$\frac{a_x(\text{Green})}{a_x(\text{UW, 2001})} [-]$	[m]	$\frac{a_x(\text{Green})}{a_x(\text{UW, 2001})} [-]$
P <sub>0</sub> / Bremerhaven	66,7	1,88	1,88	1,0	1,88	1,0
P <sub>1</sub> / Nordenham	57	1,96	1,94	0,992	1,98	1,011
P <sub>2</sub> / Brake	39,2	2,30	2,28	0,989	2,34	1,015
P <sub>3</sub> / Farge	26,3	2,40	2,37	0,988	2,44	1,016
P <sub>4</sub> / Vegesack	17,9	2,86	2,82	0,988	2,91	1,016
P <sub>5</sub> / Bremen	0	2,63	2,60	0,989	2,67	1,015

Tab. 7-5: Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für betrachtete Breitenänderungen

Position	x [km]	Amplitude nach dem Green'schen Gesetz (Gl. 7-13) bei einer					
		Verbreiterung um 50m		Einengung um 50m		Flutraumerweiterung durch einen Polder	
		[m]	$\frac{a_x(\text{Green})}{a_x(\text{UW, 2001})} [-]$	[m]	$\frac{a_x(\text{Green})}{a_x(\text{UW, 2001})} [-]$	[m]	$\frac{a_x(\text{Green})}{a_x(\text{UW, 2001})} [-]$
P <sub>0</sub> / Bremerhaven	66,7	1,88	1,0	1,88	1,0	1,88	1,0
P <sub>1</sub> / Nordenham	57	1,96	1,001	1,96	0,998	1,92	0,98
P <sub>2</sub> / Brake	39,2	2,28	0,991	2,33	1,011	2,09	0,91
P <sub>3</sub> / Farge	26,3	2,37	0,988	2,44	1,015	2,22	0,92
P <sub>4</sub> / Vegesack	17,9	2,77	0,970	2,97	1,038	2,62	0,92
P <sub>5</sub> / Bremen	0	2,57	0,978	2,70	1,027	2,44	0,93

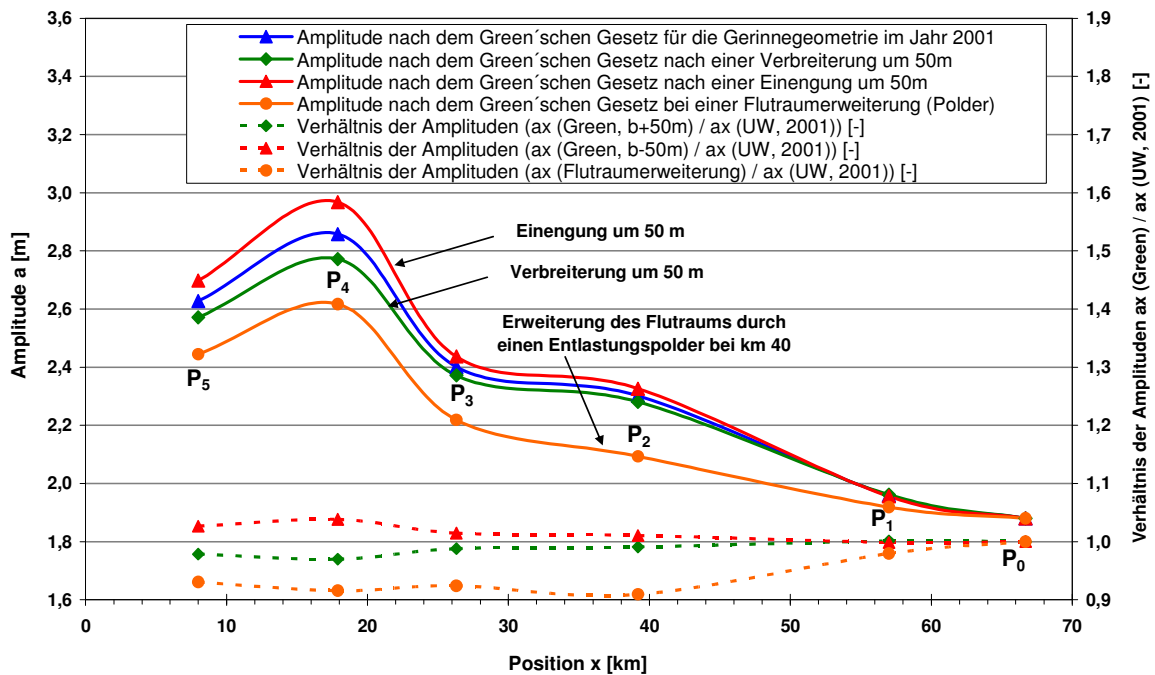


Abb. 7-8: Amplituden nach dem GREEN'SCHEN GESETZ bei einer Breitenänderung von +/-50 m sowie bei einer Flutraumerweiterung durch einen Entlastungspolder

### 7.1.3 Schlussfolgerung

Die einfache mathematische Beschreibung einer reibungsfrei in ein Ästuar einlaufenden Tidewelle wurde für eine kosinusförmige ungestört fortschreitende Welle abgeleitet, die in dieser Form, u.a. aufgrund veränderlicher Reibung, Krümmungen, Einbauten, usw., nicht in komplexeren Ästuaren vorkommt. Für den Anwendungsfall Unterweser führen die dargestellten Vereinfachungen bzw. Annahmen bei der analytischen Beschreibung der Tidewelle zu Abweichungen zwischen berechneter und beobachteter Amplitude. Die Anwendung des GREEN'SCHEN GESETZES ist daher nur grundsätzlich und für grobe Abschätzungen über die Änderung von Tideamplituden oder Grundsatzdiskussionen, z.B. über Lage, Größe und Auswirkung von Poldern, möglich und dies auch nur begrenzt. Damit ergibt sich die Notwendigkeit des Einsatzes von Ansätzen und Gleichungen, die die physikalischen Prozesse wirklichkeitsnäher abbilden und die anhand von numerischen Methoden simuliert werden.

## 7.2 Aufbau eines hydrodynamisch-numerischen Modells zur Simulation von Tide und Wasserstand

### 7.2.1 Vorgehen

Eine Quantifizierung der Wirkung individueller baulicher und Flutraum schaffender Maßnahmen in Tideflüssen und eine Herstellung von Kausalzusammenhängen zwischen Maßnahmen und Folgen ist mit einem reibungsfreien analytischen Ansatz nicht möglich. Die Lösung der das Einlaufen von Tidewellen in Ästuare wirklichkeitsnäher beschreibenden nichtlinearen reibungsbehafteten DE SAINT-VENANT'SCHEN-GLEICHUNGEN (Gl. 7-28 und Gl. 7-29) mit harmonischen Ansätzen lässt sich nur nach Mittelung und Linearisierung der Gleichungen vornehmen. Den damit erhaltenen Lösungen steht die naturgegebene Realität in Ästuaren entgegen [KLINGE, 1989]. In realen, alluvialen Tideflüssen findet die Umwandlung von Energie vor allem in Form von Reibung und Turbulenz statt. Die Tidewelle, das Oberwasser und die seitlichen Zuflüsse eines Ästuars transportieren zudem zeitlich veränderlich Energie in ein Ästuar. Die vollständigen Differentialgleichungen, welche das Fortschreiten der Tidewellen beschreiben, lassen sich unter Berücksichtigung beliebiger morphologischer Randbedingungen nur numerisch lösen [HEYER, 1987].

Unter Anwendung eines numerisch-diskreten Modells, welches die DE SAINT-VENANT'SCHEN-Gleichungen in ihrer nichtlinearen Form löst, erfolgt die hydrodynamisch-numerische Simulation einer in ein idealisiertes Ästuar einlaufenden Tidewelle. Zur Gleichungslösung wird das implizite Finite-Differenzen-Verfahren verwendet. Die nichtlineare Gleichung für offene Gerinne setzt sich aus der Kontinuitäts- und Impulsgleichung zusammen. Die Kontinuitätsgleichung lautet:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Gl. 7-28}$$

mit: Q     Abfluss [m<sup>3</sup>/s]  
A     durchströmte Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]  
t     Zeit [s]  
q     breitenbezogener Abfluss [m<sup>3</sup>/(s\*m)]

Die Impulsgleichung wird u.a. anhand des Abflusses Q, der Zeit t, des Fließquerschnittes A und des hydraulischen Radius  $r_{hy}$  berechnet und beinhaltet die nichtlinearen Terme für die Advektion und Dissipation:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left( \alpha \frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x} + g * A * \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g * Q * |Q|}{C^2 * A * r_{hy}} = 0 \quad \text{Gl. 7-29}$$

mit: x     Längskoordinate in Fließrichtung [m]  
 $r_{hy}$     hydraulischer Radius [m]  
 $\alpha$      dimensionsloser Korrekturbeiwert [-]  
g     Gravitationskonstante = 9,81 m/s<sup>2</sup>  
h     Wassertiefe [m]  
C     CHEZY-Widerstandskoeffizient [m<sup>1/2</sup>/s]

Mit Hilfe einer Prinzipstudie mit einem schematischen, eindimensional abgebildeten, Ästuar soll

der Einfluss von Flutraumerweiterungen durch Änderung der Steuerung von Sperrwerken und durch den Anschluss von Sturmflutentlastungspoldern auf die Wasserstände in einem Tidefluss analysiert werden. Dazu werden ein eindimensionales Flussgebietsmodell einschließlich steuerbarer Küstenschutzbauwerke sowie zweidimensionale Modelle für Detailuntersuchungen erstellt und gekoppelt. Beim zweidimensionalen Ansatz erfolgt eine Tiefenmittelung, d.h. die Strömungskomponente in Vertikalrichtung wird vernachlässigt. Die Simulation von Überflutungsvorgängen oder Fließvorgängen in Speicherräumen mit dem Ziel, die Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen sowie die resultierende Wasserspiegellage zu berechnen, ist damit möglich. Detaillierte Beschreibungen zum Einsatz von 1-D-, 2-D- und 3-D-Modellen und deren Vor- und Nachteile sind Kapitel A.1.3 des Anhangs A zu entnehmen. Zur Bestimmung der Wirksamkeit werden neben den Zustandsgrößen im Hauptgewässer auch der Flutungsvorgang und die -dauer im untersuchten Polder ermittelt. Auch die Auswirkungen von Ausbaumaßnahmen, u.a. geänderte Rauigkeitsparameter, eine Querschnittsverbreiterung und eine Querschnittsvertiefung sowie eine Kombination aus beiden werden betrachtet.

Das Modell wird mit hypothetischen Randbedingungen, u.a. ein extremer Abfluss und ein Windstauereignis mit ausreichender Vor- und Nachlaufzeit, betrieben. Um die Sensitivität der hydrographischen Parameter zu ermitteln, werden für verschiedene Kombinationen aus Sturmflut und Binnenhochwasser die resultierenden Wasserstände und Wasserstandsänderungen entlang des Ästuars bestimmt.

## **7.2.2 Abmessungen und Randbedingungen für ein idealisiertes Ästuar**

Ziel ist es, die Risikoveränderung bzw. -minderung, die durch ein Absenken des lokalen Tidewasserstands und damit die Verringerung der Eintrittswahrscheinlichkeit schadbringender Wasserstände durch steuerbare Maßnahmen wie Flutung von Poldern, Nutzung von Fluträumen hinter Sperrwerken oder Veränderungen der Flusstopographie erreicht wird, zu quantifizieren. Die Abmessungen eines typischen idealisierten Ästuarmodells mit charakteristischen Querschnitten (Schnitt A und B) sind in Abb. 7-9 und Tab. 7-6 dargestellt. Im Mündungsbereich der Nebenflüsse A und B, welche rd. 1/10 so groß sind wie der Hauptstrom, befindet sich jeweils ein Sperrwerk. Eine feste Tidegrenze ist beim Übergang der Flussabschnitte Ästuar\_0 zu Ästuar\_1 durch das Wehr D gegeben.

Die Flutung der Polder A, B und C im Bereich der Abschnitte Ästuar\_2, Ästuar\_3 und Ästuar\_4 erfolgt über Zulaufgerinne. Um den Flutungs- und Entleerungsvorgang der Polder kontrollieren zu können, ist in jedem Zulaufgerinne ein steuerbares, unterströmtes Wehrbauwerk implementiert. Durch ein Schütz ist die Abflusszunahme als Funktion der Wehröffnung wesentlich größer als bei einem überströmten Wehr. Zur Vermeidung von Instabilitäten sind in jedem Polder im Einlaufbereich Flutungsrinnen mit einer Länge von  $l/16$  vorhanden (Abb. 7-10).

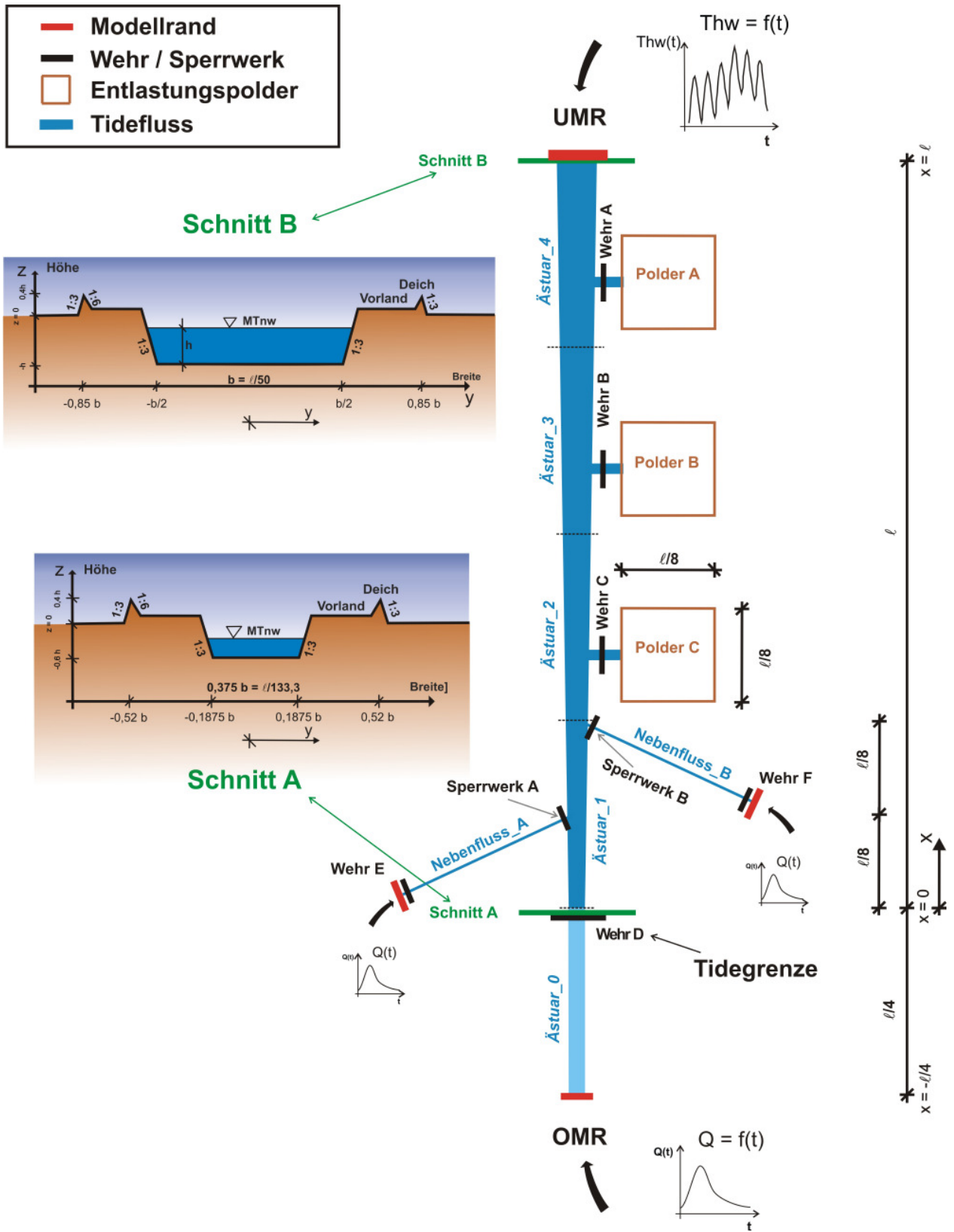


Abb. 7-9: Modell des idealisierten Ästuars und Lage der steuerbaren Küstenschutzelemente



Tab. 7-6: Abmessungen des idealisierten Ästuarmodells

Länge des Ästuars	$x = l = 40 \text{ km}$ (Flussabschnitte von jeweils $l/4$ )
Tiefe des Ästuars	Mündung: $z = -h = -20 \text{ m}$ ( $l/2000$ ) Tidegrenze: $z = -0,8 h = -16 \text{ m}$
Sohlbreite des Hauptgerinnes	Mündung: $y = b = 800 \text{ m}$ Tidegrenze: $y = 0,375 b$
Sohlgefälle des Hauptgerinnes	$I_{SO} = 0,0002$
Sohlgefälle der Nebenflüsse	$I_{SO} = 0,0001$
Höhenbezugsniveau	$z = 0$
Höhe des Vorlands	$z = 0,15 h$
Reibungsbeiwerte (Manning-Strickler)	Vorland: $k_{st} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , Flussschlauch: $k_{st} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , Polder: $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Fläche Polder (2D-Modell)	$A = l/8 * l/8 = l^2/64$
Höhe der Umgebungsdeiche der Polder	$z_P = 0,5 h$
Breite der Zulaufgerinne zu den Poldern	$b = l/80$
Sohlhöhe der Zulaufkanäle	$z_{So} = -0,15 h$
Räumliche Diskretisierung des 1D-Modells	Querschnitte im Abstand von $l/160$
Kopplungselement (1D- und 2D-Modell)	„Standard Link“ (Kapitel A.3.4)
Schließkriterium der Sturmflutsperrwerke	Kontrollwasserstand $z_{SP} = 0,13 h$ ( $Thw = 2,60 \text{ m}$ )
Mittleres Stauziel am Wehr D (Tidegrenze)	$Z_{Wehr, \text{mittl.}} = 0,225 h$
Maximales Stauziel am Wehr D (Tidegrenze)	$Z_{Wehr, \text{max}} = 0,23 h$ (falls $> 0,23 h$ wird Wehr D gelegt)

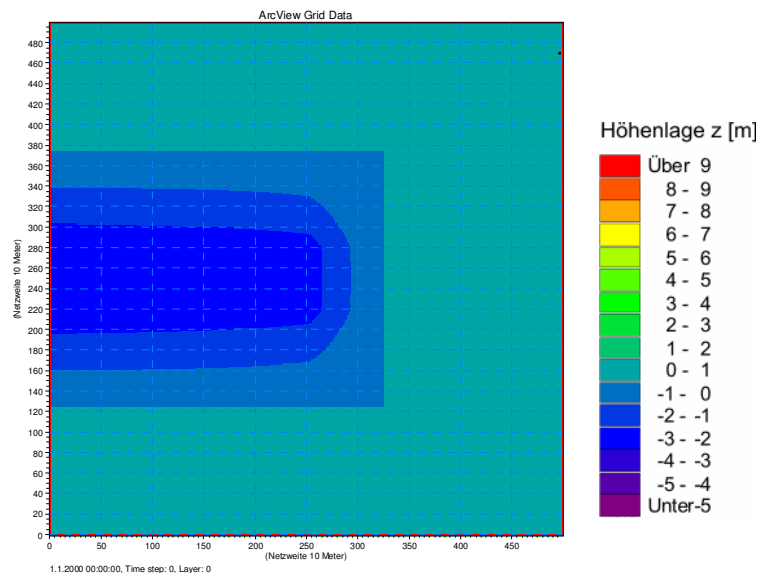


Abb. 7-10: Geländemodell des Entlastungspolders C

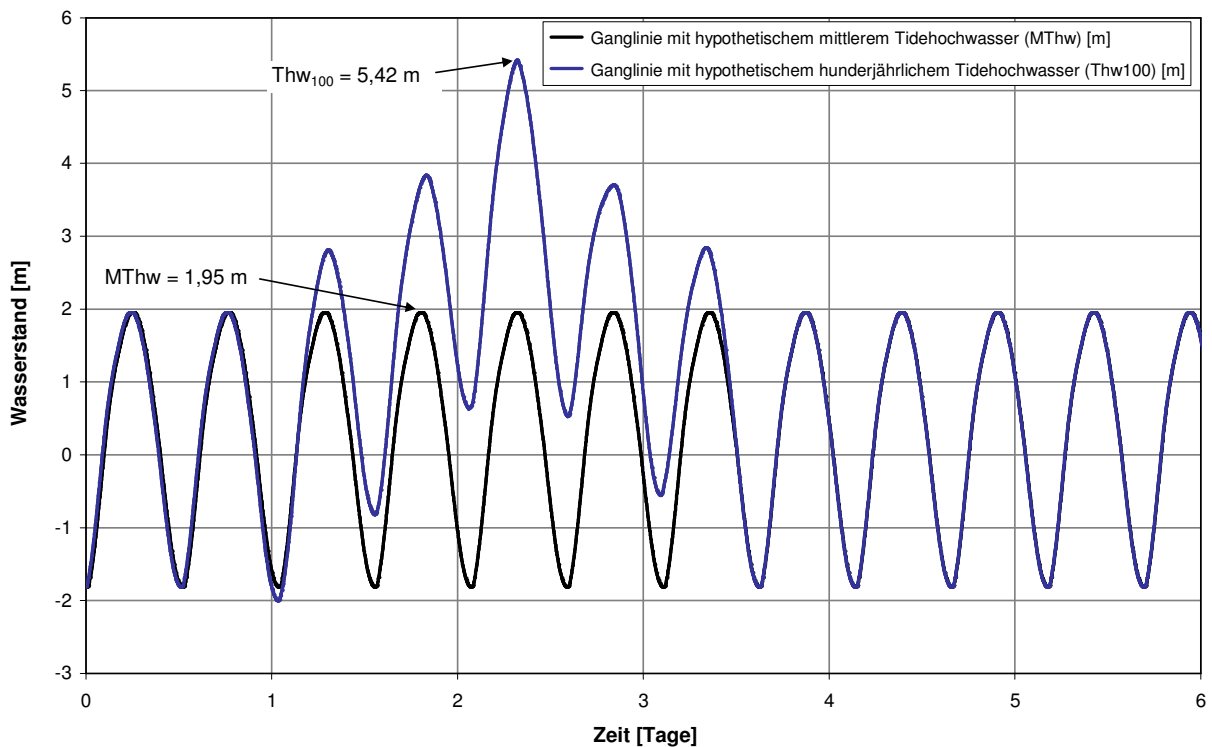
Der Einfluss von Flutraumerweiterungen auf den Wasserstand im Tidestrom unter Einsatz steuerbarer Schutzelemente wird anhand einer variablen Steuerung der Sperrwerke im Mündungsbereich der Nebenflüsse A und B und einer Flutung der Entlastungspolder A, B und C untersucht. Die Steuerung der Sperrwerke und Wehre im Bereich der Zulaufgerinne erfolgt in Abhängigkeit von unterstrom erreichten Tidewasserständen, im Folgenden als Kontrollwasserstände bezeichnet. An den oberen Modellrändern (OMR) sowie am unteren Modellrand (UMR)

werden synthetische Abfluss- und Wasserstandsganglinien eingesteuert. Eine Variation der Abflüsse an den oberen Modellrändern und der Wasserstände am unteren Modellrand erfolgt für die in Tab. 7-7 dargestellten Wiederkehrintervalle. An den Modellrändern der Nebenflüsse werden 10% des mittleren Abflusses des Hauptstroms ( $0,1 \cdot MQ$ ) eingesteuert.

**Tab. 7-7: Szenarien bei verschiedenen Randbedingungen am oberen und unteren Modellrand**

OMR \ UMR	MThw = 1,95 m z = 0,098 h	Thw <sub>100</sub> = 5,42 m z = 0,27 h
MQ = 350 m <sup>3</sup> /s	Szenario 1	Szenario 3
HQ <sub>100</sub> = 2.830 m <sup>2</sup> /s = 8,1 * MQ	Szenario 2	Szenario 4

Die synthetischen Wasserstandsganglinien einer Sturmflut (Thw<sub>100</sub>) wurden für ein über fünf Tiden andauerndes Windstauereignis generiert. An fünf Sturmfluttiden wurde zur Berücksichtigung einer Vor- und Nachlaufzeit eine Ganglinie mit einem Scheitelwert in Höhe eines mittleren Tidehochwasser angefügt (Abb. 7-11). Wasserstandsganglinien für Mittelwasser und Sturmflut sind mit beobachteten Verläufen an der Nordseeküste vergleichbar.



**Abb. 7-11: Ganglinien einer mittleren Tide sowie eines Windstauereignisses (angenommen: 100-jährliches Wiederkehrintervall) am unteren Modellrand (UMR) (Thw<sub>100</sub> = 2,8 \* MThw)**

Als Vor- und Nachlaufzeit der Hochwasserwelle wird der mittlere Abfluss angesetzt (Abb. 7-12).

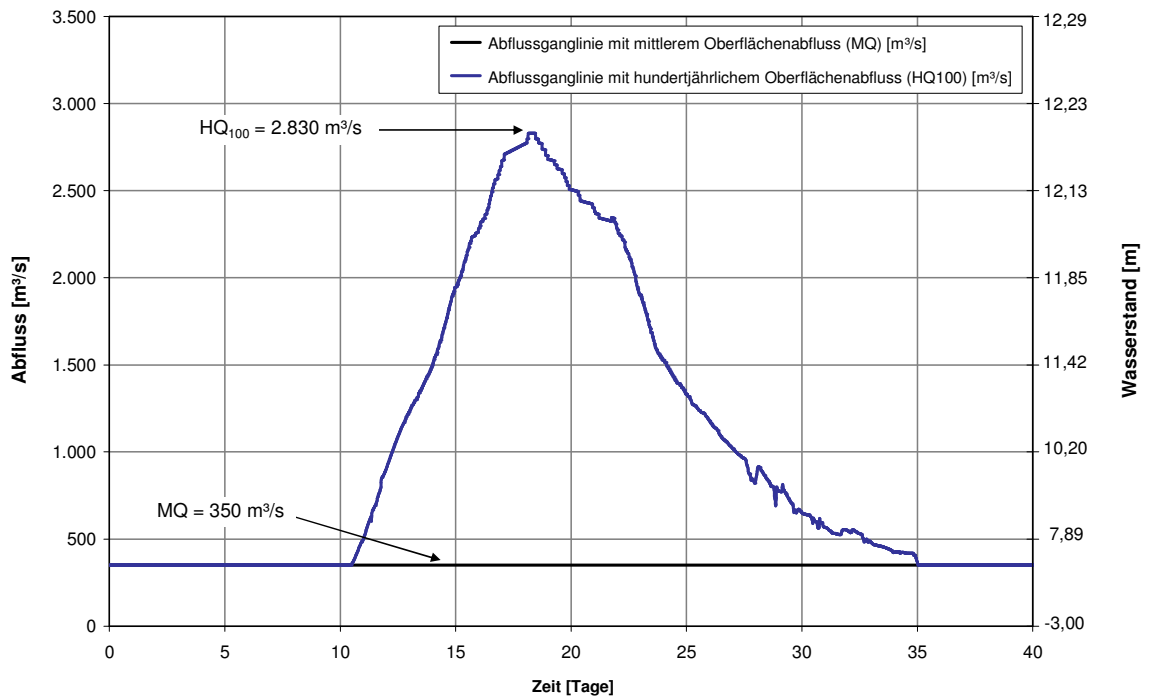


Abb. 7-12: Ganglinien der Zuflüsse am oberen Modellrand (OMR) ( $HQ_{100} = 8,1 \cdot MQ$ )

### 7.3 Untersuchungsprogramm

Es werden folgende Steuerungs- bzw. Ausbaumaßnahmen unter Variation der eingesteuerten Randbedingungen simuliert (Tab. 7-8):

Tab. 7-8: Untersuchungsprogramm zur Ermittlung des Einflusses von Ausbau- und Steuerungsmaßnahmen

	Szenario 1 (UMR: MThw, OMR: MQ)	Szenario 2 (UMR: MThw, OMR: HQ <sub>100</sub> )	Szenario 3 (UMR: Thw <sub>100</sub> , OMR: MQ)	Szenario 4 (UMR: Thw <sub>100</sub> , OMR: HQ <sub>100</sub> )
<b>a) Ausgangs- bzw. Vergleichszustand</b> ohne Flutraumänderung	Szenario 1.a	Szenario 2.a	Szenario 3.a	Szenario 4.a
<b>b)</b> Flussschlauch glatter (Änderung des $k_{st}$ -Beiwerts von $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ )	Szenario 1.b	Szenario 2.b	Szenario 3.b	Szenario 4.b
<b>c)</b> Flussschlauch rauher (Änderung des $k_{st}$ -Beiwerts von $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ )	Szenario 1.c	Szenario 2.c	Szenario 3.c	Szenario 4.c
<b>d)</b> Flussabschnitt „Ästuar_2“ vertieft auf $z = -0,8 \text{ h}$	Szenario 1.d	Szenario 2.d	Szenario 3.d	Szenario 4.d
<b>e)</b> Flussabschnitt „Ästuar_2“ vertieft auf $z = -0,8 \text{ h}$ und verbreitert um $0,25 \text{ b}$	Szenario 1.e	Szenario 2.e	Szenario 3.e	Szenario 4.e
<b>f) Flutraumerweiterung</b> durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Kontrollwasserstand $z = 0,18 \text{ h}$ ( $Thw = 3,60 \text{ m}$ ))	--	--	Szenario 3.f	Szenario 4.f
<b>g) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung des Entlastungspolders C (Kontrollwasserstand $z = 0,15 \text{ h}$ ( $Thw = 3,0 \text{ m}$ ))	--	Szenario 2.g	Szenario 3.g	Szenario 4.g

<b>h) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung des Entlastungspolders B (Kontrollwasserstand $z = 0,15$ h (Thw = 3,0 m))	--	--	Szenario 3.h	Szenario 4.h
<b>i) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung des Entlastungspolders A (Kontrollwasserstand $z = 0,15$ h (Thw = 3,0 m))	--	--	Szenario 3.i	Szenario 4.i
<b>j) Flutraumerweiterung</b> durch Kombination, Flutung des Entlastungspolders C und verzögerte Sperrwerksschließung, Kontrollwasserstand $z = 0,18$ h (Thw = 3,60m)	--	--	Szenario 3.j	Szenario 4.j
<b>k) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung der Entlastungspolder A, B und C (Kontrollwasserstand $z = 0,15$ h (Thw = 3,0 m))	--	--	Szenario 3.k	Szenario 4.k
<b>l) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung der Entlastungspolder C und höheres Einströmvolumen	--	--	--	Szenario 4.l

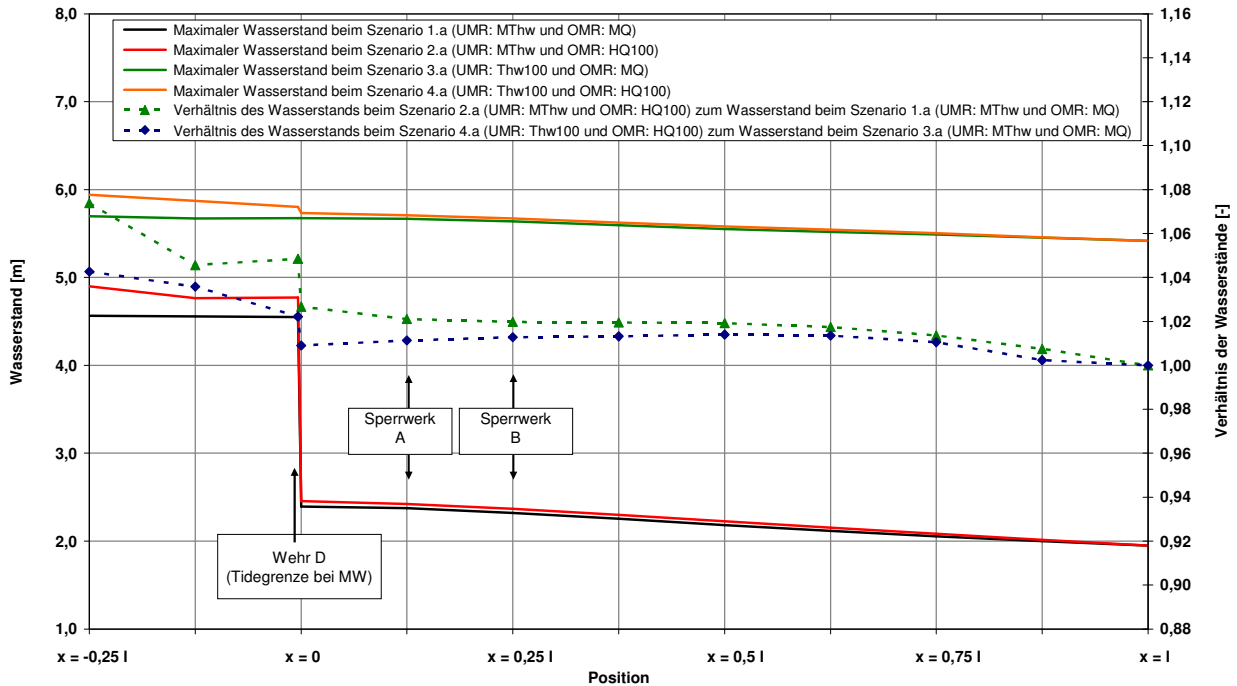
#### 7.4 Wasserstände bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss (Szenarien 1.a bis 4.a)

Im Folgenden werden die berechneten maximalen Wasserstände entlang des idealisierten Ästuars (Hauptstrom) sowie an charakteristischen Querschnitten für die Szenarien 1.a (UMR: MThw und OMR: MQ) bis 4.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) dargestellt. Damit lässt sich die Abhängigkeit des Oberwasserzuflusses bzw. des einströmenden Tidevolumens auf die Wasserstände im Ästuar analysieren. Zusätzlich ist im Folgenden jeweils das Verhältnis des Wasserstands bei den betrachteten Maßnahmen zum Wasserstand im Ausgangs- bzw. Vergleichszustand (Thw/Thw<sub>0</sub>) dargestellt (Abb. 7-13). Bei der Ermittlung der Wasserstandsquotienten wird jeweils nur der Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitelwert betrachtet.

Es ist festzustellen, dass die Wasserstände unterhalb der Tidegrenze (Wehr D) bei Erhöhung des Oberwasserzuflusses von MQ auf HQ<sub>100</sub> um maximal das 1,03-fache (rd. 6,4 cm) ansteigen. Entlang des Ästuars ergeben sich Wasserstandsverhältnisse zwischen den Szenarien 2.a und 1.a von im Mittel 1,02 (rd. 4 cm Wasserstands Differenz). Oberhalb des Wehres D sind Erhöhungen um das 1,08-fache zu verzeichnen, was Abweichungen bis zu 35 cm entspricht. Es wird deutlich, dass sich ein extremer Abfluss bei gleich bleibendem Wasserstand am unteren Modellrand nicht relevant auf die Wasserstände im Hauptstrom auswirkt. Das Volumen des erhöhten Binnenabflusses ist im Vergleich zum Tidevolumen gering. Daraus lässt sich schließen, dass der Einfluss eines Binnenhochwassers innerhalb eines ausgebauten Ästuars sowohl bei einer Sturmflut als auch bei mittleren Tideverhältnissen von untergeordneter Bedeutung ist.

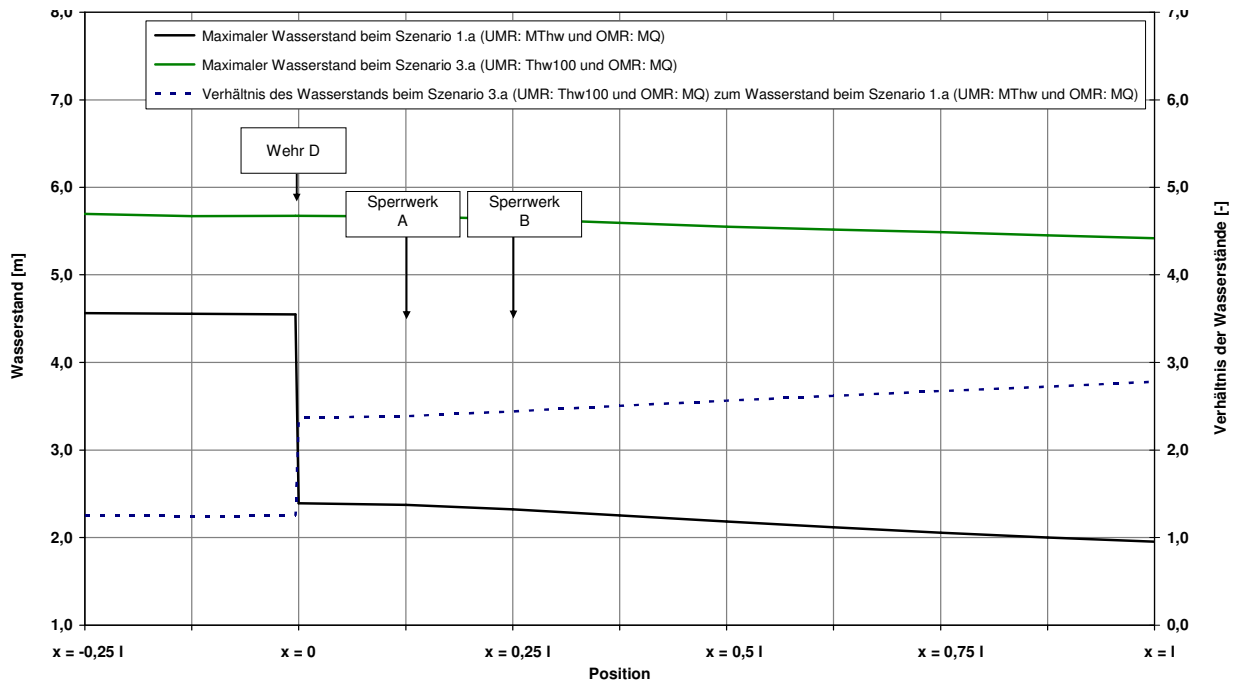
Die Wasserstandsunterschiede nehmen in Richtung untere Modellgrenze aufgrund der dort vorhandenen größeren Querschnitte sowie der eingesteuerten Randbedingung ab. Der maximale Wasserstand unterstrom des Wehres D bleibt geringer als  $z = 0,125$  h (2,50 m), so dass kein Schließen der Sperrwerke A und B erfolgt. Zwischen Szenario 4.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) und 3.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: MQ) ergeben sich im Mittel rd. 1,01-fach erhöhte Wasserstände. Aufgrund des am unteren Modellrand eingesteuerten Windstauereignisses (Thw<sub>100</sub>) und den daraus resultierenden höheren Wasserständen im Tidestrom ergeben sich insgesamt

geringere Wasserstandsänderungen.



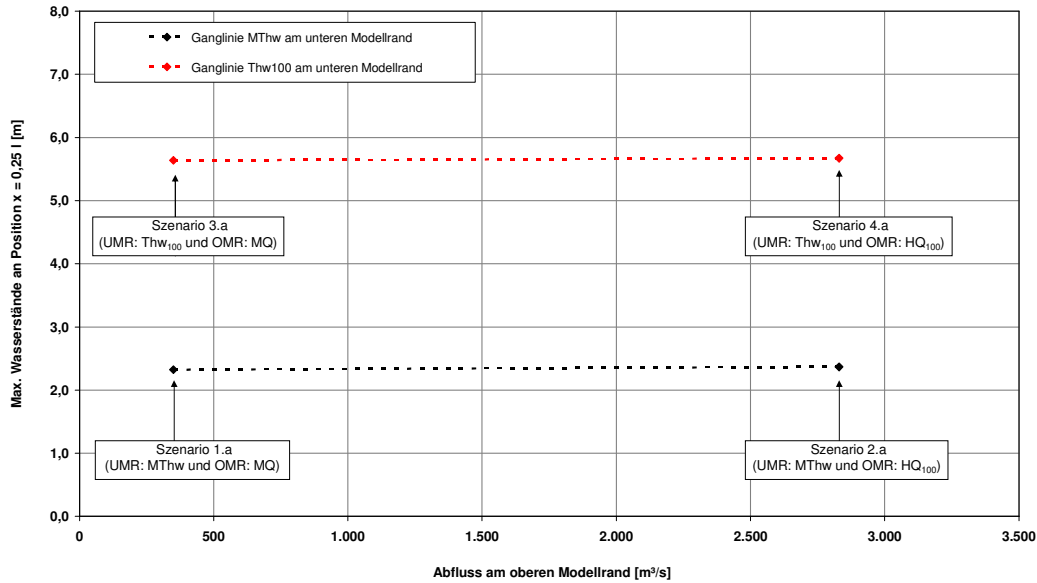
**Abb. 7-13: Maximaler Wasserstand entlang des Hauptstroms beim Szenario 1.a (UMR: MThw und OMR: MQ) bis 4.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) und Verhältnis der Wasserstände**

Die Tide beeinflusst den Wasserstand erheblich (Abb. 7-14). Bei Einsteuerung eines Thw<sub>100</sub> am unteren Modellrand ergeben sich entlang des Ästuars zwischen 2,4-fach und 2,8-fach höhere maximale Wasserstände (rd. 3,3 m bis 3,5 m).



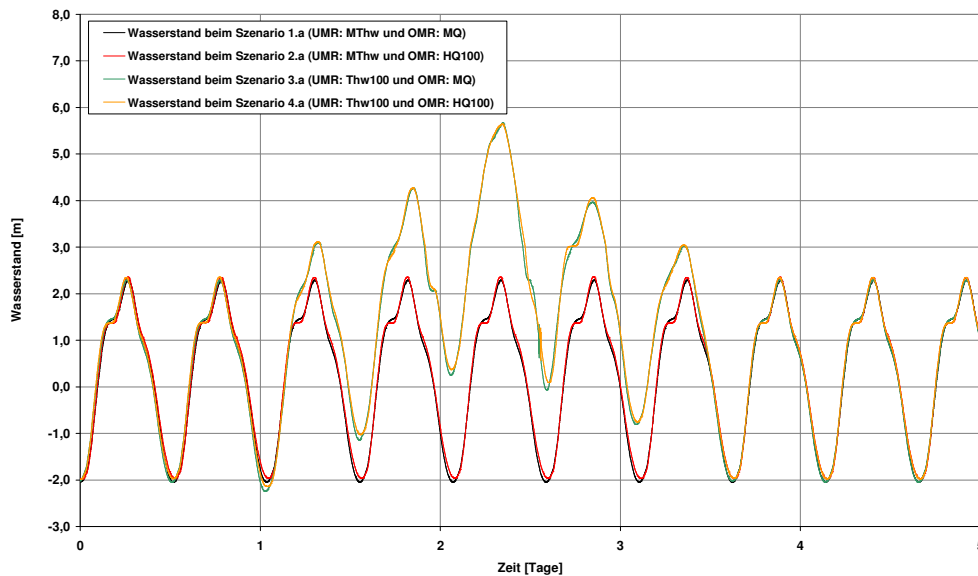
**Abb. 7-14: Maximaler Wasserstand entlang des Hauptstroms beim Szenario 3.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: MQ) und 4.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) und Verhältnis der Wasserstände**

Oberhalb des Wehres liegen die Wasserstände um rd. das 1,1-fache erhöht. Da das Wehr im Fall einer Sturmflut gelegt ist, ergeben sich Wasserstände höher als das Stauziel. Abb. 7-15 zeigt die maximalen Wasserstände an Position  $x = 0,25$  l in Abhängigkeit der eingesteuerten Randbedingungen. Bei einem mittleren Tidehochwasser am unteren Modellrand beträgt die Erhöhung der maximalen Wasserstände bei Einsteuerung eines hundertjährigen Binnenhochwassers anstatt eines mittleren das 1,02-fache (rd. 4,6 cm). Bei gleich bleibendem mittleren Binnenabfluss und einer Steigerung des Tidehochwassers von MThw auf  $Thw_{100}$  ergeben sich dagegen rd. 2,4-fach höhere Wasserstände (rd. 3,3 m).



**Abb. 7-15: Maximale Wasserstände an Position  $x = 0,25$  l bei Einsteuerung verschiedener Tidehochwasserstände am UMR und Zuflüsse am OMR**

Die Wasserstandsverläufe an Position  $x = 0,25$  l bei den Szenarien 1.a bis 4.a sind in Abb. 7-16 dargestellt. Diese Abbildung verdeutlicht den dominanten Einfluss der Tide bzw. Sturmflut auf die Wasserstände im Ästuar.



**Abb. 7-16: Ganglinien des Tidewasserstands an Position  $x = 0,25$  l bei den Szenarien 1.a bis 4.a**

Die Wasserstandsverläufe im Bereich von  $x = -0,25$  l,  $x = 0$ ,  $x = 0,5$  l sowie  $x = 0,75$  l sind dem Anhang B (Abb. B - 1 bis Abb. B - 4) zu entnehmen. Abb. 7-17 und Abb. 7-18 zeigen beispielhaft die Stellung der Tore am Wehr D bei den Szenarien 3.a (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR: MQ) und 4.a (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ). Bei einem Kontrollwasserstand von  $z = 0,23$  h wird das Wehr auf maximal  $z = 0,075$  h (Höhe der Wehrschwelle) heruntergefahren. Das Wehr wird auch bei extremen Tidewasserständen unterhalb gelegt, so dass sich erhöhte Wasserstände aufgrund einer Sturmflut nach oberstrom ausbreiten können. Die Schützstellungen der Sperrwerke A und B werden bei den Szenarien 1.a und 2.a (Einstuerung eines MThw am UMR) nicht geändert, d.h. die Sperrwerke sind geöffnet.

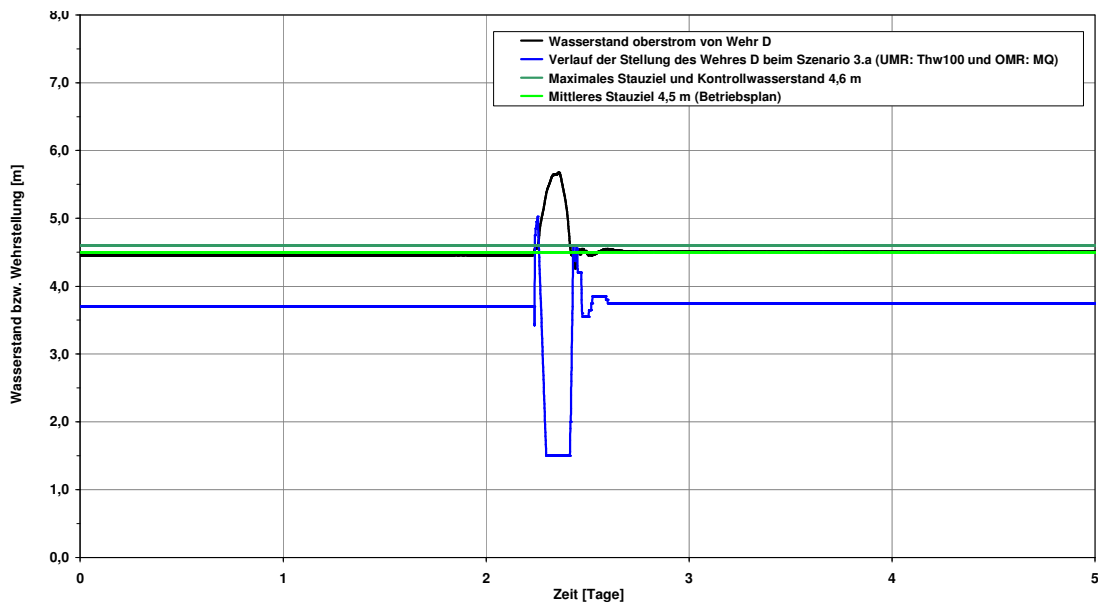


Abb. 7-17: Verlauf der Stellung des Wehres D und Wasserstand oberstrom beim Szenario 3.a (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR: MQ)

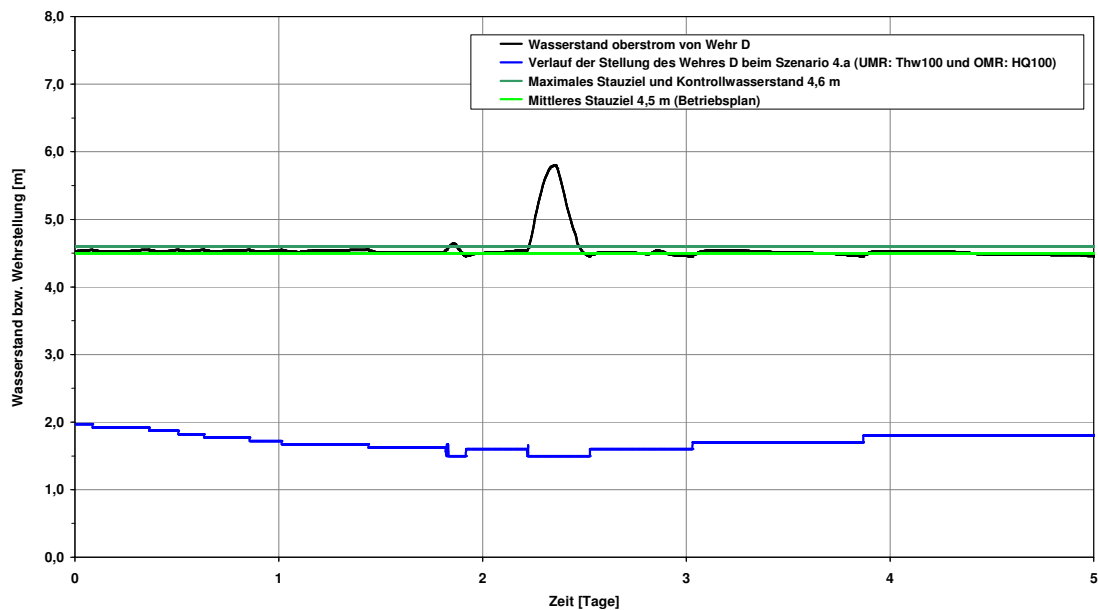
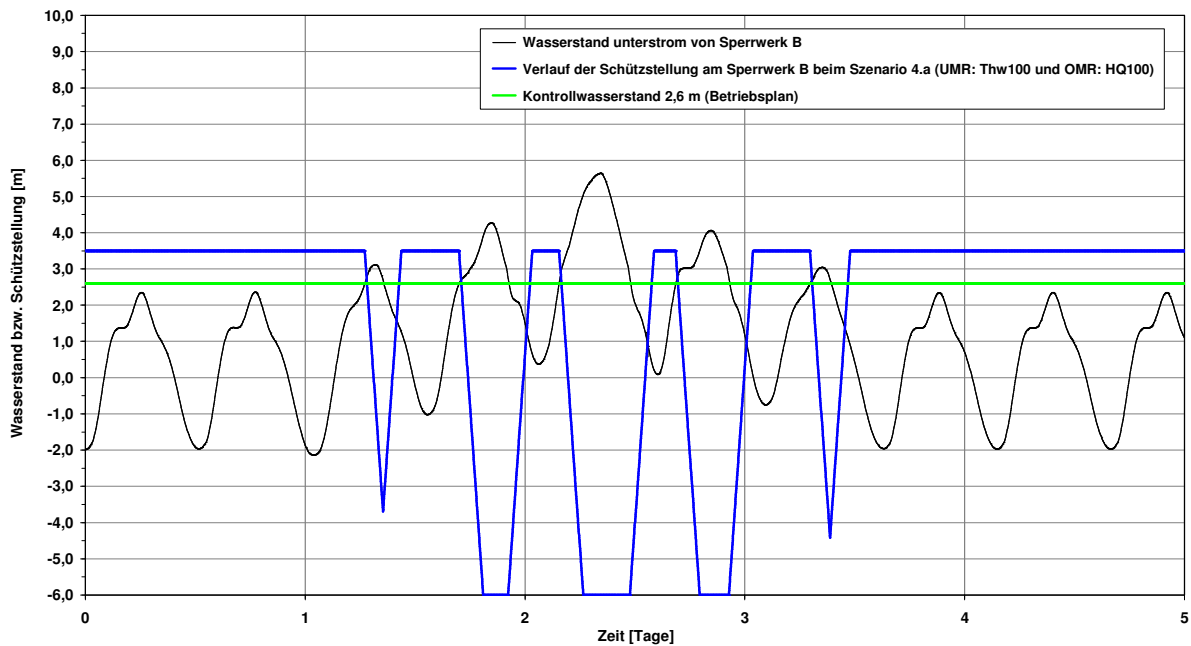


Abb. 7-18: Verlauf der Stellung des Wehres D und Wasserstand oberstrom beim Szenario 4.a (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ )

Aus Abb. 7-19 geht die Steuerung der Schütze des Sperrwerks B während eines extremen Tidewasserstands hervor. Die Schütze am Sperrwerk A werden zeitversetzt identisch gesteuert.



**Abb. 7-19: Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk B und Wasserstand unterstrom beim Szenario 4.a (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>)**

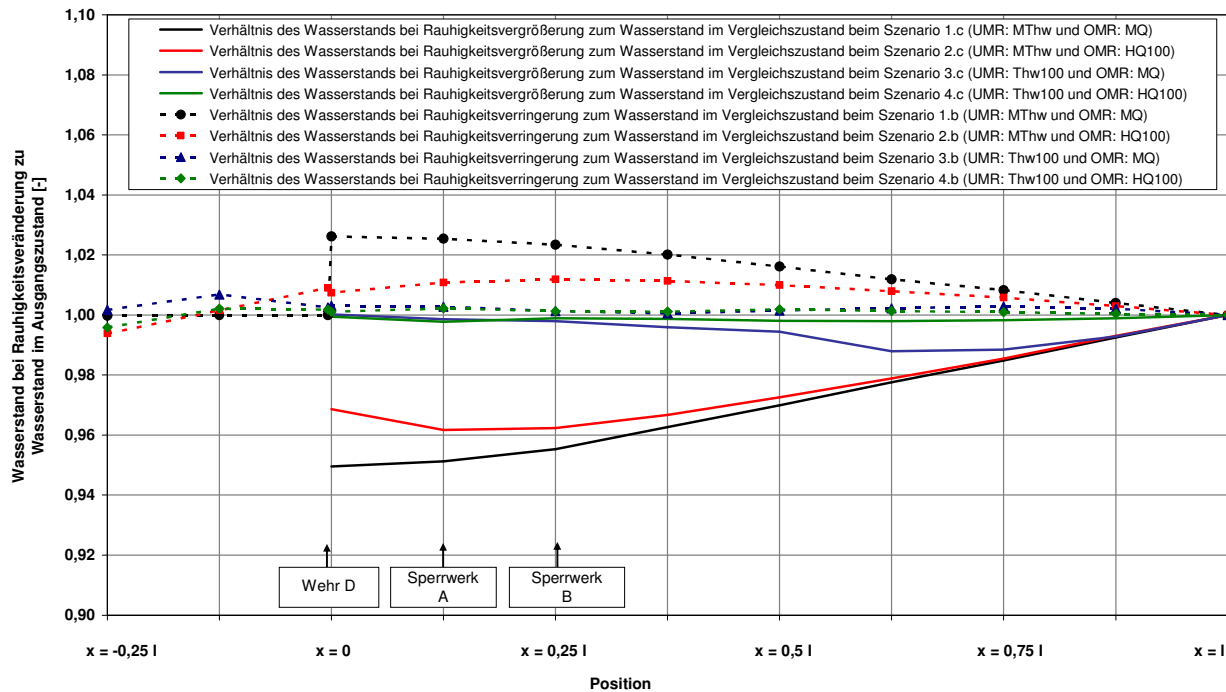
Bei einem Kontrollwasserstand von  $z = 0,13$  h ( $Thw = 2,6$  m) erfolgt das Schließen der Tore und das Kehren der Sturmflut. Sobald der Wasserstand unterstrom des Bauwerks wieder unter diese Marke fällt, werden die Schütze gezogen. Dies erfolgt im Verlauf der Sturmflutenkette fünfmal. Die Wehr- bzw. Schützstellungen am Wehr D beim Szenario 2.a und den Sperrwerken A und B bei den übrigen Szenarien 3.a und 4.a sind den Anhängen (Abb. B - 5 bis Abb. B - 10) zu entnehmen. Die Auswirkungen von Querschnittsänderungen, geänderten Rauigkeitsbeiwerten, Sperrwerkssteuerungen und des Anschlusses von Entlastungspoldern werden im Folgenden beschrieben. Anhand der Vergleichszustände werden die Änderungen ermittelt. Die Auswertungen erfolgen grundsätzlich im Tide- bzw. Sturmflutscheitel. Die Angaben beziehen sich jeweils auf die maximal auftretenden Werte im ausgewerteten Zeitraum.

### 7.5 Wasserstände bei Variation der Reibungsverhältnisse (Szenarien 1.b bis 4.b und 1.c bis 4.c)

Bei einer Variation der Reibungsverhältnisse ergeben sich im Bereich des Tidescheitels die in Abb. 7-20 dargestellten Wasserstandsänderungen. Auffällig ist, dass bei einer Glättung der Flussprofile durch die Änderung des MANNING-STRICKLER-Beiwerts von  $k_{st} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  auf  $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , d.h. bei Rauigkeitsverringerung, die größeren Anstiegsraten bei den Szenarien 1.b und 3.b, d.h. bei Einsteuerung eines MQ an der oberen Modellgrenze, auftreten. Insgesamt nehmen die Wasserstände um maximal das 1,03-fache des Ausgangswasserstands zu (absoluter Anstieg rd. 6 cm), wobei sich im ansteigenden Ast der Welle ein Anstieg und im abfallenden Ast der Hochwasserwelle eine Absenkung zeigt. Aufgrund der Glättung der Profile kann die Tidewelle schneller in das Ästuar eindringen, jedoch auch schneller wieder auslaufen. Im Durchgang des Sturmflutscheitels zeigen sich beim Szenario 4.b (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR:



HQ<sub>100</sub>) nahezu keine Änderungen. Die Rauigkeitsänderung führt demnach bei Sturmfluten zu geringeren Anstiegen bzw. wirkt sich weniger stark aus als bei mittleren Verhältnissen.

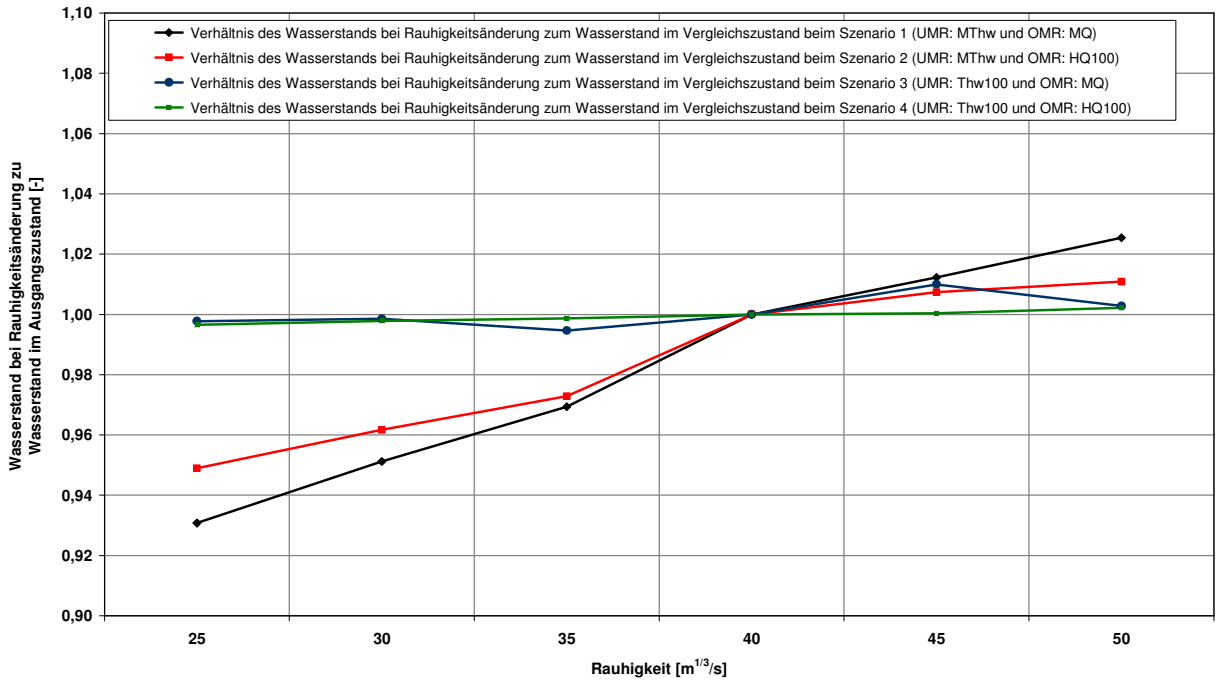


**Abb. 7-20: Verhältnis des Wasserstands bei Variation der Reibungsverhältnisse zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ )**

Bei einer Änderung des MANNING-STRICKLER-Beiwerts von  $k_{st} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  auf  $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , d.h. bei einer größeren Rauigkeit, ist bei MThw eine deutliche Auswirkung bei den Szenarien 1.c und 2.c feststellbar. Im Bereich der Tidegrenze nehmen die Scheitelwasserstände um maximal das 0,95-fache ab (absolute Absenkung: 12 cm). Im Gegensatz zu den Szenarien mit einer Glättung zeigt sich im Fall von rauheren Profilen im abfallenden Ast des Hochwasserscheitels ein Anstieg der Wasserstände. Dies ist insbesondere bei den Szenarien bei hohem Abfluss zu verzeichnen. Die Wasserstände erhöhen sich um rd. das 1,05-fache (rd. 15 cm) etwa 2 Stunden nach Durchlauf des Sturmflutscheitels.

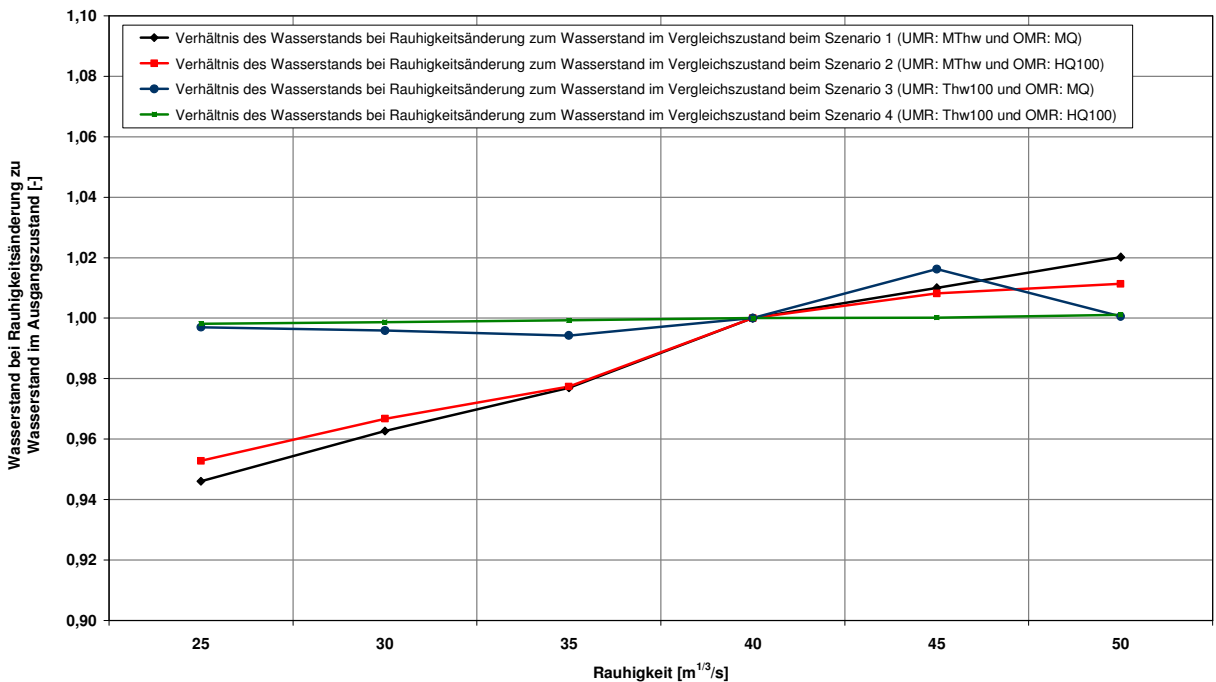
Abb. 7-21 und Abb. 7-22 zeigen für die Szenarien 1 bis 4 die maximalen Änderungen der Wasserstände im Tidescheitel an Position  $x = 0,125 \text{ l}$  und  $x = 0,375 \text{ l}$  im Vergleich zum Ausgangszustand bei Variation der Rauigkeiten von  $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bis  $k_{st} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Bei Szenario 1 (UMR: MThw und OMR: MQ) sind im Bereich des Querschnitts an Position  $x = 0,125 \text{ l}$  die größten Auswirkungen sowohl bei einem rauheren als auch bei einem glatteren Flussschlauch zu verzeichnen. Bei rauheren Profilen nehmen die Absenkungen von Szenario 1 bis 4 kontinuierlich ab. Bei glatteren Profilen zeigt sich insbesondere eine Beeinflussung bei Einsteuerung eines MQ an der oberen Modellgrenze.



**Abb. 7-21: Verhältnis des Wasserstands bei Variation der Reibungsverhältnisse zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position  $x = 0,125$  l**

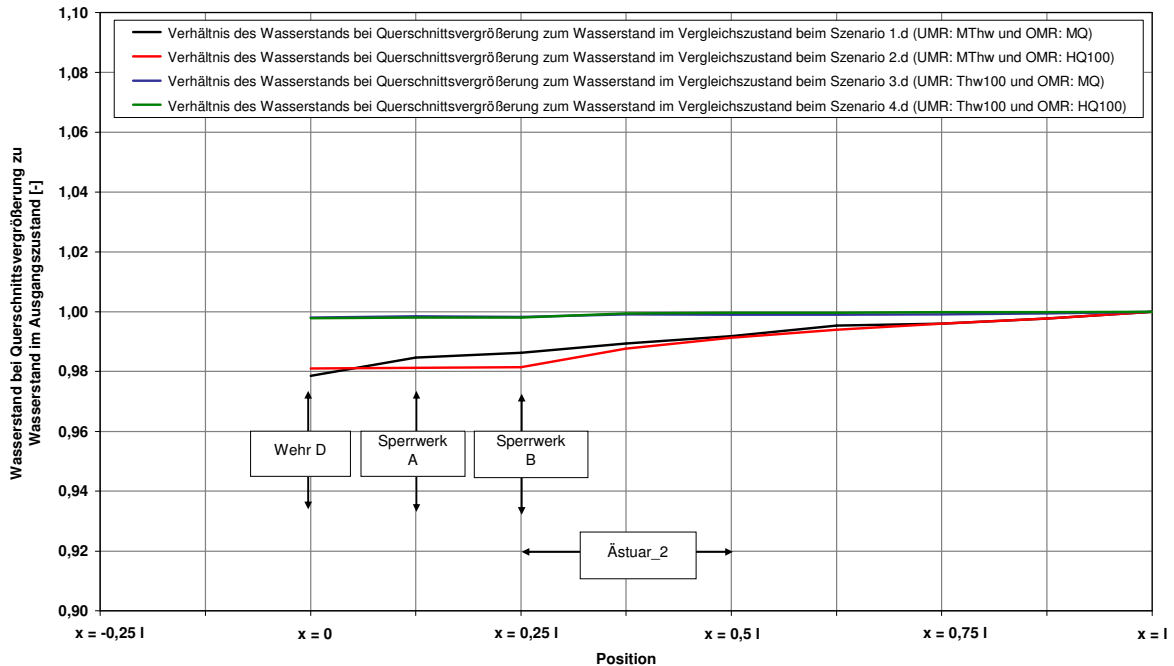
Im Bereich von  $x = 0,375$  l zeigt sich ein ähnlicher Verlauf der Kurven. Die Absenkungen sind etwas geringer als an Position  $x = 0,125$  l bei Erhöhung der Rauigkeit. Auch die Anstiege bei glatteren Profilen sind vermindert. Bei den Szenarien 3 und 4 sind aufgrund der eingesteuerten Extremwerte ( $Thw_{100}$ ) jeweils nur minimale Änderungen der Wasserstände im Sturmflutscheitel zu verzeichnen.



**Abb. 7-22: Verhältnis des Wasserstands bei Variation der Reibungsverhältnisse zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position  $x = 0,375$  l**

## 7.6 Wasserstände bei Variation der Topographie (Querschnitte) (Szenarien 1.d bis 4.d und Szenarien 1.e bis 4.e)

Abb. 7-23 zeigt die Auswirkung einer Vertiefung des Flussabschnittes „Ästuar\_2“ von  $z = -0,7$  h auf  $z = -0,8$  h. Dieser Flussabschnitt hat anschließend über den gesamten Abschnitt eine einheitliche Tiefe von  $z = -0,8$  h. Es ist zu erkennen, dass der Wasserspiegel bei reiner Vertiefung um maximal das 0,98-fache (rd. 3,5 cm) abfällt. Änderungen zeigen sich oberhalb des Vertiefungsbereiches zwischen Position  $x = 0,25$  l und  $x = 0,375$  l.

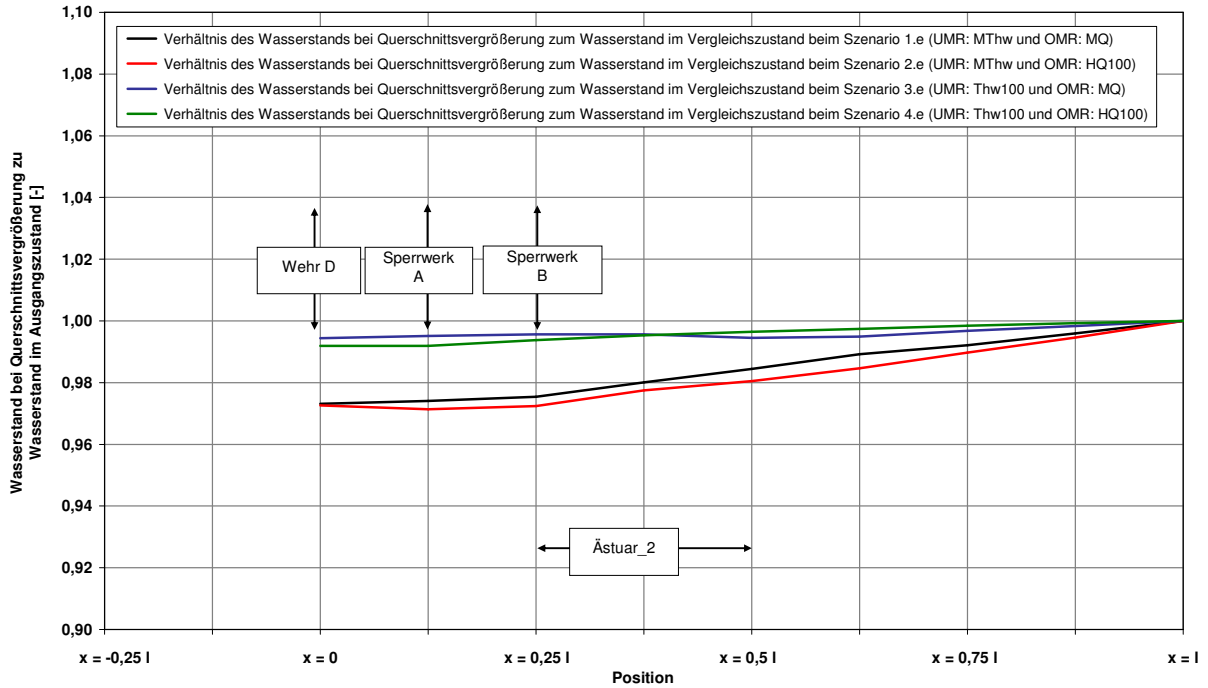


**Abb. 7-23: Verhältnis des Wasserstands bei Vertiefung eines Flussabschnittes zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ )**

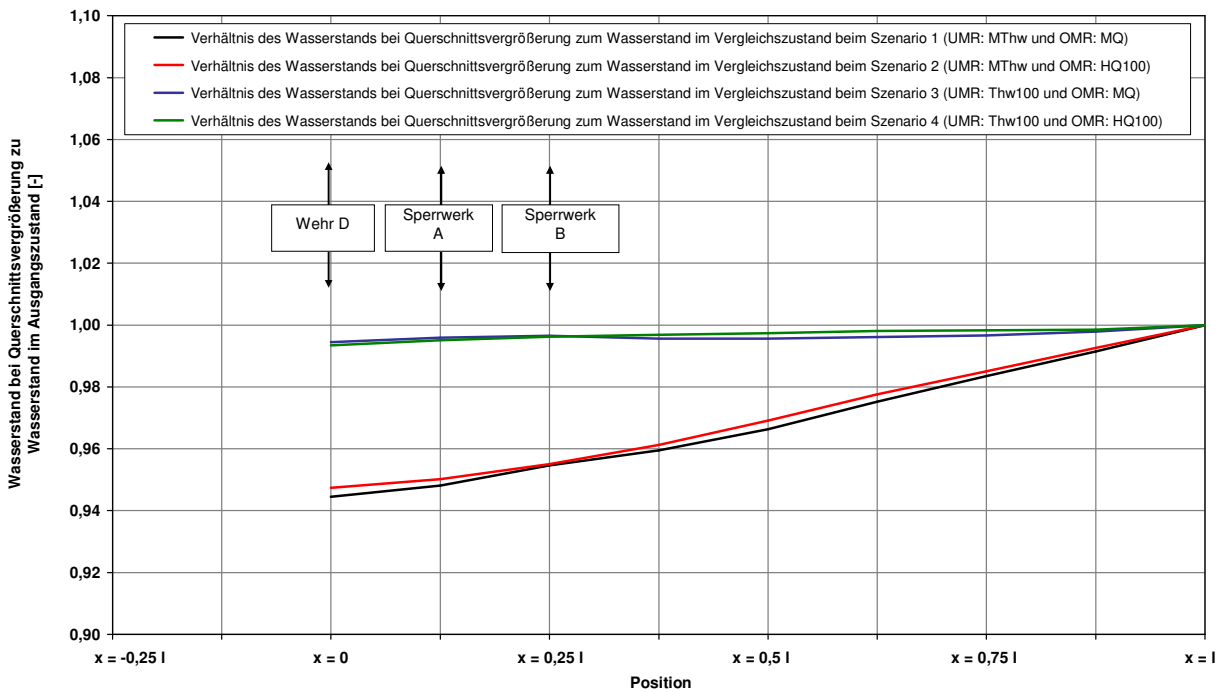
Bei einer zusätzlichen Verbreiterung des Flussabschnittes „Ästuar\_2“ um 0,25 b ergeben sich rd. 0,975-fach geringere Wasserstände im Sturmflutscheitel beim Szenario 1.e, d.h. bei Einsteuerung von mittleren Wasserständen und Zuflüssen. Die von der unteren Modellgrenze bis zum Wehr D kontinuierlich sich vergrößernden Absenkungen resultieren aus den Querschnittsvergrößerungen, wobei dieser Effekt stärker bei einer Verbreiterung des Flussabschnittes auftritt. Eine Zunahme der Absenkungen ist zwischen Position  $x = 0,25$  l und  $x = 0,5$  l feststellbar. Die Absenkungen sind bei den Szenarien mit mittlerem Tidehochwasser jeweils größer als bei denen mit Einsteuerung einer Sturmflut. Oft zeigt sich nach Ausbaumaßnahmen in natürlichen Tideflüssen ein anderes Bild. Es werden in der Regel ein leichter Wasserstandsanstieg und eine Erhöhung des Tidehubs beobachtet. Dies ist bei den Simulationen nicht der Fall, da eine Anpassung nur eines Flussabschnittes oberhalb vom Mündungsbereich bei ansonsten gleichen Randbedingungen (hydraulische Randbedingungen, Rauigkeiten) erfolgt.

Eine Vertiefung der gesamten Sohlgeometrie des Hauptgerinnes um 0,05 h (1 m) führt entlang des Ästuars zu Absenkungen im Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitel um maximal das 0,945-fache beim Szenario 1 (Abb. 7-25). Diese Werte werden bis zur Mündung kontinuierlich geringer. Die größeren Absenkungen sind bei den Szenarien 1 und 2 zu verzeichnen, d.h. bei Einsteuerung eines MThw am unteren Modellrand. Eine Vertiefung führt demnach bei Sturm-

flutereignissen zu geringeren Absenkungen bzw. wirkt sich weniger stark aus als bei mittleren Verhältnissen. Die resultierenden Längsschnitte bei einer Vertiefung der Sohle um 0,1 h (2 m) und 0,15 h (3 m) sind dem Anhang B zu entnehmen (Abb. B - 11 und Abb. B - 12).



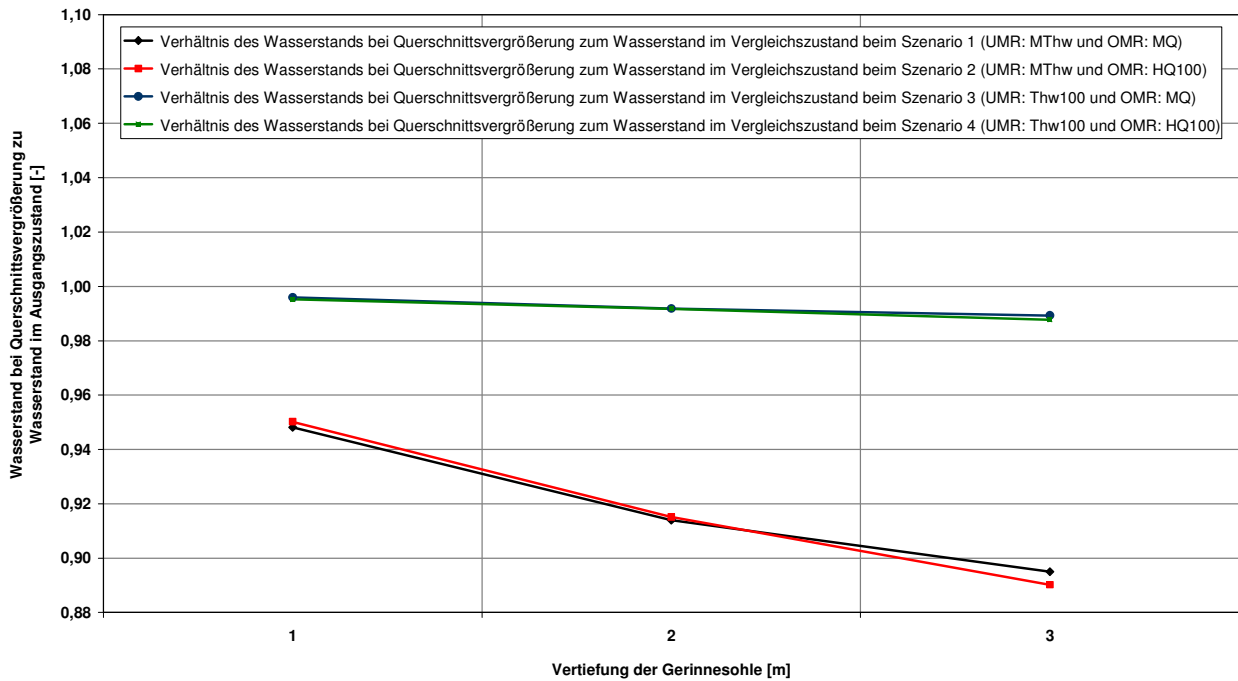
**Abb. 7-24: Verhältnis des Wasserstands bei Vertiefung und Verbreiterung eines Flussabschnittes zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ )**



**Abb. 7-25: Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,05 h zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 1 bis 4**

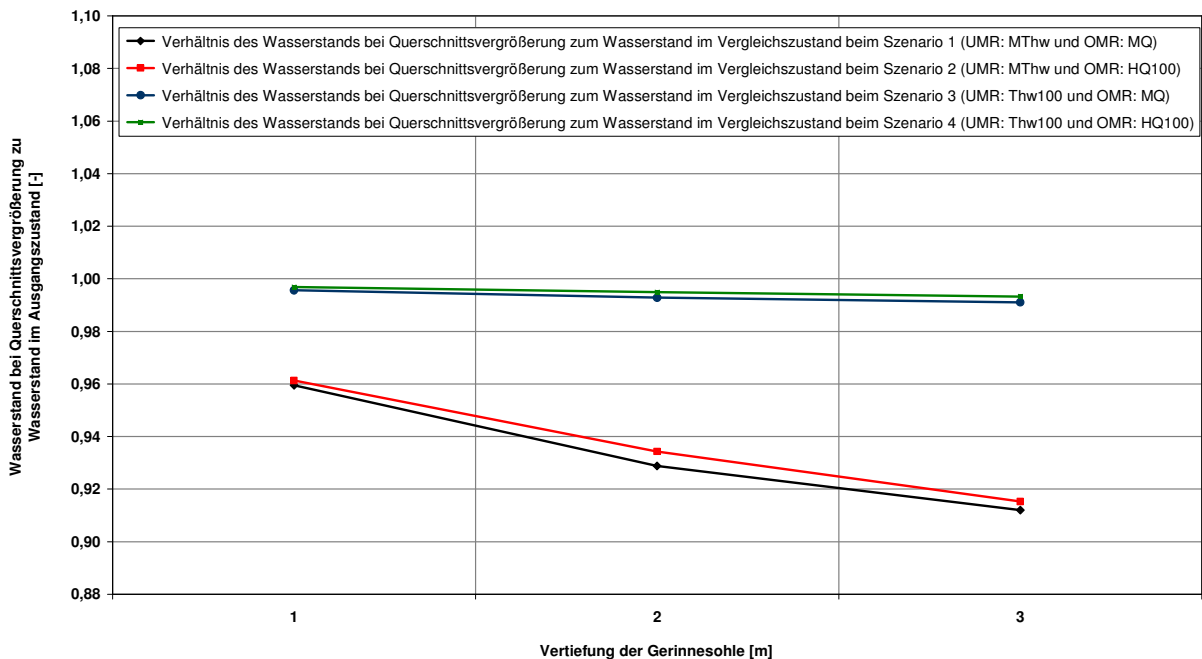
Abb. 7-26 und Abb. 7-27 zeigen für die Szenarien 1 bis 4 bei einer Vertiefung der Gerinnesohle

um 0,05 h, 0,1 h und 0,15 h die Änderungen der Wasserstände im Tidescheitel an Position  $x = 0,125 \text{ l}$  und  $x = 0,25 \text{ l}$ .



**Abb. 7-26:** Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,05 h, 0,1 h und 0,15 h zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position  $x = 0,125 \text{ l}$  bei den Szenarien 1 bis 4

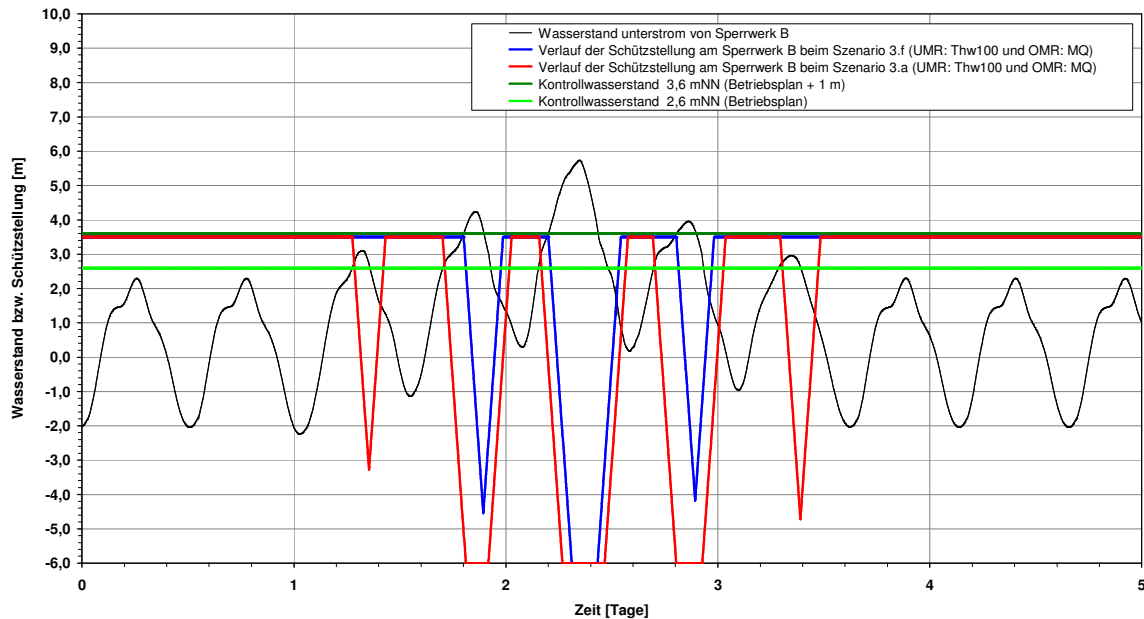
Im Bereich von  $x = 0,375 \text{ l}$  sind die Absenkungen insgesamt etwas geringer als an Position  $x = 0,125 \text{ l}$ .



**Abb. 7-27:** Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,05 h, 0,1 h und 0,15 h zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position  $x = 0,375 \text{ l}$  bei den Szenarien 1 bis 4

## 7.7 Wasserstände bei Variation des Flutraumes durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Szenarien 3.f und 4.f)

Mit den Szenarien 3.f und 4.f wird der Einfluss einer Flutraumerweiterung, d.h. Nutzung des Flutraumes der Zuflüsse, durch geänderte Sperrwerkssteuerung bzw. von unterschiedlichen Schließzeitpunkten analysiert. Abb. 7-28 zeigt die Schützstellung am Sperrwerk B bei 1 m höheren Kontrollwasserständen beim Szenario 3.f (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR: MQ) im Vergleich zum Szenario 3.a.



**Abb. 7-28: Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk B beim Szenario 3.f im Vergleich zum Szenario 3.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände**

Bei Kontrollwasserständen mit einer Höhe von  $z = 0,13$  h ( $Thw = 2,60$  m) erfolgt eine häufigere und länger andauernde Schließung der Sperrwerkstore. Ein deutlicher Unterschied ist bei der zweiten Vortide sowie der zweiten Nachtide zu erkennen. Beim Szenario 3.f erfolgt hier im Gegensatz zu Szenario 3.a kein Kehren der Sturmflut. Eine vergleichbare Schützstellung ergibt sich am Sperrwerk A und B bei den übrigen Szenarien. Der Verlauf der Schütz- bzw. Wehrstellungen an den weiteren steuerbaren Küstenschutzelementen und den weiteren Szenarien ist den Anhängen zu entnehmen (Abb. B - 6 bis Abb. B - 10). Erfolgt ein Verschluss der Sperrwerkstore bei einem unterhalb erreichten Wasserstand von  $z = 0,18$  h ( $Thw = 3,60$  m) anstatt bei  $z = 0,13$  h ergeben sich die in Abb. 7-29 dargestellten Änderungen.

Bei späterer Sperrwerksschließung können die Wasserstände im Hauptstrom im Sturmflutscheitel um maximal das 0,99-fache gesenkt werden, wobei die maximalen Absenkungen erwartungsgemäß im Bereich der Sperrwerke erzielt werden. Aufgrund der nur im Rahmen der Rechengenauigkeit liegenden Beträge kann gefolgert werden, dass diese Maßnahme zur Verringerung der Eintrittswahrscheinlichkeit von Tidewasserständen in ausgebauten Ästuaren eine untergeordnete Rolle einnimmt. Es ist zu vermuten, dass bei geringerem Wiederkehrintervall größere Absenkungen erzielt werden. Für eine Kappung des Sturmflutscheitels bei den Szenarien mit Einsteuerung eines  $Thw_{100}$  am unteren Modellrand eignet sich diese Steuerungsmaßnahme nur bedingt, da nur geringe Absenkungen des Wasserstands erreicht werden.

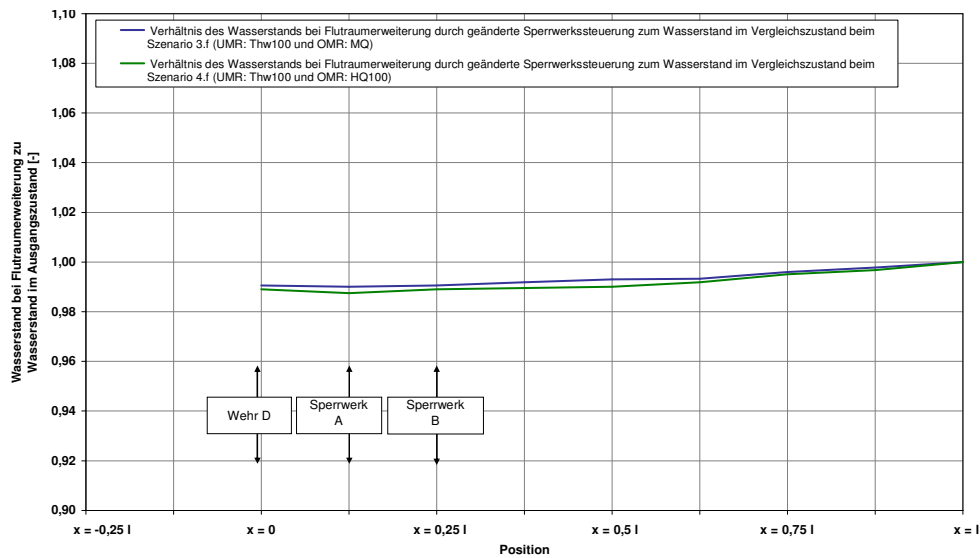


Abb. 7-29: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung zum Wasserstand im Ausgangszustand bei den Szenarien 3.f und 4.f

## 7.8 Wasserstände bei Variation des Flutraumes durch Deichöffnung und Entlastungspolder

### 7.8.1 Entlastungspolder C (Szenarien 3.g und 4.g)

Die Einflüsse einer Erweiterung des bestehenden Flutraumes durch Bereitstellung zusätzlichen Flutraums im hinter dem Schutzdeich gelegenen Hinterland durch eine zeitweise Öffnung des Deiches und Flutung von Sturmflutentlastungspoldern wird im Folgenden beschrieben. Die Schützstellung am Wehr C bei Anschluss des Polders C zeigt Abb. 7-30.

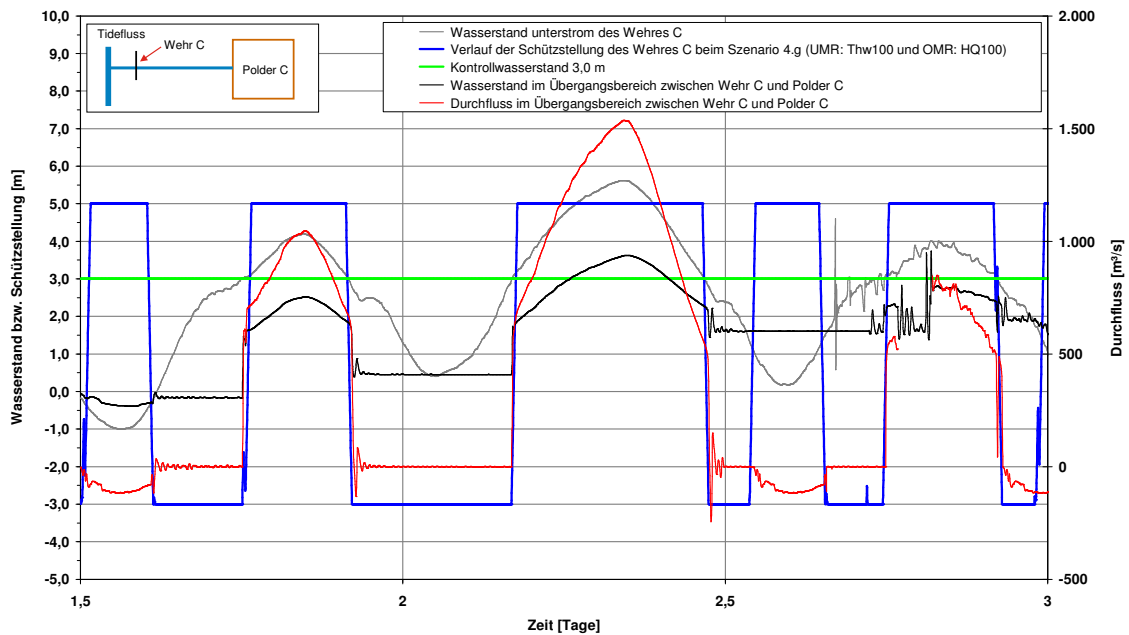
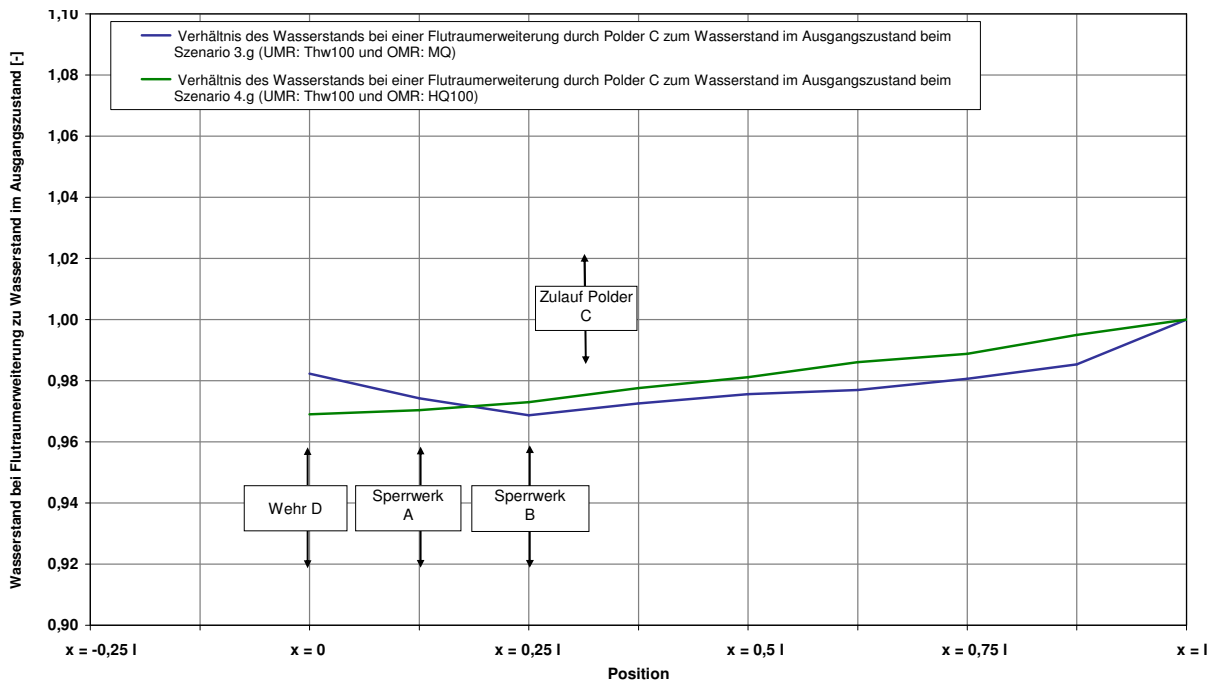


Abb. 7-30: Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr C und Polder C und Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C

Bei Überschreitung des Kontrollwasserstands von  $z = 0,15$  h ( $Thw = 3,00$  m) werden die Verschlussstore zum Polder geöffnet. Anhand der Durchfluss- und Wasserstandsganglinien im Bereich des Zulaufgerinnes zwischen Wehr C und Polder C wird deutlich, dass während der Tidescheitel maximal zwischen  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  bis rd.  $1.500 \text{ m}^3/\text{s}$  in den Polder C einströmen. Dies entspricht der 0,05-fachen bzw. der 0,09-fachen Menge bezogen auf das maximal einströmende Tidevolumen pro Sekunde in Höhe von rd.  $16.000 \text{ m}^3/\text{s}$  an der Mündung. Der Wasserstand beträgt maximal rd.  $z = 0,18$  h ( $3,65$  m) im Übergangsbauwerk, wobei eine Erhöhung nach jedem Tidehochwasser verzeichnet wird.

Es ist zu erkennen, dass das Wehr während der Tideniedrigwasserphasen geöffnet wird, um gespeichertes Wasser aus dem Polder in den Flussschlauch abzuschlagen. Während der Sturmflutenkette erfolgt dies bis zu einem maximalen Wert von  $120 \text{ m}^3/\text{s}$ , was dem 0,08-fachen der maximal in den Polder einströmenden Menge entspricht. Dies führt nicht zu einer deutlichen Reduzierung der Wasserstände im gefluteten Polder. Es ist festzustellen, dass die Rückström-raten mit niedrigeren Tidehochwasserständen deutlich zunehmen. Aufgrund der iterativen Steuerung der Wehre und Sperrwerke sind zu Beginn und zum Ende der jeweiligen Steuerungsvorgänge Instabilitäten zu verzeichnen.

Der Einfluss des Entlastungspolders C auf die Wasserstände im Hauptstrom geht aus Abb. 7-31 hervor. Die Ergebnisse der Szenarien 3.g sowie 4.g zeigen vom unteren Modellrand bis zur Tidegrenze bei Wehr D eine zunehmende Absenkung des Wasserstands im Tidestrom. Oberhalb vom Zulaufbereich sind die Absenkungen am größten. Die Wasserstände werden um maximal das 0,97-fache beim Szenario 3.g gesenkt (rd. 11 cm). Die geringen Absenkungen resultieren aus den im Vergleich zum Tidevolumen an der Mündung des Ästuars (rd.  $16.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) geringen Einströmmengen in den Polder.

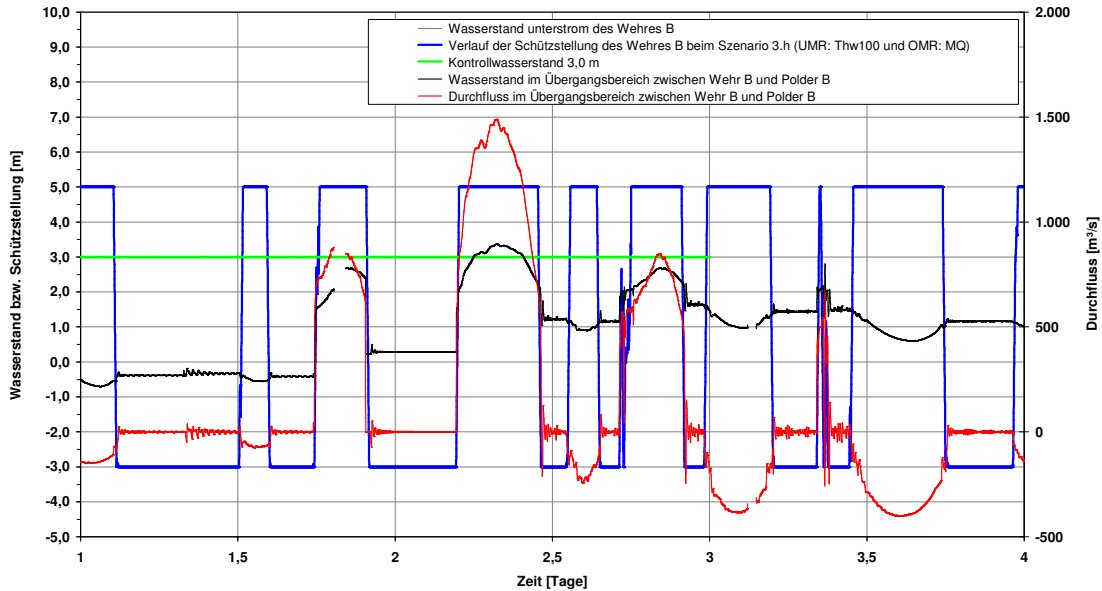


**Abb. 7-31: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 3.g und 4.g (Einstuerung eines  $Thw_{100}$  am unteren Modellrand)**



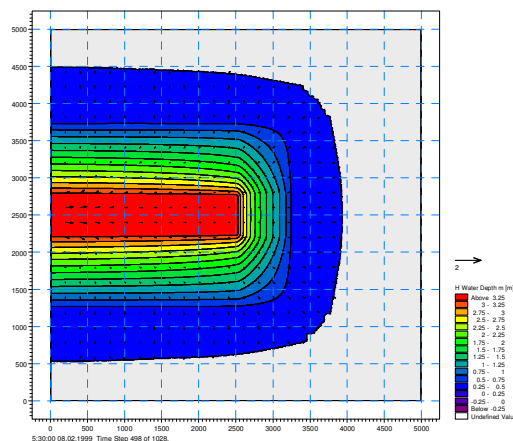
### 7.8.2 Entlastungspolder B (Szenarien 3.h und 4.h)

Die Steuerung der Wehrtore im Zulaufbereich zum Polder B bei Flutung des Polders B (Szenario 3.h) geht aus Abb. 7-32 hervor.



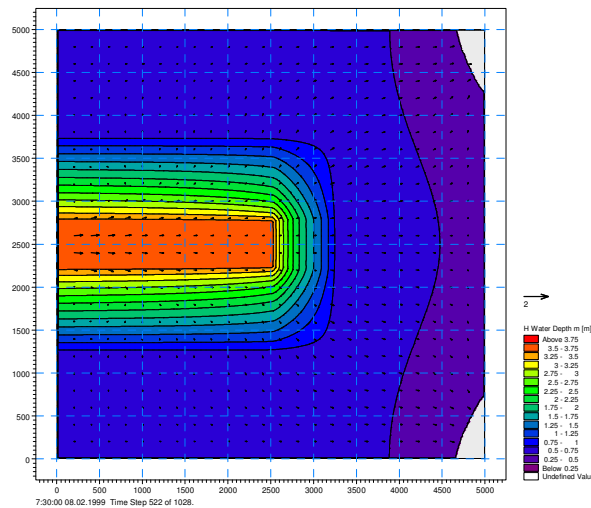
**Abb. 7-32: Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr B und Polder B und Schützstellung am Wehr B bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B**

Während des Sturmflutscheitels sowie während des darauf folgenden Tidehochwassers werden zwischen 1.500 m<sup>3</sup>/s und 830 m<sup>3</sup>/s in den Polder abgegeben, was rd. der 0,09- bzw. der 0,05-fachen Menge des Tidedurchflusses an der Mündung entspricht. In diesem Fall erfolgt während der Tideniedrigwasserphasen eine Rückgabe des gespeicherten Wassers in das Ästuar mit maximalen Durchflussraten von rd. -400 m<sup>3</sup>/s (0,27-fache Menge bezogen auf die maximal einströmende Wassermenge). Auch die sich daraus ergebende leichte Abnahme des Wasserstands im Übergangsbereich und somit im Entlastungspolder B wird deutlich. Die Flutung des Polders B führt zu einer Einstauhöhe im Polder von z = 0,08 h (rd. 1,65 m). Abb. 7-33 zeigt die sich während des Einströmvorgangs ergebenden Wasserstände sowie die Strömungsrichtungen etwa 1,5 h nach Öffnung der Schütze zum Polder B.



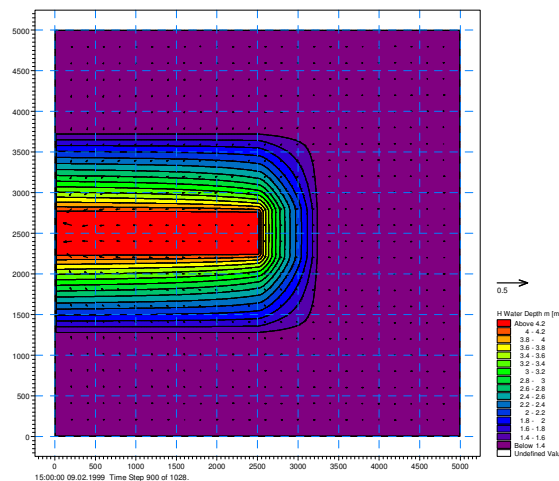
**Abb. 7-33: Wassertiefen und Strömungsrichtungen im Polder B rd. 1,5 Stunden nach Polderöffnung beim Szenario 3.h (UMR: Thw100 und OMR: MQ)**

Die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten betragen rd. 1,5 m/s, d.h. es besteht Gefahr von Sohlerosionen. Es ergibt sich eine gleichförmige Befüllung des Polders B. Im äußeren blauen Bereich beträgt die Wassertiefe zwischen 0,015 h (rd. 30 cm) und 0,02 h (rd. 40 cm) ( $h = 20 \text{ m} = \text{Tiefe an der Mündung}$ ). Zwei Stunden später ist nahezu die gesamte Polderfläche mit Wasser bedeckt. Im blauen Bereich beträgt die Wassertiefe zwischen  $t = 0,025 \text{ h}$  (0,5 m) und  $t = 0,035 \text{ h}$  (0,7 m). Anhand der Strömungsvektoren ist die halbkreisförmige Befüllung zu erkennen.



**Abb. 7-34: Wassertiefen und Strömungsrichtungen im Polder B rd. 3,5 Stunden nach Polderöffnung beim Szenario 3.h (UMR: Thw100 und OMR: MQ)**

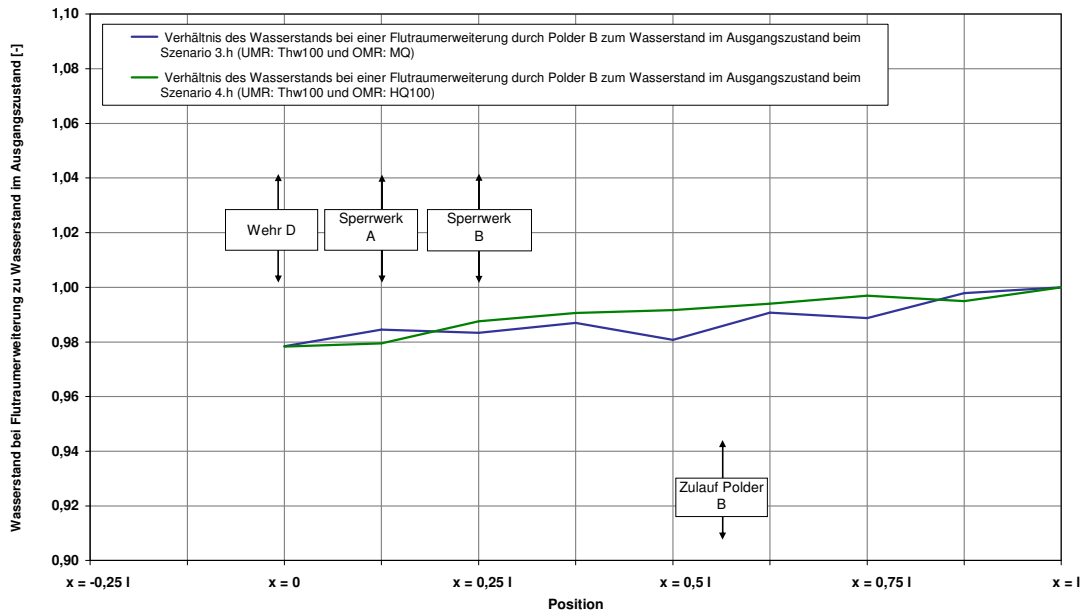
Die erneute Wehröffnung nach 15 Stunden während des folgenden Tidehochwassers führt insgesamt zu Wassertiefen von  $t = 0,075 \text{ h}$  (1,5 m) im Polder B. Die fortschreitende Entleerung des Polders während des anschließenden Tideniedrigwassers zeigt Abb. 7-35. Zu diesem Zeitpunkt beträgt die Wassertiefe noch rd.  $t = 0,065 \text{ h}$  (1,3 m) im Polder B.



**Abb. 7-35: Wassertiefen und Strömungsrichtungen im Polder B während des Entleerungsvorgangs beim Szenario 3.h (UMR: Thw100 und OMR: MQ)**

Die sich bei Flutung des Polders B beim Szenario 4.g (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) ergebenden Wasserstände betragen rd. das 0,98-fache der Wasserstände im Ausgangszustand (Absenkung rd. 10,1 cm) und damit unwesentlich weniger als bei Polder C. Oberhalb des Zu-

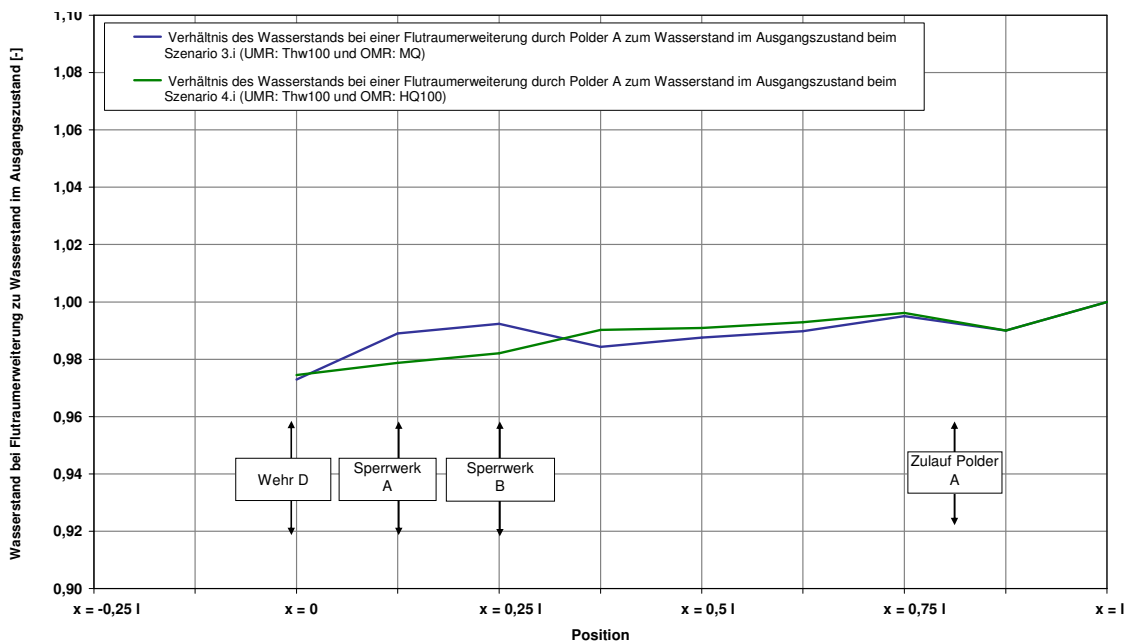
laufbereichs zum Polder B nehmen die Absenkungen weiter zu.



**Abb. 7-36: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 3.h und 4.h (Einstuerung eines  $Thw_{100}$  am unteren Modellrand)**

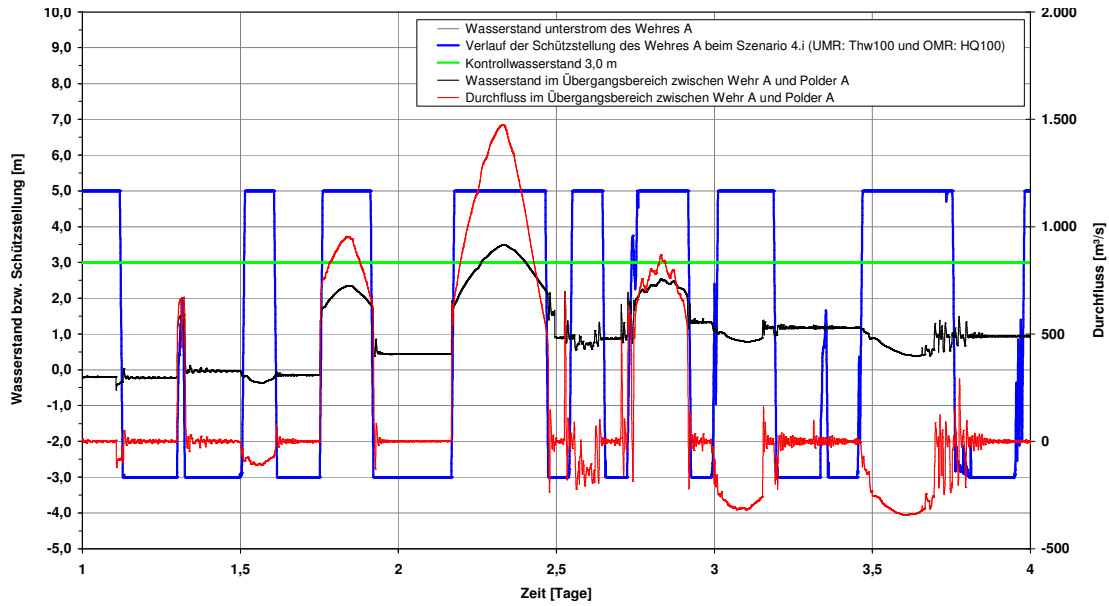
### 7.8.3 Entlastungspolder A (Szenario 3.i und 4.i)

Bei Anschluss des Polders A ergeben sich im Bereich der Tidegrenze rd. 0,972-fach geringere Wasserstände (maximale Absenkung des Scheitels von rd. 8,9 cm). Bei allen Szenarien sind die größten Absenkungen oberhalb der Polderzuläufe zu verzeichnen.



**Abb. 7-37: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei den Szenarien 3.i und 4.i (Einstuerung eines  $Thw_{100}$  am unteren Modellrand)**

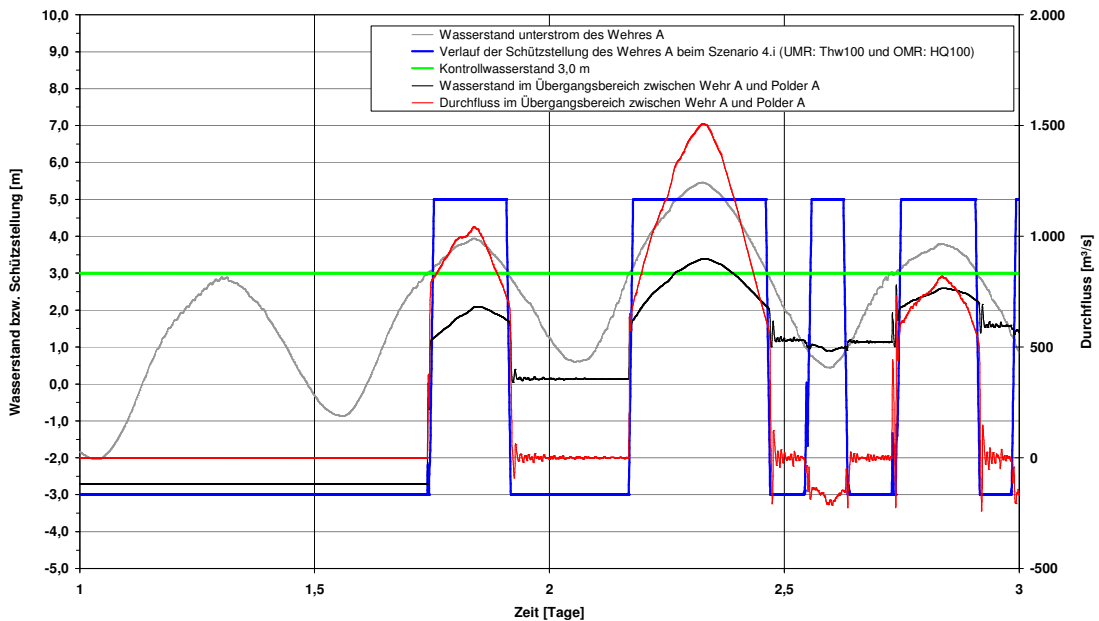
Die Steuerung der Schütze beim Szenario 4.i (Flutung des Polders A) zeigt Abb. 7-38.



**Abb. 7-38:** Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr A und Polder A und Schützstellung am Wehr A bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A

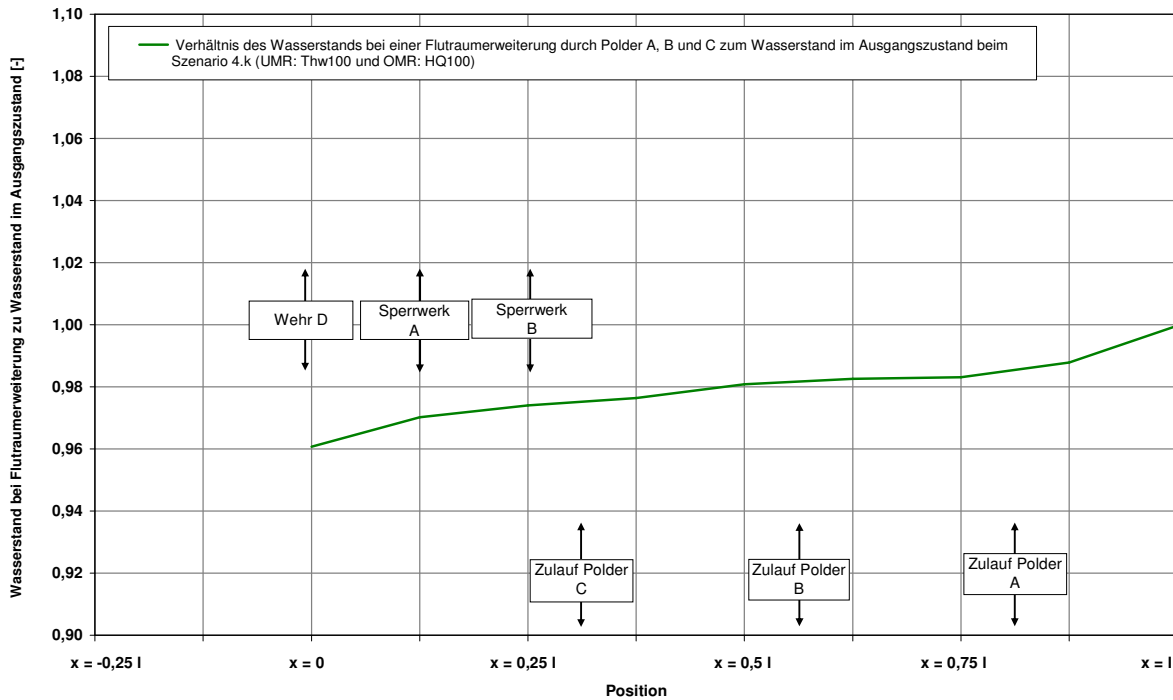
### 7.8.4 Entlastungspolder A, B und C (Szenario 4.k)

Die maximalen Einströmraten in Polder A beim Szenario 4.k (Abb. 7-39), d.h. bei Flutung der Polder A, B und C bei Tidewasserständen größer als  $z = 0,15$  h während der Kettentide betragen rd. das 0,06-, das 0,09- bzw. das 0,05-fache bezogen auf das Tidevolumen an der Mündung (1.030 m<sup>3</sup>/s, 1.500 m<sup>3</sup>/s und 800 m<sup>3</sup>/s). Im Anschluss an den Scheitel wird die 0,13-fache Menge bezogen auf die maximal einströmende wieder in den Hauptstrom abgegeben.



**Abb. 7-39:** Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr A und Polder A und Schützstellung am Wehr A bei einer Flutraumerweiterung durch alle Polder

In die Polder B und C strömen maximal jeweils die 0,1-fache Menge des Tidevolumens an der Mündung (1.525 m<sup>3</sup>/s bzw. 1.550 m<sup>3</sup>/s). Durch die zusätzlichen Entlastungspolder ergeben sich größere Absenkungen entlang des Tidestroms (Abb. 7-40). Die Wasserstände betragen etwa das 0,96-fache der Ausgangswasserstände (Absenkung von 16,5 cm) beim Szenario 4.k im Bereich der Tidegrenze.

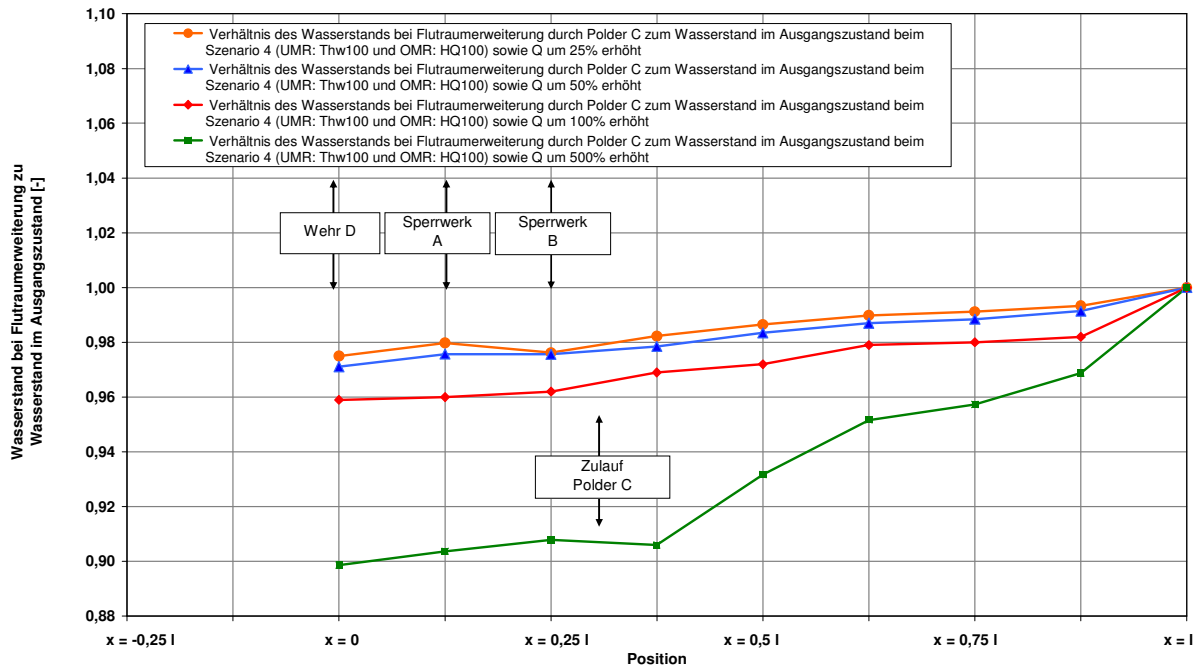


**Abb. 7-40:** Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) beim Szenario 4.k (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ )

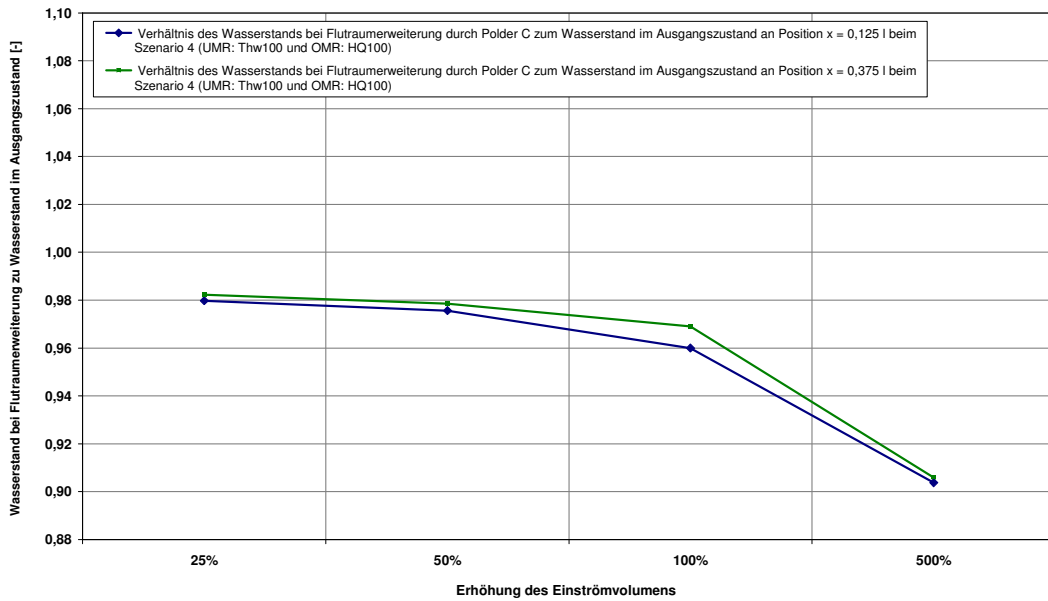
### 7.8.5 Entlastungspolder C (Szenario 4.I)

Die Wasserstandsabsenkungen im Tidestrom und die Einstauhöhen im Polder können durch eine Optimierung des Einströmvorgangs und des Poldervolumens erhöht werden. Abb. 7-41 zeigt die Wasserstandsquotienten entlang des Hauptstroms bei Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) und einer Erhöhung des Einströmvolumens in den Polder C um 25, 50, 100 bzw. 500 %. Es ergeben sich jeweils deutlich größere Absenkungen. Etwas oberhalb des Zulaufgerinnes zum Polder C an Position  $x = 0,25 l$  sind die Absenkungen zumeist am größten.

Abb. 7-42 zeigt die Verhältnismerte des Wasserstands bei Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand bei Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) an Position  $x = 0,125 l$  sowie an Position  $x = 0,375 l$ . Eine Erhöhung des Einströmvolumens um 500 % führt zu rd. 0,9-fach geringeren Wasserständen im Sturmflutscheitel (max. Absenkungen im Tidestrom von rd. 62 cm).



**Abb. 7-41:** Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) beim Szenario 4 und Erhöhung des Einströmvolumens um 25, 50, 100 bzw. 500 %



**Abb. 7-42:** Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) an Position  $x = 0,125 l$  sowie  $x = 0,375 l$  bei Erhöhung des Einströmvolumens um 25, 50, 100 bzw. 500 %

## 7.9 Variation des Flutraumes durch Sperrwerke und Polder (Szenario 3.j und 4.j)

Den Wasserstand und den Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr C und Polder C und die Schützstellung am Wehr C beim Szenario 3.j zeigt Abb. 7-43. Es wird deutlich, dass

eine geänderte Sperrwerkssteuerung zu einer weiteren Verringerung des Wasserstands im Tldestrom führt, mit rd. 0,96- bzw. 0,97-fach geringeren Wasserständen. Im Vergleich zum alleinigen Anschluss des Polders C ohne geänderte Sperrwerkssteuerung sind die Absenkungen etwas größer, insbesondere zwischen Position  $x = 0,125 l$  und  $x = 0,5 l$ .

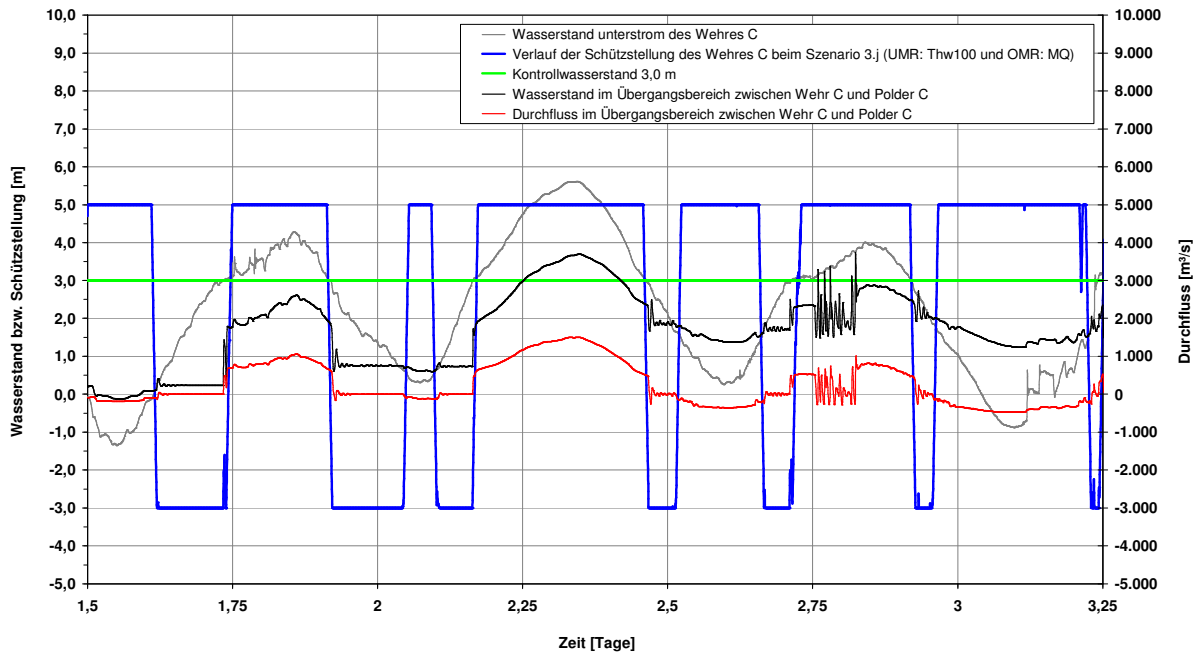


Abb. 7-43: Wasserstand und Durchfluss im Übergangsbereich zwischen Wehr C und Polder C und Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Kombination (Flutung des Polders C und geänderte Sperrwerkssteuerung)

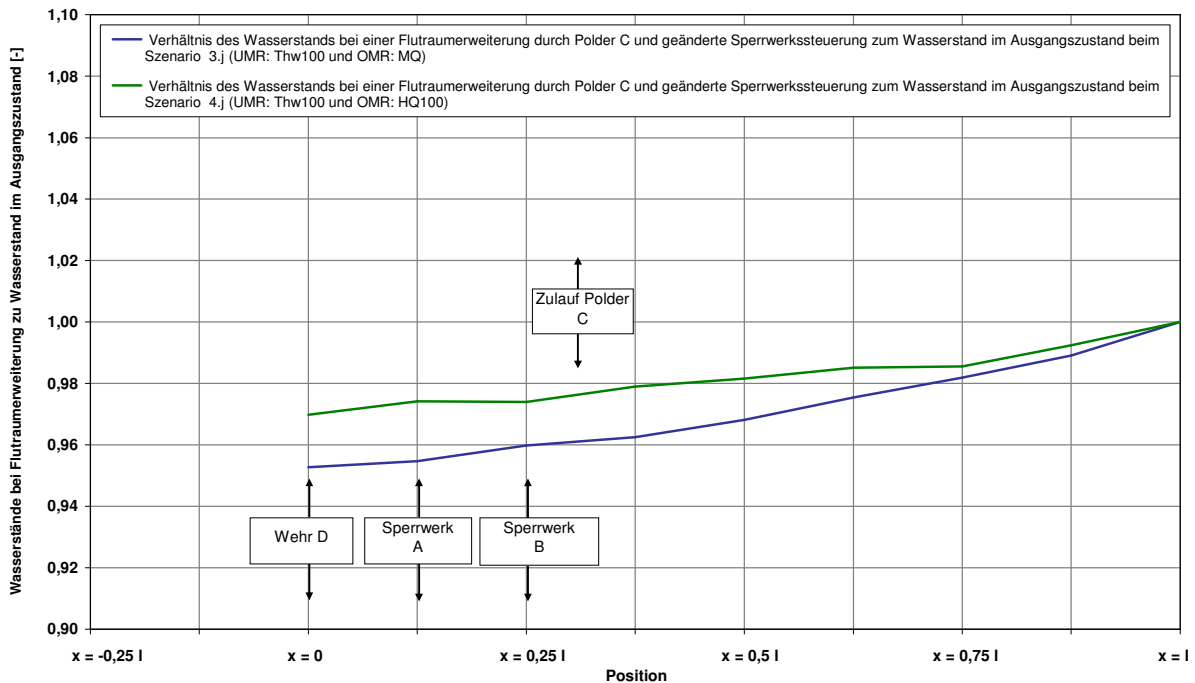


Abb. 7-44: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Kombination (Flutung des Polders C und geänderte Sperrwerkssteuerung) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ )

## 7.10 Zusammenfassende Bewertung und Schlussfolgerungen

Anhand eines idealisierten Ästuars wurden die steuerbaren Küstenschutzelemente Sturmflutsperrwerk und Sturmflutentlastungspolder bezüglich ihres Einflusses auf die Wasserstände in einem Tidefluss untersucht. Durch die Beeinflussung der Eintrittswahrscheinlichkeit der Tidewasserstände sollen diese Steuerungsmaßnahmen zu einer Reduzierung des Risikos der stromauf liegenden Bereiche verhelfen. Die Simulationen zeigen zunächst, dass der Einfluss eines Binnenhochwassers in Tideflüssen mit vergleichbaren Querschnittsabmessungen und hydrologischen Verhältnissen im Fall von Sturmfluten nicht maßgebend für die Scheitelwasserstände ist. Selbst ein extremer Binnenabfluss ist gegenüber den während einer Tide bewegten Wasservolumina so gering (im Modell rd. 1:8), dass der erhöhte Abfluss ohne einen markanten Anstieg des Scheitelwasserstands abgeführt werden kann. Die ausreichend große Abflussleistung der Flussquerschnitte und der Einfluss der Tide (folgendes Tideniedrigwasser) verringern die Auswirkungen erhöhter Oberwasserzuflüsse.

In Tab. 7-9 sind die maximalen Auswirkungen im Hochwasser- und Sturmflutscheitel auf die Wasserstände im Hauptstrom für die betrachteten Steuerungs- und Ausbaumaßnahmen dargestellt. Im ansteigenden und abfallenden Ast ergeben sich darüber hinaus deutlich größere Auswirkungen, welche im Rahmen eines Risikomanagement mit dem Ziel geringerer Scheitelwasserstände und geringeren Eintrittswahrscheinlichkeiten eines Versagens zunächst jedoch von untergeordneter Bedeutung sind.

**Tab. 7-9 Relative und absolute Wasserstandsänderung im Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitel entlang eines idealisierten 40 km langen Tideflusses bei Anpassungs- und Steuerungsmaßnahmen**

Anpassungs- und Steuerungsmaßnahmen sowie Änderung der Rauheiten	Szenario 1 (UMR: MThw, OMR: MQ)		Szenario 2 (UMR: MThw, OMR: HQ <sub>100</sub> )		Szenario 3 (UMR: Thw <sub>100</sub> , OMR: MQ)		Szenario 4 (UMR: Thw <sub>100</sub> , OMR: HQ <sub>100</sub> )	
	Wasserstandsänderungen							
	H/H <sub>0</sub> [-]	abs. [cm]	H/H <sub>0</sub> [-]	abs. [cm]	H/H <sub>0</sub> [-]	abs. [cm]	H/H <sub>0</sub> [-]	abs. [cm]
<b>b)</b> Flussschlauch glatter (Änderung des $k_{st}$ -Beiwerts von $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ )	1,03	+ 6,1	1,01	+2,8	1,003	+1,7	1,002	+1,2
<b>c)</b> Flussschlauch rauher (Änderung des $k_{st}$ -Beiwerts von $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ )	0,95	-11,7	0,96	-9,1	0,99	-3,1	0,999	-1,2
<b>d)</b> Flussabschnitt „Ästuar_2“ vertieft auf $z = -0,8 \text{ h}$	0,98	-3,0	0,98	-3,6	0,998	-1,0	0,998	-1,1
<b>e)</b> Flussabschnitt „Ästuar_2“ vertieft auf $z = -0,8 \text{ h}$ und verbreitert um $0,25 \text{ b}$	0,97	-5,7	0,97	-5,9	0,994	-5,6	0,992	-4,5
<b>f) Flutraumerweiterung</b> durch geänderte Sperrwerkssteuerung	--	--	--	--	0,99	-1,8	0,988	-1,6



<b>g) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung des Entlastungspolders C	--	--	--	--	0,97	-11,0	0,97	-8,6
<b>h) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung des Entlastungspolders B	--	--	--	--	0,98	-10,1	0,98	-6,9
<b>i) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung des Entlastungspolders A	--	--	--	--	0,972	-8,9	0,974	-6,4
<b>j) Flutraumerweiterung</b> durch Kombination, Flutung des Entlastungspolders C und verzögerte Sperrwerksschließung	--	--	--	--	0,96	-11,0	0,97	-7,5
<b>k) Flutraumerweiterung</b> durch Flutung der Entlastungspolder A, B und C	--	--	--	--	--	--	0,96	-16,5
<b>l) Flutraumerweiterung</b> durch Polder C, höheres Einströmvolumen	--	--	--	--	--	--	0,90	-62,1

Um den Wasserstand mit Hilfe der Sturmflutentlastungspolder auch bei Kettentiden signifikant zu senken, ist eine schnelle Rückführung des in den Poldern gespeicherten Wassers notwendig. Nur so kann das Poldervolumen während des darauf folgenden Tidehochwassers wieder weitgehend genutzt werden. In den hier durchgeführten Simulationen setzt kein deutlicher Entleerungsvorgang ein, so dass für das hier betrachtete idealisierte Ästuar gefolgert werden kann, dass die Wirksamkeit von Sturmflutentlastungspoldern bei extremen Ereignissen begrenzt ist.

Aus den Ergebnissen lässt sich zudem schließen, dass auch steuerbare Küstenschutzelemente nur einen begrenzten Einfluss auf die Wasserstände in einem Tidefluss ausüben können. Eine signifikante Absenkung des Hochwasserscheitels kann bei einer Sturmflut mit einem Wiederkehrintervall von  $T = 100$  Jahren nicht erreicht werden. Es werden maximal bis zu 0,96-fach geringere Scheitelwasserstände (Absenkung von rd. 16,5 cm) erzielt. Eine deutlichere Kappung des Sturmflutscheitels bei einem Szenario mit Einsteuerung eines  $Thw_{100}$  sowie eines  $HQ_{100}$  kann bei einer Vergrößerung des Einströmvolumens durch eine Verbreiterung der Einströmbereiche erzielt werden. Es ergeben sich rd. 0,9-fach geringere Wasserstände.

Dieser grundsätzliche Nachweis anhand eines idealisierten Ästuars bedarf einer Verifizierung an einem existierenden Tidefluss unter Berücksichtigung von räumlich variierenden Querschnitten, Reflexionen sowie Reibungseinflüssen von Sohle und stark veränderlichen Ufern. Diese erfolgt für die Unterweser zwischen Bremen und Bremerhaven einschließlich einer Risikoabschätzung und für den Unterlauf des Mississippi bei New Orleans. Mit diesen weiterführenden Simulationen soll der Einfluss der Kombination aus einer veränderten Sperrwerkssteuerung und dem Anschluss von Sturmflutentlastungspoldern sowie einer Flutraumänderung durch Ausleitung weiterführend analysiert werden.

## 8 Hochwasser- und Risikosteuerung am Beispiel der Unterweser

### 8.1 Topographie und Gefährdungspotential

Die ca. 452 km lange Weser, deren Einzugsgebiet in Abb. 8-1 dargestellt ist, überwindet von Hannoversch Münden bis Bremerhaven einen Höhenunterschied von rd. 116,50 m. Unterhalb der Porta Westfalica beginnt die 164 km lange Mittelweser mit einem durchschnittlichen Gefälle von 0,2 ‰ mit ausgeprägten Mäandern.



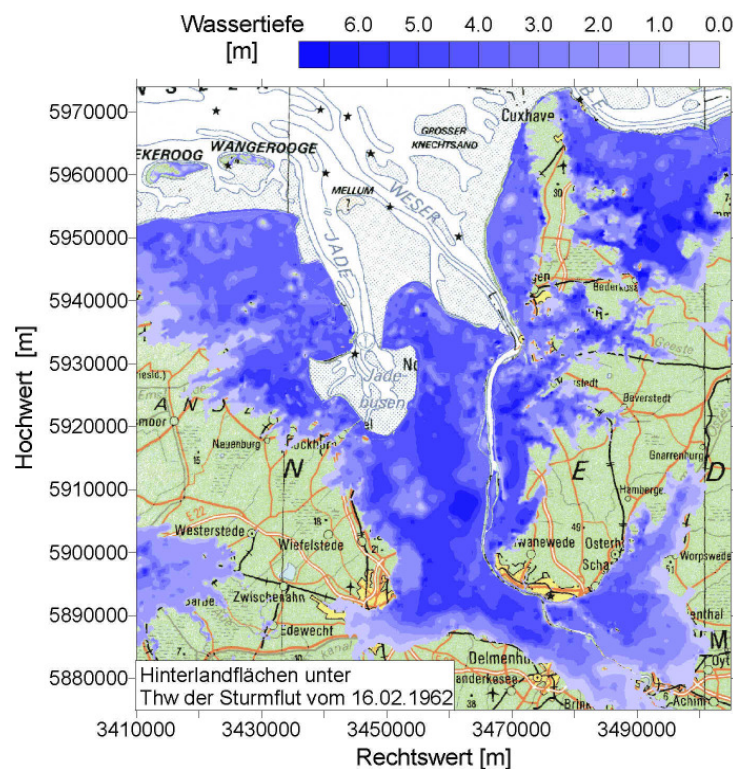
Abb. 8-1: Einzugsgebiet der Weser [NLWKN, 2005]

Das tidebeeinflusste Mündungsgebiet der Weser umfasst Außen- und Unterweser. Dort überlagern sich die Einflüsse des abfließenden Oberwassers mit denen der Gezeiten. Als Unterweser wird der rd. 70 km lange Flussabschnitt ab der Großen Weserbrücke bezeichnet. Der Tideeinfluss reicht noch einige Kilometer flussaufwärts bis zum Weserwehr in Hemelingen bei Weser-km 362,1 (UW-km -3,95). Die Unterweser hat nach der Mündung der Ochtum (UW-km 13), Le-sum (UW-km 17,5) und Hunte (UW-km 32) ein oberirdisches Gesamteinzugsgebiet von rd.  $A_{E0} = 46.306 \text{ km}^2$  [NLWKN, 2005]. Die Geeste fließt bei UW-km 66 hinzu. Neben der Ems ist die Weser damit nach Länge und Einzugsgebiet der kleinste der mitteleuropäischen Ströme. Die Schweiburg ist der westliche Nebenarm der Weser und umfasst mit der Weser die Reiherplate

und die Strohauser Plate. Sie mündet seeseitig bei UW-km 51,5 und landseitig bei UW-km 44,5. Die Unterweser und der Rechte Nebenarm umschließen die Insel Harriersand. An die Unterweser schließt sich die etwa 55 km lange trichterförmige Außenweser an, welche zwischen der Insel Mellum bzw. der Wurster Küste ins offene Meer führt. Wattwasserscheiden grenzen sie zur Jade und zum allgemeinen Wattenmeer ab. Die beiden Haupttrinnen der Außenweser sind der Fedderwarder Arm und der Wurster Arm.

Die Lesum mit einem Einzugsgebiet von  $A_{E0} = 2.190 \text{ km}^2$  entspringt durch die sich 10 km oberhalb der Mündung vereinigenden Flüsse Wümme und Hamme, deren Unterläufe tidebeeinflusst sind. Bei Sturmfluten wird das Lesumsperrwerk geschlossen. Vom Sperrwerk bis Ritterhude, Lilienthal und Borgfeld sind parallel an der Lesum, Hamme und Wümme Schutzdeiche vorhanden. In der Hunte setzt sich die Tide bis nach Oldenburg fort, wobei die Laufzeit zwischen Mündung und Tidegrenze etwa 1,4 Stunden beträgt.

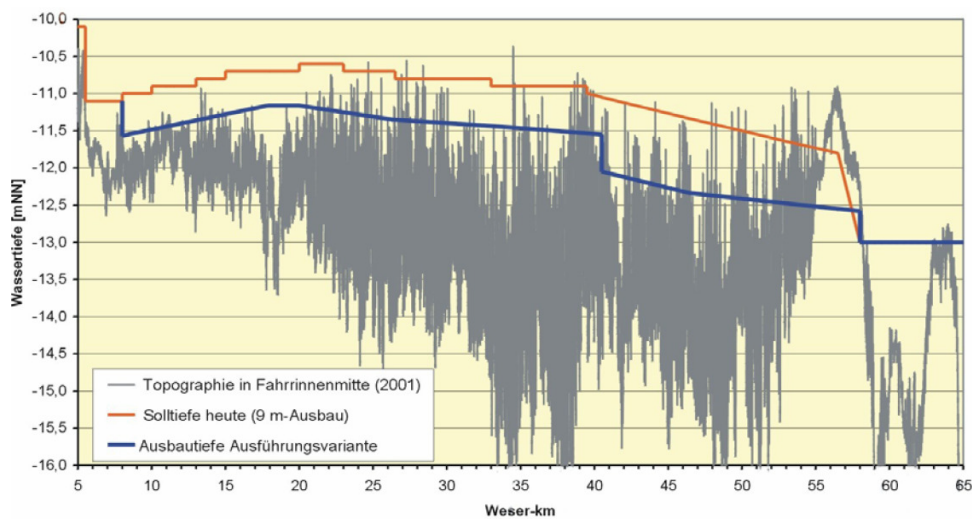
Die Unterweserregion ist wegen ihrer Nähe zur Küste und der teilweise geringen Geländehöhen bezüglich Hochwasser in zweifacher Hinsicht gefährdet. Sturmflutbedingte Extremwasserstände sowie zeitweise extreme Oberwasserabflüsse können die Hochwasserschutzanlagen in der Unterweserregion stark belasten. Eine detaillierte Beschreibung zurückliegender Sturmflut- und Hochwasserereignisse ist dem Anhang C zu entnehmen (Kapitel C.3). Eine statische Höhenverschneidung verdeutlicht die potentielle Gefahr vor Sturmfluten und Hochwasser im Unterweserraum sowie die Notwendigkeit von Hochwasserschutzanlagen für die rd. 1.770.000 Menschen (NLWKN, 2007), welche in sturmflutgefährdeten Regionen in Bremen und Niedersachsen leben. Abb. 8-2 zeigt die Wassertiefen bei einer Wasserspiegellage von rd. 5,35 mNN (Sturmflut 1962) nach Verschneidung mit den Geländehöhen im Unterweserraum.



**Abb. 8-2: Verschneidung der Geländehöhen im Unterweserraum mit der Sturmflutseichtellage des Jahres 1962 in Höhe von 5,35 mNN [modifiziert nach MAI, 2004]**

Die Notwendigkeit und Ausdehnung der seit Jahrhunderten gebauten und unterhaltenen Hochwasserschutzanlagen wird deutlich. Im Schutz von Deichen ist eine Besiedlung und Nutzung der Flächen möglich, die der in nicht sturmflutgefährdeten Regionen entspricht. Dies führt häufig zu einer gesteigerten Vulnerabilität.

Die Gewässersohle der Unterweser steigt in Richtung Süden von NN - 13 m auf etwa NN - 10,5 m an (Abb. 8-3). Im Bereich des Wehres ist ein Sohl sprung auf NN - 5 m vorhanden. Die Gewässersohle weist eine wellige Struktur im Bereich der Fahrrinne auf, wobei es sich größtenteils um eine Überlagerung von Dünen und Riffeln, so genannte Transportkörper, handelt. Die Lage der Flusssohle nach verschiedenen Ausbaumaßnahmen zeigt Abb. C - 9 in Anhang C.



**Abb. 8-3: Topographie der Unterweser in Fahrrinnenmitte und Solltiefen nach geplanter Unterweseranpassung [www.weseranpassung.de, 2007]**

Das hydromorphologische Geschehen im Weserästuar wird maßgeblich durch die Tide beeinflusst. Im natürlichen Zustand ist ein intensiver Feststofftransport verbunden mit einer ständigen Umlagerung zwischen Gewässersohle und Vorland vorhanden, so dass sich charakteristische Merkmale wie Stromspaltungen, wechselnde Gewässerbreiten, Kolke und Auflandungen entwickeln können. Durch Strombaumaßnahmen wird diese Entwicklung größtenteils verhindert.

## 8.2 Hydrologische Beschreibung und Eintrittswahrscheinlichkeiten

### 8.2.1 Hydrologische Landschaften und Kenngrößen

Das Modellgebiet gehört bereichsweise zu den Hydrologischen Landschaften Wümmegeest, Wesermünder Geest, Wildeshäuser Geest sowie zum tidebeeinflussten Bereich der Flüsse Hamme, Wümme, Lesum, Ochtum, Hunte und Weser. Die Hydrologischen Landschaften in Niedersachsen unterscheiden sich hinsichtlich Klima, Morphologie, Boden und dem resultierenden natürlichen Gebietsabfluss zum Teil erheblich, wobei innerhalb einer jeden Hydrologischen Landschaft annähernd gleiche hydrologische Bedingungen mit nur gering schwankenden Haushaltsparemtern Niederschlag, Abfluss und Verdunstung vorliegen.

In der Unterweser nimmt die Durchflussmenge bei mittlerem Abfluss und mittlerer Tide von 325 m<sup>3</sup>/s am Wehr auf etwa 6.600 m<sup>3</sup>/s bei Bremerhaven zu [ARGE WESER, 1982]. Durch die

Nebenflüsse Ochtum, Lesum, Hunte und Geeste wird der Unterweser zusätzlich 10 bis 20% des Abflusses, welcher aus der Mittelweser abfließt, zugeführt. Die periodische Strömungsumkehr aufgrund der Gezeiten bewirkt, dass ein Wasserkörper innerhalb eines Abschnittes im Ästuar mehrmals hin- und herwandert. Die Verweilzeit des Oberwassers im Ästuar kann bei niedrigem Oberwasserzufluss bis zu 40 Tage erreichen. Die Brackwassergrenze liegt etwa bei UW-km 50. Im Unterweserraum betreibt die WSV derzeit 20 Pegel zur Erfassung von Wasserständen. Daneben sind Beweissicherungspegel sowie Pegel weiterer Betreiber (u.a. NLWKN, SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN und der Deichverbände) im Bereich der Sperrwerke, Siele und Schöpfwerke vorhanden. Der gesamte Unterweserraum nimmt unmittelbar bis zum Weserwehr in Hemelingen am Tidegeschehen teil.

## 8.2.2 Statistische Auswertung von Pegelaufzeichnungen

### 8.2.2.1 Vorgehen bei der statistischen Auswertung

Es wird die Entwicklung der Tidehochwasserstände (HThw und MThw) und der Tideniedrigwasserstände (MTnw und NTnw) an den Pegeln Bremen (Große Weserbrücke), Oslebshausen, Vegesack, Farge, Elsfleth, Brake, Rechtenfleth, Nordenham und Bremerhaven ausgewertet. Für den Zeitraum 1950-2006 sind die Wasserstände im jeweiligen Abflussjahr bezogen auf NN und PN im Folgenden bzw. in Anhang C dargestellt, wobei Lageränderungen der Pegelnullpunkte berücksichtigt sind. Die Diagramme enthalten die Gleichung der Trendgeraden sowie das Bestimmtheitsmaß  $R^2$ , welches Werte zwischen 0 (kein linearer Zusammenhang) und 1 (exakter linearer Zusammenhang) annehmen kann.

In einer zusammenfassenden Betrachtung werden die Ergebnisse der statistischen Auswertung der Wasserstände und die Entwicklungen der mittleren jährlichen sowie der mittleren monatlichen Tidehoch- sowie Tideniedrigwasserstände dargestellt. Da zur Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeiten ein homogener Datensatz gemessener Tidehochwasser erforderlich ist, erfolgt für die einzelnen Pegel eine Trendbereinigung entsprechend folgender Berechnung:

$$\text{Thw}_{\text{neu}}(t) = \text{Thw}(t)_{\text{alt}} + \alpha * (t_{\text{Bezug}} - t) \quad \text{Gl. 8-1}$$

mit:	$\text{Thw}_{\text{neu}}(t)$	trendbereinigter Tidehochwasserstand des Jahres t [mNN]
	$\text{Thw}(t)$	trendbehafteter Tidehochwasserstand des Jahres t [mNN]
	t	Zeit [a]
	$t_{\text{Bezug}}$	Bezugsjahr [a]
	$\alpha$	säkularer Trend bzw. Regressionskoeffizient [m/a]

Trendbereinigte Datensätze der jährlichen Tidehöchstwasserstände bilden die Grundlage der direkten Ermittlung der Tidehochwasserstandsstatistik. Die Extrapolation der gemessenen Thw-Statistik zu sehr großen Jährlichkeiten bzw. sehr kleinen Eintrittswahrscheinlichkeiten erfordert es, eine Verteilungsfunktion zugrunde zu legen. Ein Verfahren zur Abschätzung von Sturmflutwasserständen mit sehr kleinen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, welches auf der Überlagerung von Einzelwahrscheinlichkeiten beruht, ist z.B. bei JENSEN und FRANK (2003) gegeben. Die eingesetzte und nach JENSEN ET AL. (2003) auch erfolgreich für die Elbe angewendete Log-Pearson-III-Verteilung für den tidebeeinflussten Bereich der Weser lautet:

$$p_{Thw}^{LP}(Thw) = \lambda_{LP} \frac{(\lambda_{LP} * (\ln(Thw) - \ln(x_{LP})))^{r_{LP}}}{Thw * \Gamma(r_{LP} + 1)} * \exp(-\lambda_{LP} * (\ln(Thw) - \ln(x_{LP}))) \quad \text{Gl. 8-2}$$

mit:	Thw	Tidehochwasserstand [m]
	$p_{Thw}^{LP}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte des Tidehochwasserstands
	$r_{LP}$	Parameter der Log-Pearson-III-Verteilung
	$x_{LP}$	Parameter der Log-Pearson-III-Verteilung
	$\lambda_{LP}$	Parameter der Log-Pearson-III-Verteilung

Die Ermittlung der drei Parameter der Log-Pearson-III-Verteilung ( $r_{LP}$ ,  $x_{LP}$ ,  $\lambda_{LP}$ ) erfolgt durch Anwendung des Momentenverfahrens, so dass sichergestellt ist, dass die angepasste Log-Pearson-III-Verteilung die zahlenmäßig gleichen Werte für Mittelwert, Standardabweichung und Schiefe aufweist wie der Satz gemessener Tidehochwasserstände, d.h.:

$$m = M, \sigma^2_{LP-III} = \sigma^2, c = C$$

mit: Mittelwert der LP-III-Verteilung:  $m = \overline{Thw} = \int Thw * p_{Thw}^{LP3}(Thw) dThw$  Gl. 8-3

Standardabw. der LP-III-Verteilung:  $\sigma^2 = \int (Thw - \overline{Thw})^2 * p_{Thw}^{LP3}(Thw) dThw$  Gl. 8-4

Schiefe der LP-III-Verteilung:  $c = \frac{\int (Thw - \overline{Thw})^3 * p_{Thw}^{LP3}(Thw) dThw}{\int (Thw - \overline{Thw})^2 * p_{Thw}^{LP3}(Thw) dThw}$  Gl. 8-5

Mittelwert der Messung:  $M = \overline{Thw} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Thw_i$  Gl. 8-6

Standardabweichung der Messung:  $\sigma^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (Thw_i - \overline{Thw})^2$  Gl. 8-7

Schiefe der Messung:  $C = \frac{n^2 \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Thw_i - \overline{Thw})^3}{(n-1) * (n-2) \left( \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (Thw_i - \overline{Thw})^2 \right)^{3/2}}$  Gl. 8-8

Grundsätzlich ist eine direkte Ermittlung der Tidehochwasserstandsstatistik aus Pegelmessungen im Bereich von Tideflüssen problematisch, da der Tidehochwasserstand dort infolge von Ausbaumaßnahmen bzw. aufgrund der Errichtung von Sturmflutsperrwerken und Wehren wie durch den Oberwasserabfluss stark beeinflusst sein kann und damit keine homogenen Zeitreihen der Pegel vorliegen. Für diese Pegel kann die Ermittlung der Wasserstandsstatistik mit Hilfe eines Übertragungsverfahrens vom Mündungspegel erfolgen. Zudem bieten numerische Modelle die Möglichkeit bei Vorgabe einer Eingangssturmtidekurve am unteren Modellrand und unterschiedlichen Oberwasserabflüssen die Bemessungswasserstände im Tidefluss festzulegen.

Allgemeine Grundlagen einer statistischen Auswertung und Extremwertstatistik sind dem An-



hang C zu entnehmen (Kapitel C.1). Eine Auswertung der 33% höchsten jährlichen Tidehochwasserstände und der 33% niedrigsten jährlichen Tideniedrigwasserstände der Abflussjahre 1950 bis 2006, also partieller Serien dieser Jahre sowie die Entwicklung der mittleren monatlichen Tidehochwasserstände und Tideniedrigwasserstände an ausgewählten Pegeln für die Ausbaueiträume 1953/59 sowie 1973/79 sind ebenfalls in Anhang C dargestellt.

### 8.2.2.2 Pegel Intschede (Oberer Modellrand des HN-Modells)

Am tidefreien Pegel Intschede bei Weser-km 331,28, etwa 30 km flussaufwärts des Bremer Wehres, liegt die obere Modellgrenze des HN-Modells (Kapitel 8.4). Das oberirdische Einzugsgebiet beträgt am Pegel  $A_{E_0} = 37.495 \text{ km}^2$ , der Pegelnullpunkt liegt bei  $\text{NN} + 4,79 \text{ m}$ . Wasserstandsangaben liegen für diesen Pegel seit dem Jahr 1856 vor. Abb. 8-4 zeigt das Abflussverhalten von 1900 bis 2004. Der Trend des HQ weist am Pegel Intschede seit 1900 deutlich nach unten und beträgt rd.  $-4,35 \text{ m}^3/\text{s/a}$ . Höchste Abflussmengen wurden im Februar 1946 mit  $\text{HHQ} = 3.500 \text{ m}^3/\text{s}$ , im März 1981 mit  $2.400 \text{ m}^3/\text{s}$  und im Januar 1987 mit  $2.290 \text{ m}^3/\text{s}$  beobachtet. Der langfristige Mittelwert der jährlichen Maxima in der Jahresreihe 1941 bis 2001 liegt bei  $\text{MHQ} = 1.210 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Abflussmenge des Jahres 1881 mit angegebenen  $4.200 \text{ m}^3/\text{s}$  wurde bis heute nicht mehr erreicht. Die höchsten Abflüsse liegen im Zeitraum Januar bis März/April. Die Weser gehört damit zum nivalen Abflussregime-Typ, welcher im Wesentlichen ein durch Schneeschmelze bedingtes Frühjahrsmaximum aufweist.

Der niedrigste Abfluss NQ und der mittlere Abfluss MQ bleiben über die Jahre von 1900 bis 2004 nahezu konstant. Der mittlere niedrigste Abfluss beträgt zurzeit rd.  $124 \text{ m}^3/\text{s}$  und der mittlere langjährige Abfluss  $\text{MQ} = 325 \text{ m}^3/\text{s}$ . In den Jahren 1979 bis 2003 waren erhöhte Abflussereignisse zu verzeichnen, so dass bei Betrachtung der Zeitreihe ab 1950 der Trend nach oben weist. Sowohl 1962 als auch 1976 waren zum Zeitpunkt der Sturmfluten keine extremen Abflüsse aus der Mittelweser zu verzeichnen.

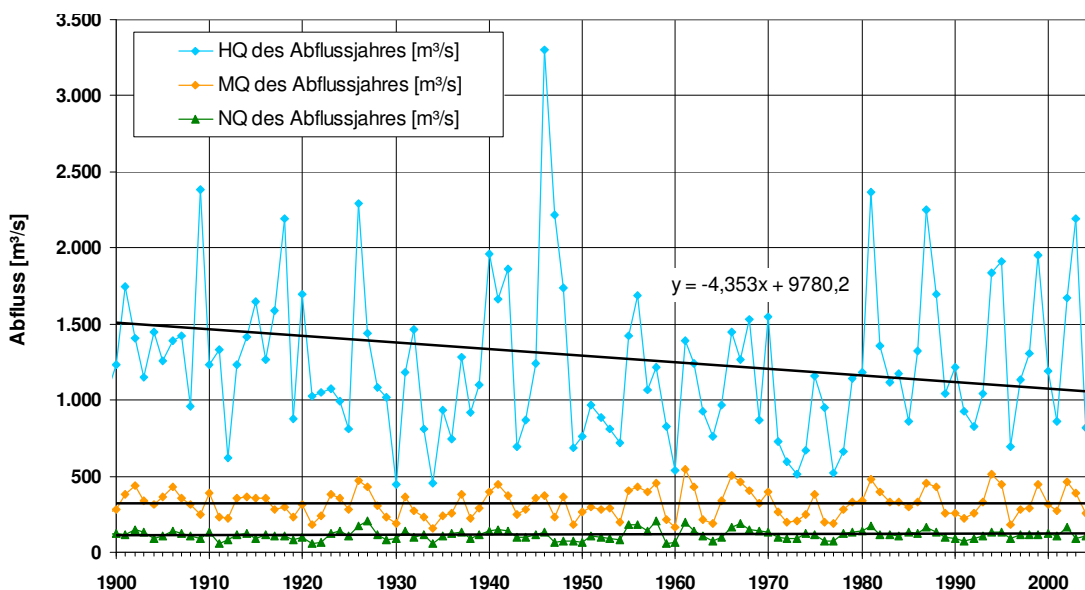


Abb. 8-4: Jährliche mittlere, höchste und niedrigste Abflüsse am Pegel Intschede seit 1900

Abb. 8-5 zeigt die jährlichen Hauptwerte der Wasserstände von 1900 bis 2004. Die Scheitelwasserstände der Hochwasserereignisse der 1940er Jahre wurden bis heute nicht wieder er-

reicht. Höchste Wasserstände wurden im Februar 1940 mit PN = 762 cm, im März 1947 mit PN = 757 cm und im Februar 1941 mit PN = 747 cm gemessen. Bei großen Schwankungen beträgt der Trend der mittleren jährlichen Hochwasserstände zwischen 1900 und 2004 rd. - 1,1 cm/a, während der niedrigste Wasserstand NW und der mittlere Wasserstand MW um rd. 2,1 cm/a bzw. rd. 2,0 cm/a abnehmen. Insgesamt zeigt sich eine Verringerung der Hochwasserstände, was u.a. auf den Bau des Hochwasserrückhaltebeckens Salzderhelden (37 Mio. m<sup>3</sup>), durch die Talsperren im Oberlauf sowie durch die Staustufen der Mittelweser zurückzuführen ist. Infolge des Unterweserausbaus stieg zudem die Abflussleistung der Unterweser.

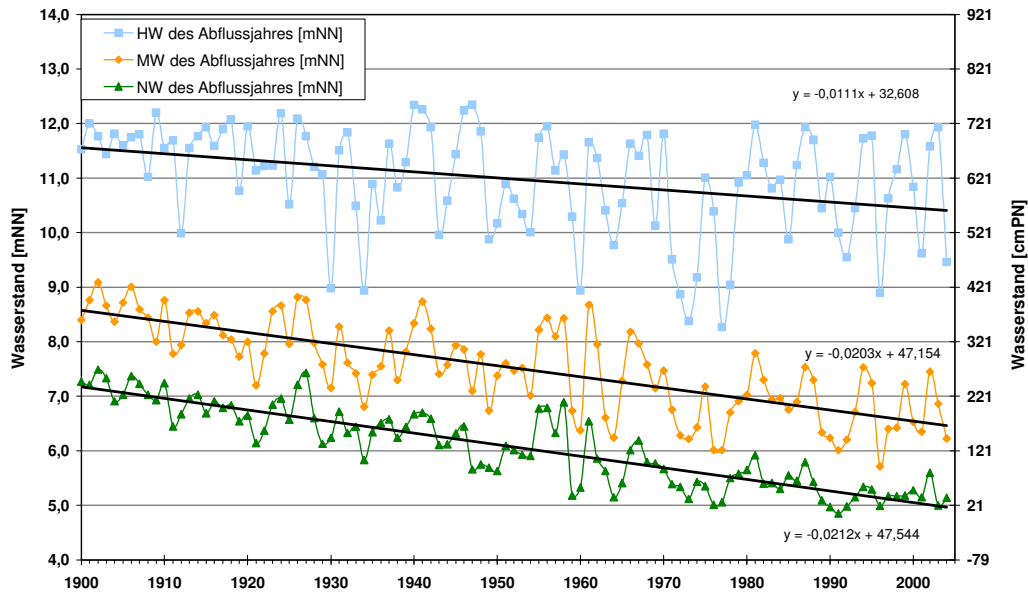


Abb. 8-5: Jährliche mittlere, höchste und niedrigste Wasserstände am Pegel Intschede seit 1900

Abb. 8-6 zeigt die Wasserstands-Abfluss-Beziehung (W-Q-Beziehung) für den Pegel Intschede auf Basis von Tageswerten für den Zeitraum 1900 bis 2004.

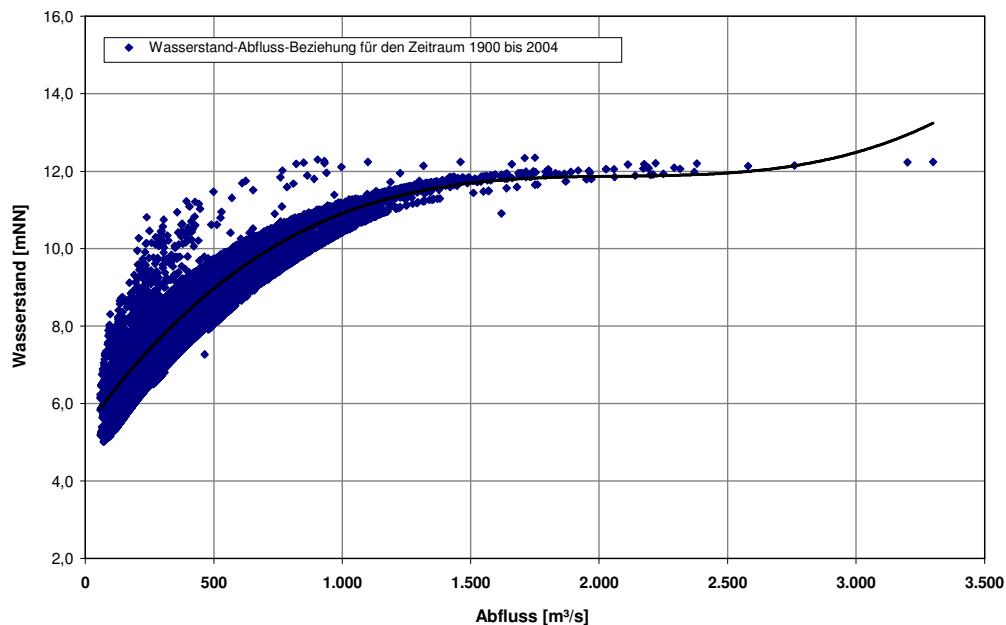
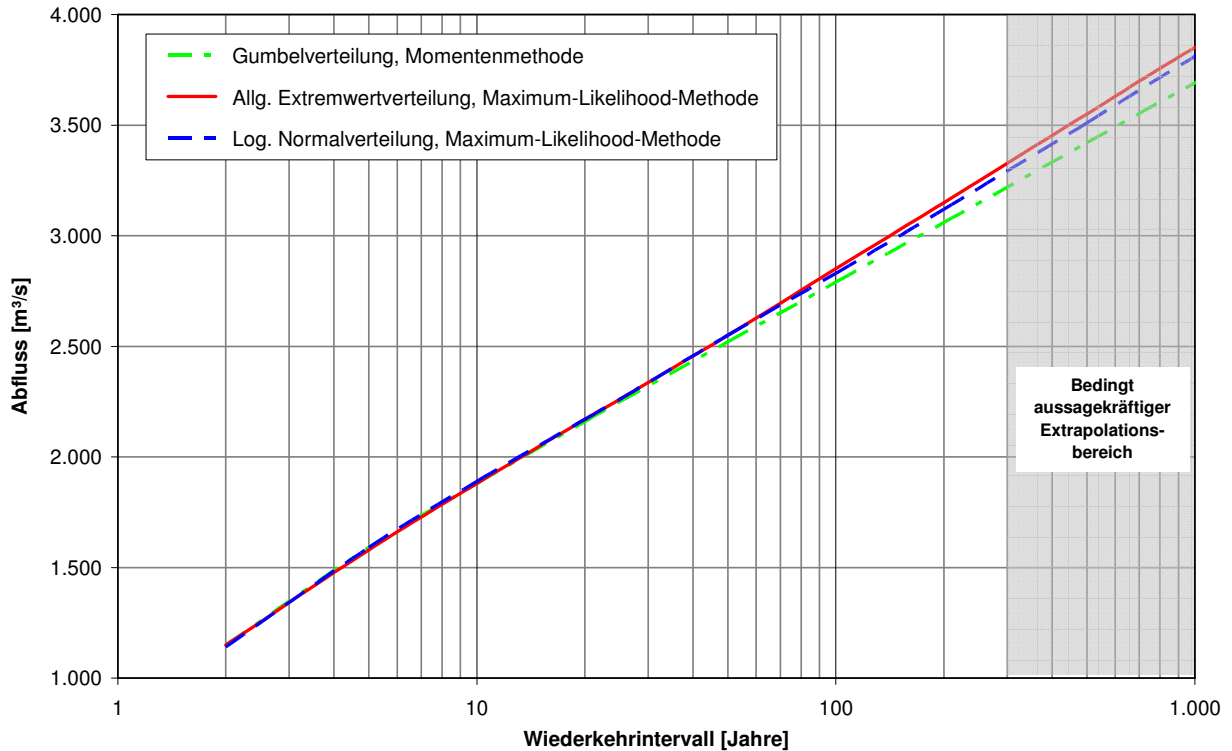


Abb. 8-6: Wasserstand in Abhängigkeit des Abflusses im Zeitraum 1900 bis 2004



Die statistische Analyse der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede erfolgt anhand der jährlichen Serie der Hochwasserabflüsse von 1900 bis 2004 (Abb. 8-4), so dass die extremen Hochwasserereignisse des 19. Jahrhunderts nicht berücksichtigt werden. Aufgrund der Stauanlagen sind diese extremen Abflüsse nicht wieder zu erwarten.



**Abb. 8-7: Abfluss in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls bei verschiedenen Verteilungsfunktionen**

Bei der statistischen Analyse der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede zeigen die Gumbelverteilung mit der Momentenmethode sowie die allgemeine Extremwertverteilung und die logarithmische Normalverteilung, jeweils mit der MAXIMUM-LIKELIHOOD-Methode, sowohl bei dem Anpassungsmaß  $n\omega^2$  als auch bei der Quantil-Korrelation  $r_p^2$  die größte Übereinstimmung mit der Stichprobe. Den jeweils mittleren Abfluss der ausgewählten Verteilungen wies die logarithmische Normalverteilung in Kombination mit der MAXIMUM-LIKELIHOOD-Methode auf (Abb. 8-7). Tab. 8-1 zeigt die Abflusswerte bei verschiedenen Wiederkehrintervallen.

**Tab. 8-1: Wiederkehrintervall der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede**

Wiederkehrintervall T [a]	Abfluss Q [m³/s]
MQ	325
5	1.590
10	1.890
20	2.170
50	2.550
100	2.830
200	3.120

### 8.2.2.3 Pegel Bremen (Große Weserbrücke)

Der Tidepegel Bremen (Große Weserbrücke) befindet sich am linken Weserufer bei UW-km 0,03. Der aktuelle mittlere Tidehub beträgt rd. MThb = 4,10 m. Das HThw wurde am 28.01.1994 zu 5,43 mNN gemessen. Ein weiterer extremer Wasserstand wurde am 17.02.1962 mit HThw = 1.042 cm aufgezeichnet. Der Pegelnullpunkt beträgt aktuell -5,0 mNN. Die langfristige Entwicklung der mittleren Tidehochwasserstände weist seit 1950 einen Anstieg von im Mittel +0,66 cm/a auf (Abb. 8-8), wobei die Entwicklung der höchsten jährlichen Tidehochwasserstände einen deutlich positiveren Trend von im Mittel +1,79 cm/a zeigt. Allerdings ist die Variabilität deutlich höher. Durch den verzeichneten Trend ergibt sich eine Erhöhung des Gefährdungspotentials im Raum Bremen. Die extremen Hochwasserstände von 1962, 1976 und 1994 sind sturmflutbedingte erhöhte Wasserstände. Die mittleren Tideniedrigwasser nehmen im Mittel um -1,19 cm/a ab. Dies führt zu einer anhaltenden Zunahme des mittleren Tidehubs.

Im Zeitraum 1970 bis 1980 ist ein überdurchschnittliches Absinken des mittleren Tideniedrigwassers zu verzeichnen. Diese Entwicklungen lassen sich dem 9 m - Ausbau der Unterweser zuordnen. Die erfolgten Ausbaumaßnahmen im Bereich der Unter- und Außenweser seit 1950 zeigt Abb. 8-8.

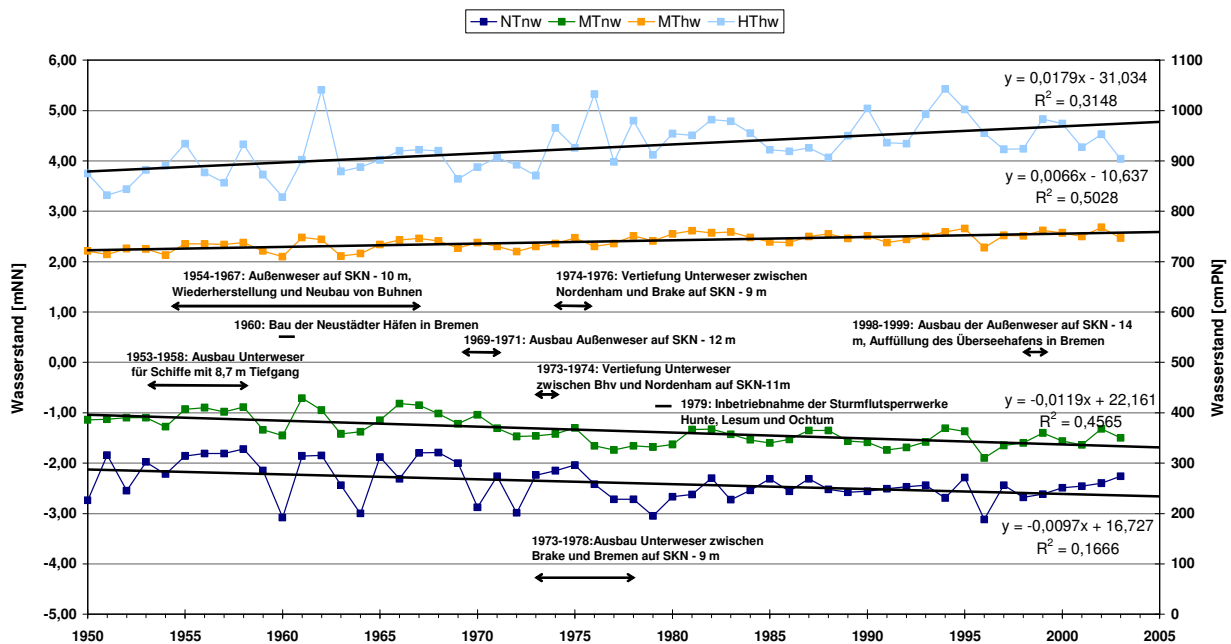


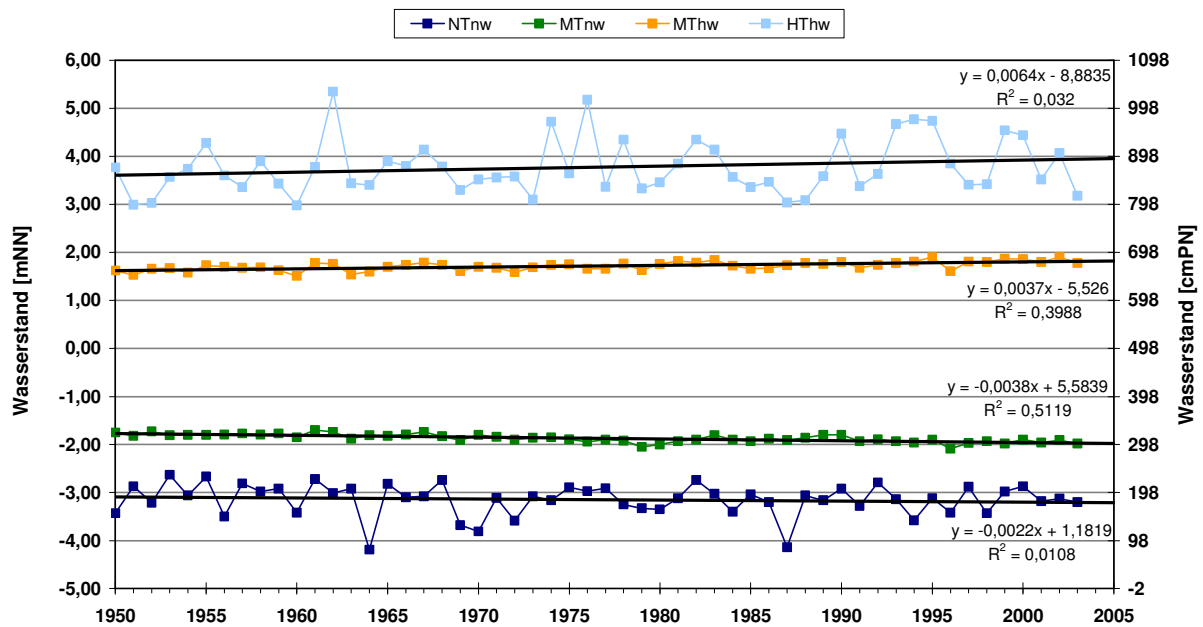
Abb. 8-8: Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) im Zeitraum 1950 bis 2003 und Ausbaumaßnahmen im Bereich der Unter- und Außenweser

Die statistische Auswertung (jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit) des in Abb. 8-8 dargestellten Datensatzes jährlicher Tidehöchstwasserstände am Pegel Bremen unter Voraussetzung der Log-Pearson-III-Verteilung mit Trendkorrektur anhand der MThw-Trends folgt bei den Ausführungen zur Risikominderung in Kapitel 8.7 (Abb. 8-64).

### 8.2.2.4 Pegel Bremerhaven (Unterer Modellrand des HN-Modells)

Am Pegel Bremerhaven bei UW-km 66,67 (PN = NN -4,98 m,  $A_{E0} = 45.600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) beträgt der

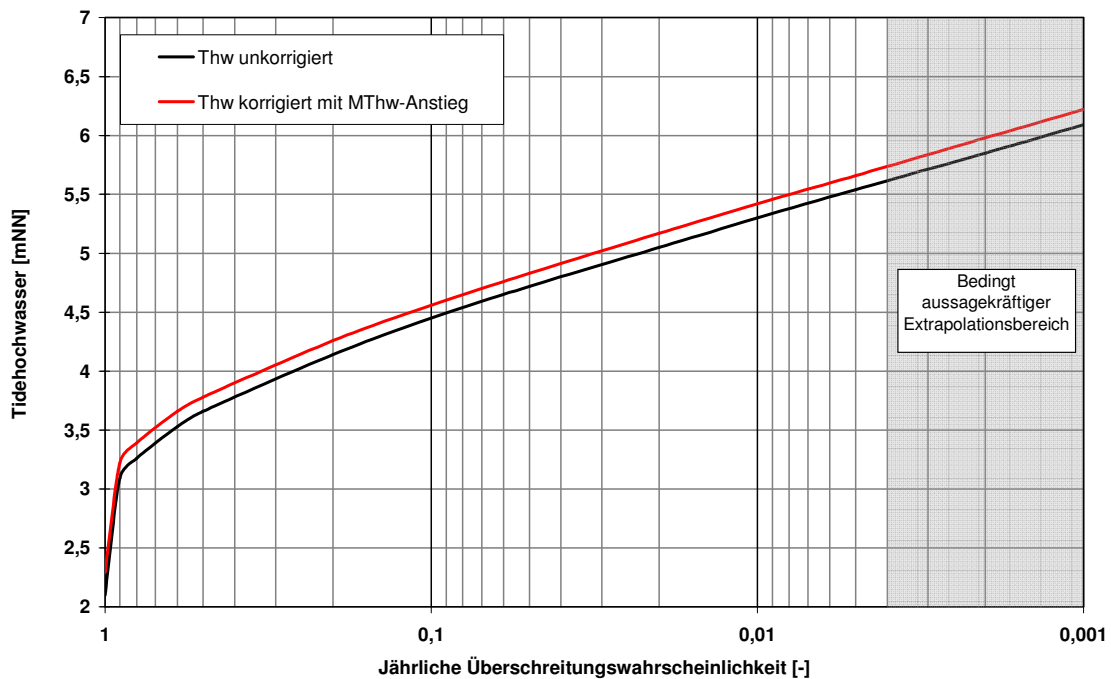
mittlere Tidehub rd.  $MThb = 3,76$  m. Das HThw wurde am 16.02.1962 zu 5,35 mNN gemessen. Weitere extreme Wasserstände traten am 03.01.1976 mit  $HThw = 5,19$  mNN und am 21.01.1976 mit  $HThw = 4,90$  mNN auf. Der Anstieg der jährlichen mittleren Tidehochwasserstände mit  $+0,37$  cm/a fällt im Vergleich zu den weiteren Pegeln deutlich geringer aus (Abb. 8-9).



**Abb. 8-9: Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremerhaven (Alter Leuchtturm) im Zeitraum 1950 bis 2003**

Erst im weiteren Verlauf der Unterweser werden die umfangreichen baulichen Ausbaumaßnahmen bemerkbar, die zu einem Anstieg des Tidehochwassers und einer Abnahme des Tideniedrigwassers führen. Der Unterschied zu den stromaufwärts gelegenen Pegeln ist auch bei der Entwicklung der höchsten jährlichen Tidehochwasserstände (linearer Trend von  $+0,64$  cm/a) erkennbar. Neben Ausbaumaßnahmen im Bereich der Außenweser sind diese Änderungen insbesondere auf säkulare und meteorologische Erscheinungen zurückzuführen.

Die langfristige Entwicklung zeigt, dass die mittleren Tideniedrigwasserstände nahezu im gleichen Maße abnehmen wie die mittleren Tidehochwasserstände zunehmen. Die Abnahme der MTnw beträgt im Mittel  $-0,38$  cm/a. Daraus ergibt sich ein Anstieg des mittleren Tidehubs von  $+0,75$  cm/a. Im Ausbauezeitraum von 1973 bis 1979 sind die Trends des MThw und des MTnw negativ. Die statistische Auswertung des in Abb. 8-9 dargestellten Datensatzes jährlicher Tidehöchstwasserstände am Pegel Bremerhaven unter Voraussetzung der Log-Pearson-III-Verteilung ist in Abb. 8-10 und Tab. 8-2 wiedergegeben, auch unter Berücksichtigung der korrigierten Tidehöchstwasserstände der Abflussjahre.



**Abb. 8-10: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwasserstands am Pegel Bremerhaven (AL) bei Verwendung der Log-Pearson-III-Verteilung**

**Tab. 8-2: Tidehochwasserstände verschiedener Wiederkehrintervalle am Pegel Bremerhaven**

Wiederkehrintervalle T [a]	Tidehochwasser Thw [mNN]
5	4,26
10	4,56
20	4,83
50	5,17
100	5,42
200	5,66

Bei Korrektur mit dem MThw-Trend und Verwendung der Log-Pearson-III-Verteilung beträgt der Tidehochwasserstand mit einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von  $10^{-2}$  am Pegel Bremerhaven beispielsweise NN + 5,42 m. Die Auswertung für die Pegel Vegesack, Farge und Brake sind Anhang C zu entnehmen (Kapitel C.2).

### 8.2.2.5 Bewertung der sich abzeichnenden Entwicklungen

Die Auswertung der Wasserstände seit 1950 an den Pegeln Bremen (Große Weserbrücke), Oslebshausen, Vegesack, Farge, Elsfleth, Brake, Rechtenfleth (ab 1991), Nordenham (ab 1956) und Bremerhaven zeigt eine stetige Zunahme der jährlich höchsten sowie mittleren Tidehochwasserstände und eine stetige Abnahme der jährlich niedrigsten und mittleren Tideniedrigwasserstände, die sich bis in die Gegenwart stabil fortsetzen. Dies ist eine typische Entwicklung an einem ausgebauten bzw. noch im Ausbau befindlichen Tidefluss.

Die Veränderung der mittleren Wasserstände MThw und MTnw und des mittleren Tidehubs für die jeweiligen Pegel unter Zugrundelegung eines linearen Trends ist in Tab. 8-3 wiedergege-

ben. Der größte Anstieg ist im Bereich von Vegesack und Oslebshausen, d.h. im oberen Bereich des Ästuars, zu verzeichnen. Die deutliche Abnahme des MTnw setzt sich bis zum Weserwehr fort. Ein zeitlicher Bezug zwischen Ausbaumaßnahmen und Wasserstandsänderungen ist teilweise direkt erkennbar.

**Tab. 8-3: Veränderung der mittleren Wasserstände (MThw und MTnw) und des mittleren Tidehubs zwischen 1950 und 2006**

Pegel	MThw	MTnw	MThb
	(1950-2006)	(1950-2006)	(1950-2006)
Bremen (Gr. Weserbrücke)	+ 35 cm	- 63 cm	+ 98 cm
Oslebshausen	+ 41 cm	- 62 cm	+ 103 cm
Vegesack	+ 41 cm	- 51 cm	+ 92 cm
Farge	+ 36 cm	- 40 cm	+ 76 cm
Elsfleth	+ 36 cm	- 28 cm	+ 64 cm
Brake	+ 32 cm	- 33 cm	+ 65 cm
Rechtenfleth (ab 1991)	+ 8 cm	- 1 cm	+ 9 cm
Nordenham (ab 1956)	+ 27 cm	- 29 cm	+ 56 cm
Bremerhaven (AL)	+ 20 cm	- 20 cm	+ 40 cm

Eine tabellarische Übersicht über die Tidehochwasserstände verschiedener Überschreitungswahrscheinlichkeiten ist in Tab. 8-4 gegeben.

**Tab. 8-4: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeiten des Tidehochwasserstands an Pegeln im Unterweserraum**

Überschreitungswahrscheinlichkeit [-]	Bremerhaven [mNN]	Brake [mNN]	Farge [mNN]	Vegesack [mNN]	Bremen [mNN]
$10^{-2}$ (T = 100 a)	5,42	5,50	5,70	5,64	6,00
$5 \cdot 10^{-3}$ (T = 200 a)	5,66	5,77	5,94	5,85	6,26

### 8.2.3 Zusammentreffen eines Sturmflut- und Hochwasserereignisses

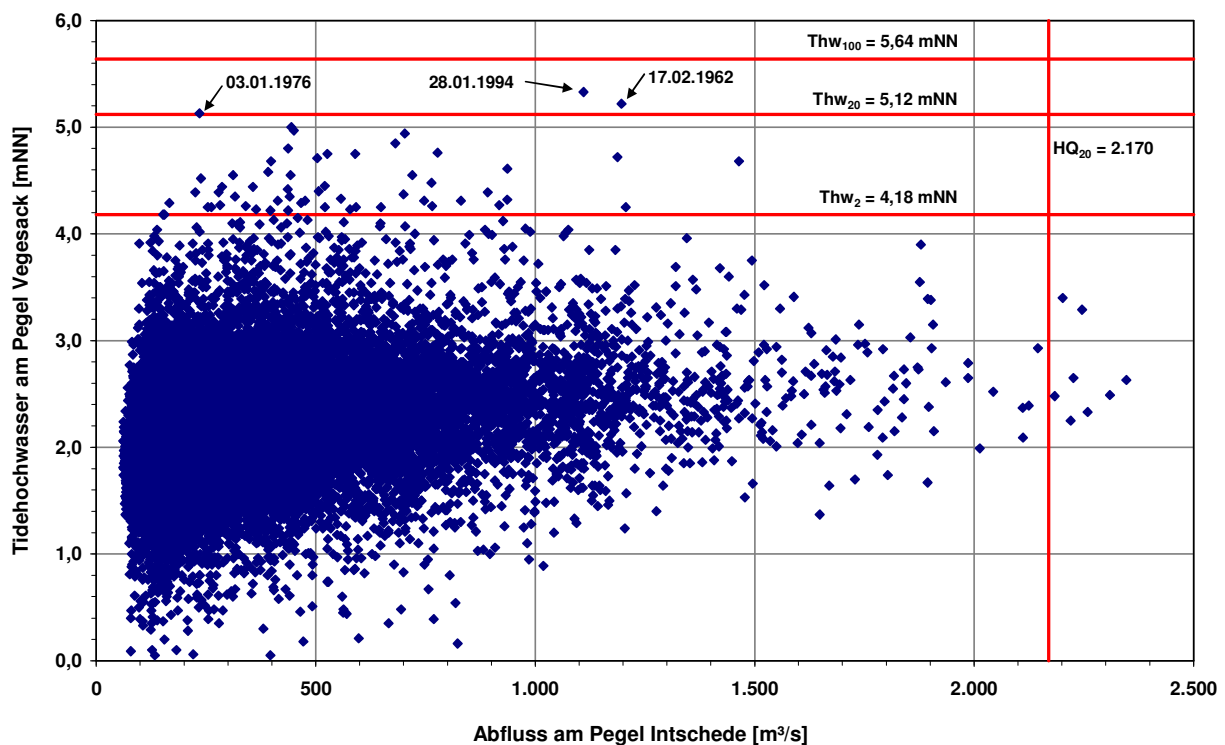
Die Abflussleistung ausgebauter Tideflüsse hängt u.a. vom Verhältnis des Tidevolumens zur Menge des Oberwasserzuflusses ab. Binnenhochwasser der Weser werden ohne nennenswerte Belastungen auf die Deiche abgeführt, sofern es nicht zu einer zeitlichen Überlagerung von extremen Binnenabflüssen und einer schweren bzw. sehr schweren Sturmflut kommt. In den Oberläufen der Ästuarie, wo der Oberwassereinfluss am größten ist und die Sturmflut durch Ausbaumaßnahmen zunehmend stärker vordringen kann, sind die Auswirkungen durch Überlagerung der Extremereignisse am deutlichsten [BAW, 2000]. Das Zusammentreffen der Sturmflut 1994 mit hohem Oberwasser aus dem Wesergebiet zeigt die Notwendigkeit der Untersuchung der Eintrittswahrscheinlichkeit eines zeitgleichen Auftretens. Extreme Hochwasserereignisse werden, wie beispielsweise an der Elbe im Jahr 2002 durch eine Großwetterlage Trog Mitteleuropa mit einer Vb-Zugbahn<sup>1</sup> des Tiefdruckgebietes hervorgerufen. Diese Großwetterla-

<sup>1</sup> Eine Vb-Zugbahn ist vorhanden, wenn ein mit starken Niederschlägen verbundenes Tiefdruckgebiet von der Adria um die Alpen Richtung Polen, Ungarn bzw. Österreich wandert.

ge hat bisher nur Sturmfluten mit mittelhohen Wasserständen und nur mittelhohen Windstau-maxima ausgebildet. Da das Tief i.d.R. eine Ost-Nordostwindsituation zur Folge hat, kann eine klassische Vb-Wetterlage grundsätzlich keine Sturmfluten generieren. Die Trendentwicklung der Vb-Wetterlagen für sturmflutrelevante Monate zeigt seit 1900 keinen signifikanten Anstieg [GÖN-NERT ET AL., 2005].

Im Bereich der Unterweser und ihrer Nebenflüsse können außergewöhnlich hohe Wasserstände zum einen durch sehr große Abflüsse aus Mittel- und Oberweser bedingt durch starke Niederschläge bzw. Schneeschmelze sowie durch Sturmfluten infolge starken und lang anhalten- den Stürmen aus westlicher und nordwestlicher Richtung auftreten. Während der Sturmflut am 28.01.1994 stieg beispielsweise der Scheitelwert auf über 5 mNN in Bremen bei hohem Ober- wasserabfluss von 1.000 m<sup>3</sup>/s an. Die Sturmflutwasserstände verhindern in diesem Fall das schnelle Abfließen des Oberwassers.

Ob und wie schwere Sturmfluten und extreme Binnenhochwasser in Zusammenhang stehen, kann durch eine Gegenüberstellung der Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack mit den am Pegel Intschede gemessenen Abflüssen sowie einer Korrelationsanalyse gezeigt werden. Abb. 8-11 stellt sämtliche aufgezeichneten Tidehochwasserstände am Pegel Vegesack den zeit- gleich aufgetretenen Abflüssen am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003 gegenüber.



**Abb. 8-11: Gegenüberstellung aller Tidehochwasserstände am Pegel Vegesack und der zeit- gleich auftretenden Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003**

Der Korrelationskoeffizient  $r = 0,2481$  ( $Thw_{Vegesack}$  in Bezug zu  $Q_{Intschede}$  für den Zeitraum 1950 bis 2003) deutet darauf hin, dass kein Zusammenhang zwischen extremen Tidehochwasserständen in der Unterweser und einem extremen Oberwasserabfluss besteht. In der Vergangenheit sind extreme Tidehochwasserereignisse nicht zeitgleich mit einem extremen Binnenhochwasser aufgetreten. Da die Abflüsse und die Tidehochwasserstände unkorreliert sind, ergibt

sich die Gesamtwahrscheinlichkeit für Tidehochwasserstand und Abfluss aus dem Produkt der beiden Einzelwahrscheinlichkeiten:

$$P_{>Thw,>Q}(Thw, Q) \approx P_{>Thw}(Thw) * P_{>Q}(Q) \quad \text{Gl. 8-9}$$

mit:

$P_{>Thw,>Q}(\dots)$  Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Überschreitens von Thw und Abfluss Q

$P_{>Thw}(\dots)$  Wahrscheinlichkeit des Überschreitens von Thw innerhalb eines Jahres

$P_{>Q}(\dots)$  Wahrscheinlichkeit des Überschreitens eines Abflusses Q

Am Pegel Vegesack entspricht eine schwere Sturmflut einem Wasserstand größer  $Thw_2 = 4,18$  mNN, eine sehr schwere Sturmflut einem Scheitelwasserstand über  $Thw_{20} = 5,12$  mNN. Im Zeitraum 1950-2003 traten 63 schwere und drei sehr schwere Sturmfluten auf (Tab. 8-5).

**Tab. 8-5: Sehr schwere Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack zwischen 1950 und 2003**

Datum	Thw <sub>Vegesack</sub> [mNN]
17.02.1962 02:10	5,22
03.01.1976 16:48	5,13
28.01.1994 15:23	5,33

Zwischen 1950 und 2003 gab es 35 Abflussereignisse mit Wiederkehrzeiten über zwei Jahren ( $HQ_2 = 1.140 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Ein Abfluss mit einer Wiederkehrzeit von 20 Jahren ( $HQ_{20} = 2.170 \text{ m}^3/\text{s}$ ) wurde bei drei Ereignissen überschritten (Tab. 8-6). Beim Vergleich mit Abb. 8-11 ist zu beachten, dass die Hochwasserwelle stets mehrere Tage andauert und somit auch während mehrerer Tidehochwasser der Wert des  $HQ_{20}$  überschritten wird.

**Tab. 8-6: Hochwasserereignisse mit Wiederkehrintervallen größer 20 Jahre am Pegel Intschede**

Datum	HQ <sub>Intschede</sub> [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
16.03.1981	2.370
05.01.1987	2.250
07.01.2003	2.190

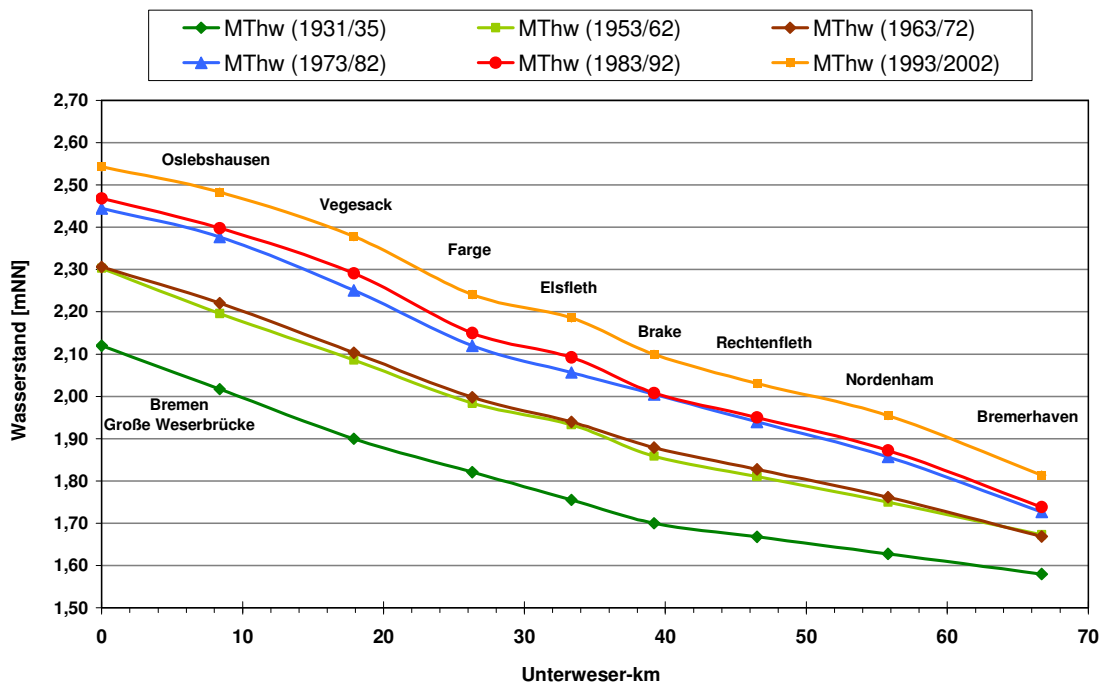
Bei vier Ereignissen traf eine schwere Sturmflut auf ein Hochwasser, dessen Spitzenabfluss über dem eines  $HQ_2$  lag. Zwei der Ereignisse traten am 17.02.1962 auf, trafen also auf dasselbe Hochwasserereignis. Eine sehr schwere Sturmflut und ein Hochwasser mit einem Spitzenabfluss über dem eines  $HQ_{20}$  traten zwischen 1950 und 2003 nicht zeitgleich auf. Ein Zusammenhang zwischen schweren Sturmfluten und Hochwasserereignissen mit einem Wiederkehrintervall größer als zwei Jahre lässt sich nicht erkennen.

### 8.2.4 Auswirkungen von Fahrrinnenanpassungen

Eine Anpassung von Tideflüssen führt zu einer hydraulischen Glättung des Systems bei Verringerung der Energiedissipation. Dadurch kann mehr Tideenergie in das Ästuar eingetragen werden. In der Regel verändern sich die Form der Tidewelle und auch die Fortschrittsgeschwindigkeit (Kapitel 4.2.1). Ausbaubedingte Erhöhungen des Tidehubs klingen in einer bestimmten Entfernung zur Maßnahme ab. Eine Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Rinne führt zu einer Erhöhung des Tidehochwassers und einem Absink des Tideniedrigwassers. Bei Tideniedrigwasser kommt es zu erhöhten ausbaubedingten Änderungen, da die Fließquerschnitte

bei Tnw geringer sind als bei Thw. In der Weser ergibt sich die Änderung des Tidehubs grundsätzlich zu einem Drittel aus der Erhöhung des Thw und zu zwei Drittel aus dem Absink des Tnw [BAW, 2006b]. Angaben zu aktuellen Ausbauplanungen sowie Ausbautiefen zwischen Bremerhaven und Bremen sowie zu weiteren Auswirkungen der Fahrrinnenanpassungen seit 1882 sind dem Anhang C (Kapitel C.7) zu entnehmen.

Abb. 8-12 und Abb. C - 11 zeigen die Einhüllenden des mittleren Tidehoch- und Tideniedrigwassers in der Unterweser im vergangenen Jahrhundert. Für den Pegel Rechtenfleth und die Jahresreihe 1931/35 wurden zur besseren Darstellung teilweise lineare Interpolationen zwischen benachbarten Pegeln vorgenommen.



**Abb. 8-12: Einhüllende des mittleren Tidehochwassers entlang der Unterweser für vergangene Zehnjahresreihen**

Anhand der Entwicklung der Zehnjahresreihen sind die Auswirkungen der verschiedenen Ausbaumaßnahmen erkennbar, wobei grundsätzlich auch der mittlere Meeresspiegelanstieg zu beachten ist. Fahrrinnenvertiefungen sowie vergrößerte Querschnittsabmessungen führen und führten zu einer maßgeblichen Beeinflussung der Tidewasserstände im Bereich der Unterweser. Seit der ersten Weserkorrektur (1887 bis 1895) erhöhte sich die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle und es kam zu deutlichen Wasserstandsänderungen, welche eine zusätzliche Erhöhung des Gefährdungspotentials bzw. des Risikos der Unterweserregion bedeuten können. In Bremen betrug der mittlere Tidehub im Jahr 1882  $MThb = 0,13$  m, in der Jahresreihe 1993/2002 dagegen  $MThb = 4,07$  m. Der Tidehub stieg vor allem durch den ausbaubedingten Rückgang des MTnw, welches heute rd. 4 m tiefer liegt als 1882. In Bremerhaven stieg der Tidehub in dieser Zeit von  $MThb = 3,32$  m im Jahr 1882 auf  $MThb = 3,77$  m (1993/2002).

Das mittlere Tidehochwasser stieg kontinuierlich zwischen Bremerhaven und Bremen, während das mittlere Tideniedrigwasser nahezu stetig fiel. Der Trend des Tidehubs ist somit positiv (Tab. 8-7).



Tab. 8-7: Mittlerer Tidehub vergangener Zehnjahresreihen an den Unterweserpegeln

UW- km	Pegel	MThb [m]	MThb [m]	MThb [m]	MThb [m]	MThb [m]	MThb [m]
		(1931/35)	(1953/62)	(1963/72)	(1973/82)	(1983/92)	(1993/2002)
0	Bremen (Weserbr.)	3,04	3,36	3,47	3,97	4,01	4,08
8,38	Oslebshausen	--	3,41	3,48	3,98	4,03	4,12
17,9	Veogesack	2,95	3,27	3,33	3,80	3,83	3,91
26,3	Farge	--	3,29	3,35	3,76	3,74	3,83
33,3	Elsfleth	--	3,36	3,52	3,82	3,75	3,86
39,2	Brake	3,19	3,40	3,57	3,91	3,80	3,91
46,5	Rechtenfleth	--	--	--	--	--	3,89
55,8	Nordenham	--	3,48	3,58	3,81	3,78	3,95
66,7	Bremerhaven (AL)	3,31	3,46	3,50	3,65	3,61	3,77

In den letzten 100 Jahren verkürzte sich die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle bis Bremen deutlich, so dass die Tidewelle symmetrischer wurde. Die Flutdauer hat sich in Bremen um ca.  $T_F = 2\text{h } 20\text{ min}$  verlängert und die Ebbdauer verkürzte sich entsprechend. In den 60er und 70er Jahren konnte eine Verschiebung der Brackwasserzone flussaufwärts beobachtet werden, die durch verstärkt eingemischtes Nordseewasser verursacht wurde. Dies ist jedoch nicht alleine auf den durch Ausbauten veränderten Wasserstand zurückzuführen, sondern auch durch die Änderungen der Wasserstände an der Nordseeküste [GRABEMANN ET AL., 1999].

Die BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU hat die ausbaubedingten Änderungen auf die Tidedynamik infolge des geplanten Unterweser- und des Außenweserausbaus untersucht. Auch die Summationswirkung aller Anpassungsmaßnahmen wurde entlang des Weserästuars analysiert [BAW, 2006b]. Für die Anpassung der Unterweser ist mit einem maximalen Anstieg des Tidehochwassers um bis zu +2 cm bei UW-km 20 zu rechnen, während das Tideniedrigwasser um bis zu -5 cm (stromauf UW-km 10) abfällt, so dass sich der Tidehub um rd. 7 cm im Bereich der Stadt Bremen erhöht [BAW, 2006b]. Dies ist vor dem Hintergrund der klimabedingten Wasserstandsveränderungen in der Nordsee nahezu bedeutungslos. Das Tideniedrigwasser wird durch den Oberwasserabfluss, das Schwingungsverhalten der Hafenbecken sowie des Reflexionsverhaltens am Weserwehr bestimmt. Im Bereich Bremerhaven beträgt die Erhöhung noch rund +1 cm bei alleinigem Unterweserausbau. Dies widerspricht Schlüssen von WETZEL (1987), dass die Unterweser mit der 9 m-Vertiefung an die Grenze ihrer Ausbaufähigkeit gestoßen ist, über die hinaus es zu nicht wieder rückgängig zu machenden schweren Nebenwirkungen infolge Verstärkung der Eigendynamik der Tide kommen kann.

Für verschiedene Sturmflutszenarien (u.a. Sturmflut 1976 und 1994) hat die BAW berechnet, dass sich die Sturmflutscheitelwasserstände ausbaubedingt um bis zu 3 cm erhöhen, dass sich die Eintrittszeit des Sturmflutscheitelwasserstands ausbaubedingt um weniger als  $\pm 10$  min verändert und dass die Dauer hoher Wasserstände sich um weniger als  $\pm 10$  min ändert [BAW, 2006a]. Die Wirkung des Fahrrinnenausbaus auf Sturmflutscheitelwasserstände ist geringer als die Wirkung auf normale Tidescheitelwasserstände, da durch die Vertiefung der Fahrrinne die Wirkung der Sohlschubspannung auf den in der Fahrrinne strömenden Wasserkörper vermindert wird. Insgesamt sind die geplanten Ausbauvorhaben von Unter- und Außenweser als hochwasserneutral zu bezeichnen, weil die prognostizierten maximalen lokal auftretenden Änderungen der Scheitelwasserstände von maximal 1 cm unterhalb der relevanten Größe für den

Hochwasserschutz liegen. Dies gilt insbesondere bei sehr hohen Oberwasserzuflüssen [HEINZELMANN & HEYER, 2005].

## **8.3 Hochwasser- und Küstenschutzelemente**

### **8.3.1 Grundlagen des Schutzsystems im Unterweserraum**

Die Unterweserregion wird heute durch verschiedene Maßnahmen des Küstenschutzes vor hohen Wasserständen während Sturmfluten und hohen Abflüssen aus dem Binnenland geschützt. Die Wirkung des Schutzsystems (vgl. Kapitel 5.1), bestehend aus Deichen, Sommerdeichen, Schutzwänden, Vorländern, Sperrwerken sowie aus Maßnahmen zum Schutz vor Erosion aufgrund von Strömungen und Wellenangriff, ist aufeinander aufbauend. An den Nebenflüssen Hunte, Ochtum, Lesum und Geeste sind Sperrwerke zum Schutz vor Sturmfluten errichtet. Wesentlichstes Element des Küstenschutzes sind die Schar- und Vorlanddeiche entlang der Weser. Die ständige Überprüfung und Anpassung der Hochwasserschutzanlagen ist Teil der Vorsorge gegen die Gefahr durch Sturmfluthochwasser. Eine Gefährdung besteht grundsätzlich für alle Gebiete welche im Überschwemmungs- und Hochwasserabflussgebiet der Weser und ihrer Nebenflüsse liegen und außerdem für das durch Deiche und Sperrwerke geschützte Hinterland abhängig von der Versagenswahrscheinlichkeit dieser Schutzbauwerke.

Die Hochwasserschutzanlagen schützen die dem Geestrücken vorgelagerten Niederungen und die zum Teil mehrere Kilometer in die Geest einschneidenden Talniederungen. Durch die ständige Anpassung des Hochwasserschutzes mittels künstlicher und technischer Bauwerke ist eine Aufsedimentation der Vorlandbereiche auf der gesamten Talbreite infolge Überflutungen unterbunden. Neben der Abkopplung von der Sedimentation wird zudem durch die Entwässerung des Deichhinterlandes und daraus resultierenden Setzungen der Trend zu geringeren Geländeoberflächen im Hinterland verstärkt. Im Bereich der Stadt Bremen dienen neben der Weser, das Deichvorland auf dem linken Weserufer, der Werdersee und die Kleine Weser dem Hochwasserabfluss. Das Weserwehr in Bremen-Hemelingen bei Weser-km 362,1 bildet seit seiner Fertigstellung im Jahr 1911 die künstliche Tidegrenze. Die Staustufe soll ein ausbaubedingtes Absinken der Wasserstände und durch zunehmendes Gefälle eintretende Sohlenerosion nach oberstrom begrenzen und ein Absinken der Grundwasserstände oberhalb verhindern. Als Bemessungshochwasser liegt ein Abfluss von 4.200 m<sup>3</sup>/s zugrunde, welches beim Hochwasser im Jahr 1881 aufgetreten sein soll. Die Verteilung der Abflussmenge auf Wehr und seitliches Abflussgebiet basiert auf Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS und beträgt laut Angaben des WSA BREMEN im n-Fall 3.400 m<sup>3</sup>/s bzw. im n-1-Fall 3.000 m<sup>3</sup>/s über das Weserwehr und 800 m<sup>3</sup>/s (1.200 m<sup>3</sup>/s) über das seitliche Abflussgebiet bzw. die 450 m lange Überlaufschwelle mit einer Kronenhöhe von NN + 6,85 m. Für den Sturmflutfall sind weitere Hochwasseraufnahmeräume an der Ochtum im Bereich Huchting und in der Wümmeniederung vorhanden.

### **8.3.2 Deiche und Hochwasserschutzmauern**

Die Unterweser wird links und rechts durch eine geschlossene Linie grüner Deiche eingefasst, wobei die Außenböschung eine Neigung von überwiegend 1:6 hat. Am rechten Ufer sind den Hauptdeichen teilweise Sommerdeiche mit Höhen zwischen NN + 3,50 m und NN + 4,40 m und teilweise ein Vorlandbereich mit einer Breite bis rd. 1.250 m vorgelagert. Die Deiche bzw. Ufer-

sicherungsmaßnahmen, z.B. in Form von Spundwänden als lineares Schutzelement, wirken in Kombination mit Vorländern als Schutzsystem. Im Bereich der Hafenanlagen dienen Mauern dem Hochwasserschutz. Die Bemessung der Hochwasserschutzanlagen (Tidedeiche) erfolgt in Bremen mit Hilfe des Einzelwertverfahrens.

Eine Besonderheit stellt die Landesschutzdeichlinie in den bremischen Hafengebieten dar, wo Hafenkajen und Schleusen als Kombinationsbauwerke ausgeführt sind, um sowohl den hafen- und schiffahrtsbedingten als auch den küstenschutzbedingten Anforderungen zu genügen [NLWKN, 2007]. Die Wahrscheinlichkeit eines Versagens der Deiche im Weserästuar ist im Wesentlichen von der derzeit vorhandenen Deichhöhe bestimmt. Durch die Eindeichung wurde eine Entwässerung des Hinterlandes notwendig, welche im Bereich rechtsseitig der Weser zusammen mit der landwirtschaftlichen Nutzung zu Geländesackungen führte. Im Bereich der Wümmeniederung sind Bodensackungen von bis zu 1,5 m festzustellen [SPECHT, 1980]. Ursache für Setzungen liegen im geologischen Aufbau des Bremer Beckens bzw. des Urstromtals der Weser. Die Deiche an der Wümme insbesondere im Blocklander Bereich liegen auf moorigem Untergrund und erfahren Setzungen nicht nur durch das Eigengewicht selbst, sondern zusätzlich durch den Straßenverkehr auf dem Deich. Die aufgrund der Setzungen bedingten geringeren Deichhöhen können zu einer erhöhten Versagenswahrscheinlichkeit der Deiche führen und müssen bei der Bemessung der Bauwerke berücksichtigt werden.

### **8.3.3 Wehre und Sperrwerke**

Auf Grundlage von Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS von 1959 wurden die Sperrwerke an Hunte, Lesum und Ochtum geplant und errichtet [NLWKN, 2007]. Die sturmflutgefährdete Deichlinie wird durch die Sperrwerke an der Lesum um 38 km, an der Ochtum um 22 km und an der Hunte um 53 km verkürzt [BLIESENER, 1980]. Die Inbetriebnahme der rd. 360 Mio. DM teuren Sperrwerke erfolgte im November 1979. Die Steuerung erfolgt in der Regel laut Betriebsplan bzw. nach langjähriger Erfahrung der zuständigen Landesbetriebe bzw. Verbände, wobei die normale Tidebewegung und die Räumkraft des Tidestromes möglichst wenig beeinflusst werden. Grundvoraussetzung für den Betrieb der Sperrwerke ist eine möglichst genaue Vorhersage der zu erwartenden Tidewasserstände.

Einen Anhalt über die Höhe zu erwartender Tidewasserstände geben die regelmäßigen Prognosen des BUNDESAMTES FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE (BSH) in Hamburg. Für eine exakte Vorhersage ist aber die genaue Kenntnis der von See her einlaufenden Tidewelle Voraussetzung. Die Kenntnis der Scheitelwasserstände an den Meldepegeln Alte Weser und Federwardersiel ermöglicht eine Vorhersage des zu erwartenden Wasserstands an den Sperrwerken mit einer Genauigkeit von weniger als +/- 5 cm. Detaillierte Angaben der Betreiber zu den Sperrwerken an der Unterweser enthalten Tab. 8-8 und Tab. 8-9.

Aufgrund der nach Inbetriebnahme der Sperrwerke zu erwartenden höheren Sturmflutwasserstände in der Weser wurden in Verbindung mit dem Bau der Sperrwerke Hochwasserschutzanlagen in Bremen-Nord errichtet und verstärkt und die vorhandenen Weserdeiche erhöht [SENATOR FÜR BAU UND UMWELT, 2003]. Detaillierte Beschreibungen zu den Sperrwerken und dem Wehr Hemelingen sind dem Anhang C (Kapitel C.6) zu entnehmen. Charakteristische Parameter der Küstenschutzbauwerke sind auch in einem digitalen ATLAS DER KÜSTENSCHUTZBAUWERKE zusammengetragen [FRANZIUS-INSTITUT, 2000].

Tab. 8-8: Betrieb der Sperrwerke im Bereich der Unterweser

Sperrwerk	Inbetriebnahme [Datum]	Kontrollwasserstand / Stauziel [mNN]	Schließungen pro Jahr	Betreiber
Hunte-Sperrwerk	01.10.1979	+ 2,8 m	15 -35	NLWKN, Betriebsstelle Brake
Ochtum-Sperrwerk	01.10.1979	+2,6 m Sommer, +3,2 m Winter	75 -115	NLWKN, Betriebsstelle Brake
Lesum-Sperrwerk	01.10.1979	+2,7 m (Pegel Vegesack) +1,8 m (Sperrwerkspegel) oberwasserabh.	120	Deichverband am rechten Weserufer
Geeste-Sperrwerk	27.09.1961	+2,5 m	80	bremenports GmbH u. Co.KG
Wehr Hemelingen	1993	4,5 m	--	WSA Bremen

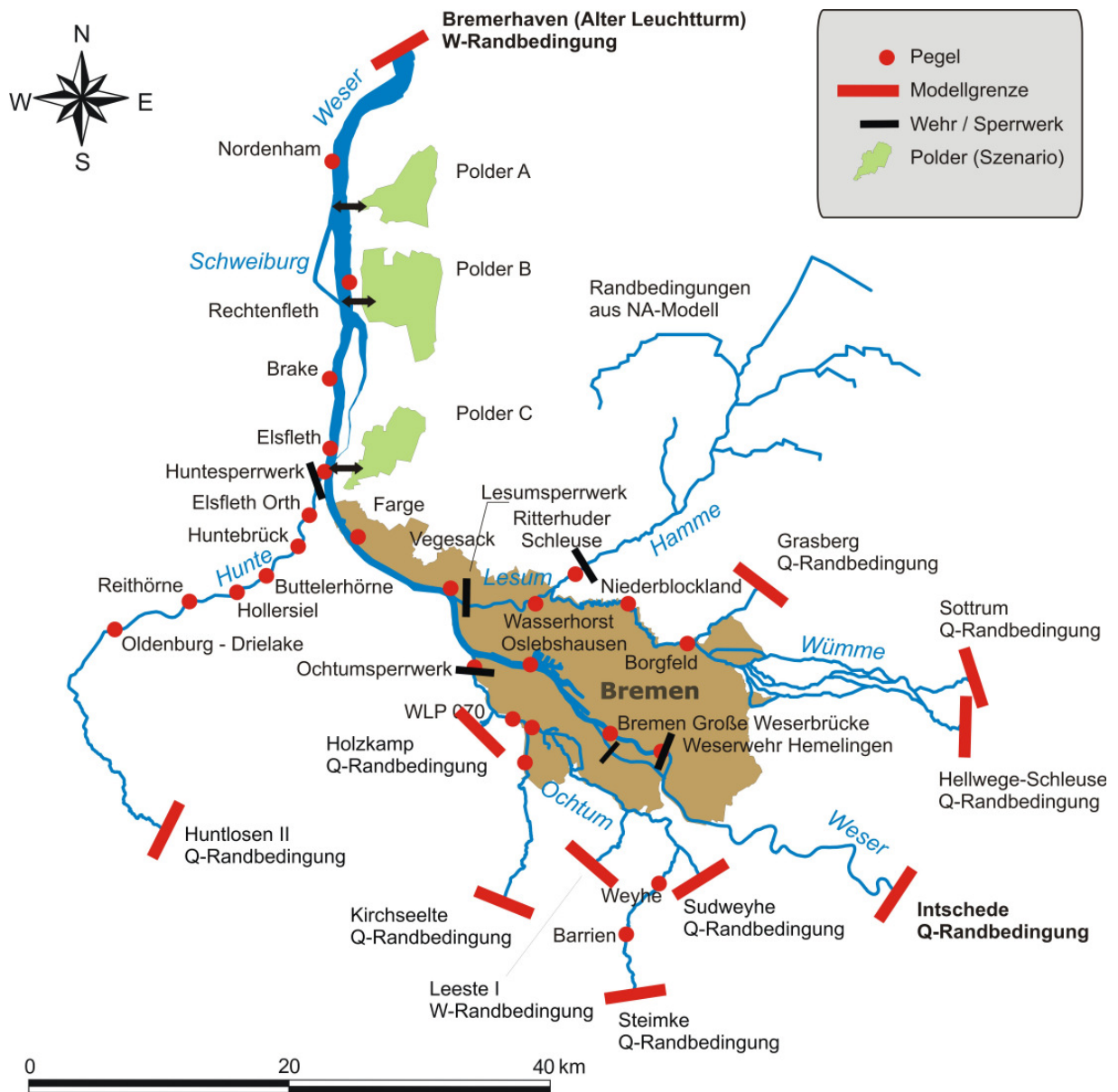
Tab. 8-9: Bauliche Daten der Sperrwerke und Wehre im Bereich der Unterweser

Sperrwerk / Wehr	Wehrfelder	Drempelhöhe [mNN]	Schutzziel [mNN]	Schleuse
Weserwehr	5 á 30 m	+1,5 m		1 á 12,5 m
Lesum-Sperrwerk	4 á 15 m	-3,60 m	+ 6,60 m	1 á 14 m
Ochtum-Sperrwerk	2 á 10 m	-0,5 m	+ 6,60 m	1 á 8 m
Hunte-Sperrwerk	2 á 26 m 2 á 20 m	-6,80 m		-
Geeste-Sperrwerk	1 á 24 m	-6,0 m	+7,50 m	-
Ritterhuder Schleuse	1 á 7,2 m 1 á 7,4 m 1 á 7,26 m	-2,5 m		1 á 6,47 m

## 8.4 Aufbau eines HN-Modells der Unterweser

### 8.4.1 Modellgebiet

Für die Betrachtung der Zustandsgrößen wurde ein Flussgebietsmodell der Unterweser auf Basis Digitaler Geländemodelle einschließlich der Nebenflüsse Hunte, Lesum und Ochtum erstellt, welches instationär betrieben wird. Das verzweigte Gewässernetz einschließlich der Modellgrenzen und Lage der Wehre, Sperrwerke und Sturmflutentlastungspolder geht aus Abb. 8-13 hervor. Es ist die Lage der Pegel, welche für die Kalibrierung des Modells herangezogen wurden, dargestellt. Die Gesamtlänge des simulierten Weserabschnitts von Intschede bis Bremerhaven beträgt rd. 100 km. Der mittlere Abstand der Querprofile beträgt rd. 200 m im Bereich der Unterweser und rd. 50 m in den Nebengewässern. Zur Erfassung der Änderung der Sohllage im Längsgefälle erfolgt eine Querschnittsverdichtung im Bereich der Strukturen. Das Modell umfasst neben den Nebengewässern die Weser zwischen Intschede und Bremerhaven sowie den Werdersee und die Kleine Weser. Zuflüsse in das System erfolgen über die Mittelweser, Lesum, Ochtum sowie Hunte und deren Nebenflüssen, u.a. Wümme und Hamme. Der Abfluss aus der Mittelweser wird über das Wehr Hemelingen gesteuert. Aufgrund des Tideeinflusses aus der Nordsee kommt es in den Gewässerabschnitten in Abhängigkeit von der Zeit zu einer Umkehr der Fließrichtung.



**Abb. 8-13: Simuliertes Gewässernetz einschließlich Lage der Modellgrenzen, Kontrollpegel, Sperrwerke und potentieller Sturmflutentlastungspolder im Unterweserraum**

Für die Pegel liegen Wasserstände in hoher zeitlicher Auflösung, i.d.R. als Minuten-Werte, vor. Abflüsse liegen nicht direkt vor, sondern lassen sich für einige Pegel über eine W-Q-Beziehung unter Verwendung des so genannten eta-Verfahrens ermitteln. Aus Abb. 8-13 geht hervor, ob Wasserstands- (W-Randbedingung) oder Zuflusszeitreihen (Q-Randbedingung) an den Modellrändern eingesteuert werden. Als Modellränder mit bedeutenden Zuflüssen dienen Querschnitte am Pegel Bremerhaven (AL) sowie am Pegel Intschede in der Mittelweser, Hellwege-Schleuse in der Wümme, Huntlosen in der Hunte sowie Steimbke in der Hache.

Grundlage des erstellten Geländehöhenmodells für das Einzugsgebiet der Weser sind der Höhendatensatz DGM 5 des AMTLICHEN TOPOGRAFISCHEN KARTOGRAPHISCHEN INFORMATIONSSYSTEMS (ATKIS) der Qualitätsstufe 1. Vervollständigt werden diese Geländedaten durch Überfliegungen von Teilbereichen der Wümme durch das DEUTSCHE ZENTRUM FÜR LUFT- UND RAUMFAHRT (DLR) sowie durch das für das bremische Stadtgebiet erstellte hochgenaue Geländehö-

henmodell (DHM) bzw. durch ATKIS-Daten der GEOINFORMATION BREMEN. Grundlagen zum Ablauf der Modellerstellung und zur Erfassung der Gelände- und Unterwassertopographie sind in Anhang A beschrieben (Kapitel A.4). Detaillierte Angaben im Bereich der Vorländer, der Deiche und Gewässer sind berücksichtigt.

Bei einer Anordnung des unteren Modellrands unterhalb Bremerhavens ergibt sich aufgrund des sich aufweitenden Mündungsquerschnitts und des Übergangs zum Watt die Notwendigkeit eines 2D- oder 3D-Modells zur korrekten Abbildung von Wasserstand, Abfluss und Strömungsgeschwindigkeiten. Das Modell kann bei Lage des unteren Modellrands im Bereich Bremerhaven als eindimensionales Modell betrieben werden, was insbesondere bei Kopplung mit den 2D-Modellen für Überflutungssimulationen aufgrund der Rechenzeiten sinnvoll ist. Dabei ist im Rahmen der Kalibrierung auf einen korrekten Impulseintrag zu achten.

Die Unterwassertopographie basiert auf Fächerecholotpeilungen der WASSER- UND SCHIFFFAHRTSVERWALTUNG aus den Jahren 2002 und 2003. Für die Nebengewässer der Weser liegen Querprofilpeilungen des NLWKN aus den Jahren 2004 und 2005 in Abständen von rd. 100 m bis 300 m bzw. Längsprofilpeilungen mit bis zu fünf Spuren vor. In Bereichen zwischen den diskreten Querprofilen wurde das Längsprofil linear interpoliert. Für die Lesum liegt eine Fächerecholotpeilung des WSA BREMEN aus dem Jahre 2002 vor.

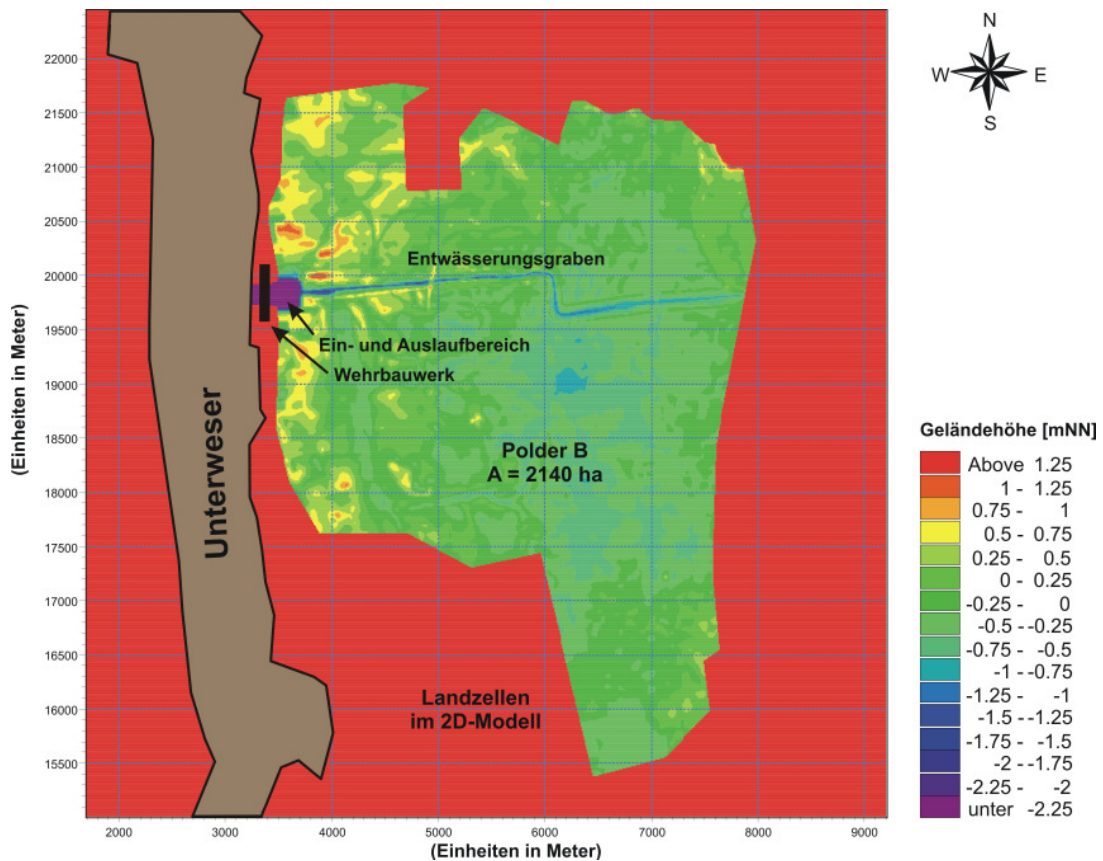
#### **8.4.2 Erfassung der Sturmflutentlastungspolder zur Flutraumerweiterung**

Im Gegensatz zu seitlich gelegenem Vorland ermöglichen Polder mit steuerbaren Wehren im Zulaufbereich eine gezielte wasserstandsabhängige Flutung und Entleerung. Der Flutungsvorgang soll zu einer örtlich und zeitlich maximalen Wasserstandsreduktion in gefährdeten Bereichen des Tidestroms führen. Entscheidende Größen sind Lage, Dauer und Zeitpunkt der Flutung eines Polders sowie Möglichkeiten der Entwässerung. Zur Abschätzung der Wirksamkeit von Sturmflutentlastungspoldern ist eine zweidimensionale numerische Simulation der Flutungs- und Entleerungsprozesse nötig. Dies wird durch die Kopplung der 1D- und 2D-Modelle möglich. Das Kopplungselement ist in Kapitel A.3.4 beschrieben. Es sind in den zu den Poldern führenden Zulaufgerinnen im 1D-Modell steuerbare, unterströmte Wehre angeordnet, welche eine zeitlich flexible Steuerung der Flutung in Abhängigkeit der Kontrollwasserstände ermöglichen.

Bei Betrachtung des Digitalen Geländemodells im Hinblick auf Poldervolumina und flutungsrelevante Geländecharakteristika bieten sich in Anlehnung an frühere Überlegungen (FRANZIUS-INSTITUT, 1998) drei Bereiche rechtsseitig der Unterweser zwischen Bremen und Bremerhaven als potentielle Polderflächen an (Abb. 8-13), welche größtenteils zur Grünlandbewirtschaftung genutzt werden. Anhand Digitaler Geländemodelle der Polderflächen (Abb. 8-14 zeigt beispielhaft Entlastungspolder B) wurde die Modellbathymetrie mit einer horizontalen Auflösung von  $\Delta x = \Delta y = 10$  m erstellt.

Die Rasterzellenweite von 10 m gewährleistet eine ausreichende Beschreibung der Geländestruktur innerhalb des Modellgebietes. Die hydrodynamischen bzw. geomorphologischen Gegebenheiten erlauben ein Netz mit strukturierten Elementen. Eine kleinere Rasterung ist mit einer deutlichen Steigerung des Rechenaufwands verbunden. Die Lage der Polderein- bzw. -auslässe sollte nach Möglichkeit an der tiefsten Stelle der Polder liegen, um ein problemloses Entleeren zu ermöglichen und Kolkungserscheinungen zu minimieren. Ein Anschluss der Aus-

laufbauwerke an die zahlreich vorhandenen kleineren Entwässerungsgräben in den potentiellen Flächen bietet sich an. Durch die im HN-Modell implementierten steuerbaren Elemente wird eine gezielte und weitgehende Entleerung der Polder während der Tideniedrigwasserzeiten auch im Fall von Kettentiden angestrebt. Das Einströmen von Wassermengen erfolgt ab einem definierten Wasserstand, als Kontrollwasserstand bezeichnet. Die Höhe des Einstaus und das eindringende Wasservolumen hängen wesentlich von der Geometrie der Einlassbauwerke, den topographischen Verhältnissen sowie dem Zeitpunkt der Öffnung des Polders und dem dann herrschenden Sturmflutwasserstand ab.



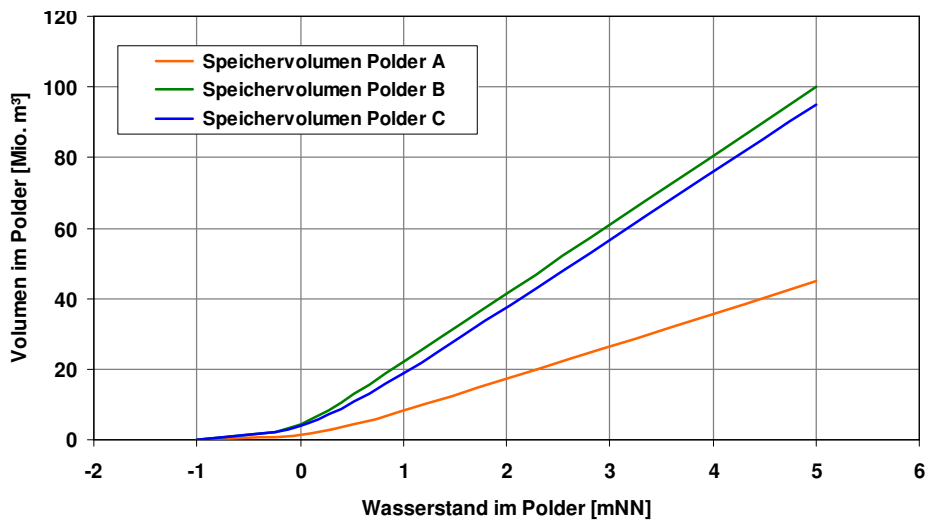
**Abb. 8-14: Bathymetrie des Sturmflutentlastungspolders B im 2D-Modell**

Zum Schutz des Hinterlandes ist eine Polderberandung auf Höhe der Flussdeiche von rd. 8 mNN angeordnet, so dass diese vom Programm per Definition als Landzelle betrachtet und nicht in die Berechnungen der Flutungsvorgänge einbezogen wird. Grundsätzlich sind auch kleinere Deichhöhen denkbar, da die Berandung quasi als zweite Deichlinie fungiert. Zur Koppung des 1D-Modells mit den 2D-Modellen werden Zulaufkanäle mit einer Breite zwischen 150 und 200 m und einer Sohlhöhe von -3,0 mNN angeordnet.

Speicherkehlennlinien, welche das Speichervolumen bzw. die -kapazität in Abhängigkeit des Wasserstands im Polder bei waagerechtem Wasserspiegel angeben, sind für die betrachteten Polder A, B und C in Abb. 8-15 dargestellt. Speicherinhaltsfunktionen stellen das Gesamtvolumen im jeweiligen Polder in Abhängigkeit der Flutungshöhe dar. Genaue Wasserstands-Volumenbeziehungen erfordern dabei aktuelle Geländemodelle, wobei bei sehr ebenem Gelände eine reine Ausspiegelung der Wasserstände in der Regel nicht zu einer Überschätzung des Poldervolumens führt. Je steiler die Wasserstands-Volumen-Beziehungen sind, desto größer ist



die Speicherkapazität. Bei allen Fluträumen ist ab einer Einstauhöhe von 0,5 m NN ein linearer Anstieg des Poldervolumens in Abhängigkeit des eingestauten Wasserstands zu erkennen.



**Abb. 8-15: Speichervolumen der modellierten Sturmflutentlastungspolder A, B und C**

Für eine hohe Wirkung sollten die Sturmflutentlastungspolder innerhalb weniger Stunden befüllt und während des Tideniedrigwasser teilweise entleert werden können, um im Fall von Kettentiden erneut Wasser aufnehmen zu können. Dies erfordert ausreichend dimensionierte Ein- und Auslaufbauwerke. Beispielsweise ergibt sich unter Annahme einer Flutungszeit von rd. 5 Stunden und einer Einstauhöhe von 3 mNN ein erforderlicher Zufluss ins 2D-Modell (Polder C) von rd. 3.165 m³/s.

Die Rauzigkeit in den Poldern wurde zu  $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und in den Zulaufkanälen zu  $k_{st} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angenommen. Zur Vermeidung von Instabilitäten wurde die Zeitschrittweite auf  $t = 1,5 \text{ s}$  gesetzt. Die in ihrer Wirkung potentiell signifikanten Polder „Dedesdorfer Marsch“ (Polder A), „Drepteniederung“ (Polder B) und „Osterstade-Süd“ (Polder C) weisen eine Gesamtfläche von insgesamt rd. 4.990 ha auf. Tab. 8-10 stellt Fläche, Geländehöhen und Lage der Polder dar.

**Tab. 8-10: Speichervolumen, Größe und Geländehöhen der modellierten Sturmflutentlastungspolder**

Polder	UW-km	Fläche [ha]	Geländehöhe [mNN]	Flutungswasserstand [mNN]	Speichervolumen [Mio. m³]
A	53,9	950	-0,8 bis +0,8	5	45
B	48,9	2.140	-0,1 bis 0,8	5	100
C	34,3	1.900	-0,2 bis 1,1	5	94

### 8.4.3 Erfassung der Sperrwerkssteuerung

Das Abflussgeschehen in der Unterweser wird insbesondere bei extremen Tidehochwasserständen maßgeblich durch die Weserwehre Hemelingen und Kleine Weser sowie das Lesum-, Ochtum- und Huntesperrwerk beeinflusst, so dass die entsprechenden Steuerungen im Modell zu berücksichtigen sind. Alle Steuerungen von Sperr- und Schöpfwerken in den Nebenflüssen



haben Auswirkungen auf die Wasserstände in der Weser und ihrer Nebenflüsse. Auf Grund dieser gegenseitigen Beeinflussung sehen die bestehenden Betriebspläne eine Steuerung aller drei Sturmflutsperrwerke im Verbund vor. Die Betriebsregeln der einzelnen Sperrwerke sowie die Lage und Abmessungen der Bauwerke sind in Kap 8.3.3 beschrieben. Im Modell erfolgt eine iterative oder direkte Steuerung der beweglichen Elemente anhand von Stauzielen, Kontrollwasserständen oder Betriebsaufzeichnungen. Dabei werden Parameter wie Öffnungsbreite, Anzahl der Öffnungen, Sohlage, Torgeschwindigkeiten und Regelungsstrategien vorgegeben.

Es bietet sich an, den vorhandenen Retentionsraum der Nebenflüsse Hunte, Ochtum und Lesum durch ein geeignetes Management der Verschlusseinrichtungen im Sturmflutfall besser zu nutzen, wobei die Effektivität einer geänderten Steuerung der Sperrwerke untersucht werden soll. Durch ein späteres Schließen der Sperrwerkstore wird der aus der Weser einströmende Flutstrom mit zeitlicher Verzögerung gekehrt, wodurch ggfs. eine Minimierung der Scheitelwasserstände in der Weser erreicht wird. Oberhalb der Sperrwerke sind zahlreiche potentielle Überschwemmungsgebiete bzw. Polder vorhanden, welche zusätzliche Wassermassen aufnehmen können. Es wird vorausgesetzt, dass die Deiche dem zusätzlichen Wasserdruck bei späterer Sperrwerksschließung standhalten können und es zu keinem Überlauf in diesen Bereichen kommt. Die für die Simulationen gewählten Szenarien beschreiben z.T. extreme und damit seltene Ereignisse, die ein zeitgleiches Eintreffen einer Hochwasserwelle ( $HQ_{100}$ ) in der Mittelweser und eines Sturmflutereignisses ( $Thw_{100}$ ) in der Außenweser voraussetzen. Dies stellt einerseits die Aussagekraft eines auf diese Lastfälle abgestimmten Sperrwerksbetriebes für die Praxis in Frage, ermöglicht es jedoch auf der anderen Seite, Aussagen darüber zu treffen, ob und wann eine Änderung der Sperrwerkssteuerung an ihre Grenzen stößt.

Als maximale Geschwindigkeit der Schütze und Wehrtore wurde ein Wert von  $v = 0,01$  m/s bis  $0,001$  m/s und als max. Änderung des Wehrniveaus pro Iterationszeitschritt ein Wert von  $0,1$  m vorgegeben.

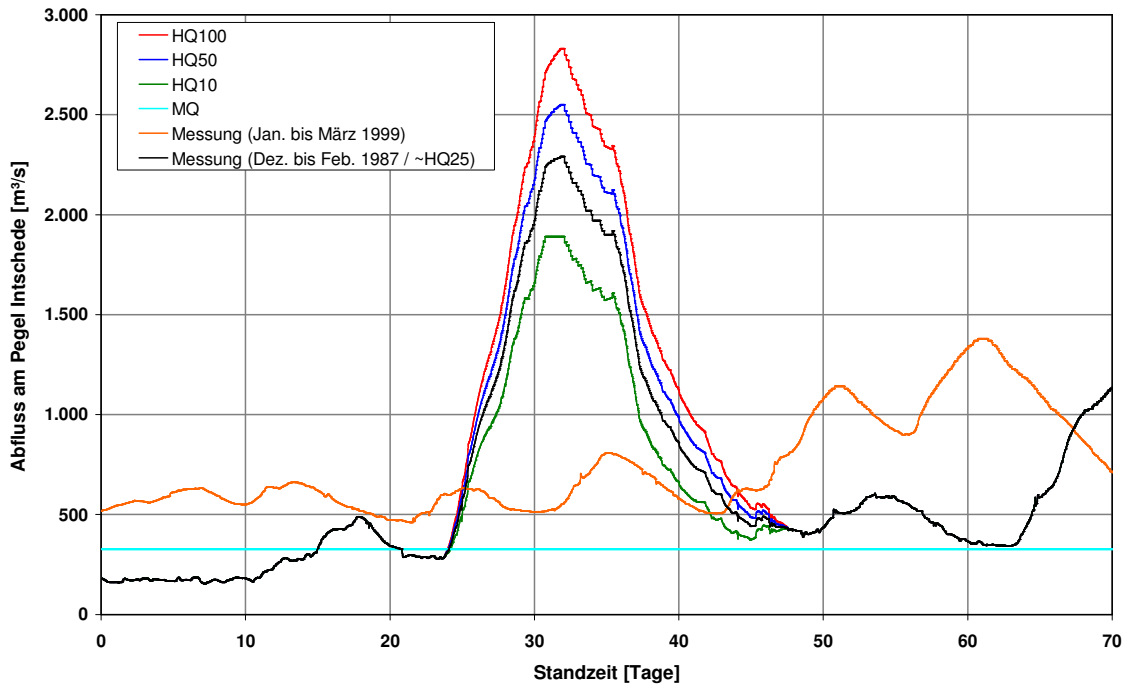
#### **8.4.4 Randbedingungen**

Am oberen Modellrand am Pegel Intschede in der Mittelweser wird wie an den offenen Modellrändern in den Nebengewässern die zeitliche Verteilung des Abflusses eingesteuert. Für Teilbereiche der Hamme wird der Abfluss anhand einer Niederschlags-Abfluss-Modellierung (FRANZIUS-INSTITUT, 2006) ermittelt und als Punktquelle bzw. verteilte Quelle für das entsprechende Einzugsgebiet angesetzt.

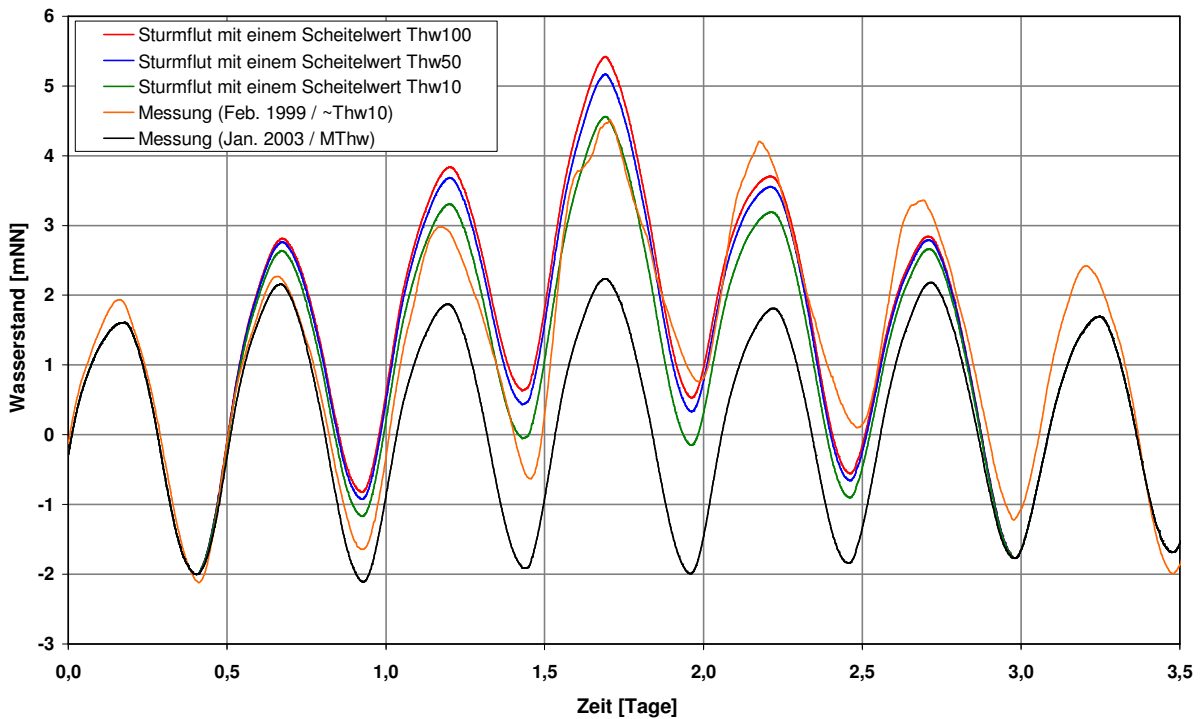
Die schwarze Kurve in Abb. 8-16 kennzeichnet ein im Januar 1987 abgelaufenes Hochwasserereignis mit einem Spitzenabfluss von  $Q = 2.290$  m<sup>3</sup>/s (ca.  $HQ_{25}$ ). Die zeitliche Verteilung der im Modell eingesteuerten Hochwasserereignisse verschiedener Wiederkehrzeiten wurde anhand dieses Ereignisses generiert. Dazu erfolgte eine lineare Interpolation der Differenzbeträge (Betrag zwischen dem gemessenen Spitzenabfluss im Januar 1987 und dem statistisch ermittelten) zwischen dem Beginn der Hochwasserwelle bis zum Scheitelwert und von dort bis zum Ende der Hochwasserwelle. Die orange Kurve zeigt eine Messung vom 5. Januar bis zum 15. März 1999, welche für die Kalibrierung angesetzt wird.

Am seeseitigen Modellrand werden jeweils die für das zu betrachtende Ereignis maßgebenden zeitlichen Verläufe der Tidewasserstände am Pegel Bremerhaven (Alter Leuchtturm) eingesteuert. Für die Kalibrierung des Flussgebietsmodells wird das am 05. Februar 1999 aufgezeichnete

Sturmflutereignis mit einem Scheitelwert in Höhe von  $Thw = 4,47$  mNN und einem Wiederkehrintervall von rd.  $T = 10$  Jahren mit ausreichender Vor- und Nachlaufzeit herangezogen (Abb. 8-17 /orange Kurve). Für diesen Zeitraum liegen an allen betrachteten Pegeln Aufzeichnungen der Tidewasserstände in hoher zeitlicher Auflösung (1 min-, 5 min- oder 15 min-Werte) vor.



**Abb. 8-16: Hochwasserereignisse verschiedener Wiederkehrintervalle am oberen Modellrand (Pegel Intschede)**



**Abb. 8-17: Wasserstandsganglinien für Windstauereignisse verschiedener Wiederkehrintervalle am unteren Modellrand (Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm)**

Zur Simulation von Kettentiden wurde ein im Januar 2003 gemessener Wasserstandsverlauf (schwarze Kurve) auf den entsprechenden Sturmflutscheitel erhöht. Bei der Generierung der Wasserstandsganglinien wurden für verschiedene Wiederkehrzeiten auch die beiden Tidehochwasser sowohl vor als auch nach dem eigentlichen Sturmflutereignis berücksichtigt, so dass sich ein über fünf Tiden andauerndes Windstauereignis ergibt, wobei eine lineare Anhebung zwischen dem mittlerem Tidehochwasser und dem jeweiligen Scheitelpunkt der Tidewasserstände erfolgt (Abb. 8-17). Die so erzeugte Ganglinie zeigt eine gute Übereinstimmung mit zurückliegenden Sturmflutereignissen in der Wesermündung, u.a. mit der Sturmflut im Februar 1962 (Abb. C - 13).

### 8.4.5 Untersuchungsprogramm

Die Überlagerung von verschiedenen Tidewasserständen am Pegel Bremerhaven und Oberwasserabflüssen am Pegel Intschede wird für 16 repräsentative Hochwasser- bzw. Sturmflutszenarien untersucht (Tab. 8-11). Sofern die Einzelereignisse unkorreliert sind, ergibt sich die Wiederkehrzeit des Gesamtereignisses als Produkt der Wiederkehrzeiten der beiden Einzelereignisse. Die Rauheitsbeiwerte für die Vorländer im Bereich der Unterweser werden entsprechend der Landnutzung (ATKIS-Katalog) abgeleitet. Vorliegende Abschlagsmengen an den Sielen und Schöpfwerken im Bereich der Unterweser werden innerhalb der Modellkalibrierung angesetzt.

**Tab. 8-11: Betrachtete Lastfälle bzw. Hochwasser- und Sturmflutszenarien**

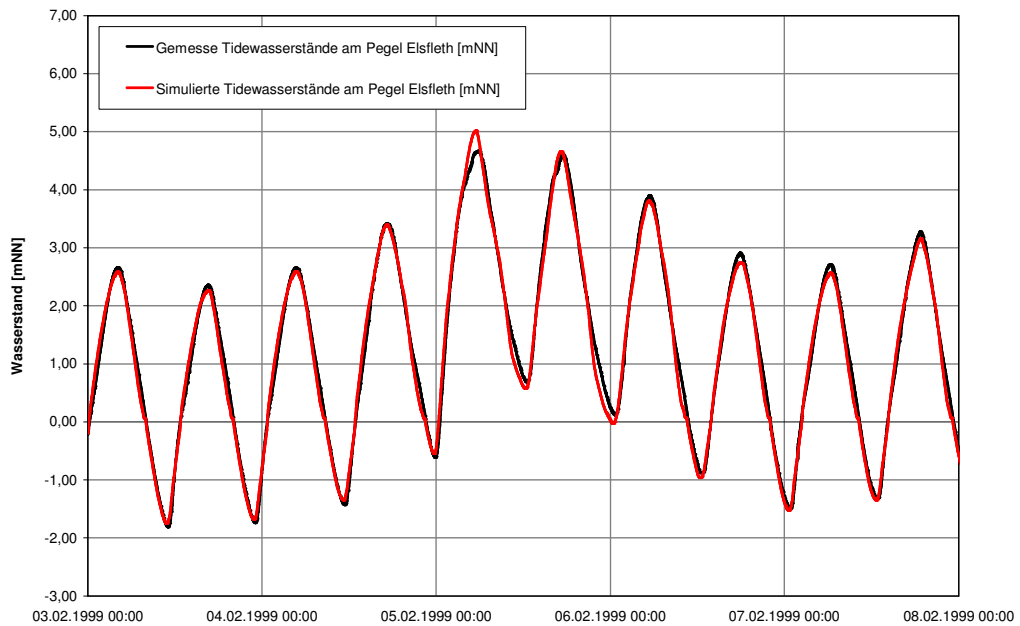
	MQ <sub>Feb. 1999</sub> (~800 m <sup>3</sup> /s)	MQ (325 m <sup>3</sup> /s)	HQ <sub>10</sub> (1.890 m <sup>3</sup> /s)	HQ <sub>50</sub> (2.550 m <sup>3</sup> /s)	HQ <sub>100</sub> (2.830 m <sup>3</sup> /s)
<b>Thw<sub>1999</sub> = 4,47 mNN</b>	<b>Kalibrierung</b>	---	---	---	---
<b>MThw = 1,82 mNN</b>	---	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3	Szenario 4
<b>Thw<sub>10</sub> = 4,56 mNN</b>	---	Szenario 5	Szenario 6	Szenario 7	Szenario 8
<b>Thw<sub>50</sub> = 5,17 mNN</b>	---	Szenario 9	Szenario 10	Szenario 11	Szenario 12
<b>Thw<sub>100</sub> = 5,42 mNN</b>	---	Szenario 13	Szenario 14	Szenario 15	Szenario 16

### 8.4.6 Kalibrierung des Modells

Für das Flussgebietsmodell der Weser sind die simulierten Tidewasserstände den gemessenen beispielhaft am Pegel Elsfleth sowie am Pegel Wasserhorst in Abb. 8-18 und Abb. 8-19 während des Sturmflutereignisses im Februar 1999 gegenübergestellt. Angaben zum Vorgehen bei der Modellkalibrierung sind Anhang A (Kapitel A.6) zu entnehmen.

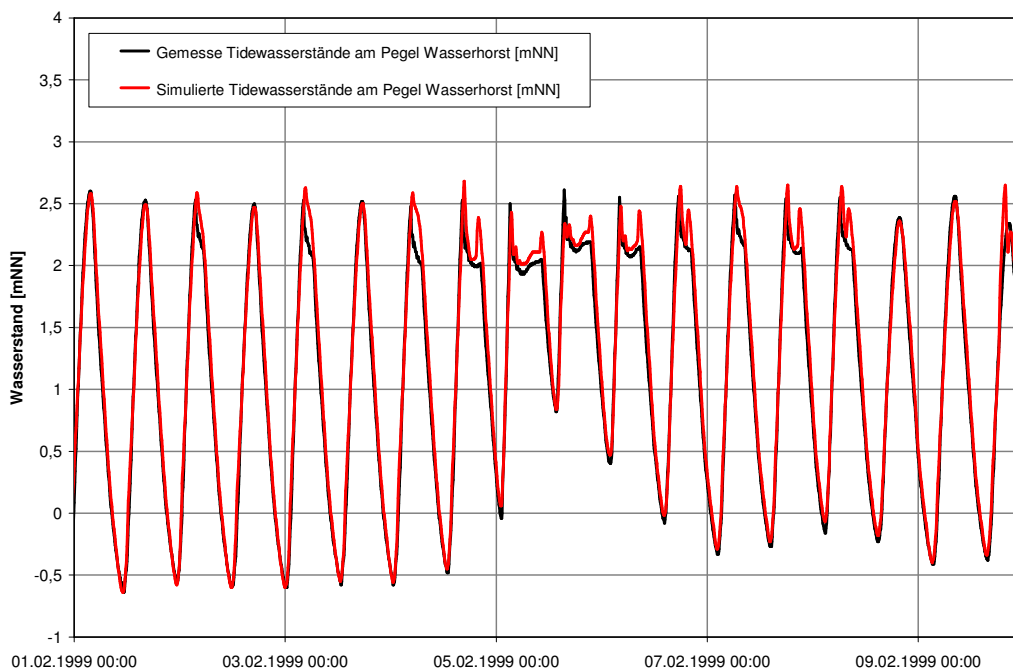
Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung der natürlichen Tide- und Sturmflutdynamik für die Unterweser einschließlich der Unterläufe der seitlichen Nebengewässer. Die Eintrittszeiten und Höhen der Tidehoch- und Tideniedrigwasser zeigen ein naturähnliches Ein- und Ausschwingen der Tide und damit einen korrekten Impulseintrags an den Modellrändern. Insgesamt wird die Tidedynamik sowohl hinsichtlich der Höhen- als auch Phasenlage hinreichend genau nachgebildet. Einflüsse, welche sich aus der Einsteuerung der Randbedingungen ergeben können, sind innerhalb von wenigen Kilometern abgeklungen. Eine gute Übereinstimmung der hydrographischen Verhältnisse in Modell und Natur konnte auch durch den Vergleich mit vorliegen-

den ADCP-Messungen nachgewiesen werden. Das Modell ist daher prognosefähig.



**Abb. 8-18: Simulierte und gemessene Tidewasserstände am Pegel Elsfleth im Februar 1999**

Die mittleren Abweichungen im Tideverlauf betragen rd. 5 cm. Die maximalen Abweichungen der Scheitelwasserstände sind im Mittel geringer als 10 cm bzw. rd. 1,5 % des Tidehubs. Vergleichbare Genauigkeiten sind an den weiteren Pegeln feststellbar. Oberhalb der Sperrwerke zeichnet sich keine Erhöhung aufgrund der in die Unterweser einlaufenden Sturmflut ab, d.h. die Steuerung der Sperrwerke wird, wie die Ergebnisse beispielhaft für das Lesumsperrwerk am Pegel Wasserhorst zeigen, korrekt abgebildet.



**Abb. 8-19: Simulierte und gemessene Tidewasserstände am Pegel Wasserhorst im Februar 1999**

Die Wasserstandserhöhungen am seeseitigen Modellrand setzen sich mit geringfügigen Abweichungen aufgrund der hydraulischen Glätte der Unterweser bis Bremen fort. Die maximalen bzw. mittleren modellierten Strömungsgeschwindigkeiten variieren zwischen rd. 0,7 und 1,0 m/s im Bereich von Bremerhaven und 0,4 bis 0,6 m/s im Bereich von Vegesack.

Geringe Abweichungen können sich u.a. aus einer geänderten Topographie ergeben. Auch die Füllung von Sommerpoldern (Überströmen der Sommerdeiche), welche an der Unterweser Höhen zwischen NN + 3,70 m bis NN + 4,20 m aufweisen, kann mit einem verzögerten Tidesieg bis zum Erreichen des Sturmflutscheitels verbunden sein. Insbesondere im Bereich Nordenham sind geometrische Einflüsse von Bedeutung, welche eine Abweichung zwischen Messung und Simulation ergeben können. Der Vergleich zwischen den berechneten und den gemessenen Werten belegt die gute Wiedergabe des natürlichen Systemverhaltens durch das Modell.

## **8.5 Risiko für das Hinterland**

### **8.5.1 Eintrittswahrscheinlichkeit von Sturmflutwasserständen**

#### **8.5.1.1 Wasserstände bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss**

Für den derzeitigen Ausbauzustand (Nullvariante bzw. keine Flutraumerweiterung) werden zur Analyse der Abhängigkeit der Scheitelwasserstände vom Oberwasserzufluss 16 Hochwasser- bzw. Sturmflut Szenarien mit den in Tab. 8-11 dargestellten Eintrittswahrscheinlichkeiten simuliert. Es erfolgt eine systematische Kombination von Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede mit Tidewasserständen am Pegel Bremerhaven für Wiederkehrintervalle bis zu  $T = 100$  Jahre. Die am oberen sowie am unteren Modellrand eingesteuerten Ganglinien gehen aus Abb. 8-16 und Abb. 8-17 hervor. Für die Szenarien 1 bis 4 (Einsteuerung eines MThw am unteren Modellrand) und 13 bis 16 (Einsteuerung eines Thw<sub>100</sub> am unteren Modellrand) sind die jeweiligen maximalen Scheitelwasserstände entlang der Unterweser zwischen dem Weserwehr in Hemelingen und dem Pegel Bremerhaven in Abb. 8-20 und Abb. 8-21 dargestellt. Für die weiteren Szenarien sind die Diagramme dem Anhang C zu entnehmen (Abb. C - 14 und Abb. C - 15). Die oberhalb des Wehres Hemelingen simulierten Wasserstände sind aufgrund der Stauregelung (Normalstau NN + 4,5 m) beeinflusst und werden in den Diagrammen nicht dargestellt.

Im Hinblick auf die Wirkung des Oberwassers können in Bereichen unterhalb von Nordenham bei allen Szenarien kaum noch Einflüsse festgestellt werden. Stromauf bis Bremen werden die Scheitelwasserstände vom Oberwasser beeinflusst. Dies insbesondere zwischen dem Weserwehr und den Hafengebieten in Bremen aufgrund der dort vorhandenen geringeren Querschnittsabmessungen. Die Sohle der Unterweser liegt oberhalb des Neustädter Hafens um rd. 5 m höher und die Flussbreiten nehmen in diesem Bereich ab. Oberwasserbedingt variieren die Scheitelwasserstände bei Einsteuerung eines MThw am unteren Modellrand um mehr als 70 cm im Bereich des Weserwehres und um rd. 30 cm im Bereich der Hafenanlagen (Abb. 8-20). Dies entspricht einem Verhältnis (Scheitelwasserstand bei erhöhtem Oberwasserzufluss zu Scheitelwasserstand bei MQ) von rd. 1,27 und 1,12. Bei Einsteuerung eines Sturmflutereignisses mit einem Scheitelwert Thw<sub>100</sub> sind Differenzen von bis zu 20 cm bei erhöhten Oberwasserzuflüssen feststellbar, was etwa dem 1,03-fachen des Ausgangswasserstands entspricht (Abb. 8-21). Deutliche Abweichungen zeigen sich bei allen Szenarien beim Vergleich der Wasserstände, die

sich aus Einsteuerung eines  $HQ_{10}$  am oberen Modellrand anstatt eines mittleren Zuflusses ergeben. Die Scheitelwasserstände, die sich aus Oberwasserzuflüssen mit höherem Wiederkehrintervall ergeben ( $HQ_{50}$  und  $HQ_{100}$ ), weichen nur minimal voneinander ab, insbesondere stromab von Farge.

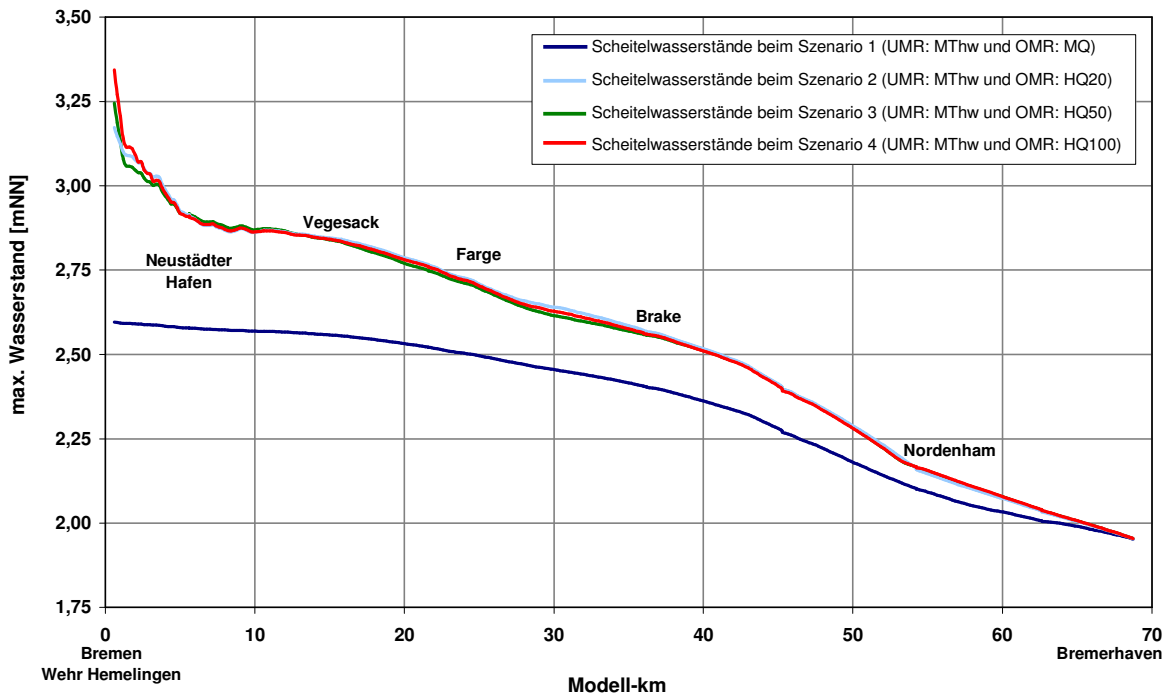


Abb. 8-20: Maximale Wasserstände entlang der Unterweser bei Einsteuerung eines MThw am unteren Modellrand und Variation der Randbedingungen am oberen Modellrand

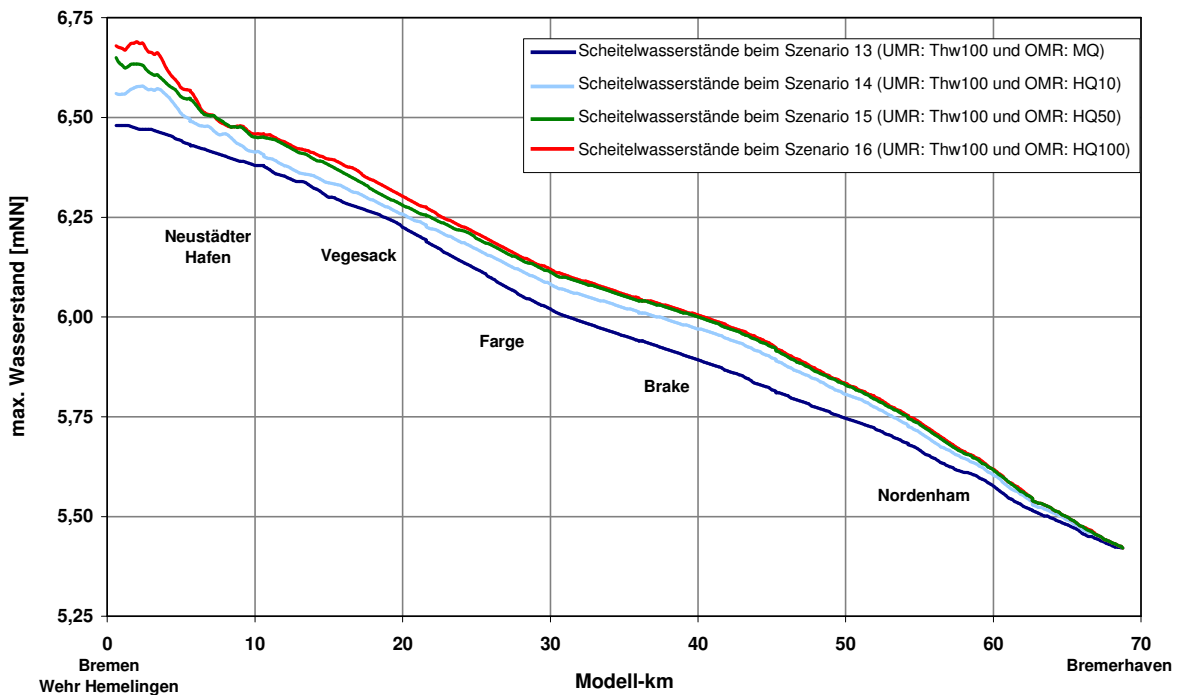
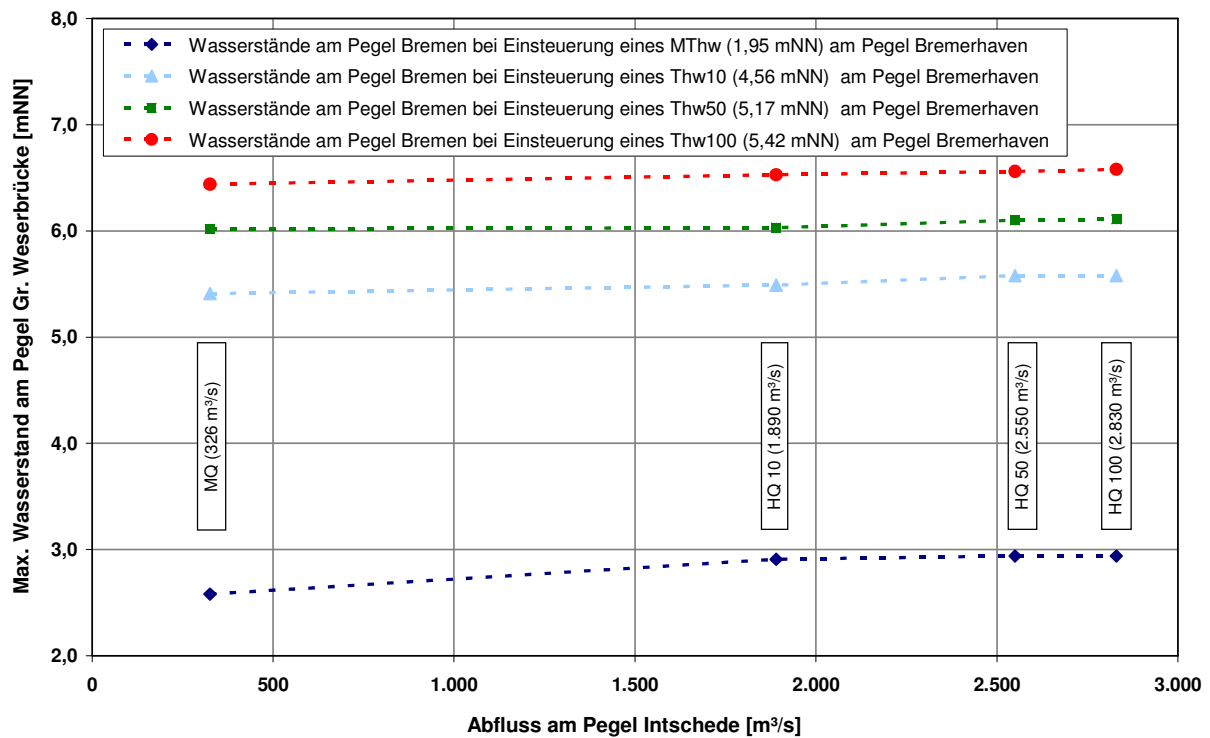


Abb. 8-21: Maximale Wasserstände entlang der Unterweser bei Einsteuerung eines Thw<sub>100</sub> am unteren Modellrand und Variation der Randbedingungen am oberen Modellrand

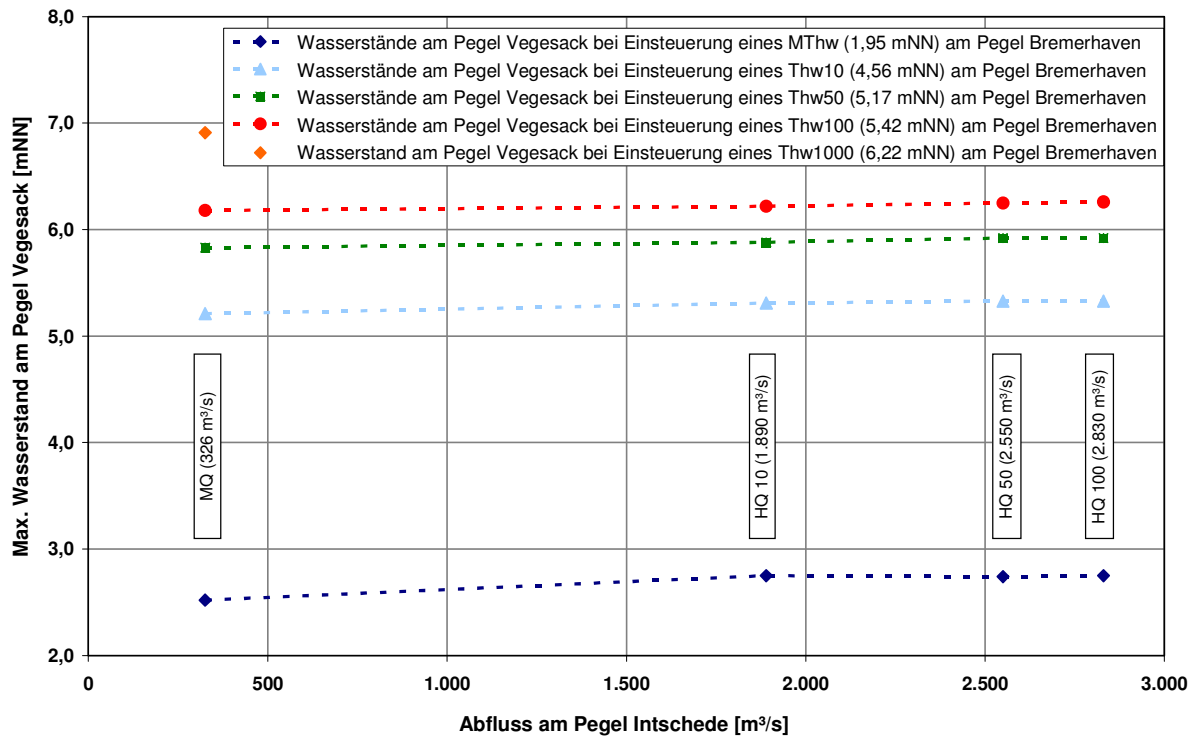
Da die Ereignisse unkorreliert sind (Kapitel 8.2.3), ergibt sich die Gesamtwahrscheinlichkeit für Tidehochwasserstand und Abfluss aus dem Produkt der beiden Einzelwahrscheinlichkeiten [FRANZIUS-INSTITUT, 2007]. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die Einzelereignisse zu deutlich unterschiedlichen Scheitelwasserständen führen können (beispielsweise  $Thw_{10}$  und  $HQ_{10}$  im Vergleich zu  $Thw_{100}$  und  $MQ$ ).

Abb. 8-22 und Abb. 8-23 zeigen die simulierten maximalen Wasserstände am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) sowie am Pegel Vegesack in Abhängigkeit der eingesteuerten Abfluss- und Wasserstandsrandbedingungen. Abb. 8-23 enthält darüber hinaus den am Pegel Vegesack simulierten maximalen Wasserstand bei Einsteuerung eines Sturmflutereignisses mit einem Wiederkehrintervall von  $T = 1.000$  Jahre am Pegel Bremerhaven ( $Thw_{1000} \approx 6,22$  mNN) in Kombination mit einem mittleren Oberwasserzufluss. Dabei ergibt sich in Vegesack ein Scheitelwasserstand von  $Thw = 6,82$  mNN, welcher um rd. 1 m niedriger liegt als die Bemessungshöhe der Schutzelemente in diesem Bereich.



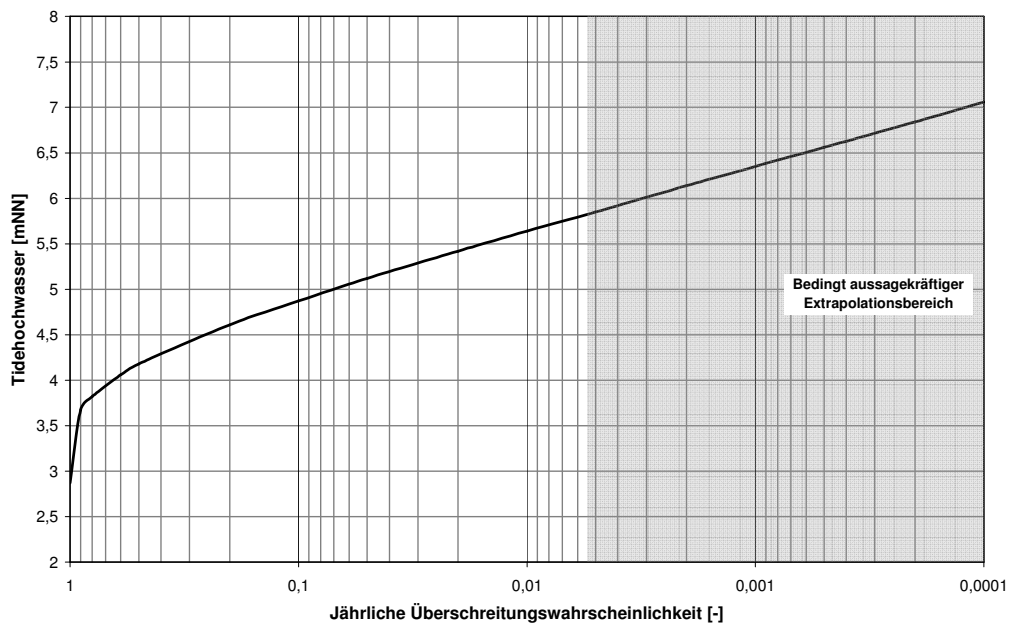
**Abb. 8-22: Maximale Wasserstände am Pegel Bremen bei Überlagerung verschiedener Tidehochwasserstände an der Mündung mit Oberwasserzuflüssen**

Die Wasserstandsdifferenz zwischen den Szenarien 1 (UMR:  $MThw$  und OMR:  $MQ$ ) und 4 (UMR:  $MThw$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) beträgt am Pegel Bremen 0,36 m. Es ergeben sich 1,14-fach höhere Wasserstände. Wird bei gleichem Oberwasserzufluss  $MQ$  am unteren Modellrand anstatt eines  $MThw$  ein  $Thw_{100}$  eingesteuert, ergeben sich 2,49-fach höhere Wasserstände bzw. eine Wasserstandsdifferenz von 3,69 m. Am Pegel Vegesack erhöhen sich die Wasserstände zwischen den Szenarien 1 und 4 um das 1,09-fache (rd. 0,23 m) bzw. zwischen den Szenarien 1 und 13 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $MQ$ ) um das 2,41-fache (rd. 3,56 m).



**Abb. 8-23: Maximale Wasserstände am Pegel Vegesack bei Überlagerung verschiedener Tidehochwasserstände an der Mündung mit Oberwasserzuflüssen**

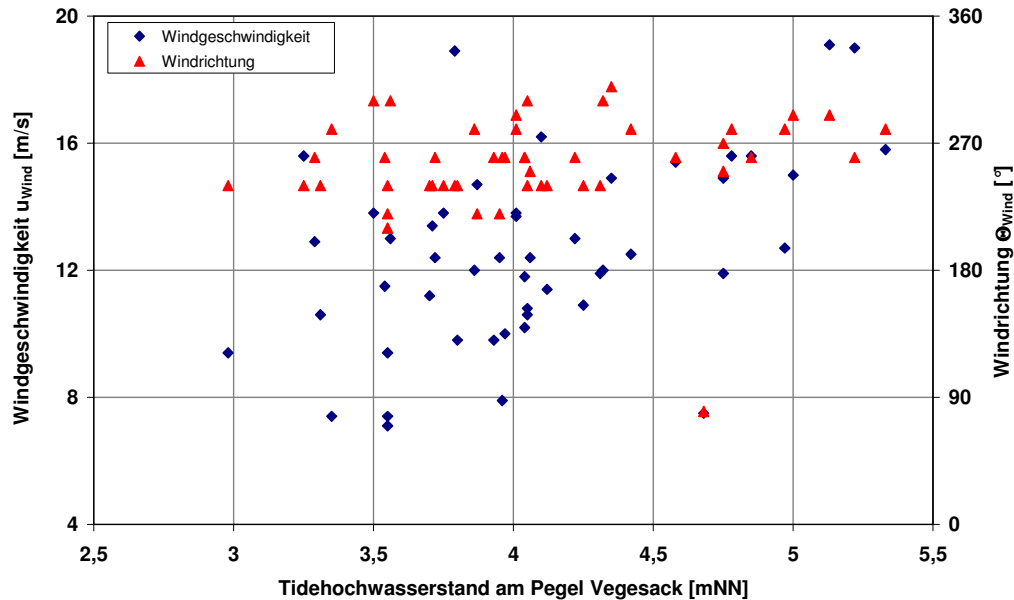
Die sich bei direkter statistischer Analyse ergebende Überschreitungswahrscheinlichkeit der Tidehochwasserstände am Pegel Vegesack in unmittelbarer Nähe zum Werderland ist in Abb. 8-24 dargestellt. Bei Ermittlung der Wasserstandsstatistik mit Hilfe eines Übertragungsverfahrens vom Mündungspegel Bremerhaven ergeben sich für die oberhalb liegenden Pegel bei gleichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten rd. 20 cm höhere Tidewasserstände [FRANZIUS-INSTITUT, 2004a].



**Abb. 8-24: Jährl. Überschreitungswahrscheinlichkeit des Tidehochwassers am Pegel Vegesack**



Eine Abhängigkeit der Windrichtung vom Tidehöchstwasserstand ist im Unterweserraum nicht erkennbar. Der Korrelationskoeffizient beträgt maximal  $r^2 = 0,02$  und das Maximum der bisher während Sturmfluten eingetretenen Windgeschwindigkeit rd. 19,1 m/s. Auch ist keine deutliche Korrelation von Windgeschwindigkeit und Tidehochwasserstand ( $r^2 = 0,3$ ) erkennbar [Franzius-Institut, 2004a]. Abb. 8-25 stellt den jährlichen Tidehöchstwasserstand am Pegel Vegesack und dem zeitgleich eingetretenen Wind in Bremen gegenüber.



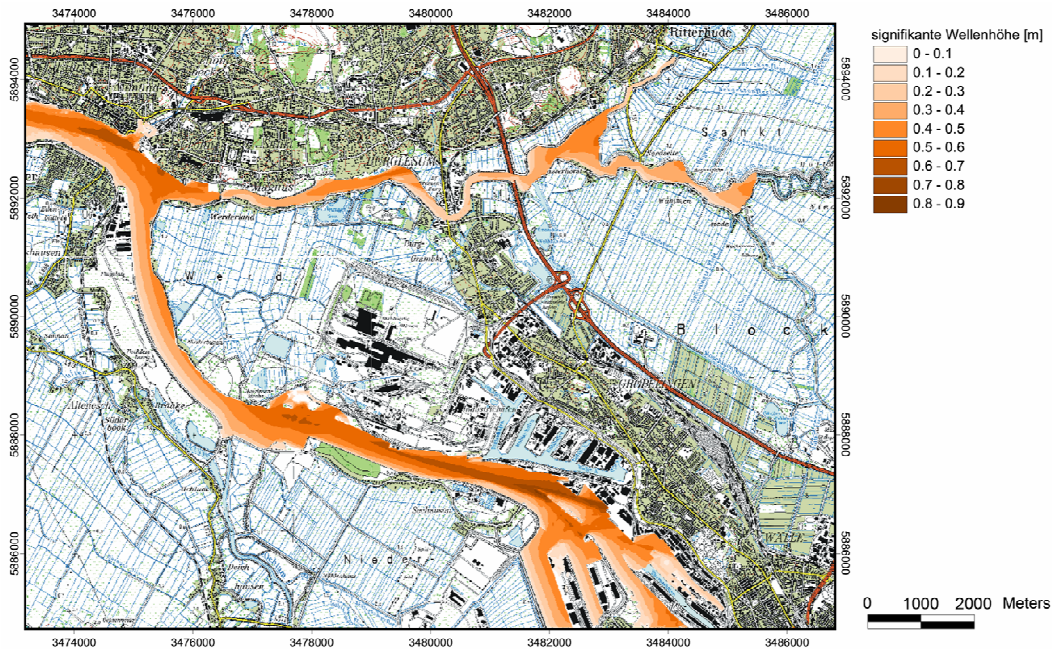
**Abb. 8-25: Streudiagramm des jährlichen Tidehöchstwasserstands am Pegel Vegesack und des zeitgleich eingetretenen Windes in Bremen [modifiziert nach Franzius-Institut, 2004a]**

Wie bei den Simulationen anhand eines idealisierten Ästuars (Kapitel 7) zeigt sich für die Unterweser, dass erhöhte Abflüsse ohne einen markanten Anstieg des Wasserspiegels abgeführt werden können. Dies resultiert aus der Abflussleistung der ausgebauten Flussquerschnitte. Das Verhältnis des Tidevolumens zum Oberwasserabfluss ist in diesem Fall groß. Für die Unterweser beträgt das Verhältnis  $Q_{\text{mittlere Tide}}/Q_{\text{Oberwasserzufluss}}$  bei einem Oberwasserzufluss mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren etwa 6:1. Die Simulationen haben weiterhin ergeben, dass flussauf von Brake insbesondere das Tideniedrigwasser und damit der Tidehub eine deutliche Abhängigkeit vom Oberwasser aufweisen.

### 8.5.1.2 Wasserstandserhöhung durch Wellenauflauf im Bereich ausgewählter Schutzelemente

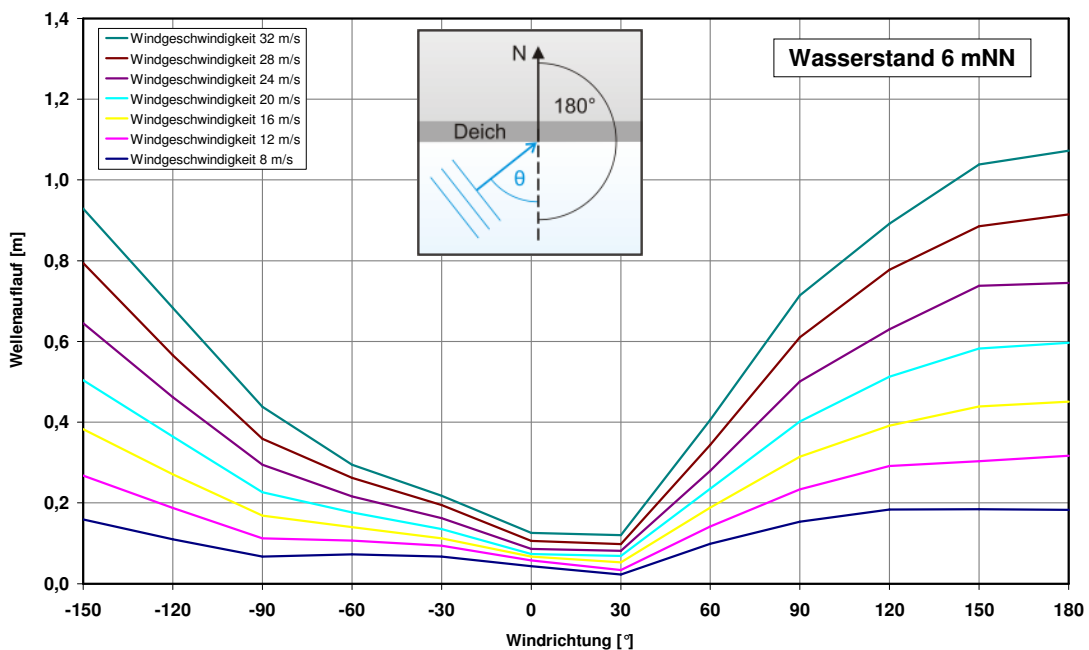
Zur grundlegenden Abschätzung des Risikos wird das im Norden der Stadt Bremen gelegene Niederungsgebiet Werderland betrachtet. Zur Bestimmung des Wellenaufbaus im Bereich der Schutzelemente in diesem Gebiet erfolgten Seegangssimulationen mit dem numerischen Modell SWAN (Simulating Waves Near Shore). Damit lassen sich die Seegangparameter signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$ , mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$  sowie die Wellenanlaufrichtung vor den Schutzelementen ermitteln und anschließend der Wellenaufbau nach den Empfehlungen der EAK 2002 nach Gl. 6-3 ermitteln. In SWAN erfolgt die Berechnung der Seegangsausbreitung unter Berücksichtigung der Impulserhaltung unter Anwendung der Methode der Finiten Diffe-

renzen. Es können als Flachwassereffekte u.a. Shoaling und Refraktion berücksichtigt werden. Als Randbedingungen wurden Wasserstände mit einer Höhe von 6 mNN und 7 mNN, Windgeschwindigkeiten von 8 m/s bis 32 m/s sowie Windrichtungen von 0° (Wind aus Norden) bis 330° angesetzt. Abb. 8-26 zeigt die sich ergebende signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  bei einem Wasserstand von 7 mNN.

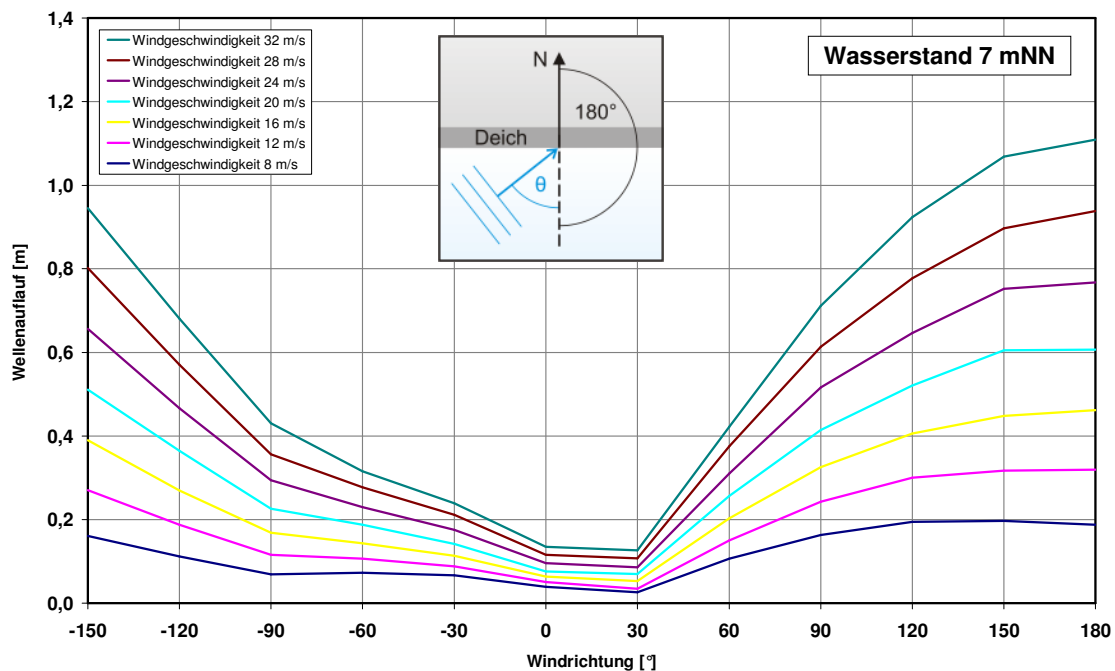


**Abb. 8-26: Signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  im Bereich des Werderlands bei einem Wasserstand von  $Thw = 7$  mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240°**

In Abb. 8-27 und Abb. 8-28 ist der sich bei einem Wasserstand von 6 bzw. 7 mNN ergebende Wellenauflauf  $R_{2\%}$  in Abhängigkeit von Windgeschwindigkeit und Windrichtung wiedergegeben.



**Abb. 8-27: Wellenauflauf  $R_{2\%}$  im Bereich Werderland bei einem Tidehochwasser von 6 mNN**



**Abb. 8-28: Wellenauflauf  $R_{2\%}$  im Bereich Werderland bei einem Tidehochwasser von 7 mNN**

Die Bathymetrie des 2D-Modells mit einer Rasterweite von 10 x 10 m im Bereich Bremen sowie Angaben zur statistischen Analyse von Windgeschwindigkeiten und -richtungen sind den Anhängen zu entnehmen (Kapitel C–8 und Abb. A - 5). Der Wellenauflauf an weiteren Lokationen des Unterweserästuars kann dem HTML-basierten Seegangsatlas (FRANZIUS-INSTITUT, 2004c) entnommen werden. Aus dem Seegangsatlas des FRANZIUS-INSTITUTS geht hervor, dass maximale signifikante Wellenhöhen von rd. 0,8 m im Bereich des Werderlands und bis zu 1,10 m im Bereich der Strohauser Plate in der Unterweser auftreten.

### 8.5.2 Aktueller Ausbauzustand der Schutzmaßnahmen und Versagenswahrscheinlichkeit

Die Deiche in Bremen und Bremerhaven weisen je nach Örtlichkeit Höhen zwischen NN + 5,7 m an der Nordschleuse in Bremerhaven und rund NN + 9,5 m am Osterdeich in Bremen auf [NLWKN, 2007]. Die Sollhöhen der Deiche an der Unterweser betragen links und rechts 7,00 mNN bis 8,60 mNN, im Bereich Bremerhaven bis 9,5 mNN und in Bremen bis 10,5 mNN. Da der Wellenauflauf von der Lage zur Windrichtung abhängig ist, kann der Sicherheitszuschlag am Leeufer geringer angesetzt werden, so dass unterschiedliche Sollhöhen resultieren. Laut aktuellem GENERALPLAN KÜSTENSCHUTZ Niedersachsen/Bremen müssen in Niedersachsen rund 125 km Deiche erhöht und verstärkt werden, wofür ca. 520 Mio. Euro notwendig sind. In Bremen sind 74 % (rd. 55 km) der Landesschutzdeiche mit einem Kostenvolumen von 100 Mio. Euro zu erhöhen und zu verstärken. Aufgrund derzeitiger Deichhöhen sind die Wiederkehrintervalle von Deichversagen im Bereich der Nordseeküste relativ hoch. Gleichwohl gibt es vereinzelt Unterbestick, z.B. am Hauptdeich im Bereich Brake. Erforderliche Maßnahmen sind u.a. die Herstellung der Deichsicherheit am Braker Stadtdeich, eine Fortführung der Erhöhungs- und Verstärkungsmaßnahmen zwischen Sürwürden und der Braker Schleuse und die Erhöhung und Verstärkung der Sperrwerksanschlussdeiche links der Hunte.

Im Bereich des linken Stromdeiches zwischen Huntesperrwerk und Ochtumsperrwerk (Länge rd. 21,4 km) ist weiterhin auf größeren Teilabschnitten ein Unterbestick von bis zu 70 cm und eine zu geringe Kleiabdeckung in Teilbereichen vorhanden. Neben der Beseitigung von Querschnittsdefiziten der Sperrwerksanschlussdeiche sind Erhöhungen und Verstärkungen des Deiches bei voraussichtlichen Baukosten von 24,4 Mio. Euro notwendig [NLWKN, 2007]. Der rechte Weserdeich zwischen Bremen und Bremerhaven (rd. 35,0 km) weist auf großen Teilabschnitten ein Unterbestick von bis zu 1,5 m auf, so dass Deicherhöhungen bis 1,5 m auf ca. 24 km Länge von nördlich Dedesdorf bis zur Grenze zu Bremen einschließlich der Bau von Treibselabfuhrwegen und die Erneuerung dreier Deichsiele notwendig sind (Kosten rd. 24 Mio. €).

Im Bereich der Stadt Bremen haben die Landesschutzdeichlinie am linken Weserufer zwischen dem Ochtumsperrwerk bis Habenhauser Brückenstraße (Länge rd. 21,6 km) auf rd. 13 km Unterbestick, davon 7,58 km (rd. 35 %) 0,50 m und mehr. Die größten Fehlhöhen an den Deichen liegen mit bis zu 0,90 m im Bereich des Neustädter Hafens. Die Fehlhöhen an der Deichlinie in den Hafenbereichen (Spundwände, massive Wände) betragen z. T. bis 1,50 m [NLWKN, 2007]. Die voraussichtlichen Baukosten betragen in Bremen insgesamt rd. 54 Mio. €. Am rechten Weserufer vom Weserwehr bis zur Landesgrenze weisen rd. 26,9 km bzw. rd. 72 % der Landesschutzdeichlinie ein Unterbestick auf. Bei rd. 20,4 km Deichlinie beträgt die Fehlhöhe 0,50 m und mehr. An den massiven Bauwerken sind Fehlhöhen bis max. 1,70 m vorhanden, z.B. ist auch eine Erhöhung des Lesumsperrwerks vorgesehen.

Detaillierte Pläne und Karten zur Lage und zum Umfang der Fehlhöhen sowie zu den geplanten Folgemaßnahmen und Kosten sind dem GENERALPLAN KÜSTENSCHUTZ NIEDERSACHSEN/BREMEN [NLWKN, 2007] zu entnehmen. Prinzipiell weisen die Deiche am rechten Ufer höhere Sicherheiten auf als am linken Ufer. Das Wiederkehrintervall eines Versagens durch Überlauf beträgt hier im Mittel 3.000 Jahre [FRANZIUS-INSTITUT, 2000]. Die Versagenswahrscheinlichkeit der Deiche im Bereich des Werderlands wird durch eine kombinierte Statistik für die Tidehochwasserstände sowie den Seegang vor dem Schutzelement ermittelt. Mit den im Seegangsatlas dargestellten Transferfunktionen wird mit den Statistiken von Wasserstand und Wind eine Berechnung der Seegangsstatistik ermöglicht.

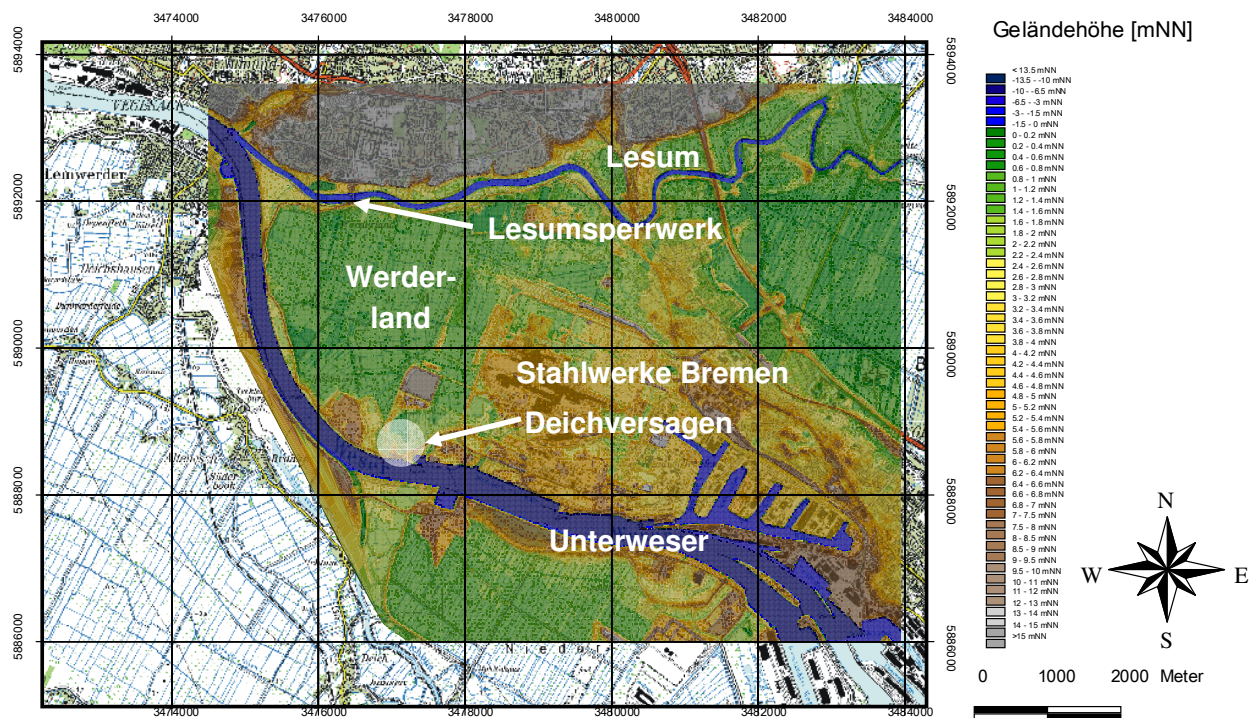
Die das Werderland umgebenden Schutzdeiche als primäre Hochwasserschutzanlage weisen an der Unterweser eine Höhe von rd. 7,4 bis 7,80 mNN auf. Der Deich an der Unterweser wird durch Wellenauflauf aus südlicher Richtung am stärksten belastet. Typische Windrichtungen während Sturmfluten sind SW (225°) bis NW (315°). Da der Wind im Sturmflutfall selten aus südlicher Richtung kommt, ergibt sich für den aktuellen Ausbauzustand eine geringe Versagenswahrscheinlichkeit von rd. einmal in 6.150 Jahren [FRANZIUS-INSTITUT, 2007].

### **8.5.3 Schadenshöhen durch Versagen und Risikobetrachtung am Beispiel Werderland**

#### **8.5.3.1 Flächennutzung und Vermögenswerte**

Das für eine Hochwasserrisikoanalyse ausgewählte Niederungsgebiet Werderland mit einer Ausdehnung von rd. 5 \* 3 km weist Geländehöhen von größtenteils unter 1 mNN auf (Abb. 8-29). Ein die Stahlwerke Bremen (Geländehöhen von rd. NN + 3,5 m) umschließender Wall (NN + 4,5 m) als Objektschutz ist deutlich zu erkennen.



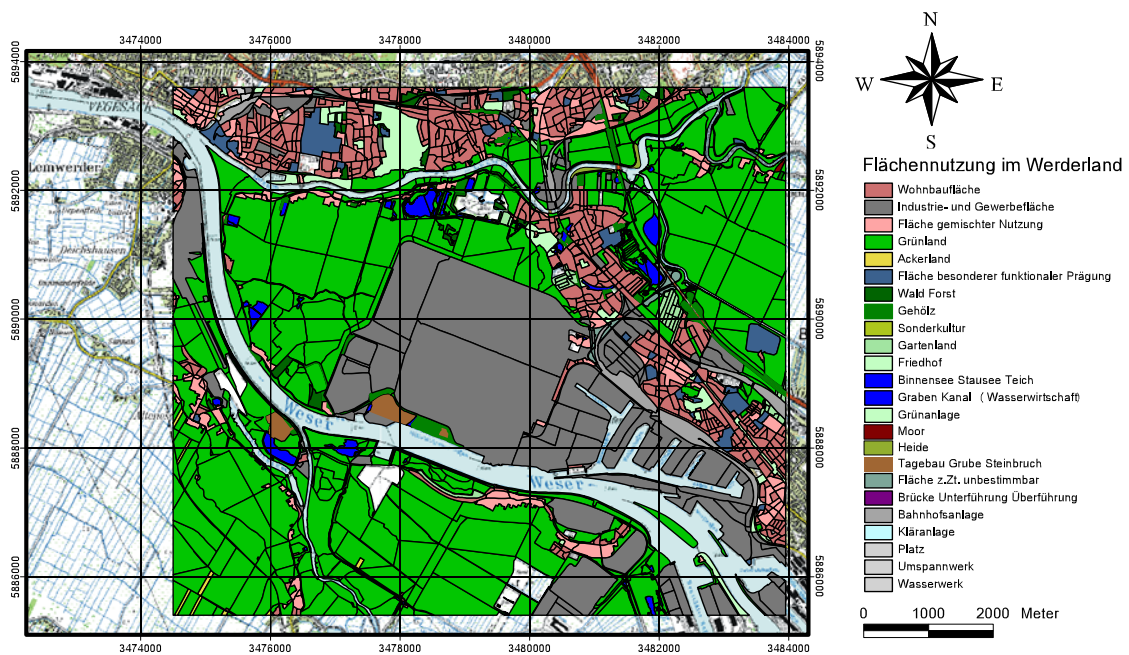


**Abb. 8-29: Digitales Geländemodell des Werderlands**

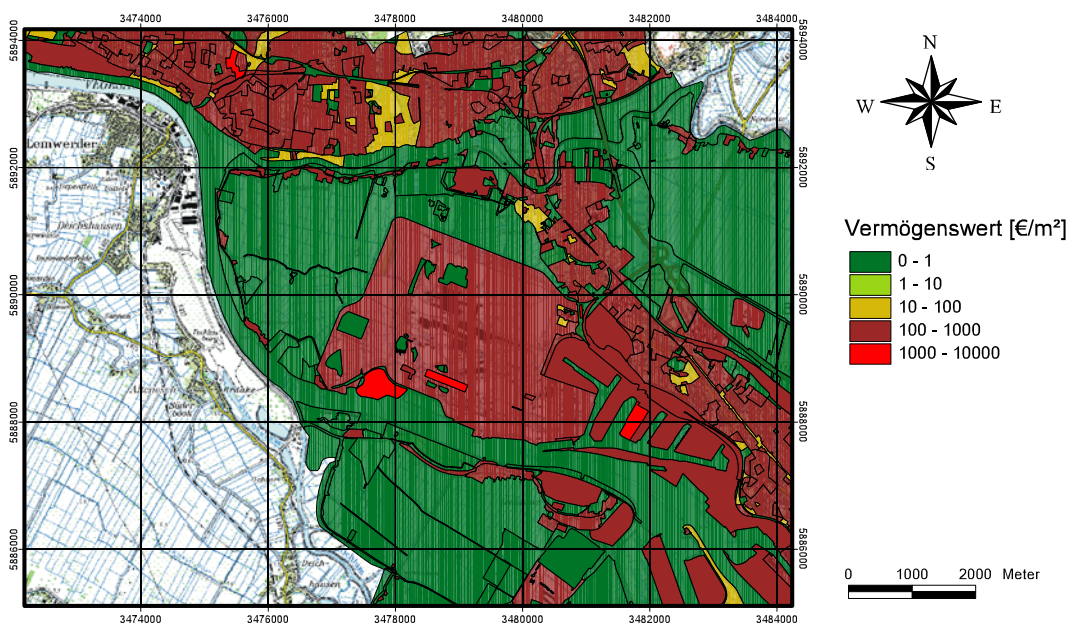
Zur Ermittlung der infolge Überflutung resultierenden Schadenshöhen wird ein Versagen des Deiches als Folge eines Wellenüberlaufs und anschließender binnenseitiger Erosionen auf Höhe der Mündung der Ochtum bei UW-km 13 angenommen. Für das Deichbruchszenario wird eine Bresche von 45 m sowie eine Schwellenhöhe von rd. 2,5 mNN angenommen, welche leicht unter dem Niveau des Vorlands liegt. Der dynamische Prozess der Überflutung wird mit einem zweidimensionalen Ansatz (Kapitel A.3.3) simuliert, so dass eine Abbildung des zeitlichen Verlaufs der Überflutungsausdehnung und eine Analyse der Verweildauer des Wassers möglich werden, was Grundvoraussetzung zur Bestimmung des zu erwartenden Schadens ist. Bei dem für die Überflutungssimulationen gewählten Modellverfahren kann keine veränderliche Geometrie der Bresche berücksichtigt werden, was zu einer Überschätzung des einströmenden Wasservolumens und der ausgewiesenen Überflutungsflächen und Wassertiefen und somit auch des entstehenden Schadens führen kann.

Zur Berechnung der Schadenshöhen beim Versagen des Deiches werden als Randbedingungen die sich beim Szenario 16 (Tab. 8-11), d.h. beim Zusammentreffen eines Sturmflut- und eines Hochwasserereignisses mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren ergebenden Wasserstände bzw. Abflüsse betrachtet. Die Flächennutzung im Werderland zeigt Abb. 8-30. Neben Grünland- und Wohnbauflächen haben die Stahlwerke Bremen als Industriefläche eine große Ausdehnung. Die Vermögenswerte lassen sich nach Wertkategorien (Wohnkapital, Hausrat, Nettoanlagevermögen, Straßen, Bodenwerte, etc) aufteilen. Als Datengrundlage für die Flächennutzung (z.B. Wohnbauflächen, Grünland) bietet sich das Digitale Landschaftsmodell (AT-KIS-Basis-DLM) an.

Grünlandflächen weisen Vermögenswerte von 0,12 €/m<sup>2</sup>, Wohnbauflächen zwischen 385 bis 583 €/m<sup>2</sup> und die Industrieflächen von 240 €/m<sup>2</sup> auf (Abb. 8-31).



**Abb. 8-30: Flächennutzung auf Grundlage des Digitalen Landschaftsmodells**



**Abb. 8-31: Vermögenswerte im Werderland**

### 8.5.3.2 Überflutungsflächen, Schadenshöhen und Risiko

Abb. 8-32 zeigt die sich beim Deichbruchszenario ergebenden Überflutungsflächen und Überflutungswassertiefen. Abb. 8-33 zeigt weiterhin die Flächenanteile der maximalen Wassertiefen, wobei neben der Kategorie, der absolute und der prozentuelle Wert angegeben sind. Den zeitlichen Verlauf der Überflutung und die Schadenshöhen sind in Abb. 8-34 und Abb. 8-36 dargestellt. Beim Deichbruchszenario werden rd. 872 ha überflutet. Die Wassertiefen liegen zwischen 0,1 m und 3,25 m im Bereich von Gräben und Geländesenken. Im Bereich der Bresche ergeben sich Überflutungstiefen von bis zu 3,0 m.



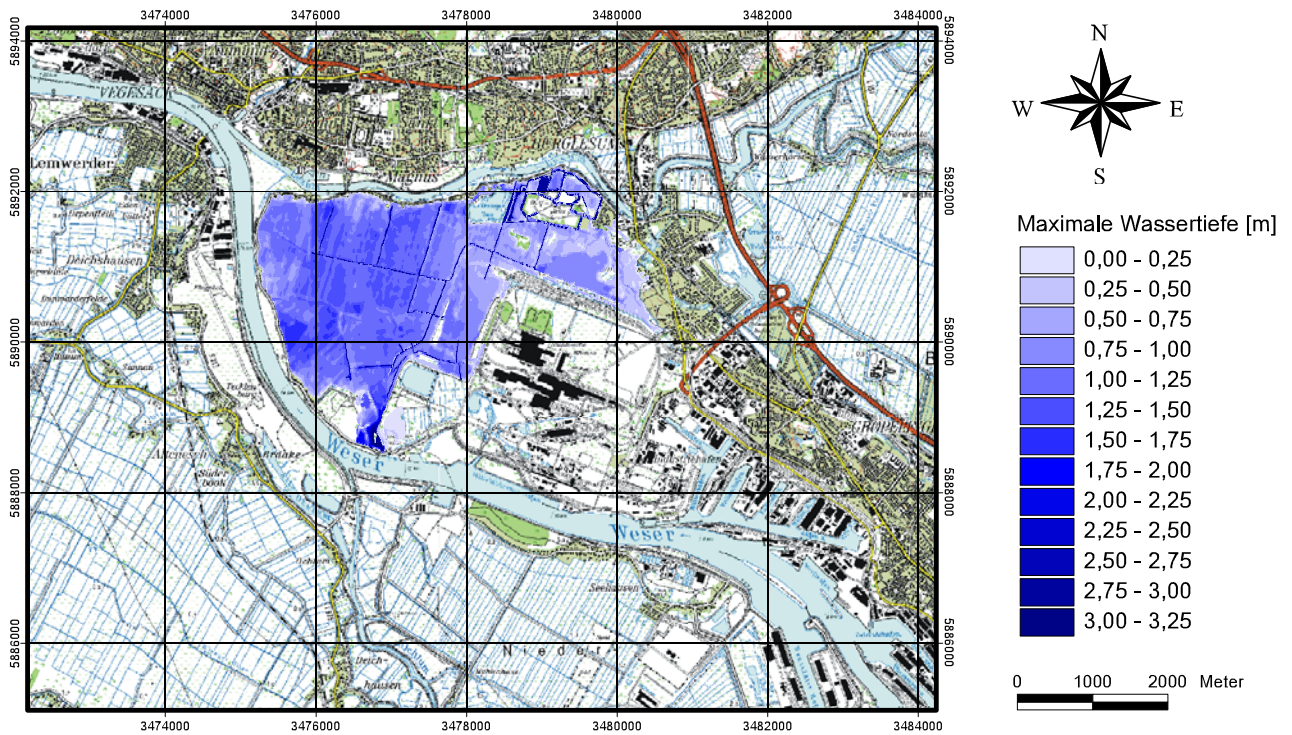


Abb. 8-32: Überflutungsfläche und maximale Wassertiefen aufgrund des Deichbruchszenarios

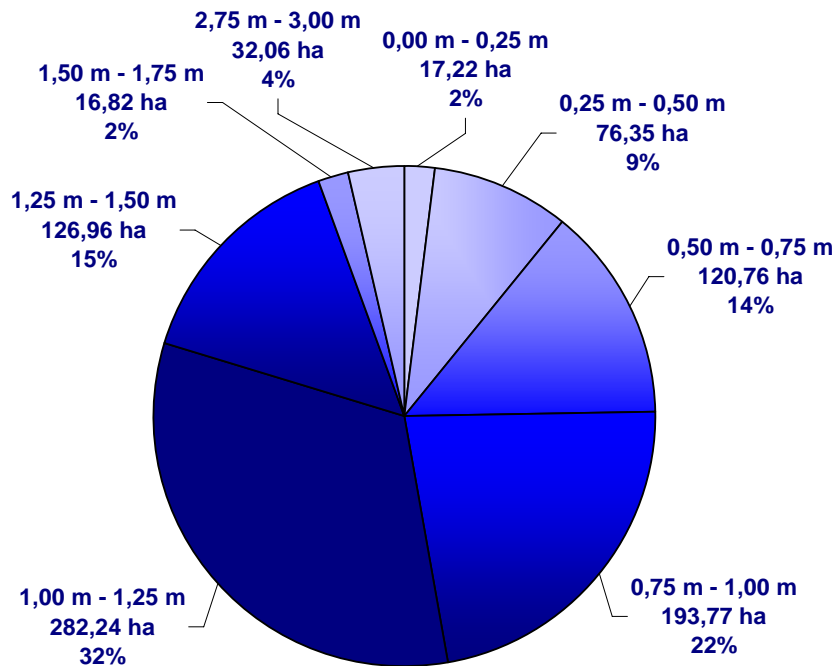
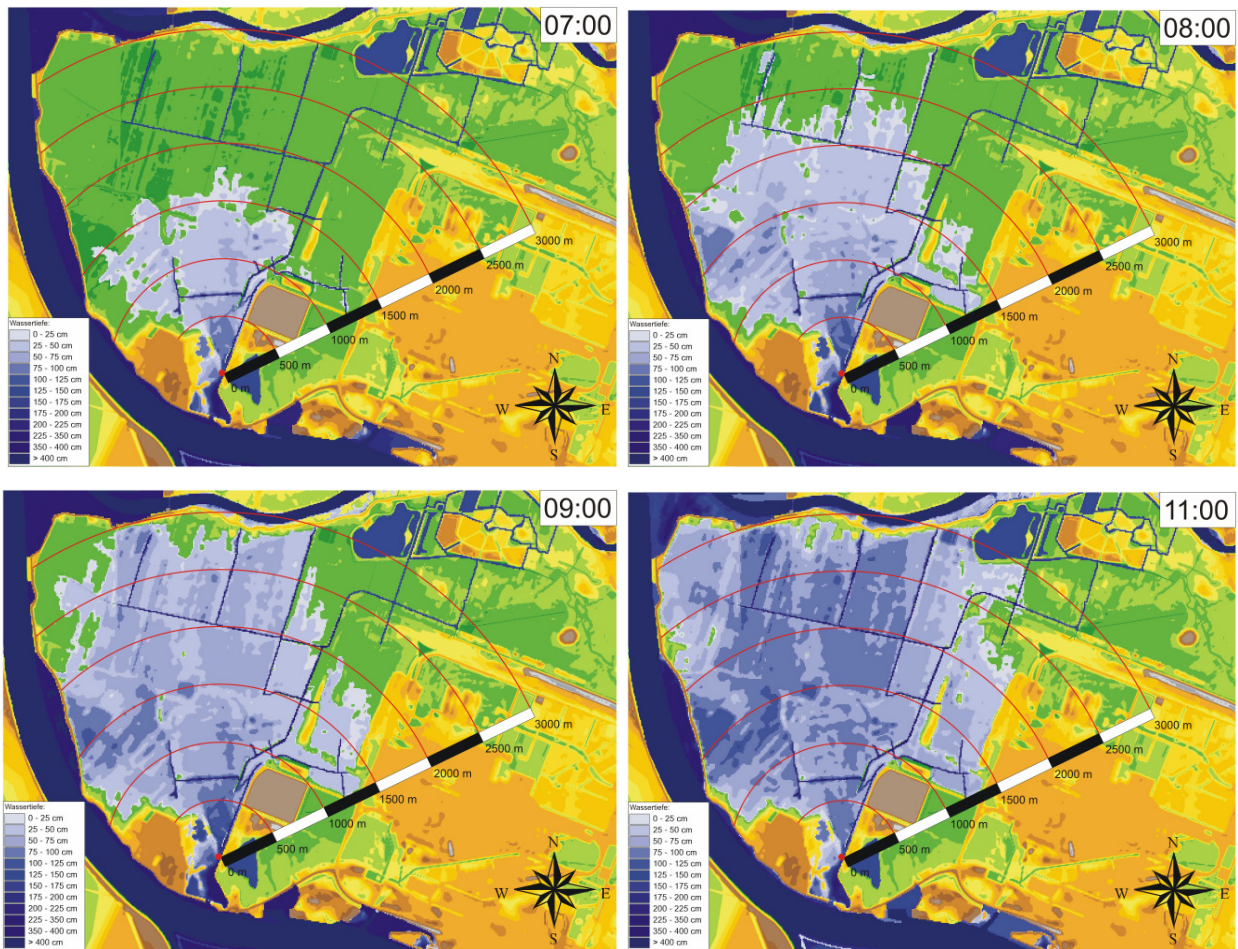


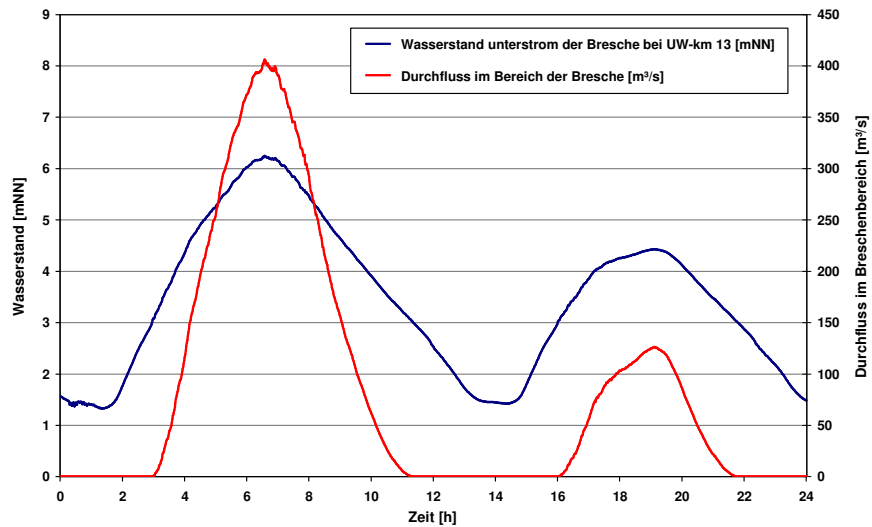
Abb. 8-33: Flächenanteile der maximalen Wassertiefen

Die Laufzeit zwischen dem Deichversagen und dem Überfluten einer bestimmten Fläche ist für eine Schadenskalkulation und insbesondere für Sicherungsmaßnahmen im Risikomanagement von Bedeutung.



**Abb. 8-34: Zeitlicher Verlauf der Überflutung aufgrund des Deichbruchsszenarios**

Abb. 8-35 zeigt den Wasserstand bei Unterweser-km 13 sowie den sich im Bereich der Bresche ergebenden Durchfluss beim betrachteten Deichbruchsszenario. Ab einem Wasserstand von rd. Thw = 2,5 mNN setzt das Einströmen in das Werderland ein. Während des Sturmflutscheitels ergibt sich ein maximaler Abfluss von rd. 400 m<sup>3</sup>/s.

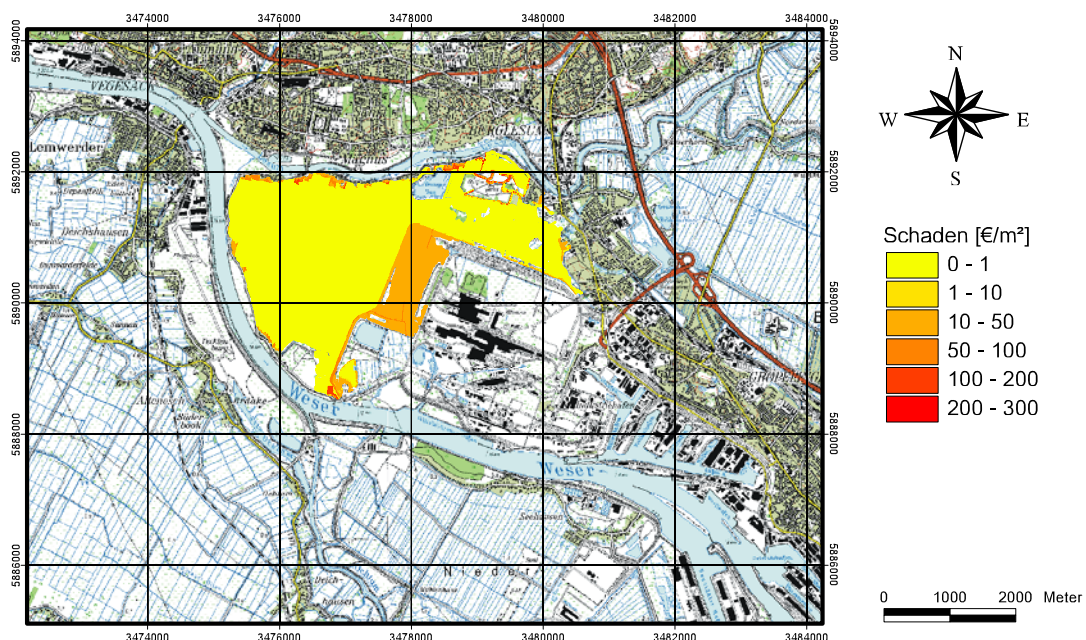


**Abb. 8-35: Wasserstand unterstrom der Bresche und Durchfluss beim Deichbruchsszenario**



Zur Bestimmung der zu erwartenden Schadenshöhe erfolgte eine automatisierte Analyse mit Hilfe des am FRANZIUS-INSTITUT entwickelten Tools „Loss-Calculator“ (FRANZIUS-INSTITUT, 2004d), wobei als Eingangsdaten die maximale Überflutungstiefe, das Vermögenspotential und Schadensfunktionen verschnitten werden. Bei diesem Verfahren erfolgt eine Zuordnung der für die einzelnen Nutzungstypen relevanten Vermögenswertkategorien und damit die Festlegung der anzuwendenden Schadensfunktion. In Abhängigkeit von der Einstauhöhe wird der Grad der Schädigung anhand von Schadensfunktionen (Kapitel 6.3) ermittelt. Der Schaden ergibt sich anschließend aus dem Produkt des Schädigungsgrads und den Vermögenswerten. Bei diesem Verfahren werden nur die Sachschäden ermittelt. Die möglicherweise vorhandenen weiteren Kosten durch Produktionsausfälle in betroffenen Unternehmen sowie durch Schäden an den Hochwasserschutzanlagen sowie an den Ökosystemen und auch ein Verlust an Menschenleben werden nicht monetär bewertet.

Überflutet werden hauptsächlich die Grünlandflächen (82 % der Fläche). Industrieflächen sind mit 109,5 ha zu 13 % betroffen. Da diese Flächen teilweise als Ausgleichsflächen der Stahlwerke genutzt werden, ist zu vermuten, dass die Schäden in diesem Bereich überschätzt werden. Die resultierenden Schadenshöhen stellen Abb. 8-36 und Abb. 8-37 dar.



**Abb. 8-36: Schaden aufgrund des Deichbruchsszenarios beim Szenario 16**

Anhand der Versagenswahrscheinlichkeiten des Schutzelements Deich und des ermittelten zu erwartenden Schadens aufgrund Überflutung beim betrachteten Deichbruchsszenario kann das Risiko auf Grundlage des in Kapitel 6 erläuterten probabilistischen Konzepts für das Gebiet Werderland bestimmt werden. Das Risiko berechnet sich bei einer Versagenswahrscheinlichkeit von  $1/6150$  [1/a] und einem resultierenden Schaden infolge des Versagens in Höhe von 51,56 Mio. € zu:

$$\text{Risiko} = 1/6.150 [1/a] * 51,56 \text{ Mio. €} = 8.384 \text{ €/Jahr.}$$

Das Risiko für das betrachtete Gebiet ist damit vergleichsweise gering. Im Folgenden soll geprüft werden, inwieweit Risikosteuerungsmaßnahmen einen Beitrag zur Verringerung des Risi-

kos leisten können.

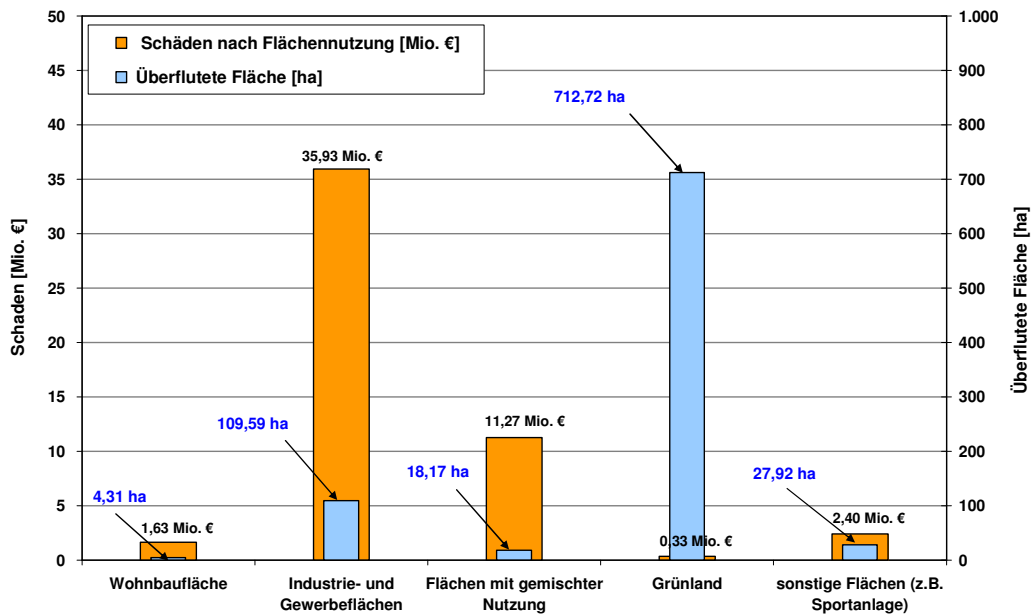


Abb. 8-37: Flächenanteil und Schaden nach Deichbruch im Bereich Werderland beim Szenario 16

## 8.6 Steuerung und Management von Schutzelementen

### 8.6.1 Simulierte Steuerungsmaßnahmen

Es werden als potentielle Küstenschutzstrategien Flutraumerweiterungen durch eine geänderte Steuerung der Sturmflutsperrwerke sowie durch gesteuerte Sturmflutentlastungspolder betrachtet (Tab. 8-12).

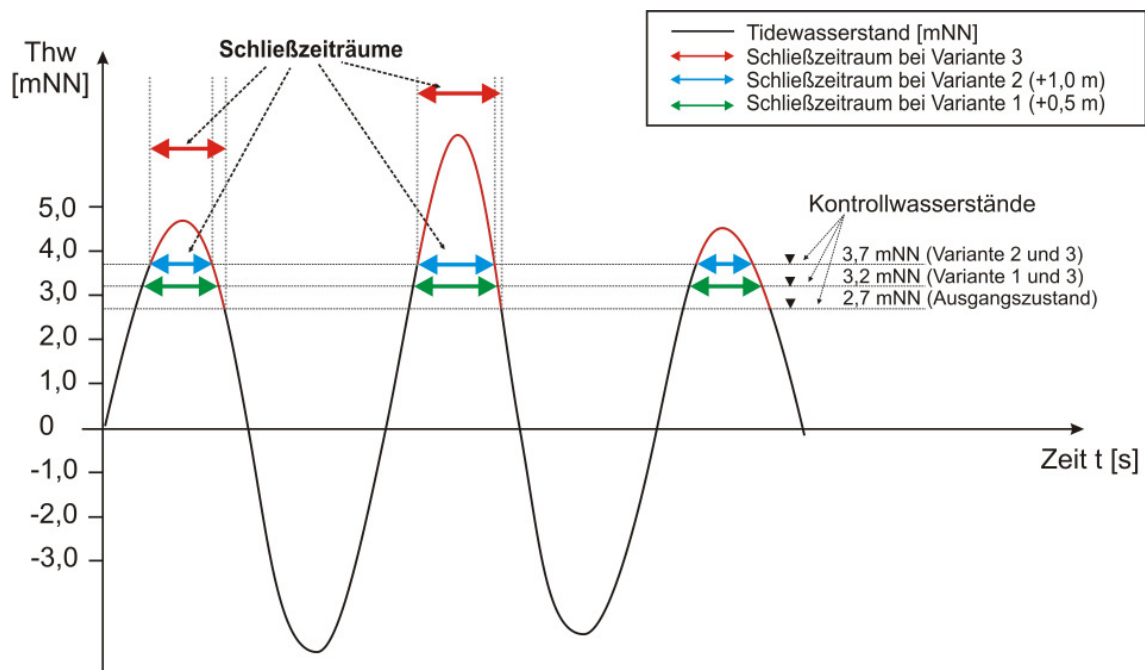
Tab. 8-12: Betrachtete Maßnahmen zur Flutraumerweiterung / Risikosteuerung

<b>Variante 0</b>	Ausgangszustand / keine Flutraumänderung
<b>Variante 1</b>	Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (0,5 m höhere Kontrollwasserstände zur Steuerung der Sperrwerke)
<b>Variante 2</b>	Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (1,0 m höhere Kontrollwasserstände zur Steuerung der Sperrwerke)
<b>Variante 3</b>	Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (1,0 m höhere Kontrollwasserstände und verzögerte Öffnung, vgl. Abb. 8-38)
<b>Variante 4</b>	Flutraumerweiterung durch Polder (Einzelbewirtschaftung des Polders B und Breite des Einlaufbauwerks 200 m)
<b>Variante 5</b>	Flutraumerweiterung durch Polder (Einzelbewirtschaftung des Polders C und Breite des Einlaufbauwerks 200 m)
<b>Variante 6</b>	Flutraumerweiterung durch Polder (Einzelbewirtschaftung des Polders C und Breite des Einlaufbauwerks 100 m)
<b>Variante 7</b>	Flutraumerweiterung durch Polder (Verbundbewirtschaftung der Polder A, B und C und Breite der Einlaufbauwerke 200 m)
<b>Variante 8</b>	Flutraumerweiterung durch Kombination (Verbundbewirtschaftung der Polder A, B und C und 1,0 m höhere Kontrollwasserstände zur Steuerung der Sperrwerke)
<b>Variante 9</b>	Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Ausfall der Steuerung, Verschlussstore offen)

Für die (Risiko-)Steuerungsvarianten wird das Szenario 16 (*UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>*) als maßgeblicher Lastfall betrachtet. Für Aussagen zur Wirksamkeit der Flutraumerweiterung bei Lastfällen mit geringerem Wiederkehrintervall erfolgen weitergehende Simulationen mit dem Szenario 6 (*UMR: Thw<sub>10</sub> und OMR: HQ<sub>10</sub>*). Ziel ist eine Entlastung der vorhandenen Küstenschutzelemente bei Sturmfluten durch eine Kappung und somit geänderte Eintrittswahrscheinlichkeit der Scheitelwasserstände. Die Steuerung der Sturmflutsperrwerke (Schließung und Öffnung) erfolgt grundsätzlich in Abhängigkeit von erreichten Tidehochwasserständen, im Folgenden als Kontrollwasserstände bezeichnet, an unterstrom gelegenen Kontrollpunkten. Durch ein geeignetes Management der Verschlusseinrichtungen der Sperrwerke im Sturmflutfall soll der Retentionsraum der in die Weser mündenden Nebenflüsse genutzt werden, wobei die Belastungsgrenzen der oberhalb liegenden Küstenschutzelemente zu beachten sind.

Bei der Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung wird angenommen, dass vom gültigen Betriebsplan abgewichen wird und die Sperrwerkstore bei Erreichen von Kontrollwasserständen, welche um 0,5 m bzw. 1,0 m höher liegen, geschlossen sind. Die definierten Kontrollwasserstände sind in Tab. 8-13 zusammengefasst. Bei den Varianten 1 (Kontrollwasserstand +0,5 m) und 2 (Kontrollwasserstand +1,0 m) folgt daraus, dass die Sperrwerkstore entsprechend früher wieder geöffnet werden und der Schließzeitraum verkürzt ist (Abb. 8-38). Zur Abminderung der Wasserstandserhöhungen in der Weser wird anhand Variante 3 („optimierte“ Steuerung) geprüft, ob eine verzögerte Öffnung der Tore zweckmäßig ist.

Ein darüber hinaus gehendes späteres Schließen der Sperrwerkstore ist ohne aufwendige technische Maßnahmen zur Verstärkung der oberhalb liegenden Schutzelemente nicht realisierbar. Abb. 8-38 zeigt die festgelegten Kontrollwasserstände und Schließzeiträume bei der Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung beispielhaft für das Lesumsperrwerk.



**Abb. 8-38: Kontrollwasserstände und Schließzeiträume bei einer Flutraumerweiterung durch ein Sperrwerk (Beispiel Lesumsperrwerk)**

**Tab. 8-13: Kontrollwasserstände bei einer Flutraumerweiterung durch Sperrwerkssteuerung**

Steuerungsmaßnahme	Huntesperrwerk	Lesumsperrwerk	Ochtumsperrwerk
<b>Variante 0:</b> keine Flutraumänderung	Thw = 2,9 mNN	Thw = 2,7 mNN	Thw = 2,8 mNN
<b>Variante 1:</b> Kontrollwasserstand +0,5 m	Thw = 3,4 mNN	Thw = 3,2 mNN	Thw = 3,3 mNN
<b>Variante 2:</b> Kontrollwasserstand +1,0 m	Thw = 3,9 mNN	Thw = 3,7 mNN	Thw = 3,8 mNN
<b>Variante 3:</b> „optimierte“ Steuerung	Thw = 3,9 mNN / Thw = 2,9 mNN	Thw = 3,7 mNN / Thw = 2,7 mNN	Thw = 3,8 mNN / Thw = 2,8 mNN
<b>Variante 5:</b> Flutraumerweiterung durch Kombination	Thw = 3,9 mNN	Thw = 3,7 mNN	Thw = 3,8 mNN

Eine Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder bzw. eine gesteuerte Deichöffnung setzt dann ein, wenn Tidewasserstände  $Thw > 3,5$  mNN in der Unterweser im Bereich des jeweiligen Zulaufgerinnes erreicht werden. Im Gegensatz zum tidefreien Fluss, bei welchem i.d.R. nur eine lang anhaltende Hochwasserwelle abläuft, besteht in Tideflüssen die Möglichkeit, dass während lang anhaltender Sturmfluten erhöhte Wasserstände begrenzter Dauer ( $< 6$  h) in nahezu gleicher Größenordnung in kurzen zeitlichen Abständen (Tideperiode) auftreten, als Kettentiden bezeichnet. Bei der Flutraumerweiterung durch Polder wird daher untersucht, ob die betrachteten Fluträume bei aufeinander folgenden extremen Tidehochwasserständen wirksam sind, d.h. ob bei Kettentiden während Tideniedrigwasserphasen eine Rückgabe eines Teils des gespeicherten Wassers möglich ist. Daher sind, sobald im Ästuar geringere Wasserstände als im Polder verzeichnet werden, die Wehre in den Zulaufgerinnen geöffnet.

Für Aussagen zur Effizienz von Sturmflutentlastungspoldern erfolgen Simulationen zur Einzel- (Variante 4 bis 6) und Verbundbewirtschaftung (Variante 7). Dies beinhaltet auch die Betrachtung einer Flutraumerweiterung durch Kombination der Steuerungsmaßnahmen (Variante 8). Analysen zu den Flutungsprozessen in den Poldern erfolgen ebenfalls.

### 8.6.2 Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Varianten 1, 2, 3 und 9)

Abb. 8-39 und Abb. 8-40 verdeutlichen die Steuerung der Schütze (Unterkante der Schütze) beispielhaft für die äußeren Tore des Lesumsperrwerks bei Variante 1 (Kontrollwasserstand +0,5 m) und Variante 3 (Kontrollwasserstand +1,0 m und längerer Schließzeitraum). Die Unterkante der zwei mittig im Flusslauf liegenden Verschlussstore liegt im Öffnungsfall auf NN + 7,0 m, die der äußeren Tore auf NN + 2,8 m. Alle vier Verschlussstore senken sich bis auf die Drempehöhe auf NN - 3,6 m ab. Neben dem Verlauf der Schützstellung ist der Wasserstand unterstrom dargestellt. Es zeigt sich, dass die jeweiligen Verschlussstore in Abhängigkeit von unterstromigen Wasserständen und von den festgelegten Kontrollwasserständen geschlossen werden. Bei Variante 1 sind die Schließzeiträume verkürzt. Bei Variante 3 erfolgt bei der zweiten Vor- und Nachtide (betrachtet vom Sturmflutscheitel) kein Schließen der Tore. Während das Schließen zeitlich später einsetzt, erfolgt die Öffnung der Tore wie im Ausgangszustand. Der Verlauf der Schützstellung bei Variante 2 ist dem Anhang C zu entnehmen (Abb. C - 16).

Die Schützstellung bei den weiteren Sperrwerken verläuft qualitativ identisch (bei den überströmten Toren am Hunte-sperrwerk entgegen gesetzt) und unterscheidet sich lediglich aufgrund unterschiedlicher Drenpeltiefen bzw. Stellungen im Ausgangszustand.

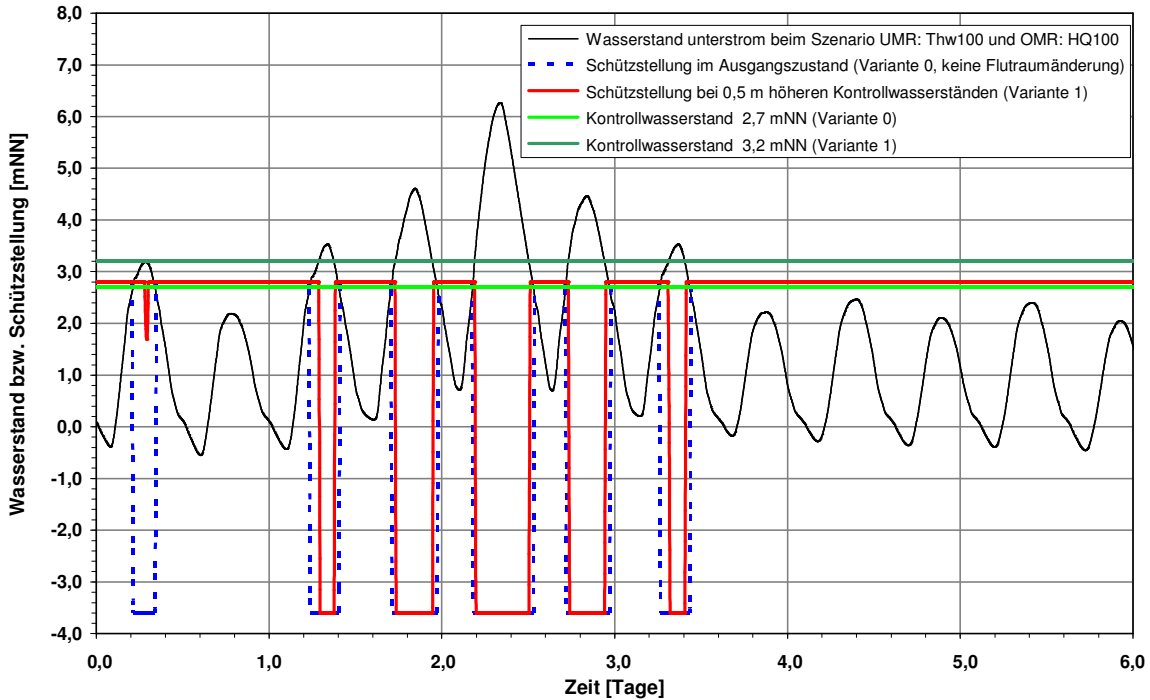


Abb. 8-39: Schützstellung der äußeren Verschlussstore des Lesumsperrwerks im Ausgangszustand (Variante 0) und bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1, Kontrollwasserstand +0,5 m)

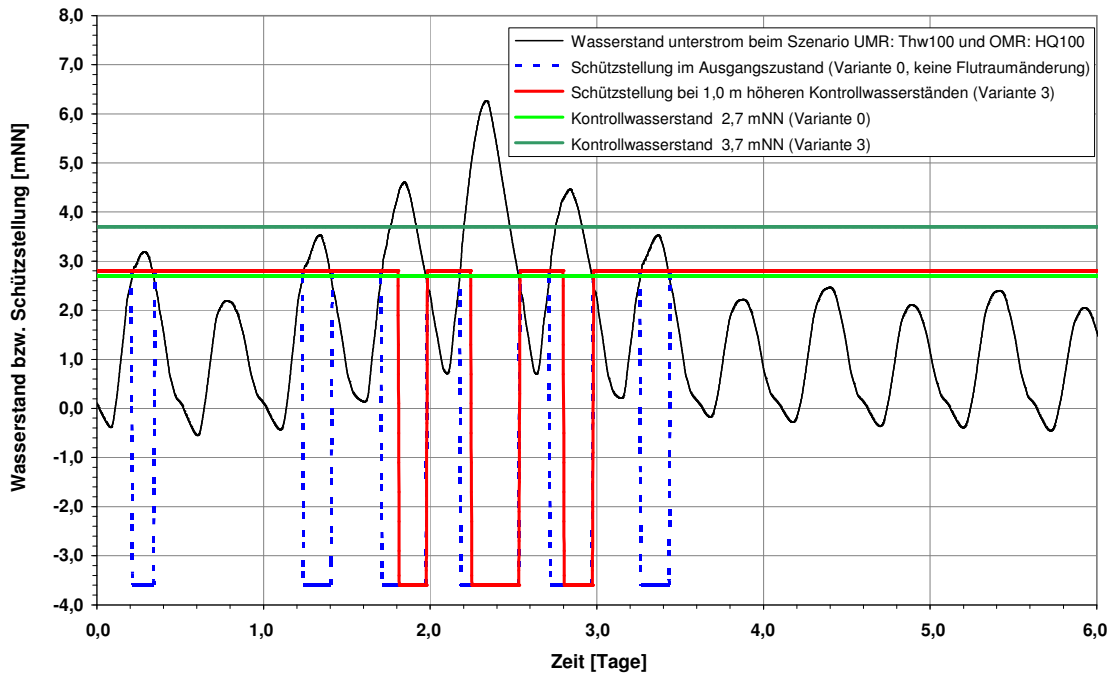
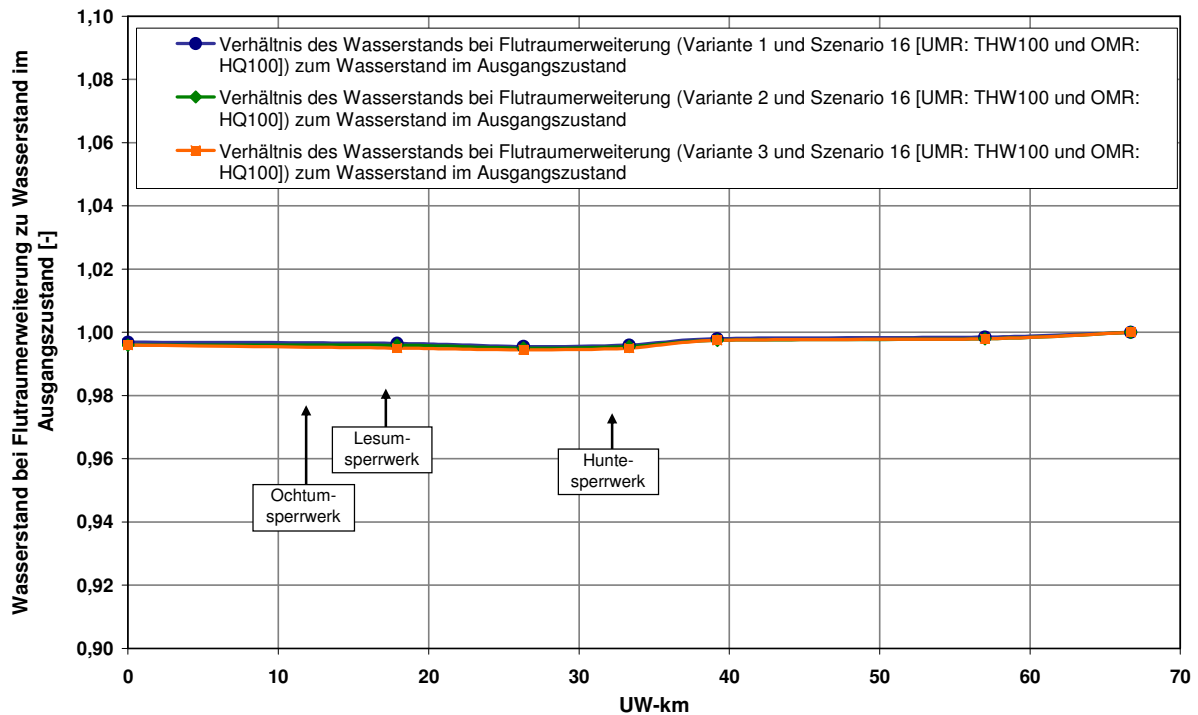


Abb. 8-40: Schützstellung der äußeren Verschlussstore des Lesumsperrwerks im Ausgangszustand (Variante 0) und bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 3, Kontrollwasserstand +1,0 m und längerer Schließzeitraum)

Liegen die Schließ- bzw. Kontrollwasserstände um 0,5 m (Variante 1) bzw. 1,0 m (Variante 2) höher sowie im Fall einer „optimierten“ Steuerung (Variante 3), ergeben sich die in Abb. 8-41 dargestellten Wasserstandsänderungen im Bereich des Sturmflutscheitels. Aufgetragen ist das Verhältnis des Wasserstands bei Flutraumerweiterung zum Wasserstand im Ausgangszustand. Minimale Auswirkungen sind im unmittelbaren Bereich der Sperrwerke zu erkennen. Es zeigt sich, dass die veränderte Steuerung nur zu marginalen Änderungen im Vergleich zur Variante 2 führt. Die sich ergebenden Scheitelwasserstände bei Variante 2 und 3 sind nahezu identisch und betragen rd. das 0,993-fache der Ausgangswasserstände (Absenkung maximal rd. 1,9 cm).



**Abb. 8-41: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch eine geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1, 2 und 3) zum Wasserstand im Ausgangszustand (H/H<sub>0</sub>) bei Einsteuerung eines Thw<sub>100</sub> am unteren Modellrand**

Die absoluten Wasserstandsänderungen im Sturmflutscheitel bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung zeigt Abb. 8-42. Abb. 8-43 und Abb. 8-44 zeigen die Wasserstandsänderungen entlang der Unterweser bei Variante 3 („optimierte“ Steuerung) und dem Szenario 6 (UMR: Thw<sub>10</sub> und OMR: HQ<sub>10</sub>). Dieses Szenario (Thw<sub>10</sub> = 4,56 mNN) entspricht nahezu dem zur Kalibrierung herangezogenen Sturmflutereignis von 1999 (Thw<sub>1999</sub> = 4,47 mNN). Bei geringeren Wiederkehrzeiten werden leicht erhöhte Wasserstandsänderungen bzw. Absenkungen erreicht. Die Wasserstände im Sturmflutscheitel betragen im Bereich der Sperrwerke rd. das 0,99-fache von denen im Ausgangszustand. In blau sind die Absenkungen für den Fall, dass die Sperrwerke während des Sturmflutscheitels bei diesem Szenario nicht schließen (Variante 9), dargestellt. Es ergeben sich deutliche Absenkungen, welche im Stadtgebiet von Bremen und im Bereich Werderland rd. 24 cm betragen, was etwa dem 0,95-fachen Wert bezogen auf die lokalen Ausgangswasserstände entspricht.



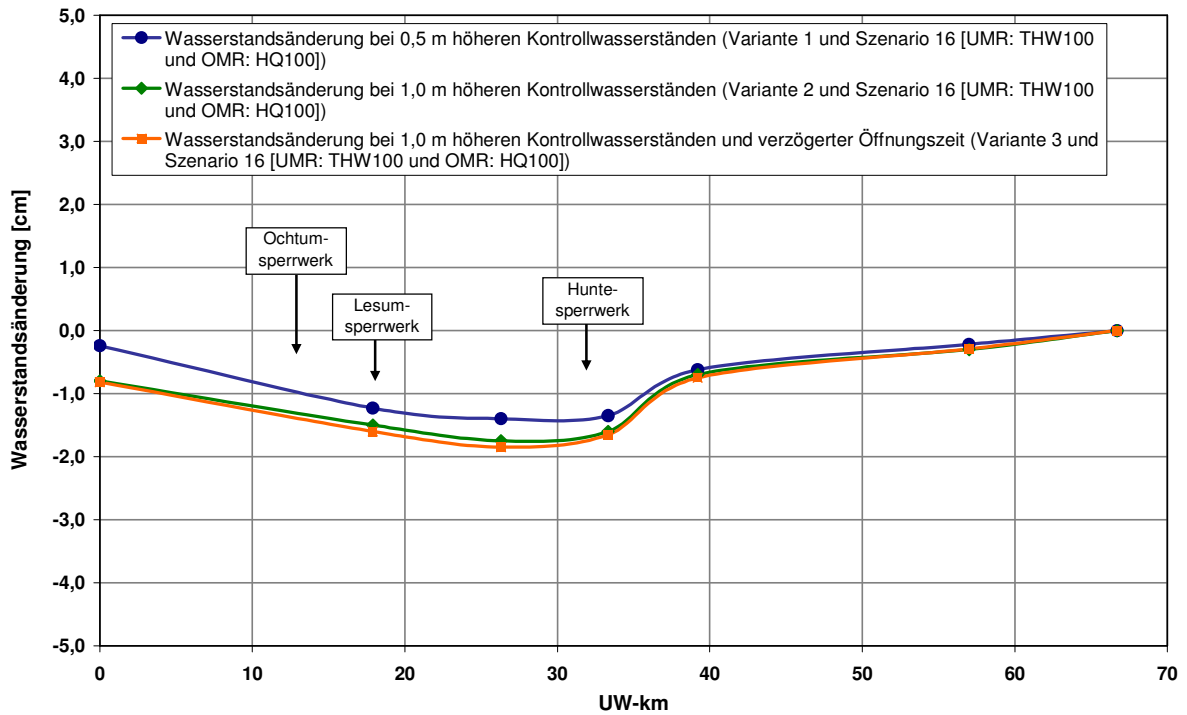


Abb. 8-42: Wasserstandsänderung entlang des Weserästuars bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1, 2 und 3)

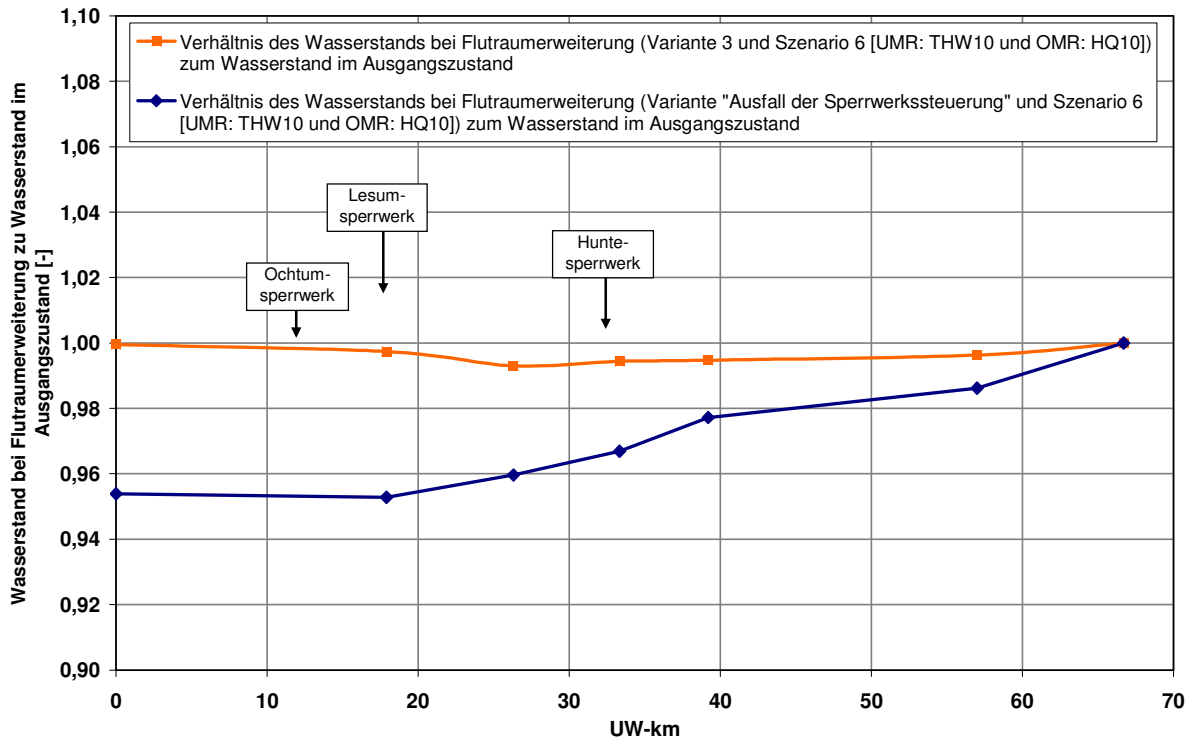
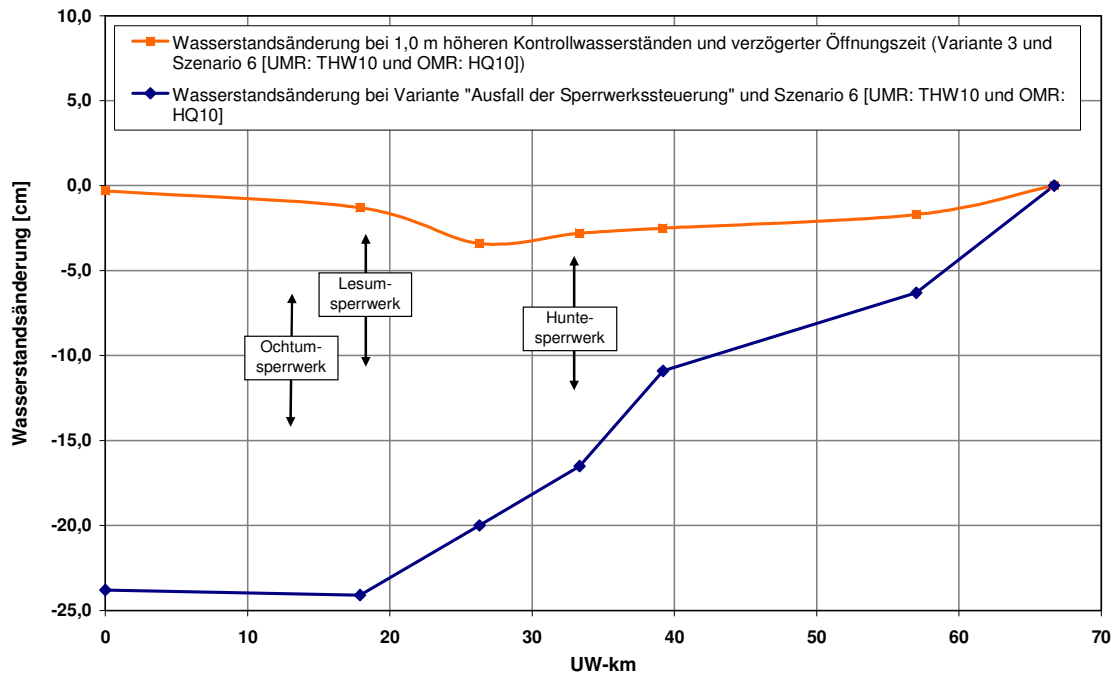
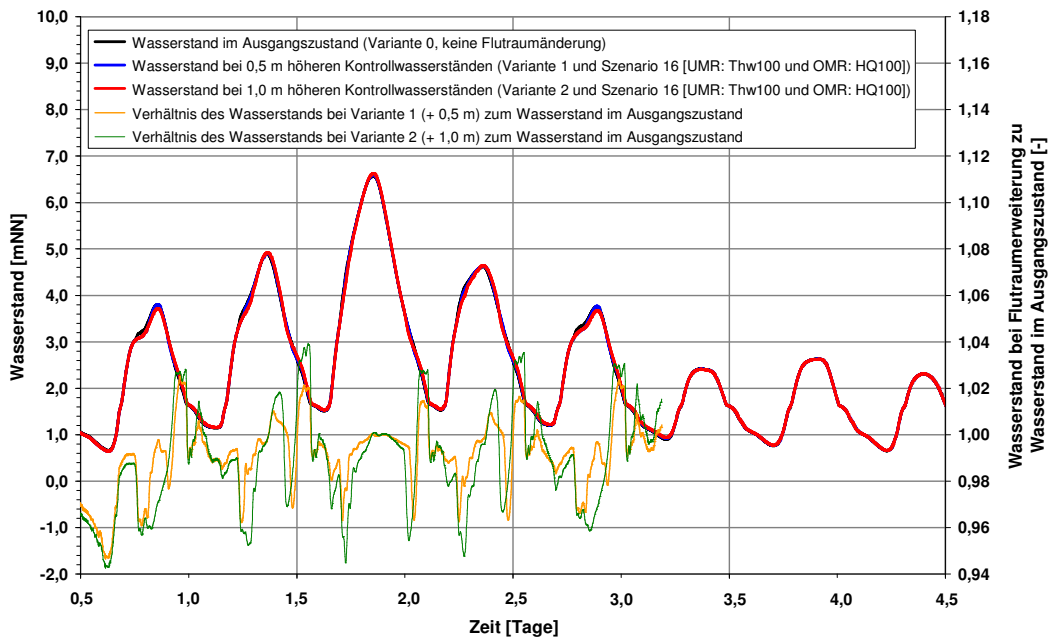


Abb. 8-43: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 3) sowie beim Lastfall „Ausfall der Sperrwerkssteuerung“ (Variante 9) zum Wasserstand im Ausgangszustand bei Einsteuerung eines Thw<sub>10</sub>



**Abb. 8-44: Wasserstandsänderung entlang des Weserästuars bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 3) sowie beim Lastfall „Ausfall der Sperrwerkssteuerung“ (Variante 9) bei Einsteuerung eines Thw<sub>10</sub> am UMR**

Die Auswirkungen einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Varianten 1 bis 2) sind für die Pegel Bremen (Große Weserbrücke) und Vegesack in Abb. 8-45 und Abb. 8-46 über die Zeit dargestellt. Die dargestellten Wasserstandsänderungen ergeben sich beim Vergleich zwischen der Steuerungsvariante zur Nullvariante.

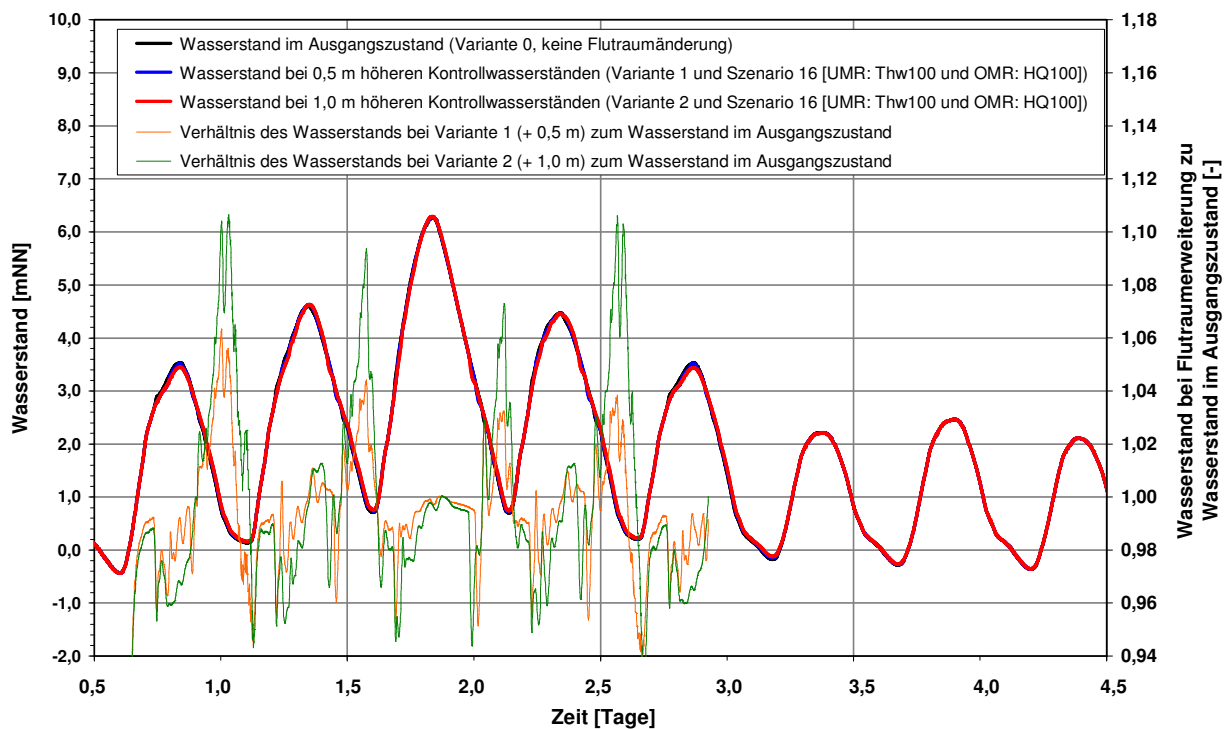


**Abb. 8-45: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände (H/H<sub>0</sub>) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1 und 2 und Szenario 16 [UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>])**



Die Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung führt beim Szenario 16 (*UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>*) i.d.R. im ansteigenden sowie im absteigenden Ast der Hochwasserwelle zu einer leichten Verringerung der Wasserstände. Die Differenzen bzw. Absenkungen sind in unmittelbarer Nähe zu den Sperrwerken am größten und nehmen zum unteren Modellrand Bremerhaven ab. Diese betragen max. rd. 20 cm, d.h. der Wasserstand aufgrund geänderter Steuerung entspricht etwa dem 0,95-fachen des Ausgangswasserstands. Im Bereich des Sturmflutscheitels sind bei Einsteuerung eines *Thw<sub>100</sub>* die Abweichungen gleich Null. Daraus folgt, dass bei Ereignissen mit einem Wiederkehrintervall *T* von 100 Jahren und mehr die Sturmflutscheitel durch diese Maßnahme der Flutraumerweiterung nicht gemindert werden können. Die aufnehmbaren Wassermengen in den Niederungsgebieten oberhalb der Sperrwerke sind im Vergleich zum Tidevolumen bei diesem Szenario minimal. Dieses Ergebnis ist identisch mit den Berechnungen anhand des idealisierten Ästuars (Kapitel 7).

Abminderungen vor und nach Erreichen der Sturmflutscheitel dienen einer Verlängerung von Vorwarnzeiten und führen zu einer Verkürzung der Belastung auf die Schutzbauwerke. Im vorliegenden Fall sind diese Wasserstandsänderungen jedoch zeitlich so begrenzt, dass die Belastungen effektiv nicht geringer sind. Da die Ereignisse Sturmflut und extremer Oberwasserzufluss im Unterweserästuar unkorreliert sind (Kapitel 8.2.3), ergibt sich für das Szenario 16 ein größeres Wiederkehrintervall als *T* = 100 Jahre. Da erhöhte Oberwasserzuflüsse jedoch nur geringe Auswirkungen auf die maximalen Wasserstände im Ästuar ausüben, ist die Eintrittswahrscheinlichkeit der Sturmflutwasserstände im Rahmen einer Risikobeurteilung grundsätzlich die entscheidende Größe.

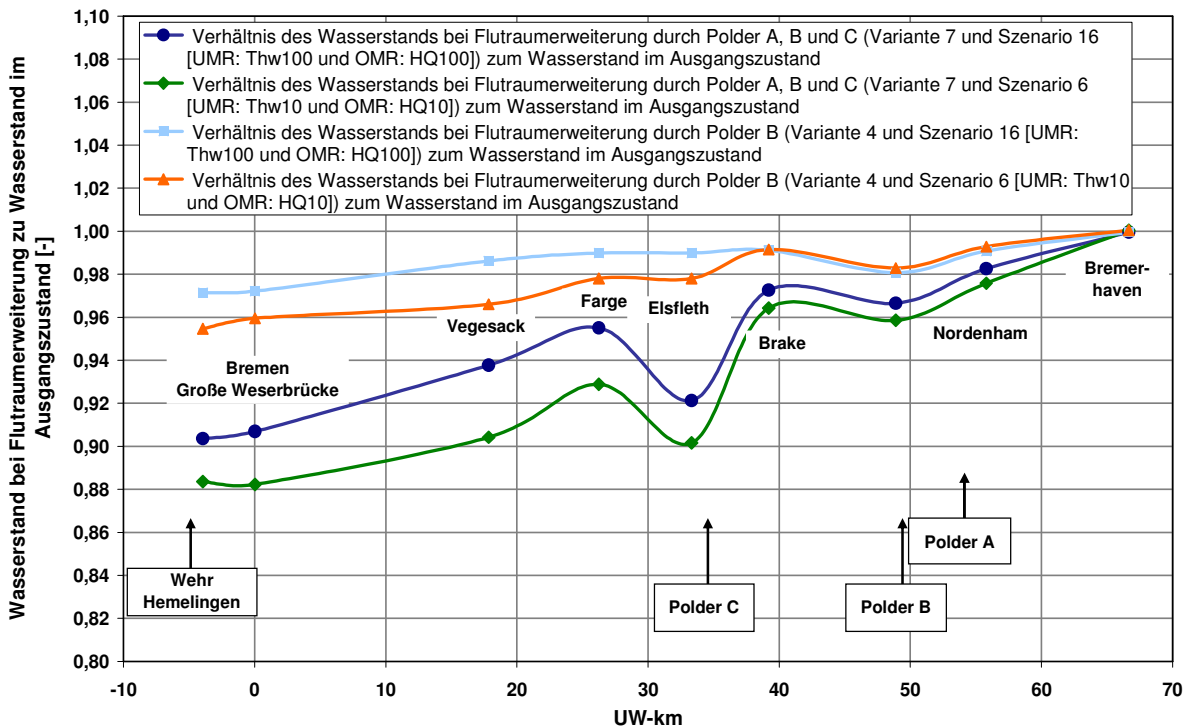


**Abb. 8-46:** Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Vegesack bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 1 und 2 und Szenario 16 [*UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>*])

### 8.6.3 Flutraumerweiterung durch Sturmflutentlastungspolder

#### 8.6.3.1 Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder B (Variante 4)

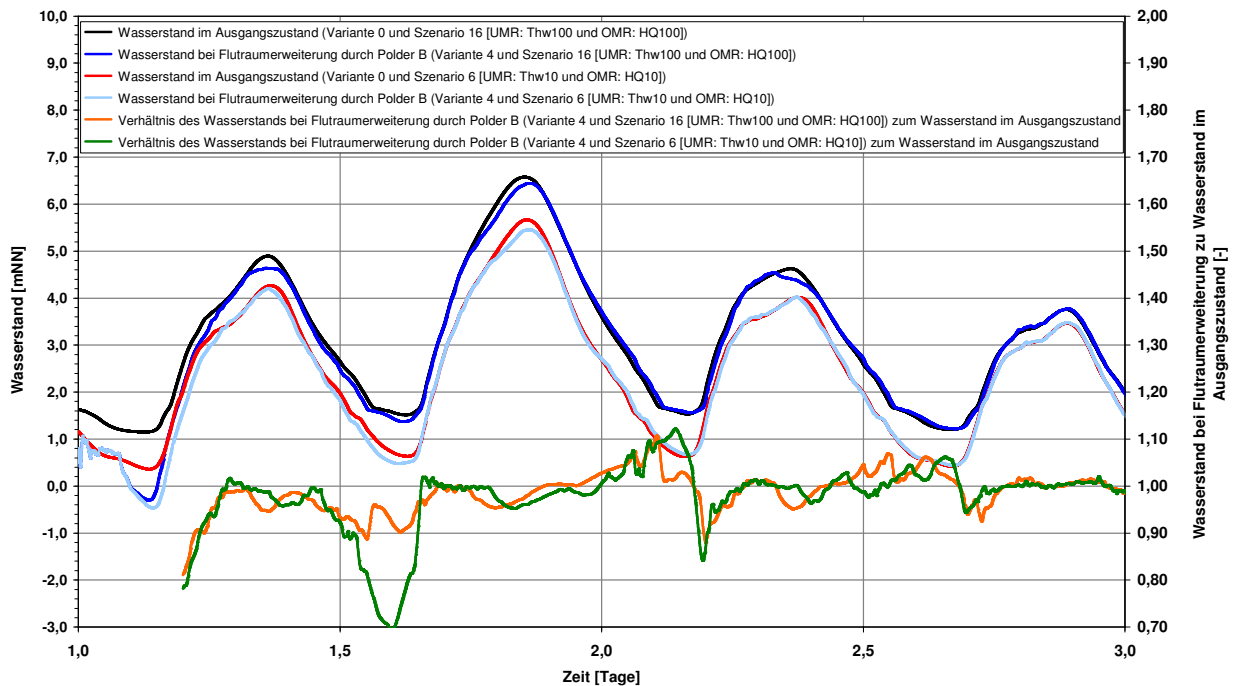
Abb. 8-47 zeigt die sich durch die Flutraumerweiterung durch Polder B ergebenden Wasserstände im Sturmflutscheitel entlang der Unterweser vom Wehr Hemelingen bei UW-km -3,95 bis Bremerhaven (UW-km 66,7). Bei einer Einzelbewirtschaftung des Sturmflutentlastungspolders B (Variante 4) entspricht die Scheitellage in Bremen beim Szenario 16 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) dem 0,97-fachen der Scheitellage im Ausgangszustand und dem 0,95-fachen beim Szenario 6 (UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ). Dies entspricht Differenzen von 19 cm bzw. 27 cm am Pegel Bremen. Die Wasserstandsquotienten erhöhen sich bis zum UMR nahezu kontinuierlich. Beim Zulaufgerinne zum Polder B (UW-km 48,9) zeigt sich bei beiden Szenarien jeweils eine Beeinflussung. In diesem Bereich entsprechen die Wasserstände dem 0,98-fachen der Ausgangswasserstände im Scheitel, bei Absenkungen von 7 bzw. 10 cm. Vergleichend sind die sich ergebenden Wasserstandsänderungen bei einer Flutraumerweiterung bei Verbundbewirtschaftung der Polder A, B und C aufgetragen.



**Abb. 8-47: Verhältnis des Wasserstands im Sturmflutscheitel bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B (Variante 4) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines  $Thw_{100}$  bzw.  $Thw_{10}$  am unteren Modellrand**

Die sich bei den Szenarien 16 und 6 über den Zeitraum der Kettentide ergebenden Wasserstandsänderungen sind in Abb. 8-48 beispielhaft für den Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei UW-km 0 dargestellt. Abb. C - 24 und Abb. C - 25 in Anhang C zeigen die Wasserstandsänderungen am Pegel Vegesack (UW-km 17,9) und Brake (UW-km 39,2). Dargestellt sind im Folgenden jeweils die simulierten Wasserstände im Ausgangszustand sowie die sich bei einer Flutraumerweiterung durch Polder ergebenden Wasserstandsganglinien. Das Verhältnis des Scheitelwasserstands bei Flutraumerweiterung zum Scheitelwasserstand im Ausgangszustand ist auf

der sekundären Achse aufgetragen. Werte größer als 1,5, welche sich bei Tidewasserständen um 0 mNN ergeben und die aus der Rückströmung des in den Fluträumen gespeicherten Wassers resultieren, sind ausgeblendet. Während sich bei Einsteuerung eines  $Thw_{10}$  am UMR die maximalen Absenkungen im jeweiligen Tidehochwasserscheitel ergeben, treten beim Ereignis mit einem Wiederkehrintervall  $T$  von 100 Jahren die größten Absenkungen vor Erreichen des Scheitels auf.



**Abb. 8-48:** Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B (Variante 4 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

### 8.6.3.2 Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder C (Varianten 5 und 6)

Abb. 8-49 zeigt die resultierenden Wasserstandsänderungen bei den Varianten 5 (Einzelbewirtschaftung des Polders C mit einem 200 m breiten Einlaufbereich) sowie 6 (Einzelbewirtschaftung bei 100 m breitem Zulaufgerinne) entlang des Unterweserästuars. Aus geringeren Breiten des Einlaufbauwerks folgen geringere Absenkungen im Sturmscheitel. An der Großen Weserbrücke (UW-km 0) betragen die Absenkungen 35 cm ( $B = 200$  m) bzw. 25 cm ( $B = 100$  m), was zu Wasserständen führt, die dem 0,95- bzw. 0,96-fachen der Ausgangswasserstände entsprechen. Die Wasserstände im Bereich der Tidegrenze entsprechen beim Szenario 16 und Variante 5 dem 0,95- und beim Szenario 6 dem 0,94-fachen der Ausgangswasserstände.

Abb. 8-50 zeigt die Wasserstandsänderung über die Kettentide beispielhaft für den Pegel Bremen (Große Weserbrücke). Abb. C - 26 und Abb. C - 27 im Anhang C zeigen die Wasserstandsänderungen über die Zeit an den Pegeln Vegesack und Brake. Im Vergleich zur Einzelbewirtschaftung des Polders B zeigt sich ein gleichmäßigerer Verlauf der Kappung der Scheitel.

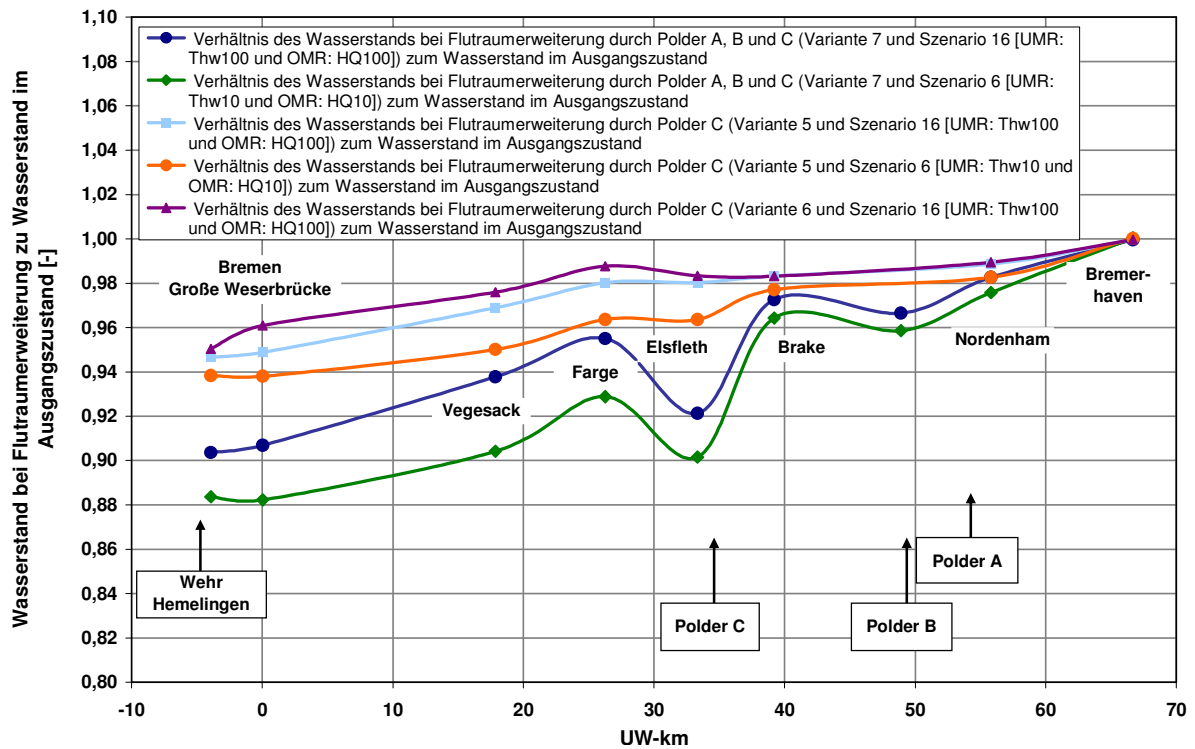


Abb. 8-49: Verhältnis des Wasserstands im Sturmflutschitel bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C (Variante 5 und 6) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines  $Thw_{100}$  bzw.  $Thw_{10}$  am unteren Modellrand

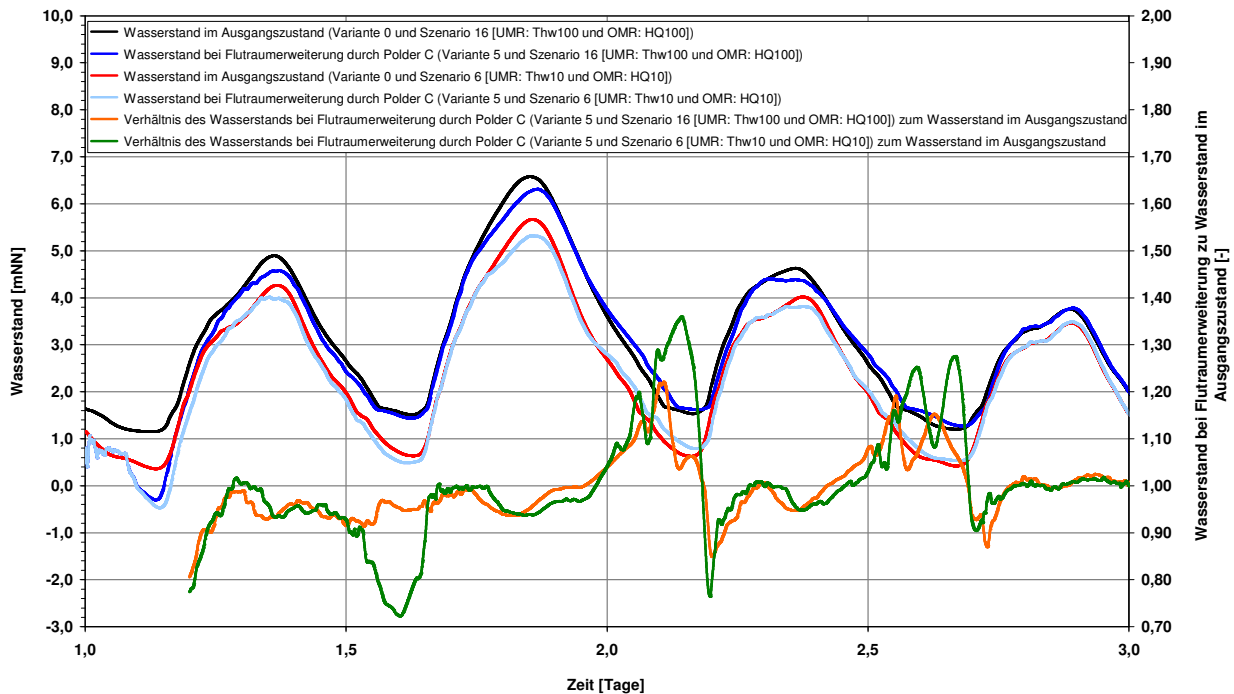


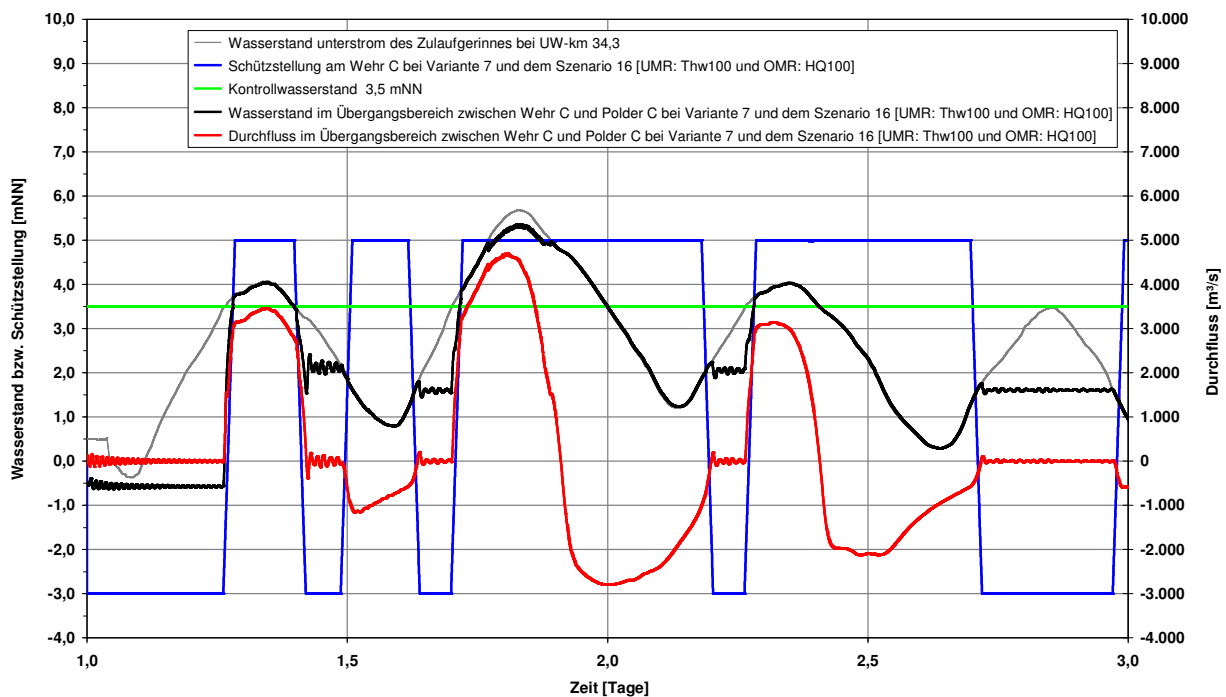
Abb. 8-50: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C (Variante 5 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

Die sich bei Einzelbewirtschaftung der Polder B (Variante 4) und C (Variante 5 und 6) ergeben-

den Schützstellungen an den Wehren im jeweiligen Zulaufgerinne beim Szenario 16 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) sind den Anhängen zu entnehmen (Abb. C - 17, Abb. C - 18 und Abb. C - 19).

### 8.6.3.3 Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C (Variante 7)

Abb. 8-51 zeigt die Steuerung des Wehres C sowie die sich beim Szenario 16 ergebenden Zustandsgrößen Wasserstand und Durchfluss im Zulaufgerinne zum Polder C. Der Verlauf der Schützstellung der Wehre A und B ist den Anhängen zu entnehmen (Abb. C - 20 und Abb. C - 21). Das Wehr C wird in Abhängigkeit des Kontrollwasserstands ( $Thw = 3,5$  mNN) gesteuert. Stellt sich während des Ebbstroms in der Weser zwischen dem Wasserstand im Polder und dem Wasserstand in der Unterweser eine Differenz von größer Null ein, wird bzw. bleibt das Wehr geöffnet und der Entleerungsvorgang setzt ein. Nach dem Ebbstromkenterpunkt bleiben die Einlaufbauwerke rd. 2,0 Stunden geschlossen. Die Sohle des Zulaufgerinnes liegt beim Polder B und C auf NN - 3,0 m, beim Polder A auf NN - 1,5 m.

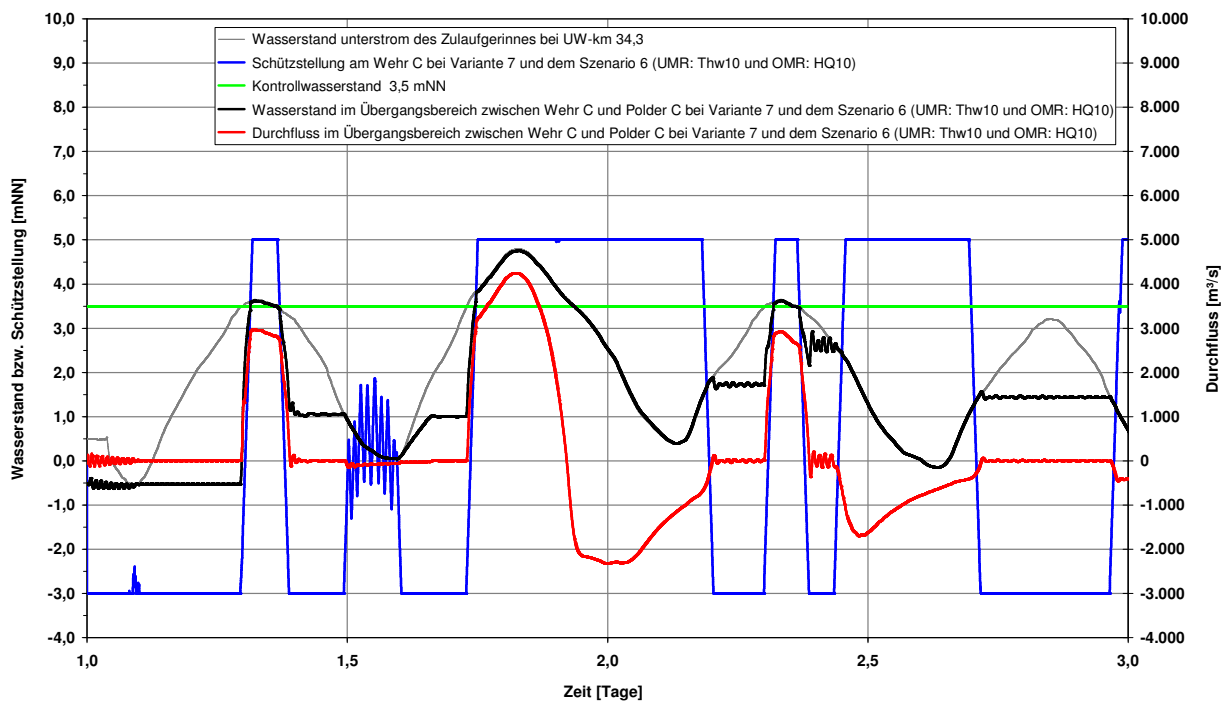


**Abb. 8-51: Verlauf der Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr C und Polder C (Variante 7 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])**

Dem Polder C fließen bei Variante 7 im Sturmflutscheitel rd.  $4.650 \text{ m}^3/\text{s}$  zu (rote Kurve in Abb. 8-51), bei der Vortide rd.  $3.400 \text{ m}^3/\text{s}$  und bei der Nachtide rd.  $3.140 \text{ m}^3/\text{s}$ . Am Polder B betragen die Einströmraten maximal  $4.950 \text{ m}^3/\text{s}$  und am Polder A maximal rd.  $2.375 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die maximalen Durchflüsse werden zumeist vor Erreichen des jeweiligen Scheitelpunkts der Tidewelle erreicht. Die sich während der Niedrigwasserphasen maximal ergebenden Ausströmraten betragen rd.  $2.800 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Polder C,  $3.050 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Polder B und  $1.430 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Polder A. Der Wasserstand im Zulaufbereich zum Polder C erhöht sich im Verlauf der Kettentide von  $-0,5$  mNN auf rd.  $2,0$  mNN im Anschluss an die Vortide und sinkt aufgrund zurückfließender Wassermassen leicht auf etwa  $1,6$  mNN ab. Während des Sturmflutscheitels sind die Wasserstände im Tidefluss so-

wie im Zulaufgerinne nahezu identisch und betragen beim Schließen der Schütze wiederum 2,0 mNN. Durch die jeweils lange Phase der Rückströmung nach Flutstromkenterung sinken die Wasserstände in Polder C im Anschluss an die Nachtide mit einem  $T_{nw}$  in Höhe von 0,18 mNN auf Höhen von rd. 1,6 mNN, was in etwa den Wasserständen vor dem Sturmflutscheitel entspricht. In den darauf folgenden Tideniedrigwasserphasen kommt es zu einer vollständigen Entleerung des Entlastungspolders und zu den Ausgangswasserständen.

Beim Szenario 6 kommt es aufgrund der geringeren Wasserstände zu kürzeren Öffnungszeiten des Wehres C und damit auch zu geringeren Einströmraten bis max. 4.250 m<sup>3</sup>/s. Die Steuerung beim Szenario 6 ist in Abb. 8-52 dargestellt.



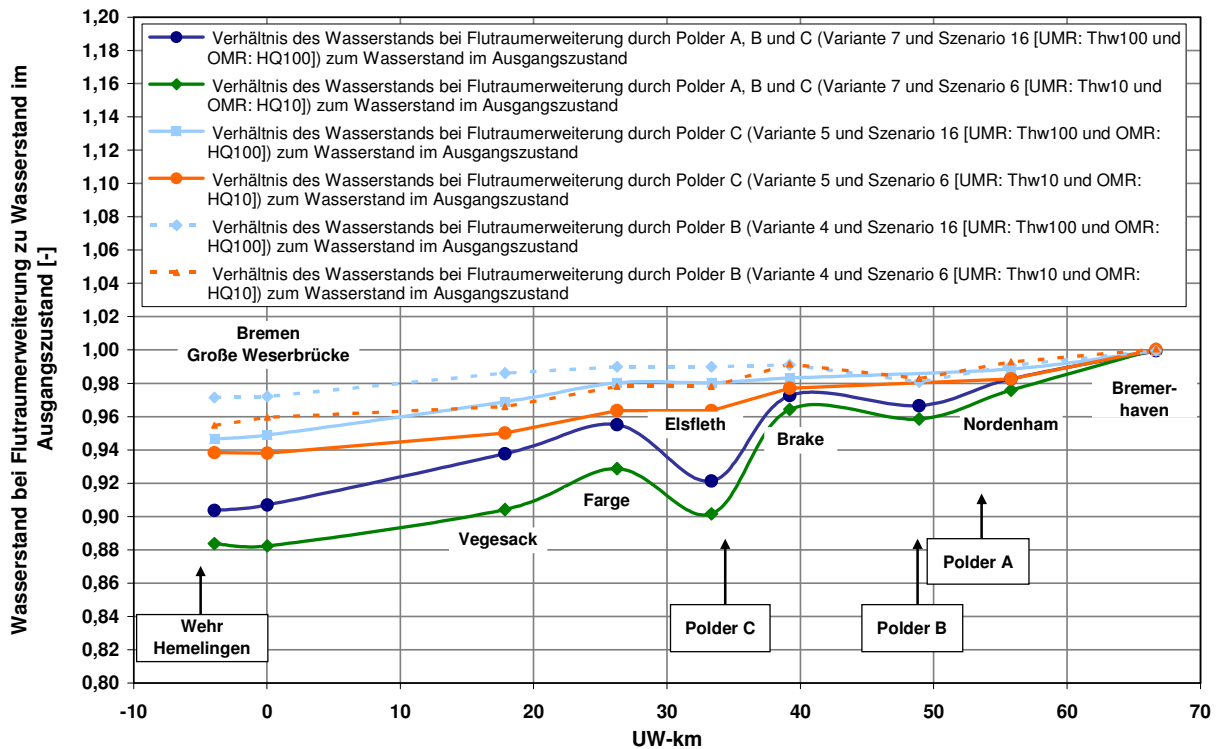
**Abb. 8-52: Verlauf der Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr C und Polder C (Variante 7 und Szenario 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])**

Im Folgenden sind die Auswirkungen einer Verbundbewirtschaftung der Sturmflutentlastungspolder (Variante 7) auf die Tidewasserstände entlang der Unterweser (Abb. 8-53) sowie über die Zeit im Bereich des Pegels Bremen (Große Weserbrücke) (Abb. 8-54) dargestellt. Gaglienien an den Pegeln Vegesack (Abb. C - 28) und Brake (Abb. C - 29) sind Anhang C zu entnehmen. Dabei werden bei Darstellung von Längsschnitten jeweils die Auswirkungen im Sturmflutscheitel betrachtet. Die Wasserstandsänderungen im gesamten Verlauf der betrachteten Kettentiden lassen sich aus den Darstellungen über die Zeit ableiten.

Die Wasserstände im Sturmflutscheitel betragen im Stadtgebiet von Bremen beim Szenario 16 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) und bei einer Flutung der Polder A, B und C (Variante 7) rd. das 0,91-fache von denen im Ausgangszustand (Absenkung von bis zu 64 cm). Entlang der Unterweser ergeben sich Verhältnisse des Scheitelwasserstands bei Flutraumerweiterung zum Scheitelwasserstand ohne Maßnahme zwischen 0,90 (-62 cm) am Pegel Weserwehr und 0,98 (-9 cm) am Pegel Nordenham (Abb. 8-53). Daraus lässt sich schließen, dass sich die maxima-



len Absenkungen oberstrom der Zulaufgerinne mit der einlaufenden Tidewelle fortsetzen. Zum Vergleich sind die Wasserstandsänderungen bei Einzelbewirtschaftung der Polder B und C dargestellt. Auf Höhe des Zulaufgerinnes zum Polder C zeigt sich bei Verbundbewirtschaftung der Entlastungspolder eine deutliche Wasserstandsänderung. Dies ist in abgeschwächter Form auch beim Zulauf zum Polder B zu erkennen.

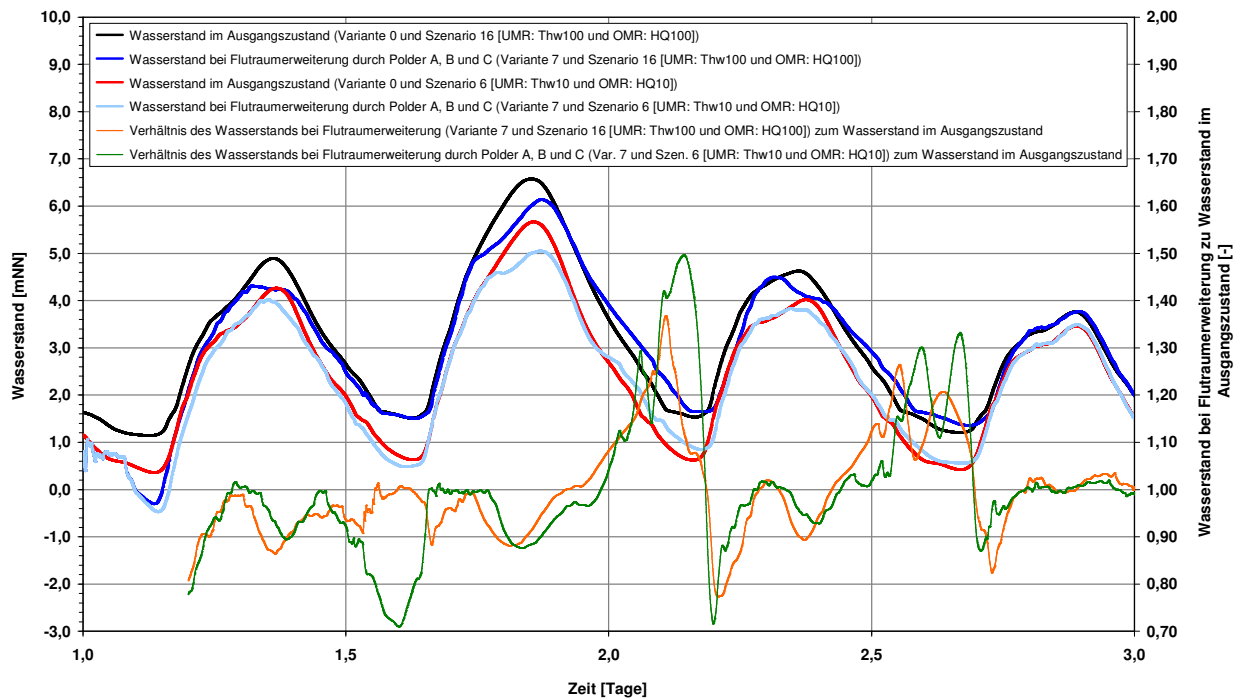


**Abb. 8-53: Verhältnis des Wasserstands bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B bzw. C (Variante 7) zum Wasserstand im Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) bei Einsteuerung eines  $Thw_{100}$  bzw.  $Thw_{10}$  am unteren Modellrand**

Anhand der Darstellungen über die Zeit ist zu erkennen, dass die Polder ab einem unterstrom erreichten Wasserstand von  $Thw = 3,5$  mNN geflutet werden. Während der Tidehochwasserphasen der Kettentide können die Wasserstände jeweils deutlich gesenkt werden. Im Verlauf der Kettentide ergeben sich beim Szenario 16 in den der Tidehochwasserphasen Wasserstandsquotienten von bis zu 0,87 am Pegel Bremen (Abb. 8-54).

Beim Szenario 6 ( $UMR: Thw_{100}$  und  $OMR: HQ_{100}$ ) ergeben sich ähnliche Verhältniswerte. Es ist auffällig, dass diese während der  $Thw$ -Scheitel im Verlauf der Kettentide nahezu gleich groß sind. Die maximalen Wasserstandsdifferenzen zwischen den Ebb- und Flutstromkenterpunkten betragen zwischen 64 cm (Szenario 16) und 66 cm (Szenario 6) am Pegel Weserwehr Unterwasser und 9 bzw. 10 cm am Pegel Nordenham, d.h. identisch zu den Auswirkungen im Scheitel. Etwa im Sturmflutscheitel ergeben sich die maximalen Absenkungen, was bedeutet, dass die Flutung der Entlastungspolder zum korrekten Zeitpunkt einsetzt. Ein Aussetzen der Flutung der Polder bei der Vortide führt nicht zu nennenswert höheren Absenkungen. Ab einem Wasserstand von etwa  $Thw = 4,5$  mNN in der Unterweser setzt beim Szenario 16 ein Rückströmen des in den Fluträumen gespeicherten Wassers ein. Die Einlaufbauwerke bleiben etwa bis zu den Ebbstromkenterpunkten geöffnet. Die auf die Scheitel folgenden Tideniedrigwasser liegen

sowohl bei Einsteuerung eines  $Thw_{100}$  als auch bei Einsteuerung eines  $Thw_{10}$  erhöht und betragen unterhalb von Bremen zum Teil mehr als das 1,5-fache der Ausgangswasserstände. Die Erhöhungen verglichen zum Zustand ohne Flutraumerweiterung betragen absolut zwischen 43 cm beim Szenario 6 und 58 cm beim Szenario 16 am Pegel Bremen, 62 cm bzw. 83 cm am Pegel Vegesack (Abb. C - 28) und 72 cm bzw. 52 cm am Pegel Brake (Abb. C - 29). Diese Wasserstandserhöhungen während Tideniedrigwasser sind für die Schutzelemente unkritisch. Durch die Flutung der Entlastungspolder erreicht die Flutwelle die oberhalb liegenden Flussabschnitte mit einer zeitlichen Verzögerung, welche in Bremen rd. 30 min beträgt (Abb. 8-54).



**Abb. 8-54: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C (Variante 7 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])**

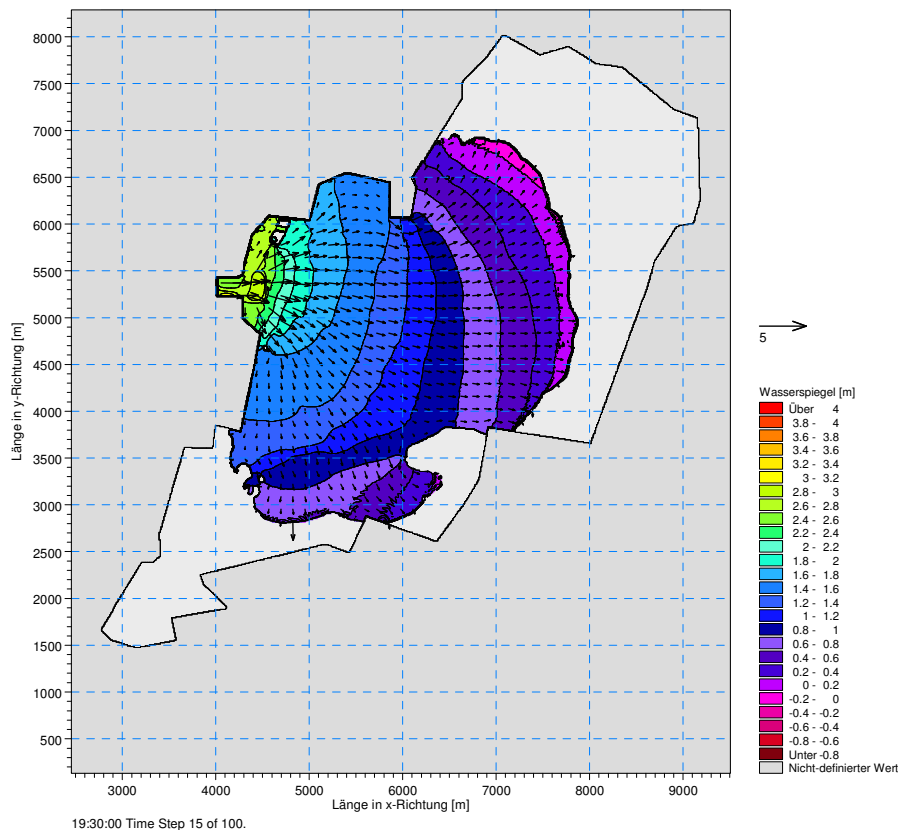
Während des auf den Sturmflutspitze folgenden Tidehochwassers beträgt die Absenkung noch rd. 47 cm (0,9-fache des Ausgangswasserstands). Das bedeutet, dass das in die Sturmflutentlastungspolder geflossene Volumen innerhalb der Tideniedrigwasserphasen in einem Maß zurückströmt, so dass ausreichend Flutraum für folgende Sturmflutereignisse vorhanden ist.

#### 8.6.3.4 Flutungs- und Entleerungsverlauf in den Entlastungspoldern A, B und C (Variante 7)

Abb. 8-55 zeigt die Wasserspiegellage im Entlastungspolder C sowie die Strömungsgeschwindigkeiten und -richtungen während des Füllvorgangs rd. 2 Stunden nach Beginn der Flutung bei der Vortide. Die Höhe der Wasserstände sinkt von rd. 2,7 mNN im Bereich des Einlaufbauwerks auf unter 0 mNN ab. Der Flutungsprozess ist von der Geländegeometrie abhängig und setzt zunächst in tiefer gelegenen Rinnen und Geländemulden ein. In Polder C wird die Ausbreitung durch erhöhte Flächen teilweise verhindert bzw. verzögert. Die Strömungsgeschwindigkeiten



betragen zu diesem Zeitpunkt in Poldermitte zwischen 0,85 m/s bis 0,95 m/s und im Bereich des Zulaufgerinnes bis zu 2,5 m/s. Die während des Einströmvorgangs recht hohen Strömungsgeschwindigkeiten lassen sich durch eine andere Dimensionierung und Gestaltung der Einlaufbauwerke (insbesondere größere Breiten) verringern. Konstruktive Maßnahmen zur Geschwindigkeitsverringern führen jedoch zwangsläufig zu geringeren Wirkungsgraden der Polder. Die Flutungsprozesse im Bereich der weiteren Polder zum gleichen Zeitpunkt sind Anhang C zu entnehmen (Abb. C - 30 und Abb. C - 31).



**Abb. 8-55: Wasserspiegeloberfläche und Strömungsverhältnisse während der Flutung des Entlastungspolders C (rd. 2 Stunden nach Flutungsbeginn)**

Nach Flutstromkenterung sind die gesamten Polderflächen mit Wasser bedeckt und die Strömungsgeschwindigkeiten tendieren gegen Null. Die Wasserstände in den Entlastungspoldern erhöhen sich in Abhängigkeit der Wasserstände im Tidestrom, wobei aufgrund von Reibungseffekten eine zeitversetzte Kenterung zu beobachten ist (Abb. 8-56). Während des Sturmflut-scheitels werden bei einer Wassertiefe von max. 4,9 mNN im Entlastungspolder C ca. 91,6 Mio. m<sup>3</sup> zurückgehalten. Die Wasserstände in den Poldern A und B betragen maximal 4,80 mNN bzw. 4,85 mNN. Abb. 8-56 und Abb. 8-57 zeigen, dass etwa 2,5 Stunden nach Kenterung eine deutliche Entleerung einsetzt, bei der insgesamt rd. 9,8 Mio. m<sup>3</sup> Flutwasser in den Tidefluss zurückströmen. Im Polder C strömt das Wasser in Richtung des Wehres C, so dass sich in Poldermitte bis zum Zeitpunkt des Schließens rd. 2,9 m geringere Wasserstände (H = 2 mNN) ergeben. Bei Wasserständen von 3,50 mNN im Polder betragen die Strömungsgeschwindigkeiten rd. 0,25 m/s in der Mitte des Flutraums und bis zu 2,40 m/s im Wehrbereich. Dies zeigt sich vergleichbar auch bei den Poldern A und B. Während des nachfolgenden extremen Tidehochwassers steht in den Poldern nur noch ein Teil des Flutraums zur Verfügung.

Dennoch lässt sich der folgende Scheitel in der Unterweser merklich kappen.

Im Anschluss an diese Entleerungsphase befinden sich noch rd. 37,8 Mio. m<sup>3</sup> im Polder C, nach einer weiteren Tideniedrigwasserphase mit einem Rückfluss von 38,4 Mio. m<sup>3</sup> noch rd. 29,6 Mio. m<sup>3</sup> bei einem Wasserstand von ca. 1,60 mNN. Damit wird mehr als die Hälfte des gespeicherten Wassers in den Tidefluss abgeschlagen bzw. zurückgeführt.

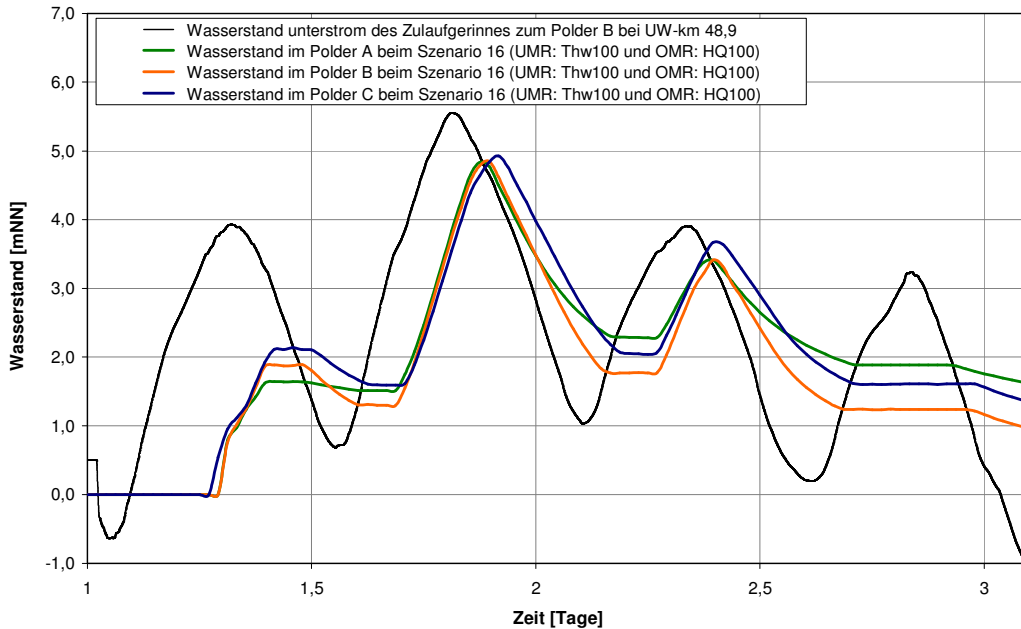


Abb. 8-56: Wasserstände in den Entlastungspoldern A, B und C (Variante 8) während der Ketten- tide beim Szenario 16 (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>)

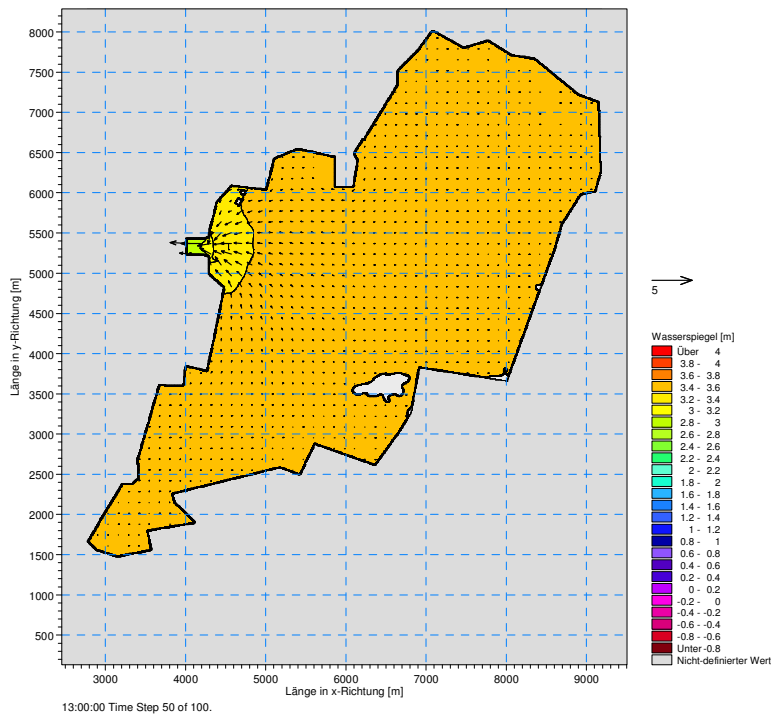


Abb. 8-57: Wasserspiegeloberfläche und Strömungsverhältnisse während des Entleerungsvor- gangs des Entlastungspolders C (rd. 2,5 Stunden nach dem Sturmflutscheitel)

Tab. 8-14 bilanziert die in die Polder strömenden Wassermengen und gibt den sich jeweils ergebenden maximalen Wasserspiegel an. Das Tidevolumen beträgt beim Szenario 16 während der Vortide rd. 259,1 Mio. m<sup>3</sup>, während der Haupttide rd. 388,1 Mio. m<sup>3</sup> und während der Nachttide rd. 163,0 Mio. m<sup>3</sup>.

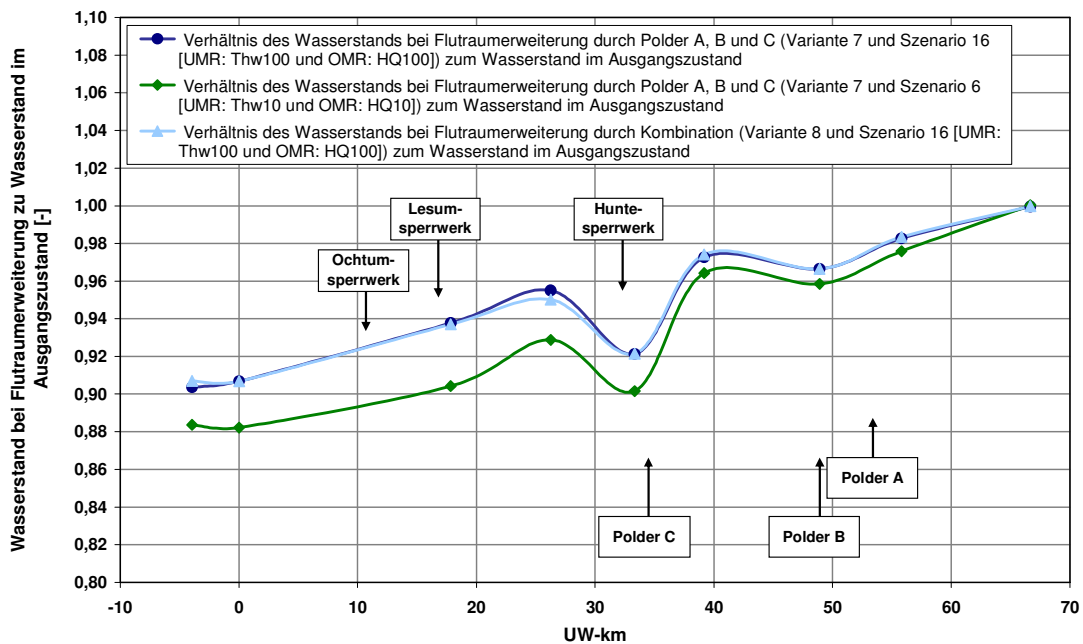
**Tab. 8-14: Wasserstände in den Entlastungspoldern A, B und C (Variante 8) im Verlauf der Kettentide und Zuflussmengen beim Szenario 16 (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>)**

	Zufluss (Vortide) [Mio. m <sup>3</sup> ]	Zufluss (Sturmflut-tide) [Mio. m <sup>3</sup> ]	max. Wasser-stand [mNN]	Rückfluss (nach Sturm-fluttide) [Mio. m <sup>3</sup> ]	Zufluss (Nachtide) [Mio. m <sup>3</sup> ]	Wasser-stand (nach Nachtide) [mNN]
Polder A	13,3	30,9	4,80	-23,7	10,5	3,38
Polder B	38,9	68,5	4,85	-59,5	31,4	3,42
Polder C	39,1	62,3	4,90	-53,8	30,2	3,67
Summe	91,3	161,7	--	-137,4	72,1	--

Bei Erreichen des MTnw (rd. 1,5 Tage nach dem Sturmflutscheitel) befinden sich noch rd. 13,0 Mio. m<sup>3</sup> (Polder A), 21,3 Mio. m<sup>3</sup> (Polder B) und 25,3 Mio. m<sup>3</sup> (Polder C) in den Fluträumen bei Wasserständen von 1,60 mNN im Polder A, 0,98 mNN im Polder B sowie 1,35 mNN im Polder C.

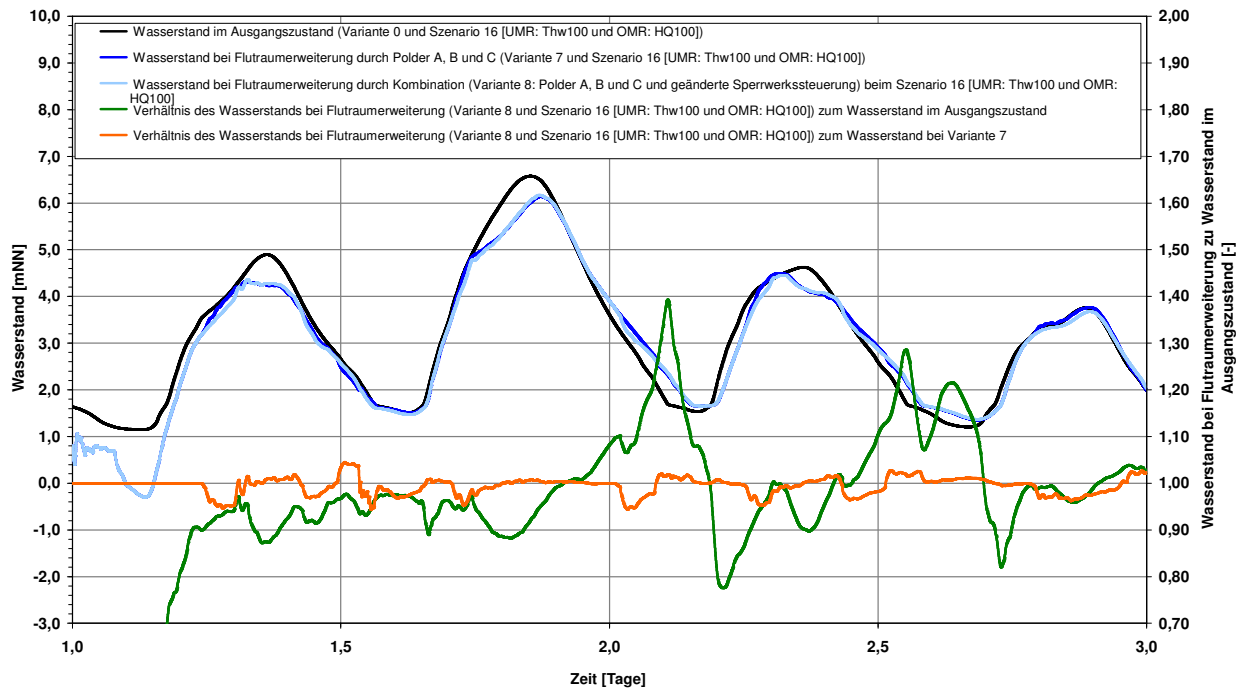
### 8.6.4 Flutraumerweiterung durch Kombination von Entlastungspoldern und geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8)

Eine Kombination der Risikosteuerungsmaßnahmen (Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C und geänderte Sperrwerkssteuerung, Variante 8) führt nicht zu einer über die Rechengenauigkeit hinausgehenden weiteren Absenkung (Abb. 8-58).



**Abb. 8-58: Verhältnis des Wasserstands bei einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8) zum Wasserstand im Ausgangszustand bei Einsteuerung eines Thw<sub>100</sub> am unteren Modellrand**

Da die alleinige Flutraumerweiterung durch verzögerte Schließzeiten an den Sperrwerken im Sturmflutscheitel beim Szenario 16 (*UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>*) keine Auswirkungen zeigt können auch bei einer Kombination der Steuerungsmaßnahmen keine weitergehenden Absenkungen erreicht werden. Geringfügige Änderungen ergeben sich im ansteigenden und abfallenden Ast der Tidewelle (Abb. 8-59). Die Darstellungen über die Zeit an den Pegeln Vegesack und Brake sind Anhang C zu entnehmen (Abb. C - 32 und Abb. C - 33).



**Abb. 8-59: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Bremen (Große Wasserbrücke) bei einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8 und Szenario 16 [*UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>*])**

### 8.6.5 Ergebnisse der Steuerungsmaßnahmen

Zur Analyse der Wirksamkeit gesteuerter Schutzelemente wurden die resultierenden Tidewasserstände bei geänderter Sperrwerkssteuerung sowie bei Einzelbewirtschaftung und bei Verbundbewirtschaftung von Sturmflutentlastungspoldern im Bereich der Unterweser ermittelt. Tab. 8-15 fasst die maximalen Wasserstandsänderungen im Sturmflutscheitel zusammen.

Bei einer Flutraumerweiterung durch ausreichend dimensionierte Entlastungspolder können die Sturmflutscheitel im Gegensatz zu einer Flutraumerweiterung durch eine geänderte Sperrwerkssteuerung merklich gekappt werden und dies insbesondere im Stadtgebiet von Bremen. Die Einzelbewirtschaftung der Entlastungspolder A und B zeigt aufgrund der Lage der Polder (Nähe zur Nordsee) eine geringere Wirkung auf die Tidewasserstände oberstrom der jeweiligen Zulaufgerinne als der Einzelbetrieb des weiter im Landesinneren gelegenen Polders C (Abb. 8-60).

Tab. 8-15: Relative und absolute Wasserstandsänderungen im Sturmflutscheitel bei Maßnahmen zur Flutraumerweiterung bzw. Risikosteuerung

	Wasserstandsänderung beim Szenario 16 (UMR: Thw <sub>100</sub> und OMR: HQ <sub>100</sub> )		Wasserstandsänderung beim Szenario 6 (UMR: Thw <sub>10</sub> und OMR: HQ <sub>10</sub> )	
	H/H <sub>0</sub> [-]	absolut [cm]	H/H <sub>0</sub> [-]	absolut [cm]
<b>Variante 1</b> Sperrwerk: Kontrollwasserstände +0,5 m	0,995	-1,4	--	--
<b>Variante 2</b> Sperrwerk: Kontrollwasserstände +1,0 m	0,995	-1,8	--	--
<b>Variante 3</b> Sperrwerk: "optimierte" Steuerung	0,994	-1,9	0,993	-3,4
<b>Variante 4</b> Polder B	0,97	-19	0,95	-26
<b>Variante 5</b> Polder C	0,95	-35	0,94	-35
<b>Variante 6</b> Polder C (Breite Einlaufbauwerk: 100 m)	0,96	-25	--	--
<b>Variante 7</b> Polder A, B und C	0,9	-64	0,88	-67
<b>Variante 8</b> Polder A, B und C und Kontrollwasserstände +1,0 m	0,9	-65	--	--
<b>Variante 9</b> Ausfall der Sperrwerkssteuerung	--	--	0,95	-24,1

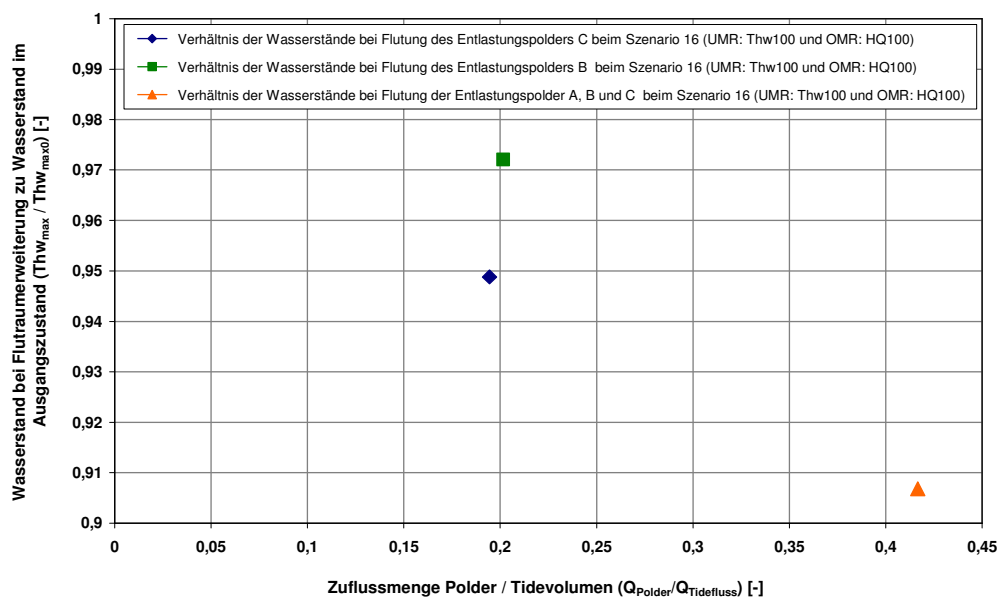


Abb. 8-60: Verhältnis des Wasserstands am Pegel Bremen bei einer Flutraumerweiterung durch Polder zum Ausgangszustand ( $H/H_0$ ) gegenübergestellt zum Verhältnis des Zuflusses in die Polder zum Tidevolumen ( $Q_{\text{Polder}}/Q_{\text{Tide}}$ ) beim Szenario 16

Insgesamt ergeben sich für das Ästuar der Unterweser aufgrund der Flutraumerweiterungen Wasserstandsänderungen, welche vergleichbar zu denen beim idealisierten Ästuar (Kapitel 7.10) sind. Eine sehr gute Übereinstimmung ergibt sich bei geänderter Sperrwerkssteuerung sowie bei Einzelbewirtschaftung von Sturmflutentlastungspoldern. Für das Unterweserästuar zeigt eine Verbundbewirtschaftung der Polder eine höhere Wirksamkeit als aufgrund der Untersuchungen anhand des idealisierten Ästuars zu erwarten war. Auch die Scheitel des Tidehochwassers im Anschluss an den Sturmflutscheitel können entlang des oberen Weserästuars um rd. das 0,9-fache der Ausgangswerte gesenkt werden (Abb. 8-59). Neben der Abminderung der Scheitelwasserstände sind die positiven Wirkungen der simulierten Wasserstandsminderungen im ansteigenden und abfallenden Ast der Sturmflutwelle nicht zu vernachlässigen, da diese einen Beitrag zur Entlastung der Schutzbauwerke liefern. Bei Kettentiden ist die grundsätzliche Wirksamkeit von Sturmflutentlastungspoldern damit gegeben.

Bei einer Flutraumerweiterung durch Polder sind Aspekte, wie die theoretische Leistungsgrenze bei der Flutung zu beachten. Die Simulationen ergaben hohe Zuflussraten, Strömungsgeschwindigkeiten und Einstauhöhen. Weiterhin zeigte sich, dass bei Kettentiden rd. die Hälfte des in den Fluträumen gespeicherten Wassers in Tideniedrigphasen wieder abgeschlagen werden muss, um bei folgenden extremen Tidewasserständen erneut eine signifikante Kappung der Scheitel erzielen zu können. Für eine effektive Wirkungsweise der Flutraumerweiterung durch Polder, ist eine gesteuerte Flutung und Entleerung notwendig, da ungesteuerte Polder auch in nicht notwendigen Phasen geflutet werden. Sofern die Entlastungspolder erst bei definierten Kontrollwasserständen geflutet werden, kommt es zu einer effektiven Kappung des Scheitels. Grundsätzlich ist zu bedenken, dass für die Errichtung von Sturmflutentlastungspoldern einschließlich einer Steuerung mit erheblichen Kosten zu rechnen ist. Auch die Unterhaltungs-, Instandhaltungs- und Betriebsaufwände sind zu berücksichtigen. Diesen Kosten sind die Minderkosten aufgrund nicht zu erhöhender Deiche sowie als Nutzen die potentiell schadenverhindernde Wirkung gegenüberzustellen. Für Überlegungen zum Einsatz in der Praxis sind damit Kosten-Nutzen-Betrachtungen heranzuziehen. Detaillierte Methoden zur Anwendung der Nutzen-Kosten-Analyse in der Wasserwirtschaft finden sich u.a. bei BRONSTERT ET AL. (2004).

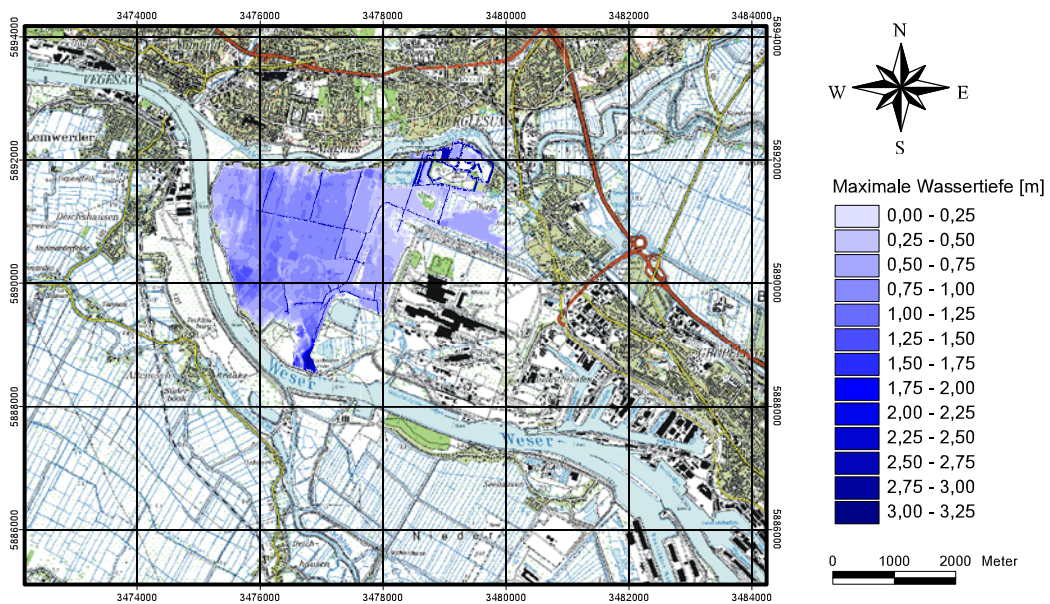
Es konnte gezeigt werden, dass ausreichend dimensionierte und topographisch vorteilhaft gelegene Sturmflutentlastungspolder in ihrer Wirkung eine Alternative zu einer Deicherhöhung darstellen können. Eine merkliche Beeinflussung der Sturmflutscheitelwasserstände erfolgt nur dann, wenn aus dem Tidefluss sehr große Wassermengen abgeschlagen und zwischengespeichert werden, was sich auch bei vergangenen Deichbrüchen während Sturmfluten im Bereich der Tideästuare zeigte. Eine geänderte Sperrwerkssteuerung (kürzere Schließzeiten) unter Ausnutzung des oberhalb liegenden Retentionsraums führt zu minimalen Wasserstandsänderungen im Sturmflutscheitel und ist für das Unterweserästuar als Risikosteuerungsmaßnahme nicht geeignet. Mit dem gewählten Modellverfahren können die Berechnungen in Echtzeit erfolgen, so dass ein Einsatz nicht nur zu Planungszwecken erfolgen kann, sondern auch operativ.

## **8.7 Risikominderung am Beispiel Werderland**

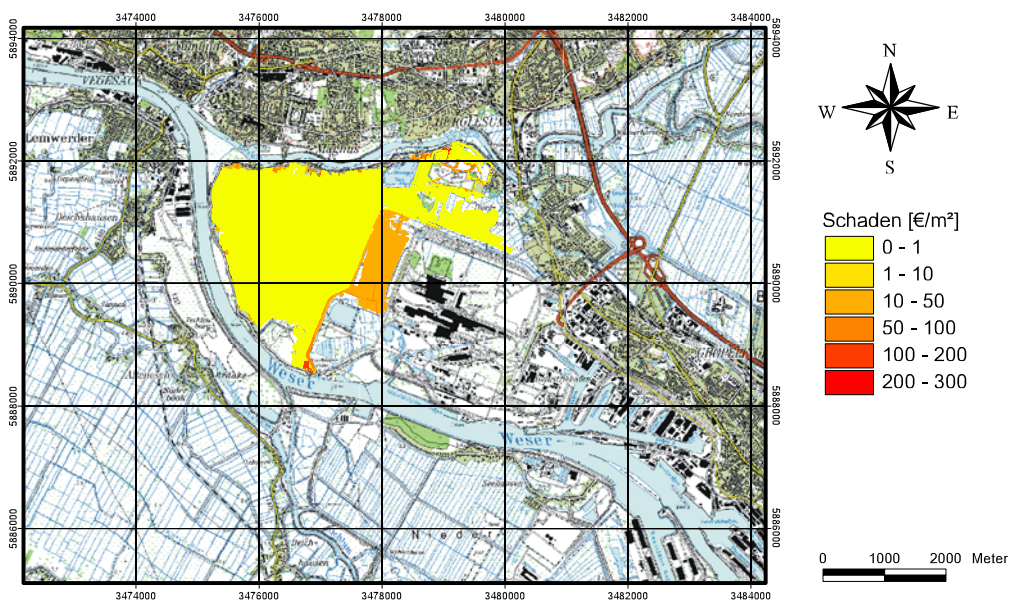
Die sich durch die Risikosteuerungsmaßnahmen ergebenden neuen Randbedingungen im Unterweserästuar werden für eine erneute Simulation des Überflutungsvorgangs nach Deichver-



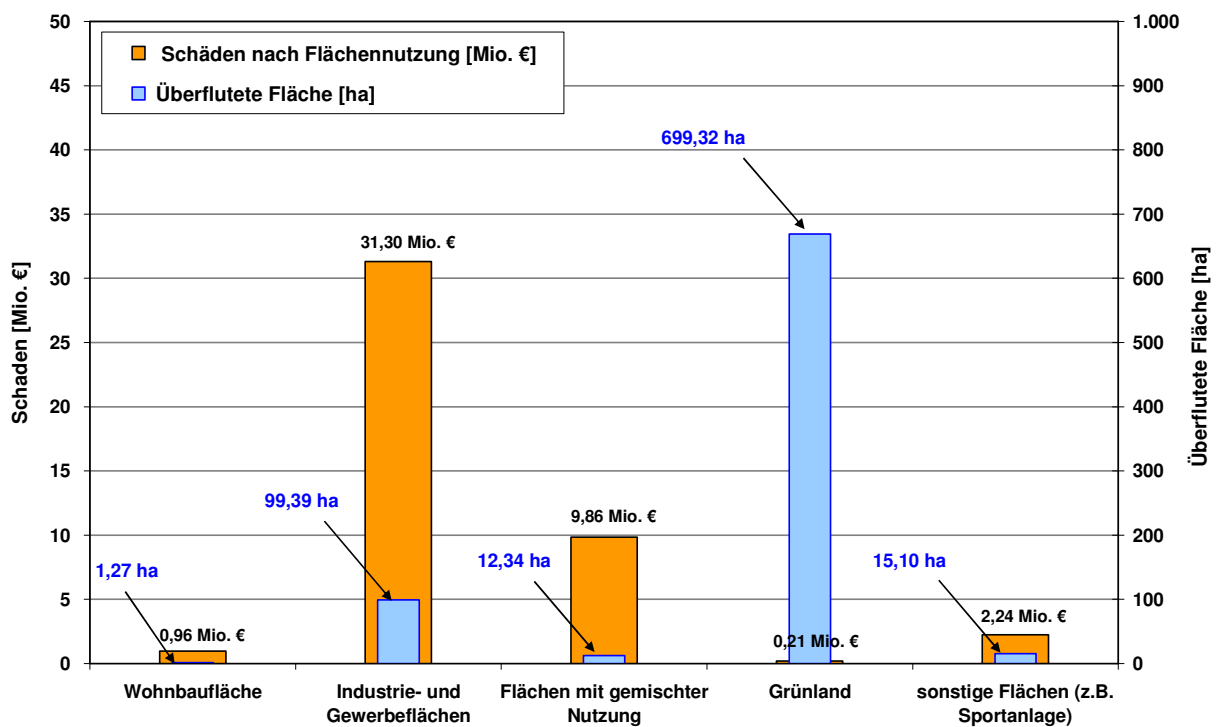
sagen im Bereich des Werderlands angesetzt, um die sich möglicherweise ergebenden verringerten Schadenshöhen zu bestimmen. Schon geringe Wasserstandsminderungen können in Bereichen mit hohem Schadenspotential zu deutlich geringeren Schadenshöhen führen. Da sich bei einer Flutraumerweiterung durch Kombination der Risikosteuerungsmaßnahmen keine bedeutenden Änderungen im Vergleich zur Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder ergeben haben, wird die Variante 7 (Verbundbewirtschaftung der Polder A, B und C) für die Simulation herangezogen. Abb. 8-61 und Abb. 8-62 zeigen die resultierenden neuen Überflutungsflächen und maximalen Wassertiefen sowie die, bezogen auf die Fläche, neu berechneten Schadenshöhen.



**Abb. 8-61: Überflutungsfläche und maximale Wassertiefen aufgrund des Deichbruchszenarios im Bereich Werderland bei Berücksichtigung der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C**



**Abb. 8-62: Schaden aufgrund des Deichbruchszenarios im Bereich Werderland beim Szenario 16 und Berücksichtigung der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C**



**Abb. 8-63: Flächenanteil und Schaden aufgrund des Deichbruchszenarios im Bereich Werderland beim Szenario 16 und Berücksichtigung der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder A, B und C**

Durch die Minderung der Wasserstände in der Unterweser aufgrund einer Flutraumerweiterung durch Sturmflutentlastungspolder (Variante 7) werden die Überflutungsflächen in der Fokusfläche Werderland von 872 ha auf 797 ha vermindert. Der Schaden verringert sich von 51,56 Mio. € auf 47,0 Mio. € und das Risiko ergibt sich zu:

$$\text{Risiko} = 1/6.150 [1/a] * 47,0 \text{ Mio. €} = 7.642 \text{ €/Jahr.}$$

Zumindest für das betrachtete Gebiet Werderland, welches landwirtschaftlich, industriell und vereinzelt zu Wohnzwecken genutzt wird, kann ausgesagt werden, dass das Risiko bereits gering ist. Es ergibt sich eine weitere Minderung des Risikos von rd. 10 %.

Abb. 8-64 zeigt die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wasserstände (schwarze Kurve) am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) und die durch die untersuchten (Risiko-)steuerungsmaßnahmen erzielten Minderungen des Wasserstands. Betrachtet werden die simulierten Scheitelwasserstände in Abhängigkeit der Hochwasser- und Sturmflutszenarien. Während der Sturmflutscheitel in Bremen beim Szenario 16 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) im Ausgangszustand noch oberhalb der Höhe einiger Abschnitte im Schutzsystem liegt, ergibt sich durch eine Flutraumerweiterung durch Sturmflutentlastungspolder eine deutliche Minderung der Scheitelwasserstände. Dies führt zu geringeren Eintrittswahrscheinlichkeiten eines Versagens der Schutzelemente und damit des Risikos insbesondere im Stadtgebiet von Bremen. Tab. 8-16 fasst die simulierten Scheitelwasserstände und deren jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit zusammen.



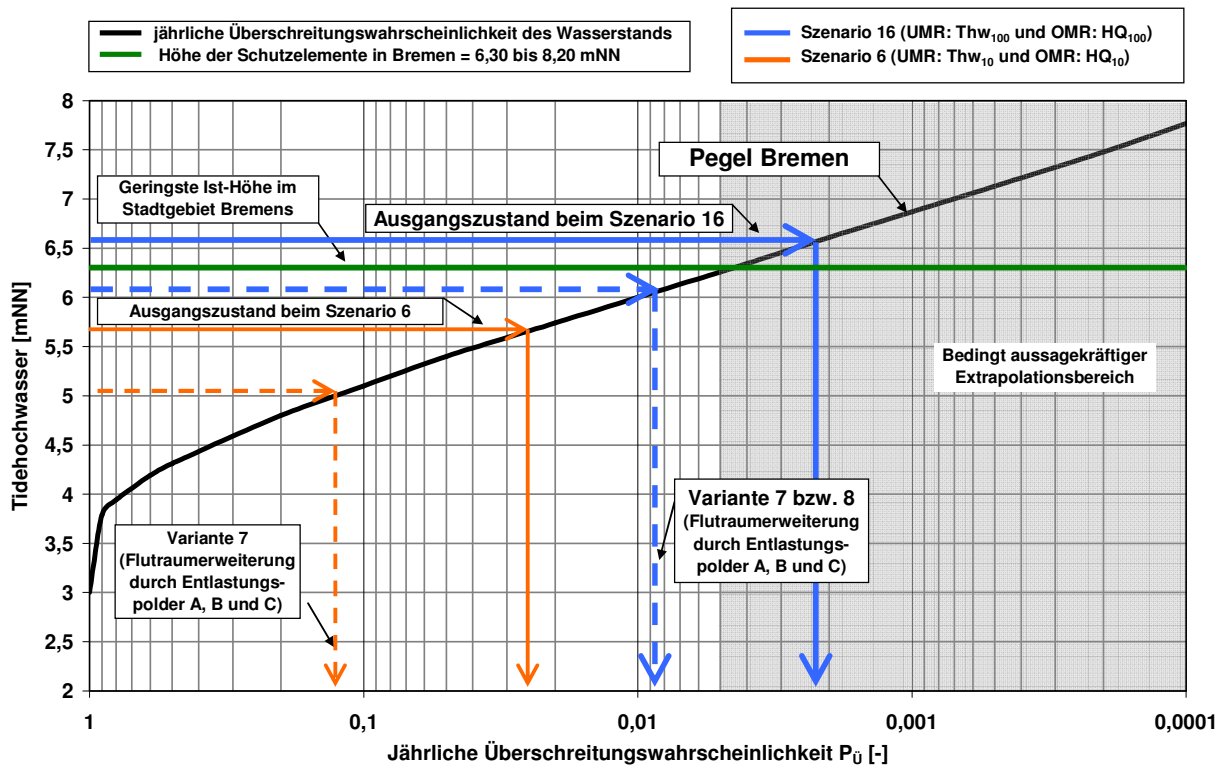


Abb. 8-64: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wasserstands am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) und Darstellung der Minderung der Wasserstände aufgrund einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C

Tab. 8-16: Minderung des Wasserstands am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) bei einer Flutraumerweiterung durch Sperrwerke und Polder

	Szenario 16 (UMR: Thw <sub>100</sub> und OMR: HQ <sub>100</sub> )		Szenario 6 (UMR: Thw <sub>10</sub> und OMR: HQ <sub>10</sub> )	
	Wasserstand H [mNN]	Jährl. Überschreitungswahrscheinlichkeit [-]	Wasserstand H [mN]	Jährl. Überschreitungswahrscheinlichkeit [-]
<b>Variante 0</b> Ausgangszustand, keine Ausleitung	6,58	0,0022	5,67	0,0245
<b>Variante 1</b> Sperrwerk: Kontrollwasserstände +0,5 m	6,56 (-2 cm)	0,0022	--	--
<b>Variante 2</b> Sperrwerk: Kontrollwasserstände +1,0 m	6,55 (-3 cm)	0,0022	--	--
<b>Variante 3</b> Sperrwerk: "optimierte" Steuerung	6,55 (-3 cm)	0,0022	5,66 (-1 cm)	0,0245
<b>Variante 4</b> Polder B	6,45 (-13 cm)	0,0030	5,45 (-22 cm)	0,0405
<b>Variante 5</b> Polder C	6,31 (-27 cm)	0,0042	5,32 (-35 cm)	0,0600

<b>Variante 6</b> Polder C (Breite Einlaufbauwerk: 100 m)	6,29 (-29 cm)	0,0042	--	--
<b>Variante 7</b> Polder A, B und C	6,14 (-44 cm)	0,0088	5,05 (-62 cm)	0,115
<b>Variante 8</b> Polder A, B und C und Kontrollwasserstände +1,0 m	6,14 (-44 cm)	0,0088	--	--
<b>Variante 9</b> Ausfall der Sperrwerkssteuerung	--	--	5,38 (-29 cm)	0,050

Die Ergebnisse der Simulationen können für Hochwasserrisikokarten und die Bereitstellung von Information über Risikoausmaß und Entstehung verwendet werden und damit das Bewusstsein der betroffenen Bevölkerung in den gefährdeten Gebieten erhöhen.

## 9 Hochwasser- und Risikosteuerung am Beispiel des Unterlaufs des Mississippi

### 9.1 Topographie und Gefährdungspotential

Der 1.686 km lange, nicht staugeregelte, Unterlauf des Mississippi ab Cairo, Illinois, leitet die Abflüsse aus den Flussgebieten Missouri, des Ohio und des oberen Mississippi in den Golf von Mexiko. Als Delta wird der Abschnitt zwischen Baton Rouge und dem Golf von Mexiko bezeichnet, wo sich der Mississippi am „Head of Passes“ in drei schiffbare Arme verzweigt (Abb. 9-1). Das alluviale Tal des unteren Mississippi ist ein gering geneigtes Gelände mit einer durchschnittlichen Breite von rd. 75 km [USACE, 1973]. Unterhalb von New Orleans ist das Hinterland zunehmend sumpfig und mit größeren Seen und Feuchtgebieten durchzogen. Da keine feste Tidegrenze wie beispielsweise in der Weser vorhanden ist, reicht der Tideeinfluss abhängig vom Tidehub an der Mündung und vom Oberwasserzufluss i.d.R. bis Baton Rouge.

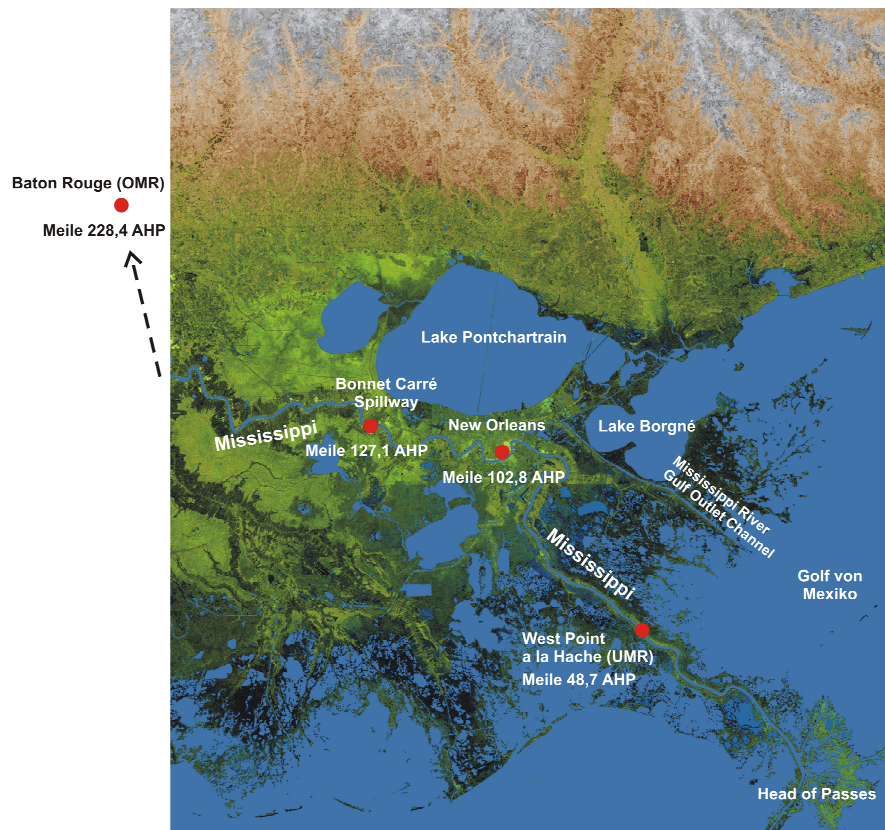
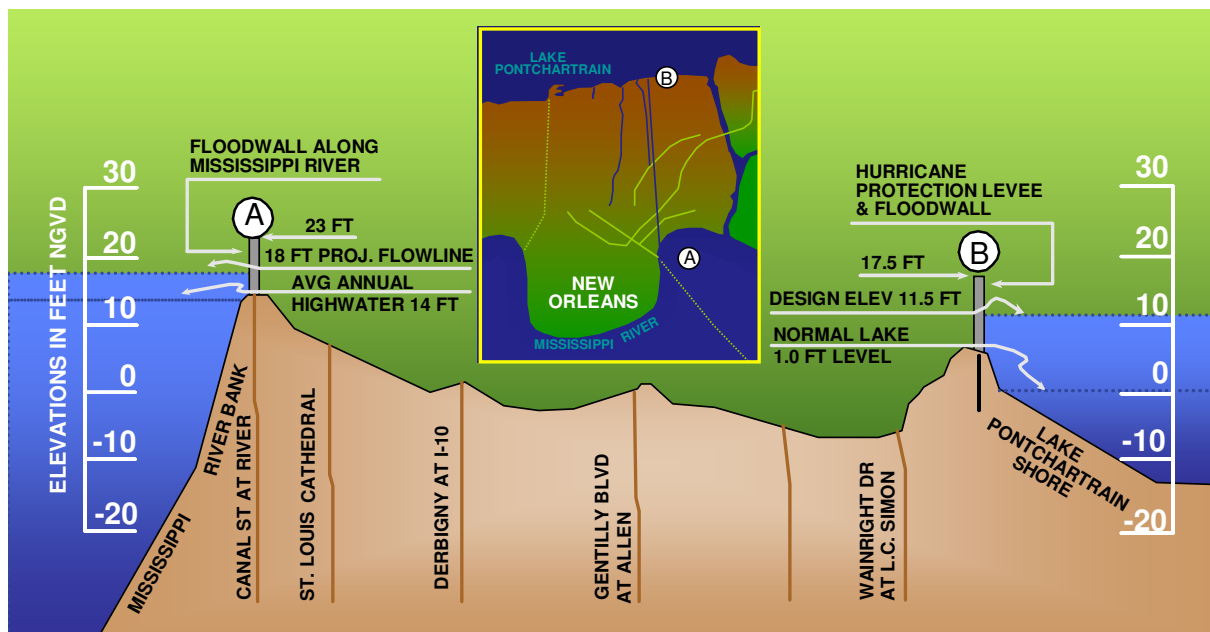


Abb. 9-1: Unterlauf des Mississippi und Küstenverlauf [modifiziert nach NASA, 2006]

Die während vergangener Hochwasserereignisse transportierten Feststoffe haben im Seitenbereich des Flusslaufes einen erhöhten Landstreifen aufgebaut. Aufgrund zahlreicher Maßnahmen zum Erosionsschutz ist die Seitenerosion bzw. eine natürliche Mäanderbildung im Delta inzwischen weitgehend unterbunden. Insbesondere oberhalb von New Orleans beginnt eine starke beidseitige Ufer- und Sohlbefestigung und somit Regulierung des Flusslaufs. Die Kilometrierung erfolgt in Fluss-Meilen von der Mündung, als Head of Passes bezeichnet, mit Meile

0,0 bis zur Mündung des Ohio River bei Flussmeile 953,8 (km 1534,7). Bei Fluss-Meile 315 zweigt der Outflow Channel über Kontrollbauwerke zum Red River nach Westen ab und stellt bei extremen Hochwasserereignissen eine steuerbare Verbindung zum Einzugsgebiet des Atchafalaya River her.

Ein Großteil der besiedelten Bereiche am Unterlauf des Mississippi liegt deutlich unterhalb des mittleren jährlichen Hochwassers des Mississippi von rd. MHW = 14 Fuß NGVD<sup>1</sup> (rd. 4,3 m NGVD) sowie des mittleren Wasserstands im Lake Pontchartrain und Lake Borgné von rd. MW = 1 Fuß NGVD (rd. 0,3 m NGVD). Abb. 9-2 zeigt einen Querschnitt durch die Stadt New Orleans vom Mississippi zum Lake Pontchartrain mit Geländehöhen und Bemessungswasserständen sowie Höhe der Schutzelemente.



**Abb. 9-2: Querschnitt vom Mississippi bis zum Lake Pontchartrain im Bereich New Orleans mit Geländehöhen und Bemessungswasserständen [modifiziert nach USACE, 2006]**

Am Unterlauf des Mississippi ist aufgrund der exponierten Lage in einem häufig betroffenen Hurrikangebiet sowie wegen der Größe des Einzugsgebiets sowohl mit Hochwassern aus dem Oberlauf als auch mit Sturmfluten von der Küste zu rechnen. Während der Hurrikansaison von Juni bis November können Hurrikane durch ihre Wirbelstruktur und aufgrund niedriger Luftdrücken große Wassermassen in Bewegung setzen und Sturmfluten verursachen. Eine durch einen Hurrikan erzeugte Flutwelle kann sich mit Geschwindigkeiten von bis zu 40 km/h bis über Baton Rouge etwa 228,4 Meilen oberhalb der Mündung hinaus fortpflanzen [REED & STUCKY, 2005]. Neben der Hurrikangeschwindigkeit hat auch die Richtung des Hurrikans entscheidende Bedeutung für die Höhe der Sturmflutwelle im Flussschlauch. Die Überflutungsgefahr erhöht sich durch ein andauerndes Absinken des Mississippideltas und den Verlust von jährlich rd. 60 bis 70 km<sup>2</sup> Sumpfland, welches Sturmfluten teilweise absorbieren kann [USACE, 2006]. Aufgrund der vorhandenen Hochwasserschutzmaßnahmen fehlen Fluträume, die einen Teil der

<sup>1</sup> NGVD: Das „National Geodetic Vertical Datum“ entspricht der Höhe des mittleren Meeresspiegels im Jahr 1929.

Wassermassen zwischenspeichern. Durch die abgeschnittene Süßwasserzufuhr kommt es zudem zu einer Abnahme des Grundwasserspiegels sowie zur Versalzung der Marschen und einem Absterben der Gehölze, was wiederum zu verstärkter Erosion führt [WIENER ET AL., 2003]. Risikoerhöhend wirken sich zudem Landsenkungen von durchschnittlich 1,5 cm/Jahr [GARSTER, 2006] u.a. aufgrund der Entnahme von fossilen Brennstoffen sowie wegen Entwässerungsmaßnahmen aus.

Eine Gefährdung durch erhöhte Wasserstände besteht für die Metropolregion New Orleans auch durch Windeinwirkung im Bereich des rd. 1.600 km<sup>2</sup> großen und 3 bis 5 m tiefen Lake Pontchartrains mit einem möglichen Fetch (Windeinwirklänge) von bis zu 37 km aus Nord und/oder durch die bei Hurrikanereignissen in den See einströmenden Wassermassen aus dem Golf von Mexiko. Der den Golf von Mexiko mit der Stadt New Orleans verbindende MISSISSIPPI RIVER GULF OUTLET CHANNEL stellt ebenfalls eine Gefahr bei Sturmfluten dar, da Sturmflutwellen nahezu ungehindert und konzentriert in das Hafengebiet der Stadt gelangen können. Der ursprünglich 150 m breite Kanal ist zwischenzeitlich stellenweise auf 600 m Breite erodiert [USACE, 2006]. Diese Trichterwirkung kann zum Überströmen der die Hafengebiete schützenden Mauern führen. Während des Hurrikans KATRINA betrug die Überlaufhöhe bereichsweise bis zu rd. 1,5 m.

## 9.2 Hydrologische Beschreibung und Eintrittswahrscheinlichkeiten

### 9.2.1 Einzugsgebiet und hydrologische Kenngrößen

Das Mississippi-Einzugsgebiet ist nach dem des Amazonas, des Nils und des Kongos das weltweit viertgrößte mit einem oberirdischen Einzugsgebiet von rd.  $A_{E0} = 3.224.550 \text{ km}^2$  und ist damit ca. 70mal größer als das Einzugsgebiet der Weser. Der rd. 3.778 km lange Mississippi entwässert rd. 41 % der Fläche der Vereinigten Staaten (Abb. 9-3).

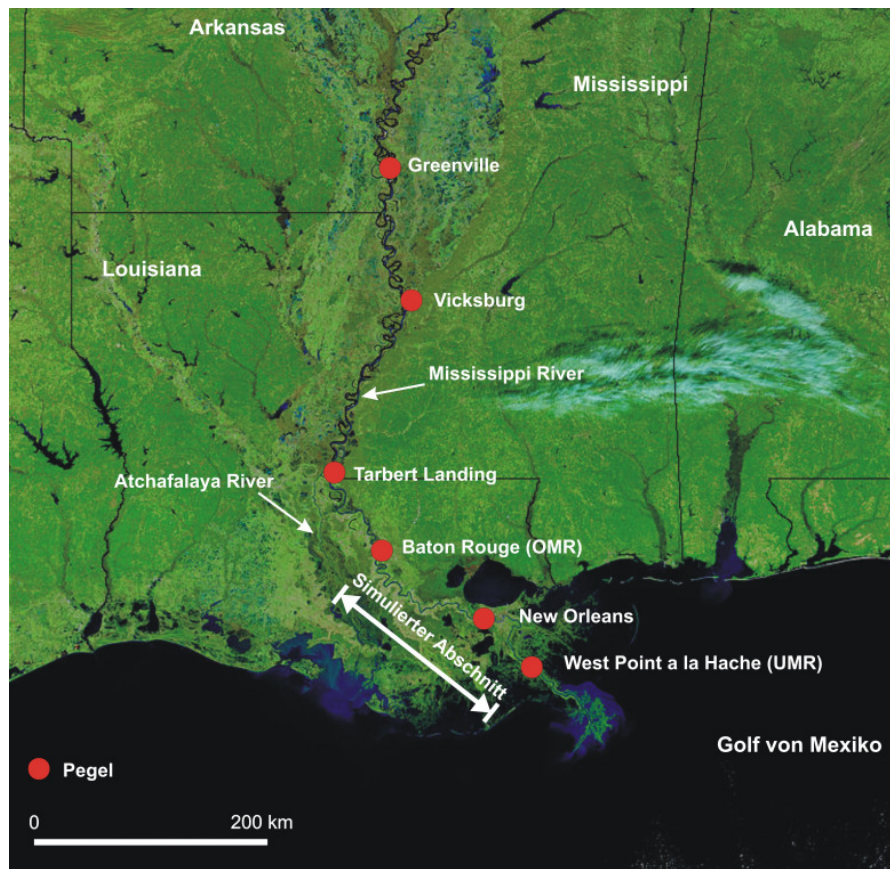


**Abb. 9-3: Einzugsgebiet des Mississippi [WWW.GEOGRAPHYALLTHEWAY.COM, 2007]**

Der ungleichmäßig über das Jahr verteilte Niederschlag beträgt am unteren Mississippi im jährlichen Mittel rd.  $h_n = 1.232 \text{ mm}$  [USACE, 1973]. Gründe für auftretende Frühjahrs-Hochwasser sind starke Regenfälle und Schneeschmelze im Einzugsgebiet. Insbesondere Regenfälle im Herbst und Winter sorgen für eine großflächige Sättigung des Bodens und damit verstärkter Abflussbildung im Frühjahr. Die Hochwassersaison dauert zumeist von Anfang Dezember bis



Ende April. Die Lage ausgewählter Pegel am Unterlauf des Mississippi zeigt Abb. 9-4.



**Abb. 9-4: Lage ausgewählter Pegel am Unterlauf des Mississippi [modifiziert nach NASA, 2007]**

Der mittlere jährliche Abfluss beträgt in Vicksburg bei Flussmeile 435,7 AHP rd.  $MQ = 17.050 \text{ m}^3/\text{s}$ . Der mittlere minimale jährliche Abfluss beträgt rd.  $MNQ = 9.650 \text{ m}^3/\text{s}$ , der mittlere maximale jährliche Abfluss etwa  $MHQ = 31.320 \text{ m}^3/\text{s}$  und der maximal beobachtete monatliche Abfluss rd.  $HQ_{\text{Mon}} = 63.000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Eine detaillierte Beschreibung zurückliegender Hochwasser- und Sturmflutereignisse ist in Anhang D gegeben (Kapitel D.1). Unterhalb des hier  $2.964.255 \text{ km}^2$  großen Einzugsgebiets sind keine großen Zuflüsse vorhanden. Bedeutende Zuflüsse am Unterlauf des Mississippi enthält Tab. D - 2 des Anhangs D.

Laut NATIONAL OCEANIC AND ATMOSPHERIC ADMINISTRATIONS (NOAA) beträgt im Bereich der Mündung des SOUTH PASS des Mississippi der mittlere niedrigste Wasserstand  $MLLW = 0,23 \text{ m}$ , der Springtidehub  $M\text{SpThb} = 0,37 \text{ m}$  und der mittlere Tidehub  $M\text{Thb} = 0,36 \text{ m}$  [NOAA, 2006], was etwa dem 0,095-fachen Wert des mittleren Tidehubs an der Mündung der Unterweser entspricht. Die tägliche Tidebewegung an der Mündung ruft eine Tidewelle hervor, welche bis oberhalb von Baton Rouge vordringen kann. Der Tideeinfluss verursacht in New Orleans einen mittleren Springtidehub von rd.  $M\text{SpThb} = 0,13 \text{ m}$ . Am Mississippi herrscht demnach ein mikroskaliger Tidehub. Die Erscheinungsform der Tide kann als eintägig charakterisiert werden und resultiert aus der Überlagerung der luni-solaren Eintagstide, der Hauptmondtide und der Hauptsonnentide.

Im Vergleich zu anderen Ästuaren zeigt das Mississippidelta beim Verhältnis zwischen dem vom Oberlauf zufließenden Wasservolumen und dem Gezeitenprisma ein sehr großes Verhält-

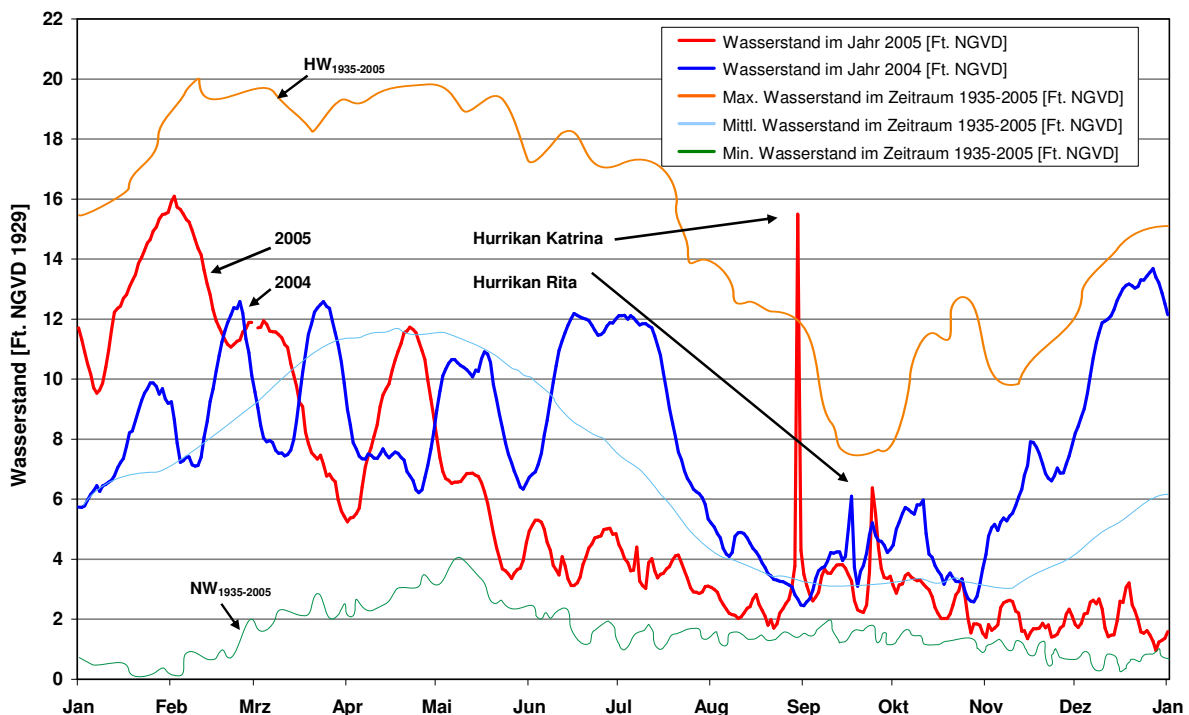
nis von 1:1 [IPPEN, 1966]. Dieses Verhältnis wird stark von der Geometrie beeinflusst, wobei im Allgemeinen der Oberwasserabfluss deutlich geringer als das Gezeitenprisma ist. Daher erfolgt am Mississippi keine Aufweitung des Mündungsarms. An der Unterweser ergibt sich beispielsweise ein Verhältnis von bis zu 1:50. Als Gezeitenprisma wird das Volumen bezeichnet, welches sich zwischen der Wasserspiegellage bei Flutkenterung und der bei Ebbkenterung befindet.

## 9.2.2 Statistische Auswertung von Pegelaufzeichnungen

### 9.2.2.1 Wasserstände und Abflüsse am Unterlauf des Mississippi

Eine Zusammenstellung hydrologischer Daten bedeutender Pegel am Unterlauf des Mississippi sowie ergänzende statistische Auswertungen sind in Anhang D gegeben (Kapitel D.2). Zur Verdeutlichung der Auswirkungen eines Hurrikans auf die Wasserstände im Mississippi sind in Abb. 9-5 Tageswerte des Wasserstands am Pegel New Orleans (Carrolton) in den Jahren 2004 (blau) und 2005 (rot) im Vergleich zu den maximalen, den minimalen sowie den mittleren Wasserständen der Jahre 1935 bis 2005 dargestellt.

Es zeigt sich, dass das Frühjahrshochwasser im Jahr 2005 mit rd. 16 ft. (rd. 4,88 m) eine Höhe erreichte, welche dem Scheitel der Sturmflutwelle aufgrund Hurrikan KATRINA entspricht. Eine Ausuferung findet ab Wasserständen von 11 ft. bzw. 3,4 m über NGVD statt. Auch die erhöhten Wasserstände während Hurrikan RITA im September 2005 sind erkennbar.



**Abb. 9-5: Wasserstand am Pegel New Orleans in den Jahren 2004 und 2005 und Vergleich mit langjährigen maximalen, mittleren und minimalen Werten**

Mittlere Abflüsse an bedeutenden Pegeln am Unterlauf des Mississippi sind Tab. 9-1 zu entnehmen. Die zeitliche Verzögerung der Flutwelle zwischen Helena (Fluss-Meile 663) und Baton Rouge (Fluss-Meile 228,4) beträgt etwa 20 bis 30 Tage.

Tab. 9-1: Mittlere Abflüsse an einzelnen Pegeln am Unterlauf des Mississippi [CENTER FOR SUSTAINABILITY AND THE GLOBAL ENVIRONMENT (www.sage.wisc.edu), 2006]

Pegel	Flussmeile [km AHP <sup>1</sup> ]	MQ [m <sup>3</sup> /s]	Messzeitraum
Helena	663,0	13.801,6	1928-1977
Arkansas City	554,1	15.805,9	1928-1980
Vicksburg	435,7	17.031,6	1965-1983
Red River Landing	302,4	13.294,0	1928-1963
Baton Rouge	228,4	13.196,5	1933-1984

Eine für statistische Zwecke brauchbare Datendichte weisen die Pegel Tarbert Landing, Baton Rouge, Donaldsonville, College Point, New Orleans und West Point a la Hache auf. Für die numerischen Simulationen von extremen Ereignissen und den notwendigen Randbedingungen für das HN-Modell erfolgen Extremwertstatistiken für die Pegel Tarbert Landing (Randbedingung für den oberen Modellrand des HN-Modells) und West Point a la Hache (UMR). Die übrigen Pegel werden zur Kalibrierung des Modells verwendet.

### 9.2.2.2 Pegel Tarbert Landing (Zuflussrandbedingung für das HN-Modell)

Da für den oberen Modellrand des erstellten HN-Modells (Baton Rouge) keine Abflussmessungen durchgeführt werden, erfolgt die Extremwertstatistik für den bei Meile 306,5 AHP gelegenen Pegel Tarbert Landing. Für diesen Pegel erstellte Abflussganglinien können mit entsprechendem Zeitversatz für den Pegel Baton Rouge angesetzt werden. Aus der vorliegenden Datenreihe von 1962 bis 2006 wurden nach Überprüfung auf Konsistenz und Homogenität die Jahresmaximalwerte für die statistische Analyse herangezogen (Abb. 9-6). Die Jahreshöchstabflüsse aus dem Oberlauf des Mississippi sind im Mittel rd. 29mal so hoch wie die Abflüsse am nicht tidebeeinflussten Pegel Intschede in der Mittelweser.

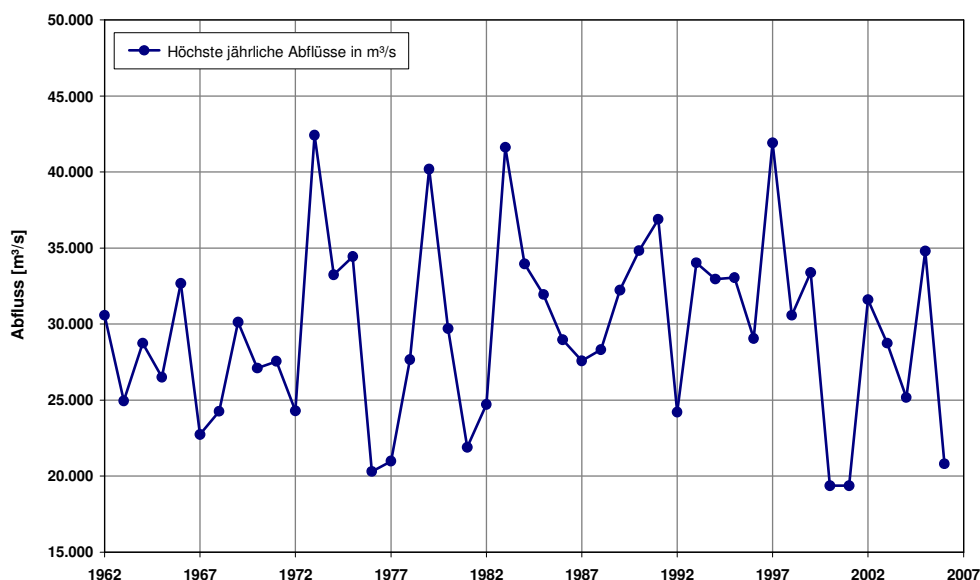


Abb. 9-6: Maximale Abflüsse am Pegel Tarbert Landing (Zeitraum 1962 bis 2006)

<sup>1</sup> AHP: Ahead of Passes



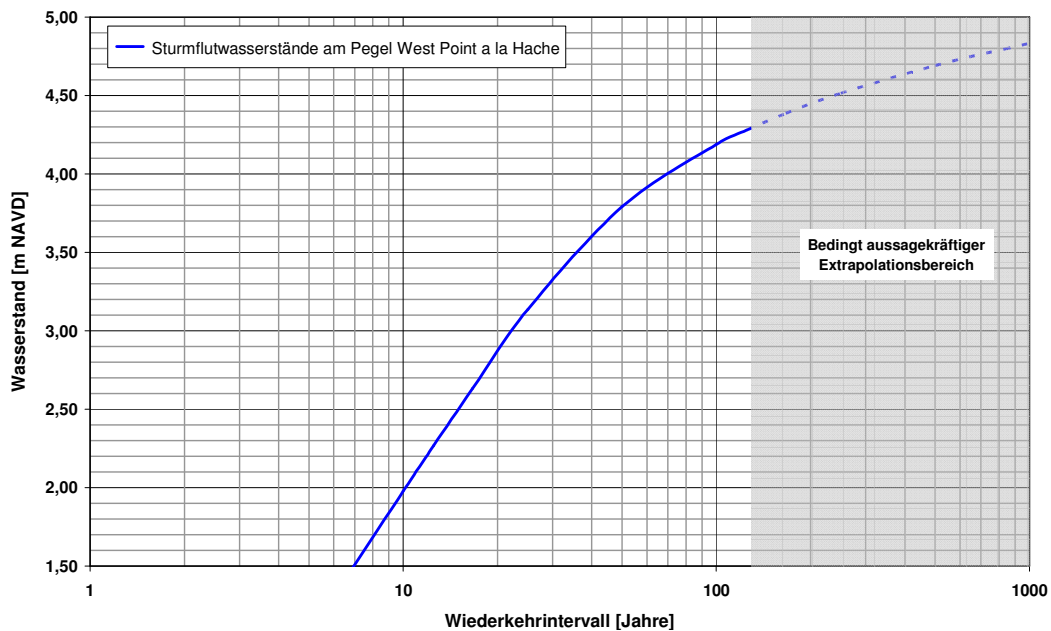
Die Homogenität der Daten kann konstatiert werden, wenn eine natürliche Beeinflussung (Landsenkung, etc.) oder anthropogene Eingriffe (Gewässerausbau, Speicherung, etc.) ausgeschlossen werden kann [DYCK, 1980]. Die Doppelsummenanalyse zur Überprüfung der Homogenität ergibt ein Bestimmtheitsmaß von  $R^2 = 0,999$ . Abb. D - 4 und Abb. D - 5 des Anhangs D zeigen die Doppelsummenanalyse sowie die gewählte Verteilungsfunktion. Der nach logarithmischer Normalverteilung und der Parameterschätzmethode der wahrscheinlichkeitsgewichteten Momente sich ergebende Abflusswert mit einem Wiederkehrintervall T von 100 Jahren beträgt  $HQ_{100} = 44.700 \text{ m}^3/\text{s}$  (Tab. 9-2).

**Tab. 9-2: Abflüsse verschiedener Wiederkehrintervalle am Pegel Tarbert Landing**

Wiederkehrintervall T [a]	Abfluss Q [m <sup>3</sup> /s]
MQ <sub>1962-2006</sub>	14.063
2	29.300
5	34.600
10	37.400
20	39.900
50	42.700
100	44.700
200	47.000

### 9.2.2.3 Pegel West Point a la Hache (Unterer Modellrand des HN-Modells)

Das U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS ermittelte ausgehend von Pegelaufzeichnungen bei den Hurrikanen BETSY (1965) und CAMILLE (1969) und Wasserstandsmarken an standfesten Gebäuden im Umkreis von West Point a la Hache Wiederkehrintervalle für extreme Wasserstände. Abb. 9-7 zeigt die maximalen Sturmflutwasserstände für den Pegel West Point a la Hache bezogen auf das Wiederkehrintervall.



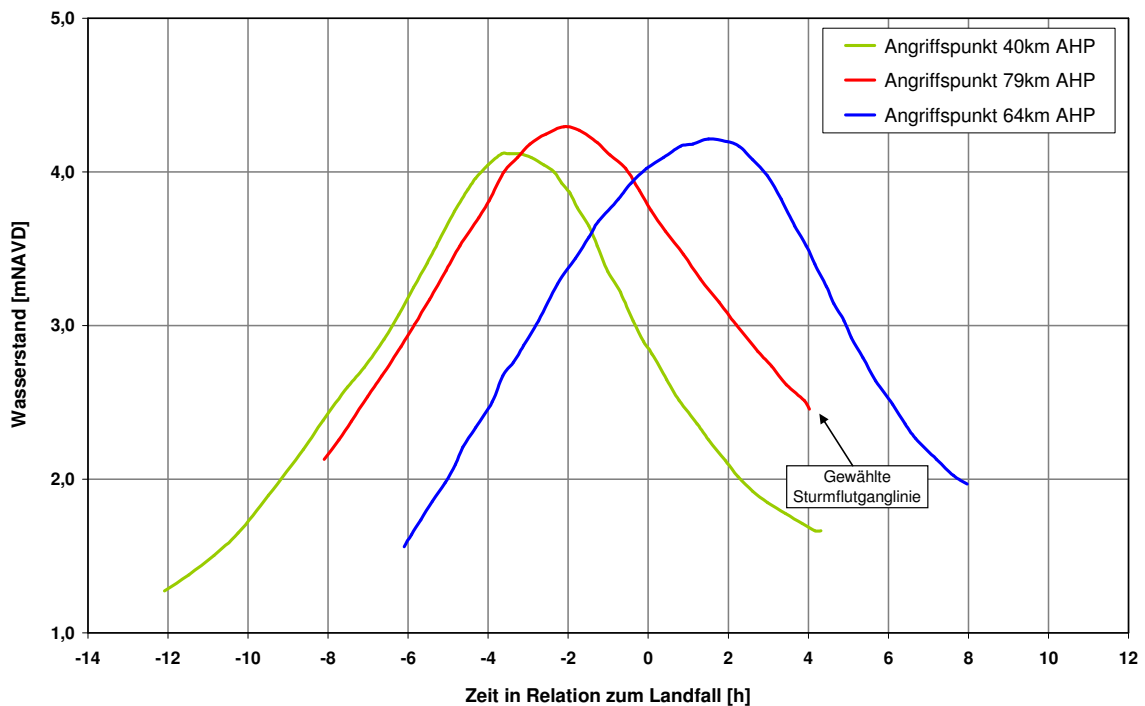
**Abb. 9-7: Wiederkehrintervall maximaler Sturmflutwasserstände am Pegel West Point a la Hache [modifiziert nach U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1987]**

Die sich ergebenden hydrologischen Hauptwerte enthält Tab. 9-3.

**Tab. 9-3: Hydrologische Hauptwerte für den Pegel West Point a la Hache**

	Wasserstand [m NAVD <sup>1</sup> ]	Datum
NW <sub>1938–2005</sub>	-0,32	24.01.1940
MW <sub>1938–2005</sub>	1,15	--
HThw <sub>1938–2005</sub>	3,37	24.10.1944
Thw <sub>10</sub>	1,98	--
Thw <sub>20</sub>	2,85	--
Thw <sub>50</sub>	3,79	--
Thw <sub>100</sub>	4,19	--

Ein geeignetes Verfahren zur Berechnung von Bemessungssturmflutganglinien erfolgt unter Berücksichtigung des so genannten Standard Project Hurricane<sup>2</sup> (SPH). Daraus sich ergebene Ganglinien für vier mögliche Szenarien sind in Abb. 9-8 dargestellt. Für die Simulationen wird eine Ganglinie gewählt und mit dem Tideverlauf verschnitten, welche sowohl durch einen maximalen Wert als auch durch einen gestreckten zeitlichen Verlauf gekennzeichnet ist.



**Abb. 9-8: Sturmflutganglinien für verschiedene Angriffsrichtungen und -punkte für den „Standard Project Hurricane“ [modifiziert nach U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1987]**

<sup>1</sup> NAVD: Als vertikales Höhenbezugssystem wurde im Jahr 1988 ausgehend von einem einzigen Kontrollpunkt in Kanada das „NORTH AMERICAN VERTICAL DATUM“ (NAVD 1988) eingeführt.

<sup>2</sup> Der Standard Project Hurricane wird mit Hilfe statistischer Methoden und numerischer Modelle als ein tropischer Sturm ermittelt, der im Auge einen Luftdruck hat, der einmal in 100 Jahren auftritt [BODINE, 1971]

## 9.3 Hochwasser- und Küstenschutzelemente

### 9.3.1 Grundlagen des Schutzsystems am Unterlauf des Mississippi

Nach der Flut von 1927 wurden im Zuge des 1928 verabschiedeten FLOOD PROTECTION ACT neue Ansätze zur Bemessung und zum Hochwasserschutz erforderlich. Die bis dahin verfolgte Strategie, sich lediglich auf Deichstrukturen zu verlassen, wurde aufgegeben. Im Zuge des so genannten MISSISSIPPI RIVER AND TRIBUTARIES PROJECT (MR&T) wurden folgende Hochwasserschutzmaßnahmen durchgeführt:

- Bau und Verstärkung von 3.727 Meilen Deichen und Schutzdämmen,
- Bau von Um- und Ableitungsbauwerken (flood-/spillways) mit entsprechenden Kontrollbauwerken,
- Stabilisierung und Ausbau der Schifffahrtswege,
- Ausbau der Nebenflüsse mit Staustufen und Retentionsräumen am Oberlauf und
- Bau von Pumpstationen etc.

Das Schutzsystem bietet einen Schutz vor Hochwasser bis Venice, Louisiana, etwa 10 Meilen oberhalb der Mündung. Das Projekt- bzw. Bemessungshochwasser ist rd. 20 % höher als der Hochwasserabfluss im Jahr 1927 und ergibt sich bei einer Kombination von möglichen und potentiell zu erwartenden Niederschlagsereignissen im Einzugsgebiet. Abb. 9-9 zeigt die Hochwasserschutzmaßnahmen sowie die Bemessungsabflüsse, die für die jeweiligen Fließabschnitte festgesetzt wurden.

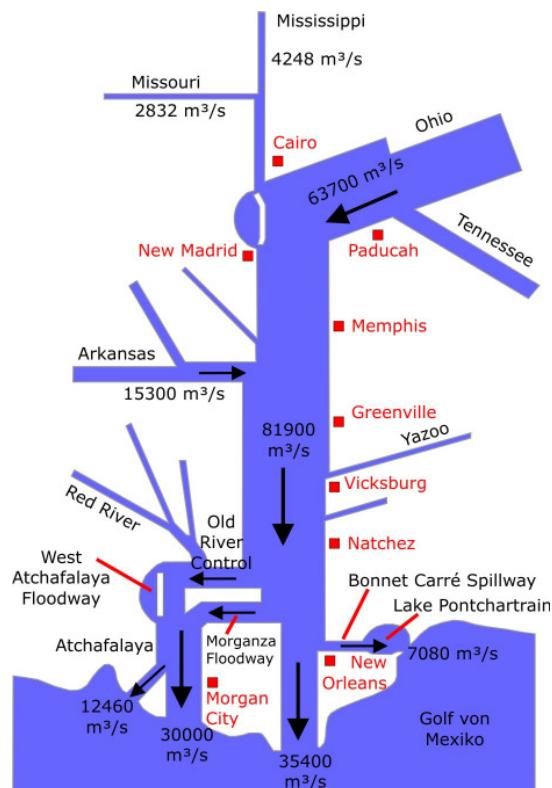


Abb. 9-9: Bemessungsabflüsse und Entlastungsbauwerke am Unterlauf des Mississippi

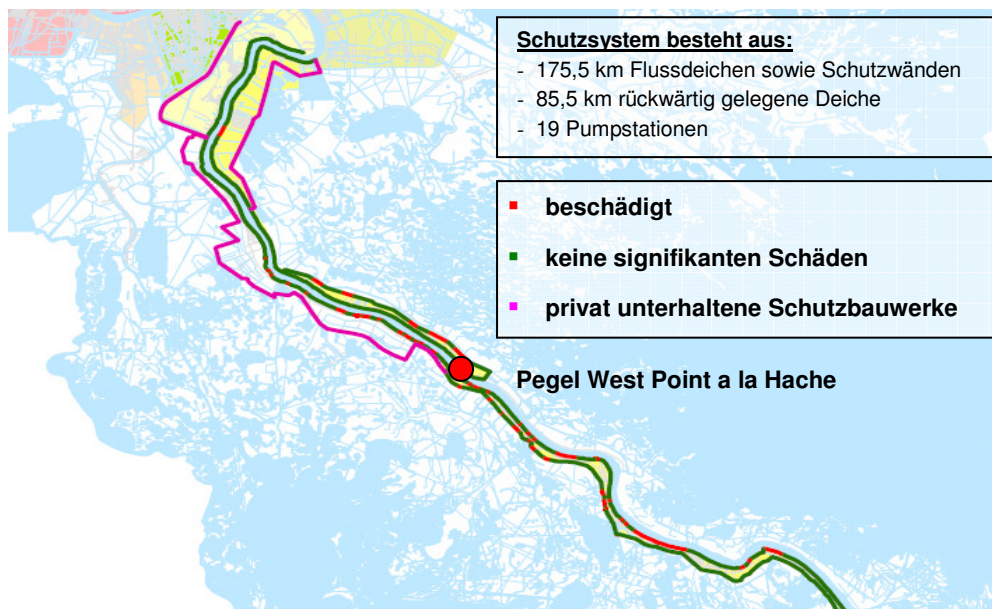
Das Bemessungshochwasser beträgt am Pegel Red River Landing oberhalb der Flutrinnen „Old

River Control“ und „Morganza Floodway“  $Q_{\text{Bem}} = 85.000 \text{ m}^3/\text{s}$ . Durch sämtliche Schutzmaßnahmen kann dies bis zur Mündung des Mississippi sukzessive auf  $Q_{\text{Bem}} = 35.400 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert werden.

### 9.3.2 Deiche

Die Hauptdeichlinie am Mississippi liegt z.T. mehrere Kilometer vom Ufer entfernt. In ihrer gesamten Länge beträgt sie rd. 2.586 km [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006]. Unterhalb von Baton Rouge reicht die Deichlinie in der Regel bis an das Flussbett. Die Kronenhöhe ist zur Berücksichtigung von Wellenauflauf und Freibord rd. 0,9 m höher als der lokale Bemessungswasserstand projiziert. Eine Vielzahl der Schutzbauwerke wurde im Anschluss an die Flut von 1973 angepasst, da bei diesem Ereignis eine neue Bemessungsabflusslinie offensichtlich wurde. Untersuchungen ergaben, dass nur eine Deicherhöhung die einzig sinnvolle Maßnahme zur Anpassung des Hochwasserschutzes war [USACE, 1973]. Die Neigung der Schutzdeiche beträgt bei unbefestigter Oberfläche 1:4,5 auf der Stromseite und landseitig 1:6,5. Die Krone hat im Mittel eine Höhe von 7,6 m. Problematisch ist die lange Standzeit der Hochwasser, welche in der Vergangenheit häufig zu Infiltrationen führte.

Da das in Fließrichtung linksseitige Ufer des Mississippi unterstrom von West Point a la Hache keinen Schutz durch Deiche besitzt, korrespondieren die Wasserstände im Flussschlauch ab einem Wasserstand von 2,90 m NGVD mit den Wasserständen im östlich des Flusses beginnenden Sumpfgebiet [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1987]. Die rechtsseitigen Deiche erschweren laut Angaben des U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS ein Eindringen einer Sturmflut von Westen stark. Die Lage der Schutzbauwerke entlang des Mississippi unterhalb von New Orleans geht aus Abb. 9-10 hervor.



**Abb. 9-10: Lage der Schutzbauwerke unterhalb von New Orleans und Lokation der Schäden durch Hurrikan Katrina [USACE, 2006]**

Der Ausbau der rechtsseitigen Deichlinie ist bis Fluss-km 17,2 AHP abgeschlossen. Die Höhe der Deiche am Lake Pontchartrain beträgt rd. 17,5 bis 18 Fuß und in den Entwässerungskanälen in New Orleans zwischen 13 und 15 Fuß [SEED ET AL., 2005].

### 9.3.3 Flutrinnen und Retentionsräume

Zur Aufnahme der Wassermassen wurden Niederungsbereiche hauptsächlich an den Nebenflüssen als Polderflächen ausgebaut. Diese Flächen sind eingedeicht und mit notwendigen Kontroll- und Pumpsystemen ausgestattet. Zur Entlastung der Deiche und Hochwasserschutzmauern können die Ableitungsbauwerke Atchafalaya Floodway, Morganza Floodway, Bonnet Carré Spillway, Old River Control und New Madrid Floodway eingesetzt werden. An die jeweiligen steuerbaren Wehr- bzw. nicht kontrollierbaren Überlaufbauwerke schließt sich eine 8 bis 30 km breite von Deichen eingefasste Flutrinne an. Das Old River Control - Bauwerk dient zur Ableitung von Abflussspitzen in das Einzugsgebiet des Atchafalaya River und wurde 1973 in Betrieb genommen.

Nördlich von New Orleans bei Flussmeile 128 dient das Bonnet Carré - Bauwerk der Ableitung von extremen Wassermassen zur Minderung von Hochwasserständen und des Hochwasserrisikos stromab. Das Bauwerk besteht aus 350 je 20 Fuß (rd. 6,1 m) breiten Wehrfeldern und wurde von 1929 bis 1931 errichtet. Die Flutrinne bzw. der rd. 3.200 ha umfassende Flutraum verbindet den Mississippi über ein Kontrollbauwerk mit dem rd. 9,1 km entfernten Ufer des Lake Pontchartrain und wirkt integriert im Verbund mit den weiteren Hochwasserschutzanlagen. Deiche mit einer Länge von ca. 19 km und einer Höhe von rd. 5,70 m NAVD schützen das Hinterland im Fall der Flutung des Entlastungsgerinnes. Die mittlere Sohlneigung beträgt 0,4 ‰.

Die Entwässerung der Flächen wird im ungeöffneten Zustand des Bauwerkes durch zwei Entwässerungsgräben mit einer Tiefe von -5,20 m NAVD gewährleistet. Das Bauwerk wurde laut Angaben des USACE in 1937 (5.975,52 m<sup>3</sup>/s), 1945 (9.005,76 m<sup>3</sup>/s), 1950 (6.315,36 m<sup>3</sup>/s), 1973 (5.522,40 m<sup>3</sup>/s), 1975 (3.115,20 m<sup>3</sup>/s), 1979 (5.409,12 m<sup>3</sup>/s), 1983 (7.589,76 m<sup>3</sup>/s), 1997 (6.881,76 m<sup>3</sup>/s, d.h. rd. 12 % des Gesamtabflusses) und zuletzt im April 2008 geöffnet und soll in der Regel bis zu 250.000 ft<sup>3</sup>/s (7.000 m<sup>3</sup>/s) ableiten. Das Heben der Nadelwehre durch zwei über Schienen verfahrbare Krane erfolgt in der Natur in einem Zeitraum von 36 Stunden, wobei eine Sofortöffnung innerhalb von rd. 3 Stunden durchgeführt werden kann. Abb. 9-11 zeigt das Wehrbauwerk mit einer Länge von 2.134 m und die geöffnete Flutrinne im März 1997. Der Dremmel liegt bei 176 Wehrfeldern auf 5,49 m NGVD und bei 174 Wehrfeldern auf 4,88 m NGVD.



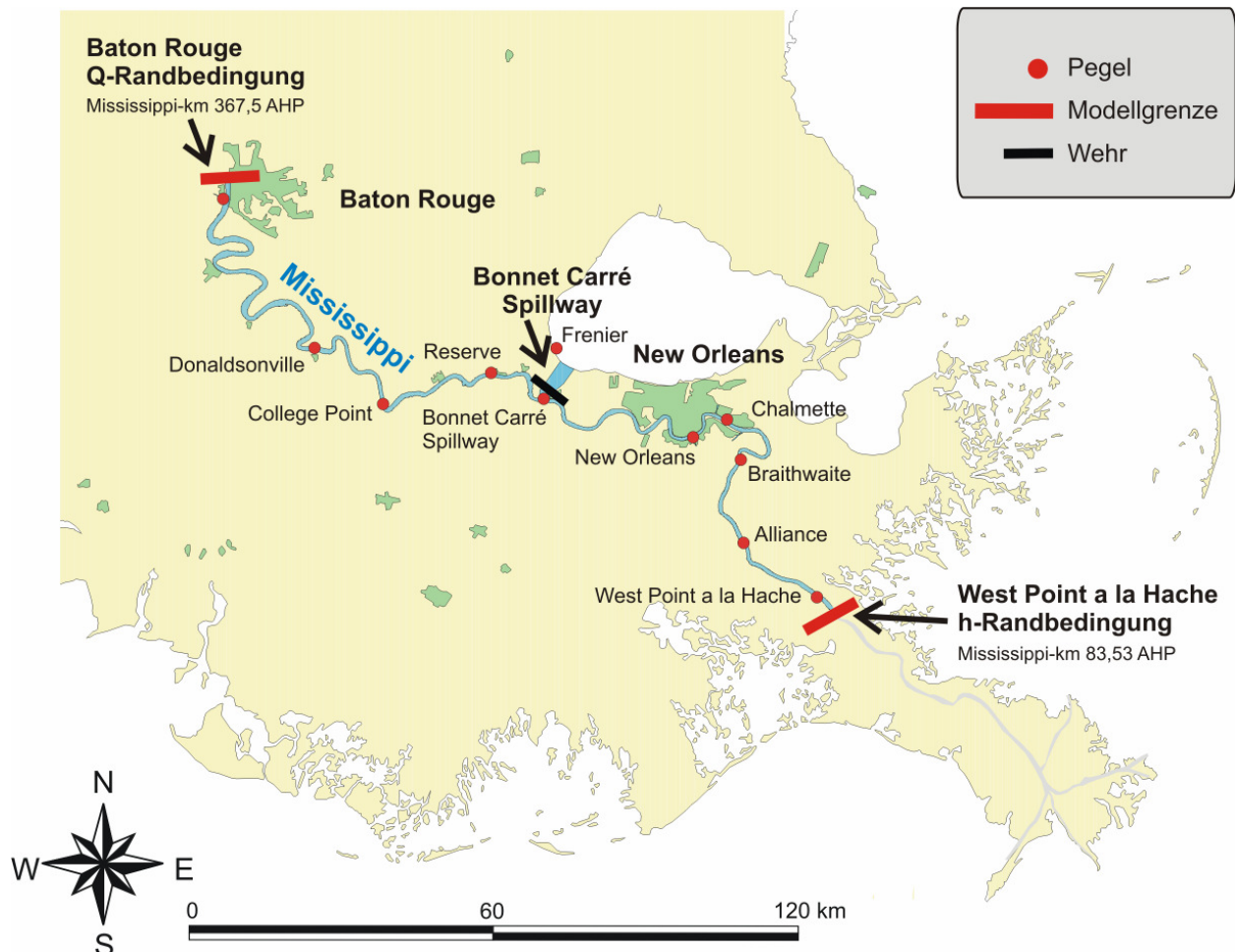
Abb. 9-11: Wehrbauwerk mit Tosbecken am BONNET CARRÉ SPILLWAY (links) und Öffnung des Entlastungsgerinnes im März 1997 (rechts)



## 9.4 Aufbau eines HN-Modells des Unterlaufs des Mississippi

### 9.4.1 Modellgebiet

Das simulierte Gewässernetz erstreckt sich vom Pegel Baton Rouge bei Mississippi-km 367,5 AHP bis Mississippi-km 83,53 AHP in der Nähe des Pegels West Point a la Hache (Abb. 9-12). Der Pegel West Point a la Hache wird als untere Modellgrenze des HN-Modells gewählt, da unterhalb in Strömungsrichtung linksseitig ein direkter Übergang zu nicht deichgeschützten Sumpfgebieten besteht. Der Strömungszustand muss bei einem weiter unterhalb liegenden Modellrand durch eine mehrdimensionale Berechnung erfasst werden. Dies ist mit den topographischen Gegebenheiten an der Unterweser vergleichbar, da sich dort unterhalb von Bremerhaven das Watt anschließt. Der Bereich der Ausleitung und die Stadt New Orleans liegen rd. 100 km oberhalb des unteren Modellrands. Die Gesamtstrecke von 274,59 km wird durch 1.771 Querschnitte mit Abständen von rd. 200 m bei gleichförmigen Abschnitten und 75 bis 150 m in Krümmungen diskretisiert. Randeinflüsse sind nach wenigen Kilometern abgeklungen.



**Abb. 9-12: Simulierter tidebeeinflusster Abschnitt des Unterlaufs des Mississippi, einschließlich Lage der Modellgrenzen, Kontrollpegel und Sonderbauwerke**

Zur Erstellung eines Digitalen Geländemodells wurden für den Unterlauf des Mississippi hochgenaue Geländedaten durch das U.S. GEOLOGICAL SURVEY (USGS) als Rasterdatenquelle zur Verfügung gestellt. Die Datenaufnahme erfolgte nach Angaben des USGS im Jahr 2002 durch

die LIDAR<sup>1</sup>-Methode. Das DGM deckt am Mississippi eine Fließstrecke von rd. 283 km ab und ist durch ein 10 m × 10 m Raster aufgelöst. Als Höhenbezugssystem gilt das NORTH AMERICAN VERTICAL DATUM 1988 (NAVD 1988), welches auch als Höhenbezug für die Modellierung dient. Für die LIDAR-Methode gilt, dass die Wasserfläche nicht durchdrungen wird und zusätzliche Bathymetriedaten für den Mississippi zur Erstellung des gesamten Geländemodells erforderlich sind. Es liegen auf das „NATIONAL GEODETIC VERTICAL DATUM“ von 1929 (NGVD 1929) bezogene Fächerecholotpeilungen aus den Jahren 1991 und 1992 vom U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS vor. Nach Transformation des Höhenbezugs wurden die Peildaten mit den übrigen Geländedaten verschnitten.

### 9.4.2 Erfassung des Entlastungsgerinnes „BONNET CARRÉ SPILLWAY“

Abb. 9-13 zeigt das zweidimensionale Strömungsgebiet. Im Flutungsfall fließt Wasser aus südlicher Richtung in das Gebiet ein, durchfließt dies nordöstlicher Richtung bis die Entlastungsrinne schließlich in den Lake Pontchartrain mündet.

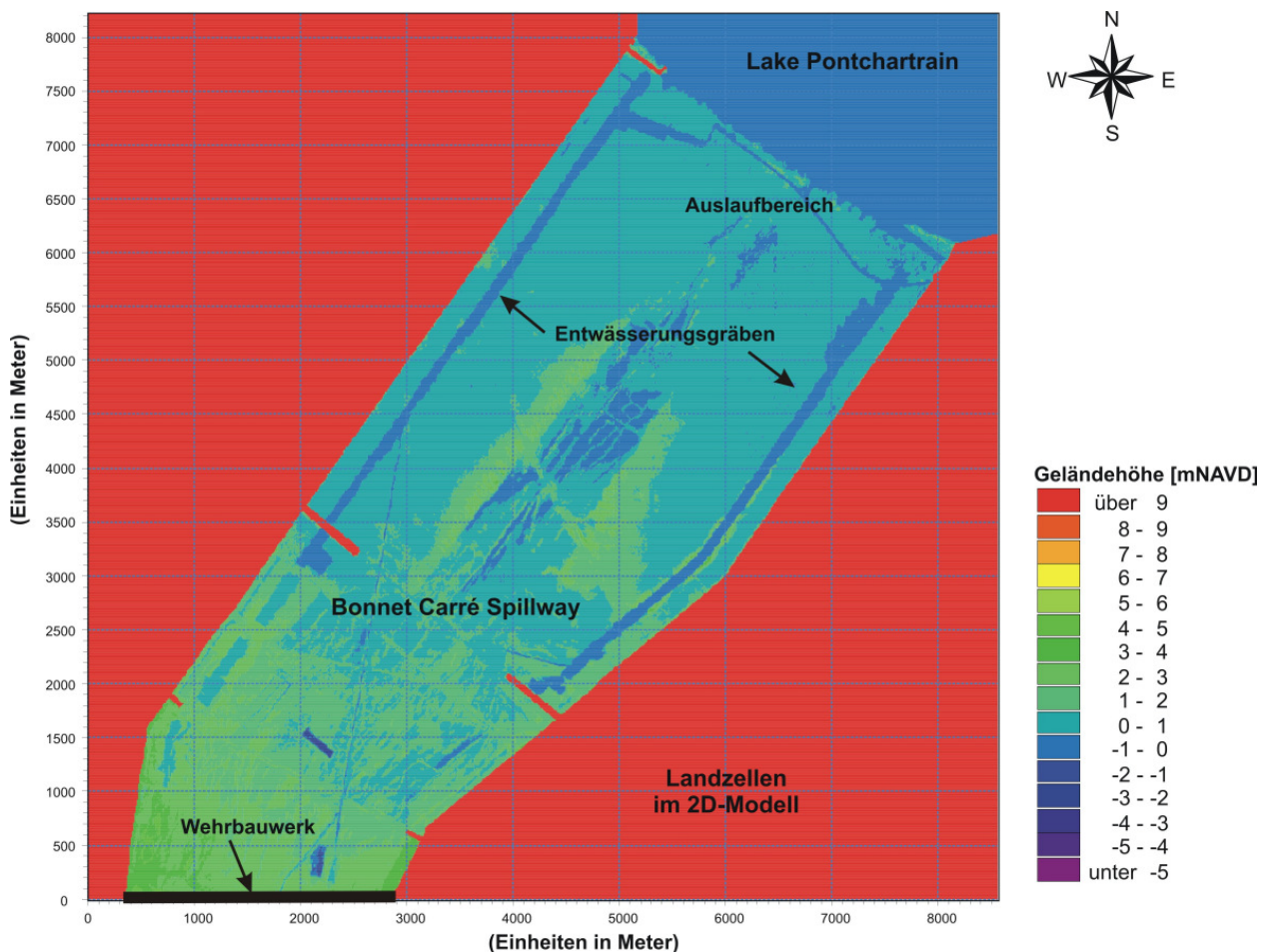


Abb. 9-13: Bathymetrie des Entlastungsgerinnes „BONNET CARRÉ SPILLWAY“ im 2D-Modell

<sup>1</sup> Lidar (light detection and ranging) ist eine Methode zur Entfernung- und Geschwindigkeitsmessung sowie zur Fernmessung atmosphärischer Parameter, wobei statt Funkwellen wie beim RADAR Laserstrahlen verwendet werden.

Die Sohlage des Sees wird aufgrund fehlender Tiefenpeilungen zu -2,50m NAVD angenommen. Im Übergangsbereich erfolgt eine Interpolation mit Geländehöhen des erstellten DGM's aus Überfliegsdaten. Nicht durchströmte Zellen ist ein Höhenwert von 10 m zugewiesen. Für dicht bewachsene Flächen wird ein MANNING-STRICKLER-Beiwert von  $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , für Wasserflächen ein Beiwert von  $k_{st} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und für den Einlaufbereich von  $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angenommen. Als Anfangswasserstand für die Simulation wird eine Höhe von 0,35 m NAVD angesetzt. Bei einem Abfluss von  $Q = 35.400 \text{ m}^3/\text{s}$  am Referenzpegel New Orleans erfolgt die Öffnung des Wehres am BONNET CARRÉ SPILLWAY. Der Bemessungsabfluss für die Flutrinne in Höhe von  $Q_{Bem} = 7.080 \text{ m}^3/\text{s}$  entspricht einem Bemessungswasserstand am Wehr von  $H_{Bem} = 7,32 \text{ m NAVD}$ .

Ein möglicher Rückstau aus dem See, welcher bei extremen Zuständen wie Hurrikanen auftreten kann, wird nicht betrachtet. An der offenen Modellgrenze im Bereich des Lake Pontchartrains wird ein vorliegender Wasserstandsverlauf am Pegel Frenier von März bis April 1997 angesetzt, da das Abschlagsbauwerk in diesem Zeitraum geöffnet war.

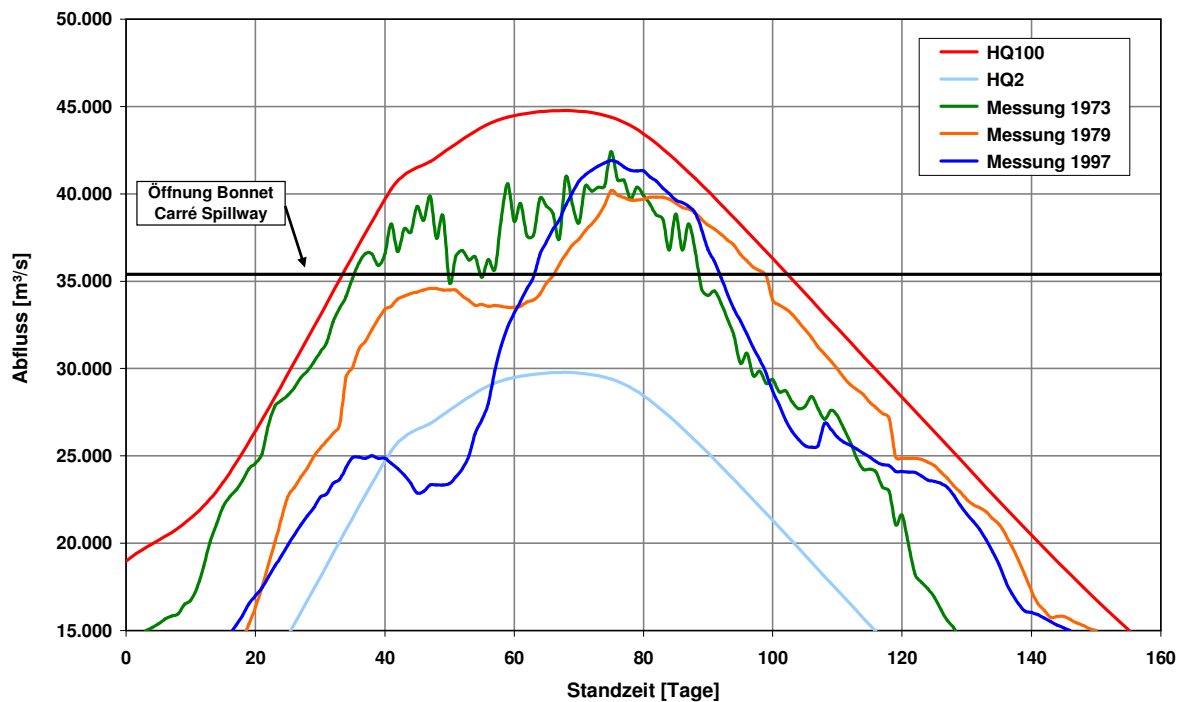
Das Wehr zur Steuerung der Flutrinne wird im Zulaufgerinne bei Modell-km 120,98 mit einer Länge von rd. 2.135 m und einer Sohlhöhe von 5,18 mNAVD implementiert. Im HN-Modell wird ein Überlaufwehr gewählt, da aus hydraulischer Sicht der Fließvorgang über die Wehrschwelle bei vollständig geöffnetem Wehrverschluss mit einem Überlauf vergleichbar ist. Als Öffnungsgeschwindigkeit für das Wehr wird ein Wert von  $1,65 * 10^{-5} \text{ m/s}$  angesetzt. Damit kann eine Veränderung der Schwellenhöhe simuliert werden, die den zeitlichen Verlauf der horizontalen Öffnung in der Natur abbildet. Das Kopplungselement ist in Kapitel A.3.4 in Anhang A beschrieben.

### 9.4.3 Randbedingungen

Als Zuflussrandbedingung werden für die Kalibrierung Messungen aus dem Frühjahr 1997 im Bereich von Mississippi-km 486,56 verwendet. Für diesen Messquerschnitt erfolgt regelmäßig eine Abflussbestimmung durch das U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Nach Angaben des USA-CE und der MISSISSIPPI VALLEY DIVISION können diese Abflusswerte mit entsprechendem Zeitversatz für unterstromige Querschnitte angesetzt werden. Aufgrund der genannten Fließzeiten ist eine zeitliche Verschiebung der Ganglinie um 24 Stunden zwischen den Pegeln Tarbert Landing und Baton Rouge zu berücksichtigen.

Abb. 9-14 zeigt mehrere vergangene Hochwasserereignisse am Pegel Tarbert Landing sowie die anhand dieser Ereignisse und der statistischen Auswertung sich ergebende Abflussganglinie  $HQ_{100}$ . Deutlich wird die im Vergleich zur Weser sehr lange Standzeit von Hochwasserwellen am Mississippi von 100 bis 140 Tagen. Die dunkelblaue Kurve zeigt die Messwerte des Frühjahrs 1997, wobei der ansteigende Ast der Hochwasserwelle für die Kalibrierung angesetzt wird.





**Abb. 9-14: Ganglinien zurückliegender Hochwasserereignisse sowie Abflussganglinie HQ<sub>100</sub>**

Für den Pegel West Point a la Hache am unteren Modellrand liegt eine Zeitreihe mit Tageshöchstwerten des Wasserstands von 1938 bis 2005 vor, welche wie die Wasserstände an den weiteren Pegeln auf das Höhenbezugssystem NAVD 88 transformiert werden.

Die vorhandene Ganglinie (roter Bereich der Kurve) des so genannten „Standard Project Hurricane“ (Kapitel 9.2.2.3) für den Pegel West Point a la Hache wurde anhand der für das Modellgebiet typischen Tidedynamik verlängert (Abb. 9-15). Die monatliche Ungleichheit im Bereich von New Orleans wurde nach einer Analyse der vorhandenen Stundenwerte mit 15 Tagen abgeschätzt. Auf Grundlage der Partialtiden K1 und O1 und einer Tideperiode, die in einem Bereich von 24,4 Stunden bis 26,2 Stunden schwankt [DIMARCO & REID, 1997] kann nach Gl. 9-1 eine synthetische Tidekurve ermittelt werden, wobei sowohl hinsichtlich der Amplitude als auch der monatlichen Ungleichheit eine gute Übereinstimmung zwischen Synthese und vorliegenden Tideverhältnissen festgestellt werden kann.

$$z(t) = \sum_{k=1}^{N_{\text{Tide}}} A_k * \cos(\omega_k * t_i + \varphi_k) \quad \text{Gl. 9-1}$$

mit:	$z(t)$	Wasserstand [m]
	$A_k$	Amplitude der jeweiligen Partialtide [m]
	$N_{\text{Tide}}$	Anzahl der Partialtiden [-]
	$\omega_k$	Kreisfrequenz der Partialtide [1/s]
	$t_i$	Zeit [s]
	$\varphi_k$	Phase der Partialtide [°]

Dem Scheitelwert aufgrund des theoretischen Hurrikanereignisses kann ein Wiederkehrintervall von  $T = 100$  Jahre zugeordnet werden. Die grüne Kurve zeigt vergleichend die für die Kalibrierung des Modells herangezogenen Messwerte aus dem Februar 1997.

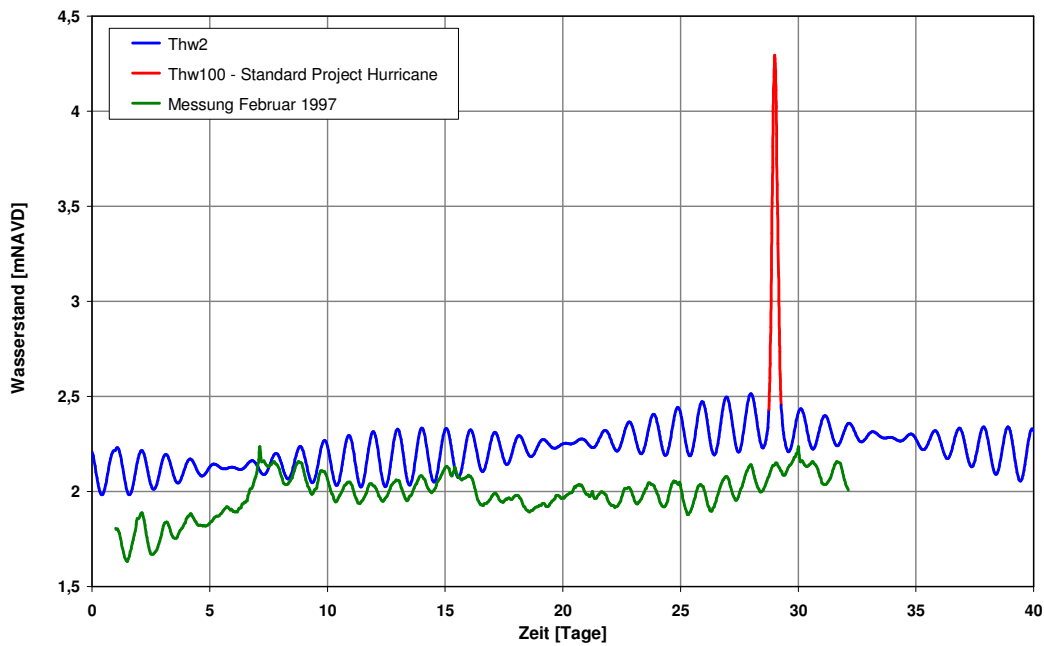


Abb. 9-15: Ganglinie der Tidewasserstände mit Sturmflutereignis (Hurrikan) für den Pegel West Point a la Hache sowie Messung im Februar 1999

#### 9.4.4 Untersuchungsprogramm

Die Überlagerung von verschiedenen Tide- bzw. Sturmflutwasserständen am Pegel West Point a la Hache und Oberwasserabflüssen am Pegel Baton Rouge wird für vier repräsentative Hochwasser- bzw. Sturmflutszenarien untersucht (Tab. 9-4). Insbesondere soll das zeitgleiche Auftreten eines  $HQ_{100}$  am oberen Modellrand und eines  $Thw_{100}$  am unteren Modellrand betrachtet werden.

Tab. 9-4: Betrachtete Lastfälle bzw. Hochwasser- und Sturmflutszenarien

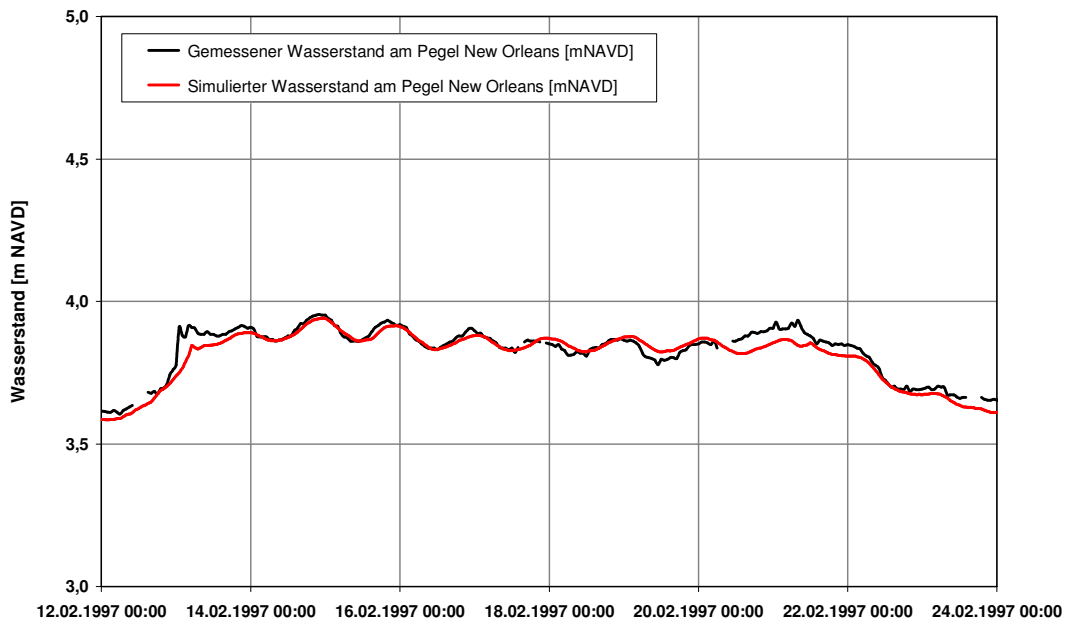
	$HQ_{Feb. 1997}$ (25.006 m <sup>3</sup> /s)	$HQ_2$ (29.300 m <sup>3</sup> /s)	$HQ_{100}$ (44.700 m <sup>3</sup> /s)
$Thw_{Feb. 1997} = 2,15$ mNN	Kalibrierung	---	---
$Thw_2 = 2,42$ mNAVD	---	Szenario 1	Szenario 2
$Thw_{100} = 3,36$ mNAVD (Hurrikan: 4,19 mNAVD)	---	Szenario 3	Szenario 4

Als Simulationszeitschritt für das eindimensionale Modell wird ein Wert von  $t = 60$  s gewählt. Für das zweidimensionale Modell beträgt die Zeitschrittweite  $t = 2$  s, wobei im Fall der Kopplung der Modelle der kleinere der gewählten Zeitschritte berücksichtigt wird.

#### 9.4.5 Kalibrierung des Modells

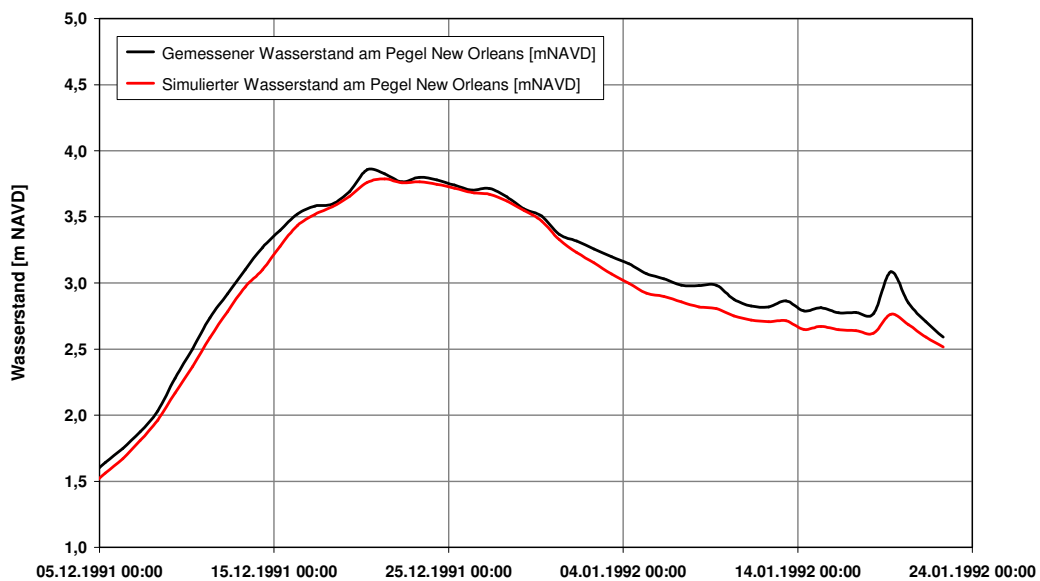
Für den Unterlauf des Mississippi wird das natürliche Systemverhalten gut wiedergegeben, so dass ein korrekter Impulseintrag über die Modellränder vorliegt. Der Einfluss der Rauheiten im Bereich der Vorländer ist vergleichsweise gering. Für die Vorländer wurde ein MANNING-STRICKLER-Beiwert von  $k_{st} = 25$  m<sup>1/3</sup>/s gewählt. Die Rauheitsbeiwerte des Hauptstroms sind von  $k_{st} = 32$  m<sup>1/3</sup>/s am Pegel Baton Rouge bis  $k_{st} = 42$  m<sup>1/3</sup>/s am Pegel West Point a la Hache abge-

stufte, so dass von einer stetigen Verfeinerung der Flusssedimente in Fließrichtung ausgegangen wird. In New Orleans ist der Tideeinfluss aufgrund von Dämpfungseinflüssen bereits deutlich geschwächt. Abb. 9-16 zeigt die simulierten und gemessenen Wasserstände am Pegel New Orleans für den Kalibrierungszeitraum Februar 1997. Die Differenzen zwischen den gemessenen und den simulierten Ganglinien belaufen sich im Bereich des Anstiegs der Hochwasserwelle betragsmäßig auf einen mittleren Wert von rd. 2 cm. Im Bereich des ablaufenden Hochwassers treten Differenzen von im Mittel rd. 3,5 cm auf.



**Abb. 9-16: Simulierte und gemessene Wasserstände am Pegel New Orleans für den Zeitraum 12. bis 24. Februar 1997**

Eine Validierungsrechnung für den Zeitraum Dezember 1991 bis Februar 1992 zeigt eine vergleichbar gute Übereinstimmung (Abb. 9-17).



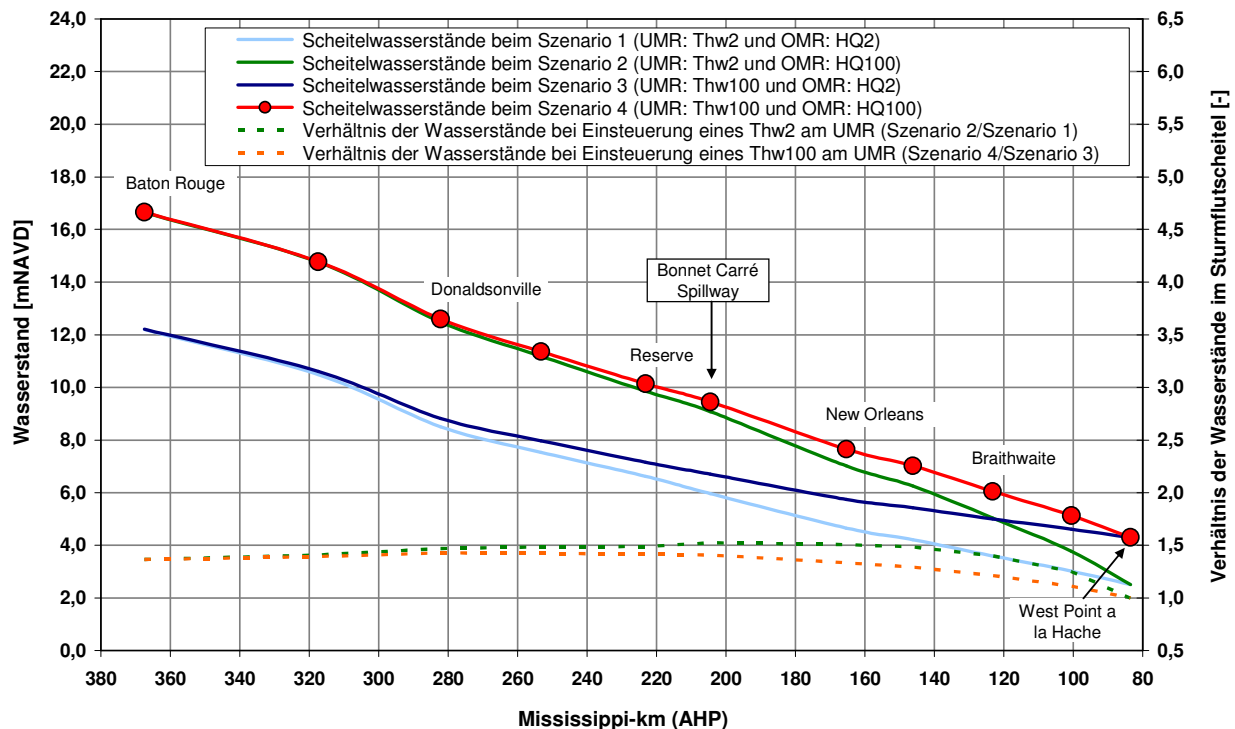
**Abb. 9-17: Simulierte und gemessene Wasserstände am Pegel New Orleans für den Zeitraum 05.12.1991 bis 22.01.1992**

Für die Validierung diente ein Hochwasserereignis vom 05.12.1991 bis zum 22.01.1992. Die Differenzen zwischen den gemessenen und den simulierten Ganglinien belaufen sich im Bereich des Anstiegs der Hochwasserwelle betragsmäßig auf einen mittleren Wert von rd. 8 cm und bei ablaufendem Hochwasser auf im Mittel rd. 11 cm.

## 9.5 Risiko für das Hinterland

### 9.5.1 Wasserstände bei Überlagerung von Tide und Oberwasserzufluss

Zur Analyse der Abhängigkeit der Scheitelwasserstände vom Oberwasserzufluss werden vier Hochwasser- bzw. Sturmflutszenarien mit den in Tab. 9-4 aufgeführten Eintrittswahrscheinlichkeiten zunächst ohne Betrieb des Entlastungsgerinnes simuliert. Es erfolgt eine Kombination von Oberwasserzuflüssen am Pegel Baton Rouge mit Tidewasserständen am Pegel West Point a la Hache für Wiederkehrintervallen bis zu  $T = 100$  Jahre. Die am oberen sowie am unteren Modellrand eingesteuerten Ganglinien zeigen Abb. 9-14 und Abb. 9-15. Die sich ergebenden Scheitelwasserstände entlang des Unterlaufs des Mississippi sind in Abb. 9-18 dargestellt.

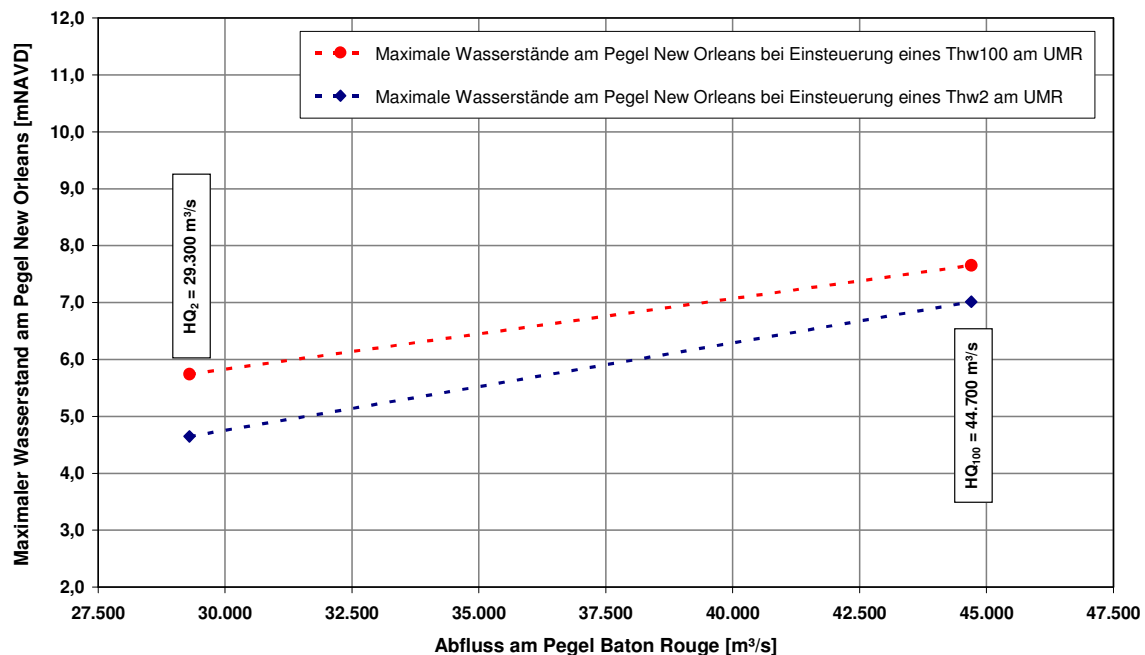


**Abb. 9-18: Maximale Wasserstände entlang des Unterlaufs des Mississippi zwischen Baton Rouge (OMR) und West Point a la Hache (UMR) bei den Szenarien 1 bis 4**

Eine Sturmflutwelle wirkt sich bei einem Binnenabfluss  $HQ_{100}$  bis etwa zum Pegel Donaldsonville (Mississippi-km 282,22 AHP) aus. Bei einem Binnenabfluss mit einem Wiederkehrintervall von zwei Jahren ( $HQ_2$ ) gelangt die durch den Hurrikan ausgelöste Welle dagegen rd. 60 km weiter nach oberstrom. Der Vergleich der Szenarien 2 (grüne Kurve) und 3 (dunkelblaue Kurve) zeigt, dass der Oberwassereinfluss ( $HQ_{100}$ ) im Gegensatz zur Sturmflut ( $Thw_{100}$ ) am Unterlauf des Mississippi im Gegensatz zu den Verhältnissen an der Unterweser eindeutig maßgeblich für die Scheitelwasserstände ist. Die aufgrund eines Hurrikans ausgelöste Welle am Mississippi

wirkt zudem nur kurzzeitig (ca. 1 Tag), während die Standzeit einer extremen Hochwasserwelle weit mehr als 60 Tage betragen kann.

Abb. 9-19 zeigt die simulierten maximalen Wasserstände am Pegel New Orleans in Abhängigkeit der eingesteuerten Abfluss- und Wasserstandsrandbedingungen. Oberwasserbedingt variieren die Scheitelwasserstände bei Einsteuerung eines  $Thw_2$  am unteren Modellrand (Szenarien 1 und 2) um mehr als 2,36 m. Dies entspricht einem Verhältnis (Scheitelwasserstand bei extremem Oberwasserzufluss  $HQ_{100}$  zu Scheitelwasserstand bei  $HQ_2$ ) von rd. 1,51. Bei Einsteuerung eines Sturmflutereignisses mit einem Scheitelwert  $Thw_{100}$  (Szenarien 3 und 4) treten Differenzen von bis zu 1,91 m aufgrund variierender Oberwasserzuflüsse auf und damit ein 1,33-fach höherer Scheitelwasserstand. Wird bei gleichem Oberwasserzufluss  $HQ_{100}$  am unteren Modellrand anstatt eines  $Thw_2$  ein  $Thw_{100}$  eingesteuert, ergeben sich 1,09-fach höhere Wasserstände bzw. eine Wasserstands-differenz von 0,64 m. Im Gegensatz zur Unterweser können damit erhöhte Abflüsse nicht ohne einen markanten Anstieg des Wasserspiegels abgeführt werden. Es ist auch im Fall von Sturmflutwasserständen ein deutlicher Oberwassereinfluss feststellbar. Das Verhältnis des Tidevolumens ( $Q$  bei  $Thw_{100}$ ) zum Oberwasserabfluss ( $HQ_{100}$ ) ist in diesem Fall gering und beträgt bis zu 1:6 und bei mittleren Verhältnissen ( $Q$  bei  $MThw/MQ$ ) etwa 1:1.



**Abb. 9-19: Maximale Wasserstände am Pegel New Orleans bei Überlagerung verschiedener Tidehochwasserstände am unteren Modellrand mit Oberwasserzuflüssen**

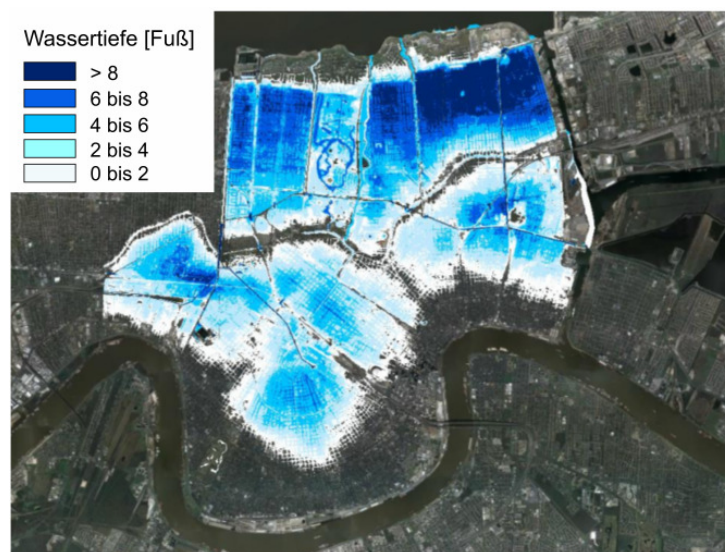
Es zeigt sich, dass eine hohe Sturmflutwelle einen Aufstau des Oberwasserabflusses hervorruft. Dies führt zu einem zusätzlichen Hochwasserrisiko entlang des Deltas bis etwa Donaldsonville, wobei am Mississippi laut Angaben des U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2006) das gleichzeitige Auftreten eines extremen Hochwasserereignisses sowie einer durch einen Hurrikan ausgelösten Flutwelle im Mississippi eine sehr geringe Eintrittswahrscheinlichkeit aufweist bzw. der Korrelationskoeffizient sehr gering ist. Die Hurrikansaison dauert offiziell vom 01. Juni bis zum 30. November eines Jahres. Zu diesem Zeitpunkt sind die Frühjahrshochwasser abgeflossen. Die Eintrittswahrscheinlichkeit des Gesamt ereignisses ergibt sich demnach aus dem Produkt der beiden Einzelwahrscheinlichkeiten.

## 9.5.2 Aktueller Ausbauzustand der Schutzmaßnahmen

Die Stadt New Orleans ist im Süden vom Mississippi und im Norden vom Lake Pontchartrain begrenzt. Die rd. 30 cm unter dem Niveau des Lake Pontchartrains liegende Metropolregion ist komplett eingedeicht, wobei etwa ein Schutz vor Hurrikanen der Kategorie 3 gegeben ist [USA-CE, 2006]. Das die Region schützende Hochwasserschutzsystem kann als Serie von Rückhaltebecken oder Poldern angesehen werden. Die einzelnen Bezirke sind von Deichen oder Schutzmauern umgeben und werden mit Hilfe von Pumpen regelmäßig entwässert.

Im Stadtgebiet von New Orleans beträgt die konstante Kronenhöhe der Flusssdeiche rd. 25 ft bzw. rd. 7,62 mNAVD. Die Bemessungshöhen basieren auf zurückliegenden Hochwasserereignissen, wobei die Kronenhöhe zur Berücksichtigung von Wellenauflauf und Freibord rd. 0,9 bis 1,3 m höher projiziert ist [LEE, 1983]. Der höchste beobachtete Wasserstand im Zeitraum 1935 bis 2006 beträgt am Pegel New Orleans  $HW_{1935-2006} = 5,98$  mNAVD. Die Höhe der Deichkrone im Bereich der Stadt Venice, die rd. 10 km unterstrom der Modellgrenze liegt, beträgt 5,10 mNAVD [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1987].

Das so genannte „Greater New Orleans Hurricane and Storm Damage Risk Reduction System (HSDRRS)“ zur Vermeidung bzw. Minimierung von Sturmflutrisiken im Großraum New Orleans zeigt Abb. D - 2 in Anhang D. Dieses als Folge des Hurrikans Katrina geplante und bis zum Jahr 2011 zu errichtende Schutzsystem soll die Stadt vor Scheitelhöhen aufgrund von Sturmflutereignissen mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 0,01 schützen. Das Hurrikan- und Sturmflutschutzsystem soll mit einem Aufwand von rd. 15 Milliarden US-\$ unter Zugrundelegung probabilistischer Analysen auf einen so genannten „100-Jahre-Schutz“ ausgebaut werden. Die Bemessungshöhen der Schutzmauern und Deiche liegen zwischen rd. 9 und 29 Fuß NAVD (2,7 bis 8,8 mNAVD). Die Überflutungswassertiefen, welche sich mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 0,01 aufgrund von Hurrikanereignissen für den Ausbauzustand 2005 ergeben zeigt Abb. 9-20. Durch die neuen Planungen lässt sich das Überflutungsrisiko deutlich verringern (Abb. D - 3).



**Abb. 9-20: Überflutungswassertiefen in New Orleans, welche mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 0,01 aufgrund von Hurrikanereignissen und dem derzeitigen Ausbauzustand auftreten [modifiziert nach [www.mvn.USACE.ARMY.MIL](http://www.mvn.USACE.ARMY.MIL), 2008]**

Die Versagensursachen der Hochwasserschutzbauwerke aufgrund des Hurrikans KATRINA sind detailliert bei SEED ET AL. (2005) beschrieben.

## 9.6 Steuerung und Management von Schutzelementen

### 9.6.1 Simulierte Steuerungsmaßnahmen

Es werden als potentielle Schutzstrategien Flutraumänderungen durch Ausleitung anhand eines Entlastungsgerinnes und dessen geänderte Steuerung betrachtet (Tab. 9-5).

**Tab. 9-5: Betrachtete Maßnahmen zur Flutraumänderung / Risikosteuerung**

<b>Variante 0</b>	Ausgangszustand / keine Ausleitung bzw. keine Flutraumänderung (Kap.9.5.1)
<b>Variante 1</b>	Flutraumänderung durch Ausleitung (Flutung der Flutrinne ab $Q = 35.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , Dauer des Öffnungsvorgangs $t = 36 \text{ h}$ )
<b>Variante 2</b>	Flutraumänderung durch Ausleitung (Flutung der Flutrinne ab $Q = 35.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , Dauer des Öffnungsvorgangs $t = 3 \text{ h}$ )
<b>Variante 3</b>	Flutraumänderung durch Ausleitung (Flutung der Flutrinne ab $Q = 31.000 \text{ m}^3/\text{s}$ , Dauer des Öffnungsvorgangs $t = 36 \text{ h}$ )
<b>Variante 4</b>	Flutraumänderung durch Ausleitung (Flutung der Flutrinne ab $Q = 35.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , Dauer des Öffnungsvorgangs $t = 36 \text{ h}$ , Dremmel des Wehres 2 m tiefer als im Ausgangszustand)

Für die (Risiko-)Steuerungsvarianten wird das Szenario 4 (*UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$* ) als maßgeblicher Lastfall betrachtet. Dabei kommt es zu einem zeitlichen Zusammentreffen der Scheitel der Hochwasser- und der Sturmflutwelle im Bereich der Stadt New Orleans, so dass maximale Wasserstände im Bereich der Schutzelemente erreicht werden. Anhand einer geänderten Steuerung des Wehres des Entlastungsgerinnes soll analysiert werden, ob die Wasserstände im Unterlauf des Mississippi und insbesondere im Stadtgebiet von New Orleans geringere Höhen annehmen können. Ziel ist eine Entlastung der vorhandenen Küstenschutzelemente bei Sturmfluten und Hochwasser durch eine Kappung und somit geänderte Eintrittswahrscheinlichkeit der Scheitelwasserstände. Die realisierte Ausleitung in ein seitliches Einzugsgebiet hat im Gegensatz zu Retentionspoldern den Vorteil, dass das abgeschlagene Wasser nicht wieder in den Flussschlauch zurückgegeben wird. Durch die Ausleitung kommt es zeitunabhängig zur Entlastung der unterstromigen Schutzbauwerke.

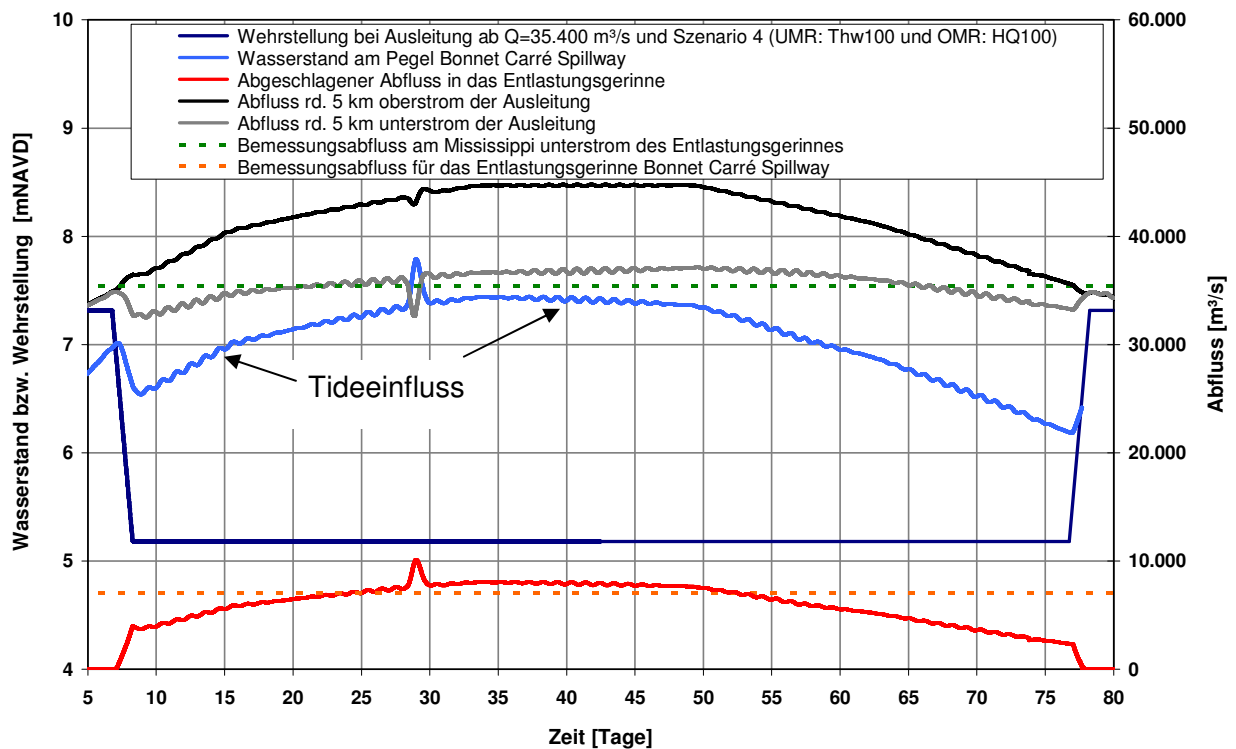
Als relevanter Simulationszeitraum für die betrachteten Steuerungsvarianten gilt der Zeitraum, in dem ein Abfluss von mehr als  $30.000 \text{ m}^3/\text{s}$  erreicht wird. Zur Eingrenzung von Rechenzeiten erfolgen die Simulationen bei den Varianten 2 bis 4 bis zum Erreichen der Scheitelwasserstände (nach rd. 35 Tagen), da die Differenzen im weiteren Verlauf nicht weiter zunehmen.

### 9.6.2 Flutraumänderung durch Ausleitung

#### 9.6.2.1 Normalöffnung des Entlastungsgerinnes (Variante 1)

Abb. 9-21 zeigt neben dem Verlauf der Wehrstellung und den Bemessungsabflüssen für den Mississippi und für das Entlastungsgerinne den ausgeleiteten Abfluss sowie die sich im Hauptstrom durch die Ausleitung ändernden Abflussraten.





**Abb. 9-21: Verlauf der Wehrstellung bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung sowie Wasserstand und Abfluss im Bereich des Entlastungsgerinnes (Variante 1 und Szenario 4 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])**

Der maximale Wasserstand beträgt rd.  $HW = 7,8$  mNAVD am Pegel Bonnet Carré (blaue Kurve). Der Abfluss oberstrom der Ausleitung überschreitet beim Szenario 4 den Bemessungsabfluss deutlich. Die Ausleitung führt dazu, dass diese Überschreitung wesentlich später und deutlich geringer ausfällt. Der für das Entlastungsgerinne gültige Bemessungsabfluss (orange Kurve) in Höhe von  $7.080 \text{ m}^3/\text{s}$  wird etwa 18 Tage nach Beginn der Flutung überschritten und beträgt zum Zeitpunkt der Sturmflutwelle maximal  $10.119 \text{ m}^3/\text{s}$ . Durch die Steuerung sinken die Abflüsse unterstrom deutlich (graue Kurve). Der Bemessungsabfluss wird nach ca. 16 Tagen maximal um rd.  $1.280 \text{ m}^3/\text{s}$  überschritten.

In Abb. 9-22 und Abb. 9-23 sind die Scheitelwasserstände entlang des Unterlaufs des Mississippi mit und ohne Ausleitung beim Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) und 2 (UMR:  $Thw_2$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) sowie die Verhältniswerte aufgetragen.

Im Bereich des Entlastungsgerinnes bei Mississippi-km 204,7 AHP haben die Scheitelwasserstände während der Ausleitung beim Szenario 4 rd. die 0,82-fache Höhe von denen im Ausgangszustand (Differenz rd. 1,61 m) und beim Szenario 2 die 0,86-fache Höhe (Differenz rd. 1,25 m), was die hohe Wirksamkeit einer Ausleitung verdeutlicht. Das Verhältnis der Scheitelwasserstände bei Variante 1 zu den Scheitelwasserständen im Ausgangszustand nähert sich mit zunehmender Entfernung zur Flutrinne dem Wert 1 an.



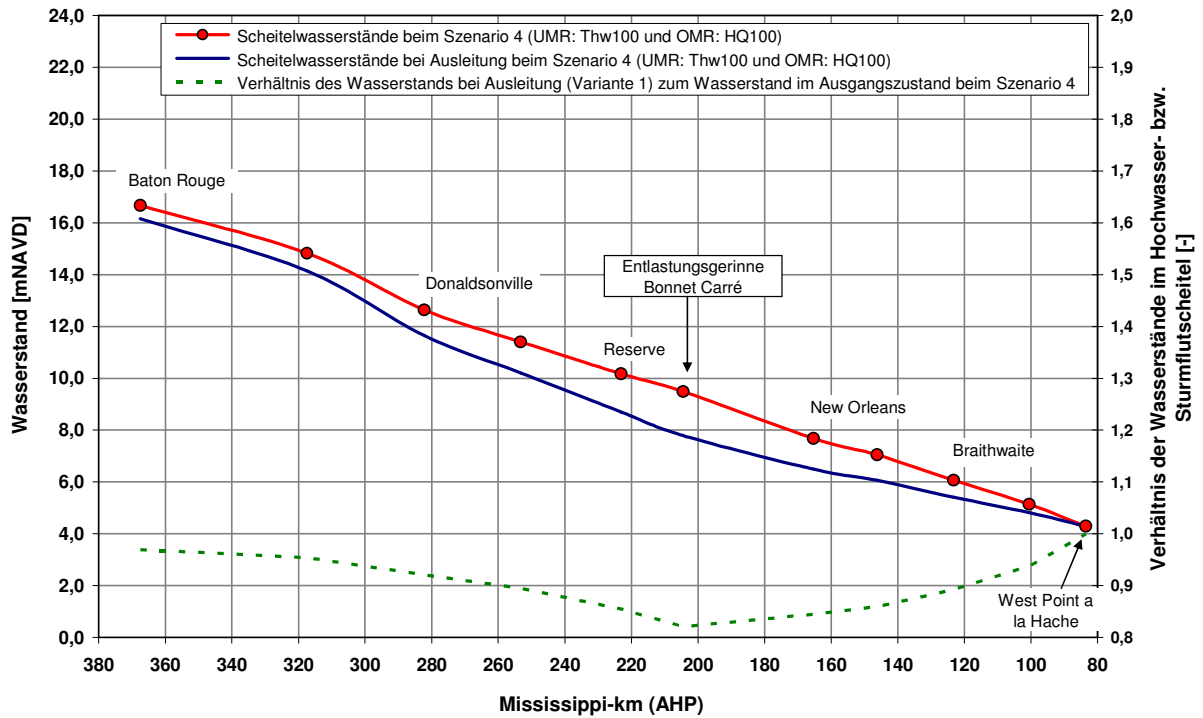


Abb. 9-22: Scheitelwasserstände und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) bei Variante 1 (Flutraumänderung durch das Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“) und dem Szenario 4 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ]

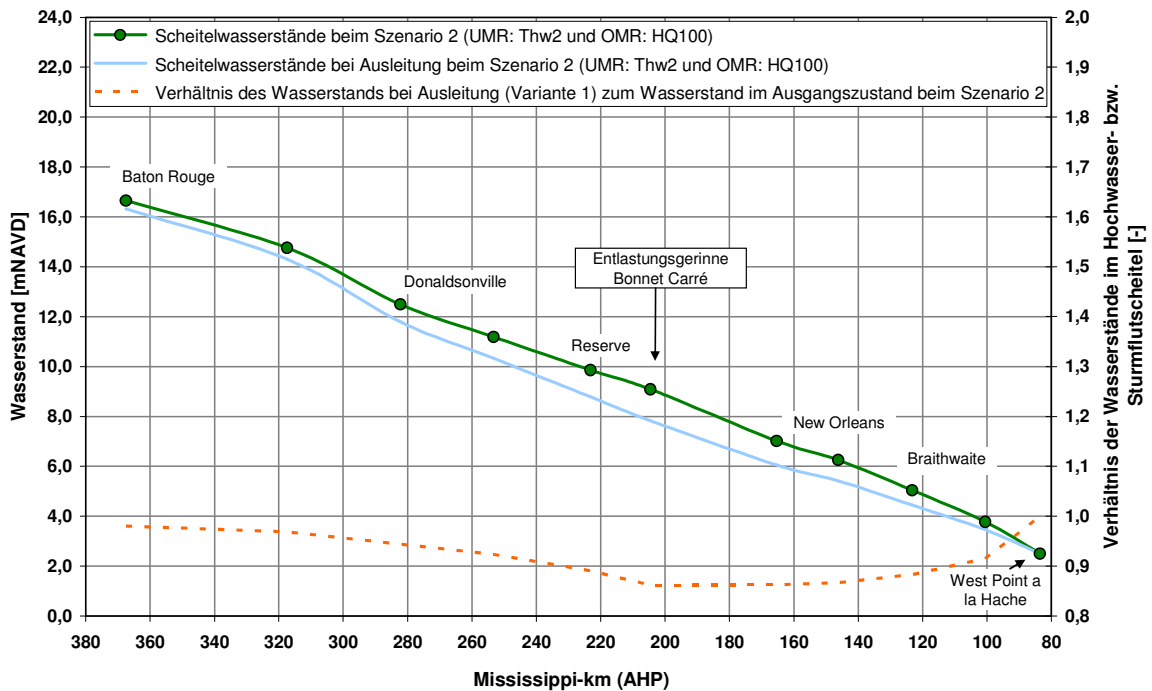


Abb. 9-23: Scheitelwasserstände und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) bei Variante 1 (Flutraumänderung durch das Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“) und dem Szenario 2 [UMR:  $Thw_2$  und OMR:  $HQ_{100}$ ]

Für die Pegel Bonnet Carré und New Orleans sowie Donaldsonville und Braithwaite ist der zeitliche Verlauf der Wasserstände bei Ausleitung sowie im Ausgangszustand über einen Zeitraum

von 75 Tagen dargestellt (Abb. 9-24 und Abb. 9-25). An rd. 70 Tagen erfolgt eine Ausleitung aufgrund von Oberwasserabflüssen größer als  $Q = 35.400 \text{ m}^3/\text{s}$ .

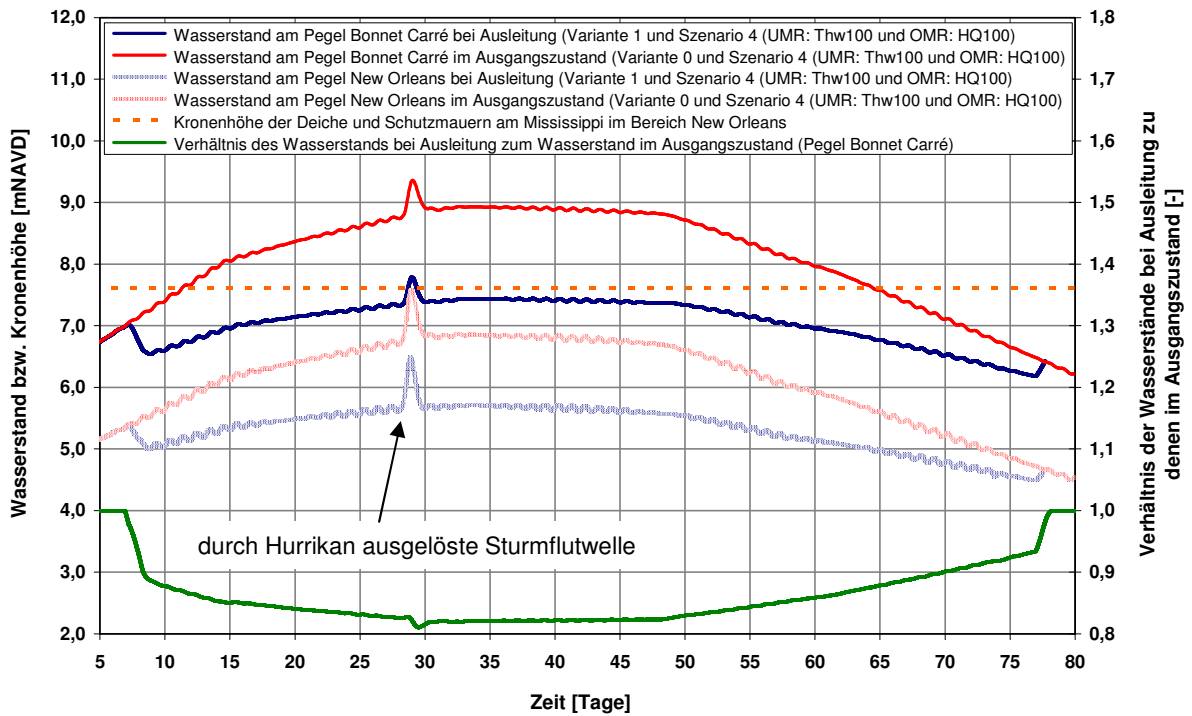


Abb. 9-24: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) an den Pegeln Bonnet Carré sowie New Orleans bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung durch das Entlastungsgerinne (Variante 0 und 1 und Szenario 4 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

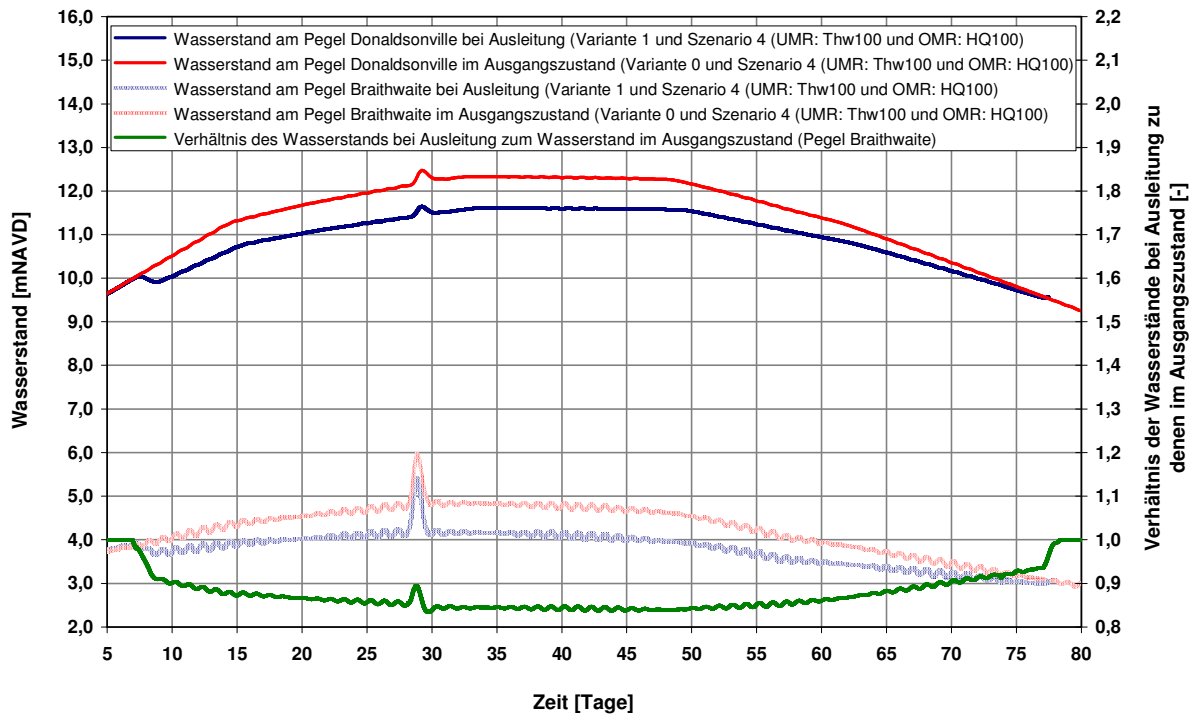


Abb. 9-25: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) an den Pegeln Donaldsonville sowie Braithwaite bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung durch das Entlastungsgerinne (Variante 0 und 1 und Szenario 4 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

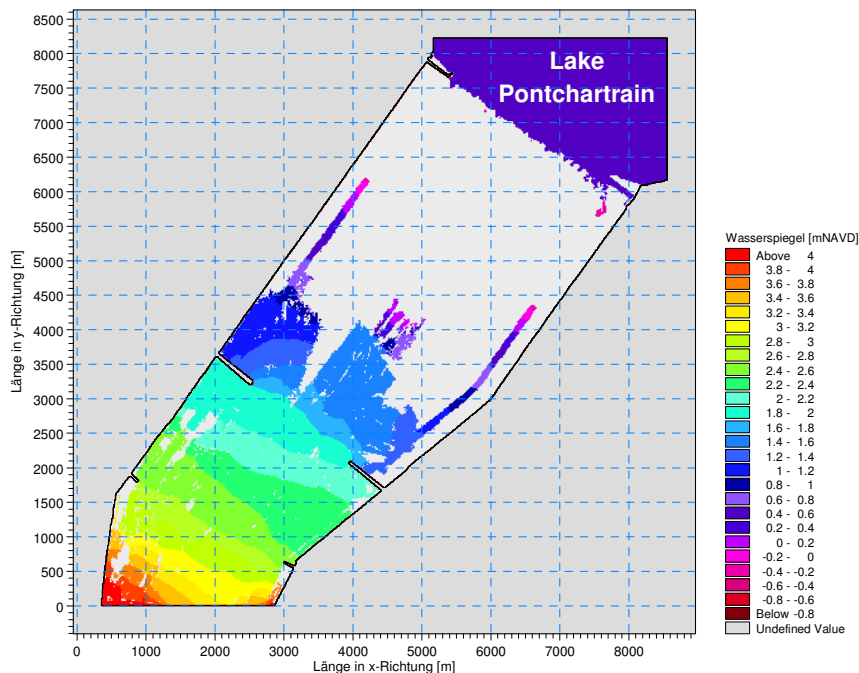
Ohne Ausleitungsbauwerk kommt es kurzzeitig zu Wasserständen oberhalb der Kronenhöhe und somit zu einem Überströmen der Deiche in der Stadt New Orleans. Am Pegel New Orleans ergeben sich ohne Betrieb der Flutrinne über einen Zeitraum von rd. 3 Stunden Wasserstände größer als die Kronenhöhe mit 7,62 mNAVD. Durch die Verringerung um rd. 1,2 m aufgrund der Ausleitung bleiben die Wasserstände unterhalb der Kronenhöhe und bis auf den Zeitraum des Auftretens der durch den Hurrikan ausgelösten Welle auch unterhalb des höchsten beobachteten Wasserstands der Zeitreihe 1935 bis 2006 in Höhe von  $HW_{1935-2006} = 5,98$  mNAVD.

Der Tideeinfluss erfährt nach oberstrom eine deutliche Dämpfung, was beim Vergleich der zeitlichen Verläufe an den Pegeln Donaldsonville und Braithwaite deutlich zu erkennen ist. Die durch Reibung und Reflexion bedingte Energiedissipation bewirkt eine Verringerung der Amplitude der Tidewellen. Die aufgrund des Hurrikans ausgelöste Welle ist am Pegel Donaldsonville bei Mississippi-km 282 AHP nur noch leicht zu erkennen.

Durch die Ausleitung liegen die Scheitelwasserstände zwischen Braithwaite bei Mississippi-km 123,25 AHP bis zum oberen Modellrand unterhalb der Scheitelwasserstände, die beim Szenario 2 ohne Ausleitung auftreten. Die Einflussgrenze, bis zu der die Scheitelwasserstände durch die Sturmflutwelle beeinflusst werden, verschiebt sich um rd. 100 km in Richtung Mündung.

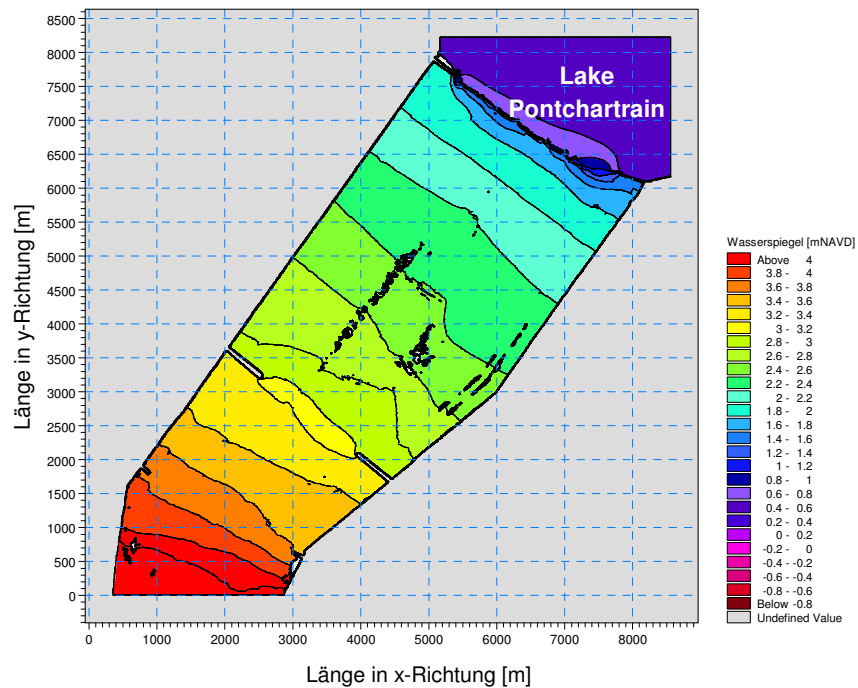
### 9.6.2.2 Flutungsverlauf im Entlastungsgerinne (Variante 1)

Abb. 9-26 zeigt die Wasserspiegellage im Entlastungsgerinne während des Flutungsvorgangs rd. 8 Stunden nach Beginn der Flutung. Da der Öffnungsvorgang des Wehres rd. 36 Stunden dauert, ergibt sich zunächst eine auch aufgrund der Rauheit langsame Flutung mit geringen Ausbreitungsgeschwindigkeiten. Die Flutung setzt zunächst in den Entwässerungsgräben ein.



**Abb. 9-26: Wasserspiegellage während der Flutung des Entlastungsgerinnes (rd. 8 Stunden nach Flutungsbeginn)**

Die Höhe des Wasserspiegels liegt zwischen rd. 4 mNAVD im Bereich des Einlaufbauwerks und unter 0 mNAVD im Bereich der tiefer gelegenen Gräben. Die Wassertiefen betragen zu diesem Zeitpunkt zwischen 0,8 und 1,2 m. Ein Einströmen in den Lake Pontchartrain beginnt nach rd. 20 Stunden. Nach rd. 24 Stunden sind die gesamten Flächen im BONNET CARRÉ SPILLWAY mit Wasser bedeckt (Abb. 9-27). Anschließend erhöhen sich sukzessive die Strömungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit der erhöhten Durchflussraten.



**Abb. 9-27: Wasserspiegellage während der Flutung des Entlastungsgerinnes (rd. 24 Stunden nach Flutungsbeginn)**

Der Wasserstand im Entlastungsgerinne sowie der ausgeleitete Abfluss über die Zeit sind in Abb. 9-28 dargestellt. Dem Entlastungsgerinne fließen im Hochwasserscheitel rd. 10.119 m<sup>3</sup>/s zu (rote Kurve). Der maximale Wasserstand wird rd. 22 Tage nach Beginn der Flutung des Entlastungsgerinnes erreicht (blaue Kurve). Dieser erhöht sich im Verlauf der Hochwasserwelle stetig von 0 mNAVD auf bis zu 4,72 mNAVD und liegt damit rd. 1,6 m niedriger als im Hauptstrom. Es ist eine leichte zeitliche Verzögerung der Wasserstände zu erkennen.

Es zeigt sich, dass die Abflüsse sowohl im Entlastungsgerinne als auch im Bereich der Stadt New Orleans oberhalb der Bemessungsabflüsse liegen. Um die Sicherheit der Schutzbauwerke nicht zu gefährden, müssen bei Eintreten des Szenarios 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) weitergehende Ausleitungen oberstrom beispielsweise am „Old River Control“-Bauwerk ins Einzugsgebiet des Atchafalaya River erfolgen.

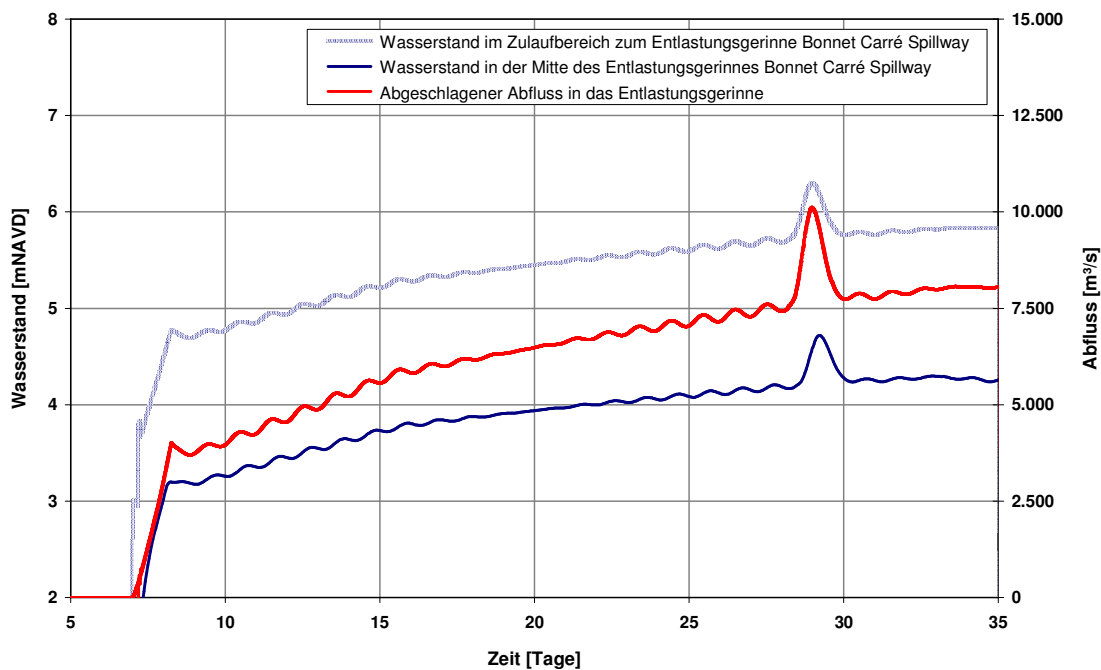


Abb. 9-28: Verlauf des Wasserstands und des Durchflusses im Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“ beim Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ )

### 9.6.2.3 Sofortöffnung des Entlastungsgerinnes (Variante 2)

Anhand Variante 2 werden die Auswirkungen einer schnelleren Öffnung des Wehres (Sofortöffnung innerhalb von  $t = 3$  Stunden) im Vergleich zur Normalöffnung ( $t = 36$  Stunden) beim Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ) analysiert. Eine minimale Beeinflussung zeigt sich etwa in den ersten zwei Tagen nach Beginn der Flutung des „Bonnet Carré Spillway“. Die maximale Beeinflussung tritt etwa nach einem halben Tag auf (Abb. 9-29).

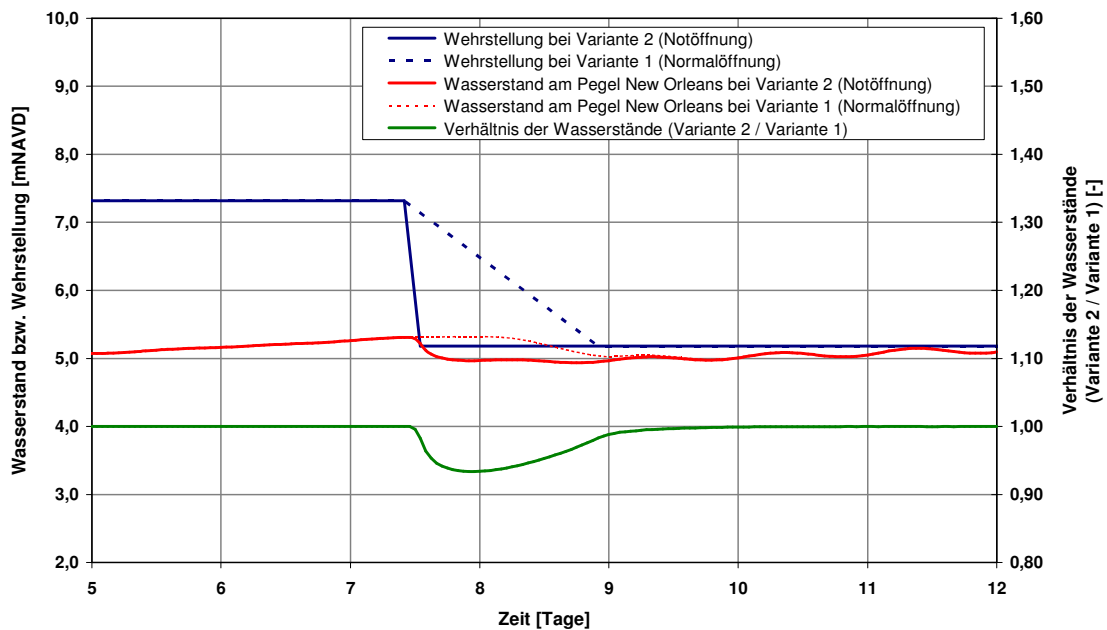


Abb. 9-29: Verlauf der Wehrstellung am Entlastungsgerinne und Wasserstand am Pegel New Orleans bei Variante 2 (Sofortöffnung) und Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ )

Die Wasserstände betragen aufgrund der früheren Öffnung zeitweise etwa dem 0,94-fachen der Wasserstände bei Normalöffnung (Differenz von max. 35 cm). Da im Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitel keine Differenzen feststellbar sind, wird auf eine Darstellung für den gesamten Simulationszeitraum verzichtet. Im Vergleich zur gesamten Standzeit der Hochwasserwelle ist diese Beeinflussung zeitlich sehr begrenzt und als Steuerungsmaßnahme zur Entlastung der Schutzbauwerke am Unterlauf nicht zielführend.

#### 9.6.2.4 Frühere Öffnung des Entlastungsgerinnes (Variante 3)

Eine frühere Öffnung des Wehrbauwerks bereits ab einem Abfluss von  $Q = 31.000 \text{ m}^3/\text{s}$  führt beim Szenario 4 nicht zu weitergehenden Entlastungen der Schutzbauwerke im Hochwasser-scheitel. In diesem Fall setzt die Flutung bereits fünf Tage früher ein. Die Wasserstandsänderungen beschränken sich auf den Zeitraum der früheren Öffnung (Abb. 9-30). Verglichen zum Ausgangszustand ergeben sich 0,93-fach geringere Wasserstände zu Flutungsbeginn, d.h. maximal 44 cm geringere Wasserstände.

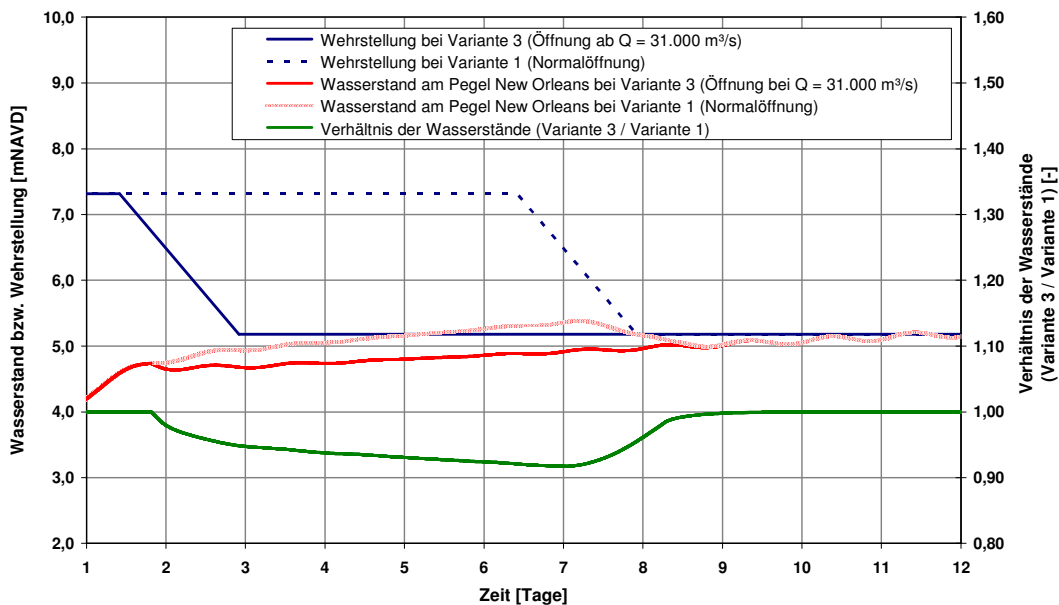


Abb. 9-30: Verlauf der Wehrstellung am Entlastungsgerinne und Wasserstand am Pegel New Orleans bei Variante 3 (Öffnung ab  $Q = 31.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und Szenario 4 (UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ )

#### 9.6.2.5 Vergrößerung des Einströmbereiches am Entlastungsgerinne (Variante 4)

Die durch die Vergrößerung des Einströmbereiches am Wehr durch eine 2 m niedrigere Wehrschwellenhöhe hervorgerufene Änderung der Wasserstände zeigt Abb. 9-31. Entlang des Deltas ergeben sich beim Vergleich zur Variante 1 (Ausgangsschwellenhöhe) bis zu 0,94-fach geringere Wasserstände (Differenzen bis 45 cm). Die Beeinflussung ist im Bereich des Entlastungsgerinnes am größten.

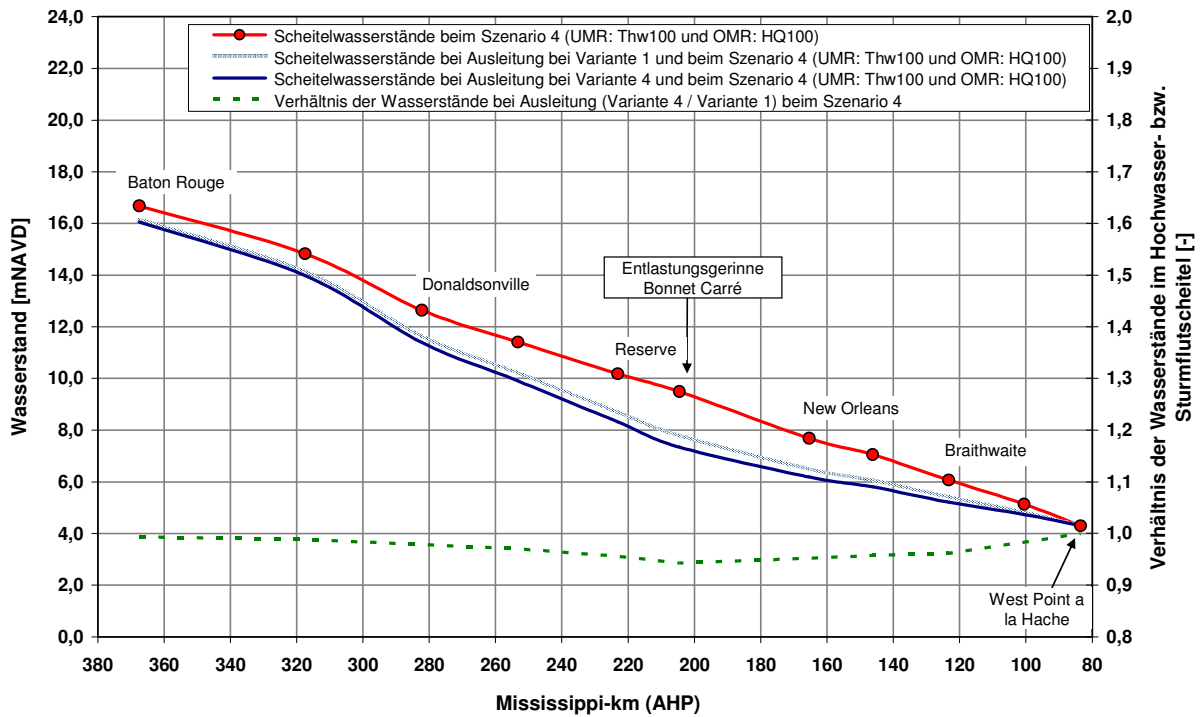


Abb. 9-31: Scheitelwasserstände und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) bei Variante 4 (Flutraumänderung durch das Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“) und dem Szenario 4 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ]

Die damit einhergehende Verringerung der Wasserstände um rd. 0,5 m im Verlauf der Hochwasserwelle zeigt Abb. 9-32 für den Pegel New Orleans.

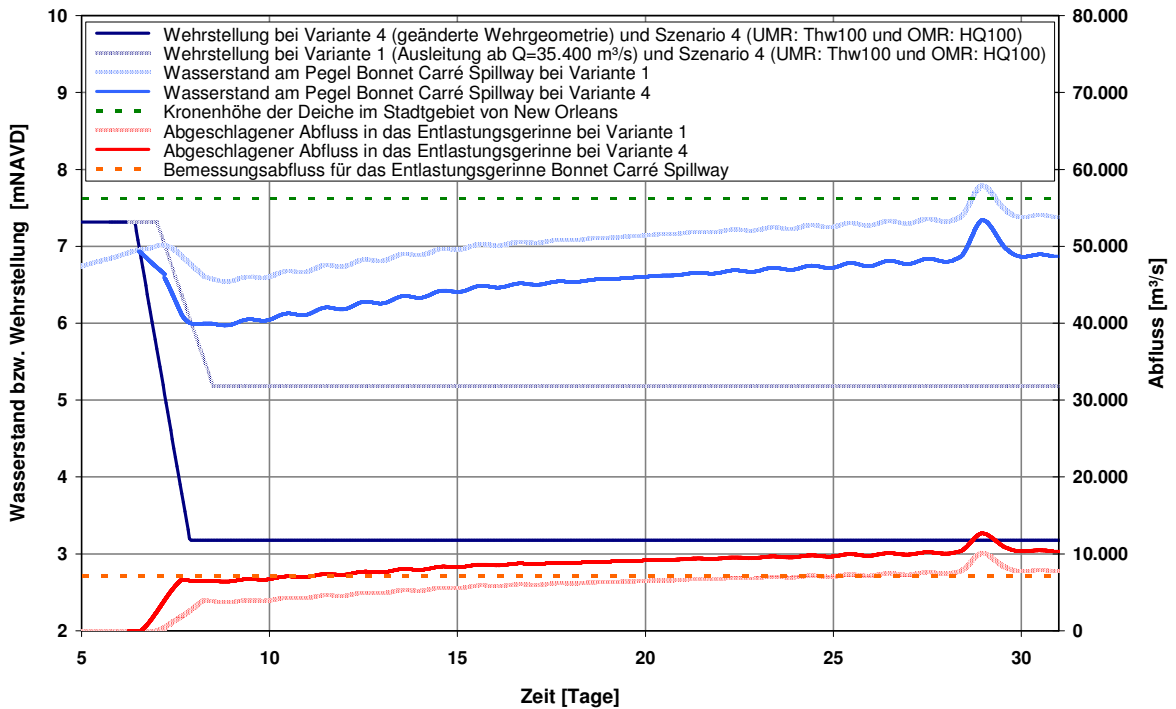


Abb. 9-32: Verlauf der Wehrstellung bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung sowie Wasserstand und Abfluss im Bereich des Entlastungsgerinnes (Variante 4 und Szenario 4 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

Es ist der Verlauf der Wehrstellung sowie die gesteigerte Ausleitung um ca. 2.500 m<sup>3</sup>/s in den Lake Pontchartrain zu erkennen. Die Verringerungen der Wasserstände wirken sich oberstrom sowie unterstrom aus. Es kommt zu einer zusätzlichen Entlastung der Schutzbauwerke im Untersuchungsgebiet. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Umfassungsdeiche der Flutrinne den Belastungen aus erhöhten Abflüssen standhalten können.

### 9.6.3 Ergebnisse der Steuerungsmaßnahmen

Zur Analyse der Wirksamkeit gesteuerter Schutzelemente wurden die resultierenden Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitelwasserstände bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung sowie geänderter Steuerung des die Ausleitung regulierenden Wehres am Unterlauf des Mississippi ermittelt. Tab. 9-6 fasst die Wasserstandsänderungen zusammen.

**Tab. 9-6: Relative und absolute Wasserstandsänderungen am Pegel Bonnet Carré bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung am Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“**

	Wasserstandsänderung beim Szenario 4 (UMR: Thw <sub>100</sub> und OMR: HQ <sub>100</sub> )		Wasserstandsänderung beim Szenario 2 (UMR: Thw <sub>2</sub> und OMR: HQ <sub>100</sub> )	
	H/H <sub>0</sub> [-]	absolut [m]	H/H <sub>0</sub> [-]	absolut [m]
<b>Variante 1</b> Flutrinne: Normalöffnung bei Q = 35.400 m <sup>3</sup> /s	0,82	1,66	0,86	1,25
<b>Variante 2</b> Flutrinne: Notöffnung bei Q = 35.400 m <sup>3</sup> /s	0,94 (während der Notöffnung)	0,35 (während der Notöffnung)	--	--
<b>Variante 3</b> Flutrinne: Normalöffnung bei Q = 31.000 m <sup>3</sup> /s	0,93 (während des Flutungs- beginns)	0,44 (während des Flutungs- beginns)	--	--
<b>Variante 4</b> Flutrinne: Normalöffnung bei Q = 35.400 m <sup>3</sup> /s bei geänderter Geometrie	0,78 (0,94 zu Var. 1)	2,11 (0,45 zu Var. 1)	--	--

Durch den Betrieb des Entlastungsgerinnes „Bonnet Carré Spillway“ lassen sich die Scheitelwasserstände sowohl ober- als auch unterstrom in einem Abstand von rd. 100 km und mehr z.T. deutlich reduzieren. Bei Überlagerung eines extremen Oberwasserzuflusses (HQ<sub>100</sub>) mit einer Sturmflutwelle (Thw<sub>100</sub>), d.h. bei Szenario 4, können die Scheitelwasserstände im direkten Ausleitungsbereich um bis zu 20 % gesenkt werden, was einer Differenz von rd. 1,66 m entspricht.

80 km unterstrom am Pegel Braithwaite beträgt die Minderung im Hochwasser- bzw. Sturmflutscheitel noch rd. 1 m und 80 km oberstrom am Pegel Donaldsonville noch rd. 1,6 m. Die hohe Wirksamkeit einer Ausleitung in ein seitliches Einzugsgebiet wird deutlich.

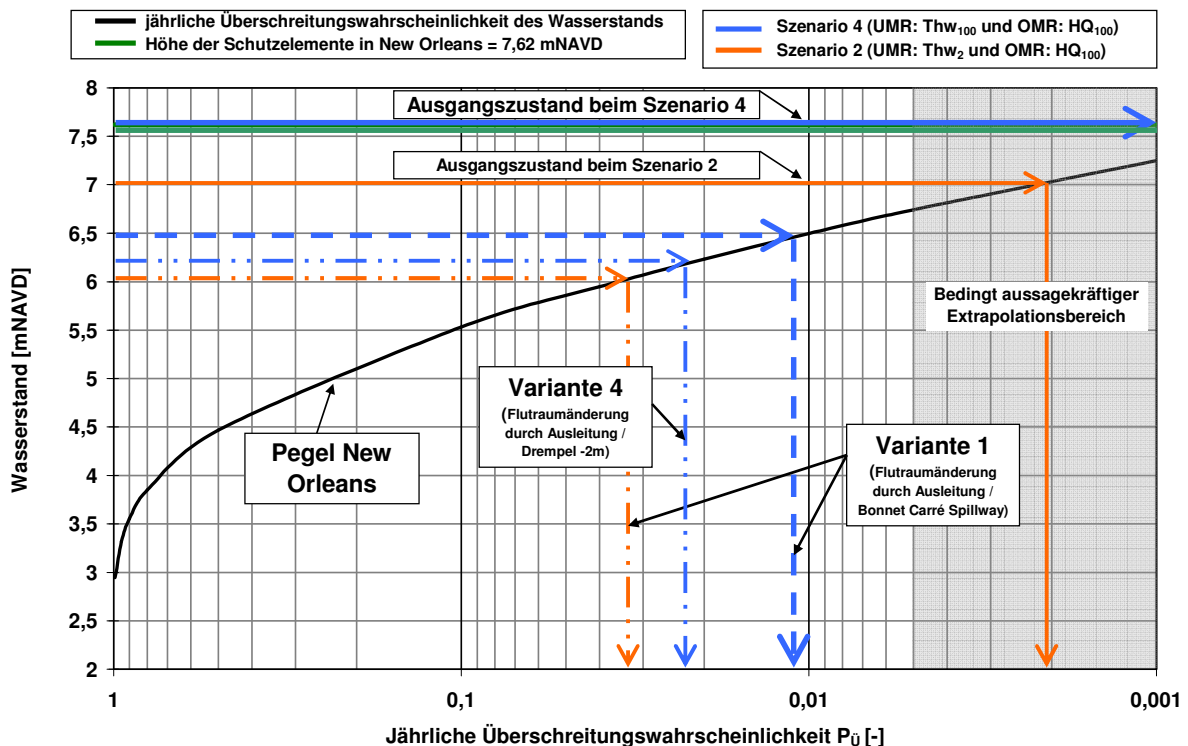
Ohne Ausleitung ergeben sich während der durch einen Hurrikan ausgelösten Sturmflutwelle mit einer jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit von 0,01 und eines gleichzeitigen Oberwasserzuflusses HQ<sub>100</sub> Wasserstände höher als die Krone der Schutzelemente im Stadtgebiet von New Orleans.



## 9.7 Änderung der Eintrittswahrscheinlichkeit und Risikominderung

Abb. 9-33 zeigt die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wasserstände (schwarze Kurve) am Pegel New Orleans. Darüber hinaus sind die durch die untersuchten (Risiko-)steuerungsmaßnahmen erzielten Minderungen des Scheitelwasserstands aufgrund der Ausleitung während der betrachteten Hochwasser- und Sturmflutszenarien dargestellt.

Während der Sturmflutscheitel in New Orleans beim Szenario 4 (UMR: Thw<sub>100</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) im Ausgangszustand noch oberhalb der Höhe der Schutzelemente liegt, ergibt sich durch eine Ausleitung mit dem Entlastungsgerinne eine deutliche Minderung der Wasserstände. Der Einsatz des Entlastungsgerinnes verhindert ein Überströmen der Schutzelemente. Die Reduzierung der Wasserstände um rd. 1,2 m (rd. 16 %) und einer Ausleitung von ca. 20 % des Zuflusses aus dem Oberlauf führt zu einer deutlichen Entlastung der Schutzbauwerke. Daraus kann gefolgert werden, dass die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Versagens der Schutzelemente und damit das Risiko verringert werden.



**Abb. 9-33: Jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wasserstands am Pegel New Orleans und Darstellung der Minderung der Wasserstände aufgrund einer Flutraumänderung durch Ausleitung am Entlastungsgerinne „Bonnet Carré Spillway“**

Die jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der Wasserstände am Pegel New Orleans für den sich ergebenden Scheitelwasserstand beim Szenario 4 und Variante 1 (Normalöffnung des Wehres am Entlastungsgerinne) beträgt rd. 0,012, während die Wasserstände im Ausgangszustand ein Wiederkehrintervall von weit mehr als 1.000 Jahren haben. Für das gleiche Szenario ergibt sich bei Variante 4, d.h. einem größeren Einströmbereich am Wehr eine weitergehende Scheitelkappung um rd. 30 cm. Die sich ergebenden maximalen Wasserstände weisen eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit von rd. 0,023 auf. Auch beim Szenario 2 (UMR: Thw<sub>2</sub> und OMR: HQ<sub>100</sub>) führt die Ausleitung zu rd. 1 m geringeren Wasserständen im Stadtge-

biet von New Orleans. Damit liegt der Hochwasserscheitel mehr als 1,5 m unterhalb der Kronenhöhe der Deiche und Hochwasserschutzmauern.

Tab. 9-7 fasst die simulierten Scheitelwasserstände und deren jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit zusammen. Damit ergibt sich ein Einblick in die Sensitivität der Eintrittswahrscheinlichkeit der Wasserstände bei Änderungen im Schutzsystem.

**Tab. 9-7: Minderung des Wasserstands am Pegel New Orleans bei einer Flutraumänderung durch Ausleitung**

	Szenario 4 (UMR: Thw <sub>100</sub> und OMR: HQ <sub>100</sub> )		Szenario 2 (UMR: Thw <sub>2</sub> und OMR: HQ <sub>100</sub> )	
	Wasserstand H [mNAVD]	Jährl. Überschreitungswahrscheinlichkeit [-]	Wasserstand H [mNAVD]	Jährl. Überschreitungswahrscheinlichkeit [-]
<b>Variante 0</b> Ausgangszustand, keine Ausleitung	7,68	>> 0,001	7,01	0,0021
<b>Variante 1</b> Flutrinne: Normalöffnung bei Q = 35.400 m <sup>3</sup> /s	6,49 (-119 cm)	0,012	6,05 (-96 cm)	0,023
<b>Variante 4</b> Flutrinne: Normalöffnung bei Q = 35.400 m <sup>3</sup> /s bei geänderter Geometrie	6,18 (-150 cm)	0,023	--	--

Bei gezieltem Einsatz der technischen Maßnahmen zur Kappung der Scheitelwasserstände durch Ausleitungen stellen hohe Abflüsse aus dem Oberlauf ohne zeitgleich wirkende Sturmflutwellen derzeit keine große Gefahr für die Schutzbauwerke am Unterlauf dar. Die Aktualität der behandelten Frage- bzw. Problemstellungen wird nicht zuletzt aufgrund extremer Binnenabflüsse am Mississippi und der erneuten Flutung des Entlastungsgerinnes „Bonnet Carré Spillway“ im April 2008 mit dem Ziel der Risikominderung und des Schutzes der Bewohner unterstrom deutlich.

Ein Vergleich mit den am idealisierten Ästuar (Kapitel 7) und an der Unterweser (Kapitel 8) untersuchten Steuerungsmaßnahmen zur Risikominderung ergibt, dass Ausleitungen sei es in Entlastungspolder oder Entlastungsrinnen effektiv zur Scheitelkappung eingesetzt werden können. Um eine hohe Wirksamkeit zu erreichen, sind mehr als 20 % des jeweiligen Durchflusses im Flussquerschnitt abzuschlagen. Dazu sind ausreichend große zusätzliche Fluträume oder die Möglichkeit der Ausleitung in seitliche Einzugsgebiete notwendig. Weiterhin bedarf es gesteuerter Küstenschutzelemente im Einlaufbereich, damit die Fluträume gezielt in Abhängigkeit der Wasserstände und Abflüsse im Tidefluss geflutet werden können.

## 10 Zusammenfassung

Eine Nutzung tief liegender Küstengebiete sowohl als Siedlungs- und Wirtschaftsraum als auch landwirtschaftlich ist ohne einen funktionierenden Küstenschutz nicht denkbar. Die Vulnerabilität und damit das Hochwasserrisiko haben sich in vielen Küstenregionen weltweit in den letzten Jahrzehnten erhöht. Durch veränderte Belastungen auf das System Küste u.a. aufgrund der erwarteten Klimaänderung, z.B. durch den verstärkten Meeresspiegelanstieg oder höhere Wind- und Niederschlagsintensitäten, steigt zudem die Versagenswahrscheinlichkeit des Küstenschutzsystems an Tideflüssen und damit das Hochwasser- und Sturmflutrisiko.

Ist bei Auftreten von Extremereignissen zu wenig Flutraum im Bereich der Tideflüsse vorhanden, wirken hohe Belastungen auf die Schutzelemente, welche letztlich zum Versagen führen können. Der durch Windstau, Binnenabfluss und Wellenaufbau resultierende Scheitelwasserstand im Bereich der Schutzelemente ist ein maßgeblicher Bemessungs- und Risikoparameter. Vielseitige Nutzungsansprüche an den Küstenraum und hohe finanzielle Aufwendungen für Planung, Ausführung und Unterhaltung der Küstenschutzanlagen erfordern gerade vor dem Hintergrund der Klimaänderung innovative, neue und nachhaltige Strategien, die einen hohen und kosteneffizienten Sicherheitsstandard in überflutungsgefährdeten Räumen gewährleisten und gleichzeitig von allen Betroffenen akzeptiert werden.

Unter diesen Gesichtspunkten wurden im Rahmen dieser Arbeit Methoden zur Risikominderung in tidebeeinflussten Flüssen durch gesteuerte Hochwasser- bzw. Küstenschutzbauwerke untersucht. Als vorsorgende und nachhaltige neue Küstenschutzstrategien wurden der Anschluss von Sturmflutentlastungspoldern, eine geänderte Steuerung von Sturmflutsperrwerken und darüber hinaus Ausleitungen über Entlastungsgerinne betrachtet. Die Flutraumerweiterungen bzw. -änderungen wurden mit hydrodynamisch-numerischen Methoden detailliert auf ihre Auswirkungen bzw. Konsequenzen insbesondere in Bezug auf die resultierenden Scheitelwasserstände in den Tideflüssen und deren Eintrittswahrscheinlichkeit untersucht.

Dazu wurden zu Beginn die Belastungen auf das System Küste bzw. die Risikofaktoren und mögliche Maßnahmen zum Schutz der Küste und zur Risikominderung im Küstenraum beschrieben und erörtert. Ein probabilistischer Ansatz zur Ermittlung des Risikos unter Berücksichtigung der Eintrittswahrscheinlichkeit des Versagens von Küstenschutzelementen und der Schadenshöhen aufgrund Versagen wurde erläutert und angewendet.

Die zunächst am Beispiel eines idealisierten Ästuars untersuchten Strategien wurden in Anwendungsrechnungen auf die Unterweser und das Mississippidelta übertragen, um die Anwendbarkeit dieser Methoden für reale Tideflüsse aufzuzeigen, wobei in der Unterweser die Tide und im Mississippidelta der Binnenabfluss einen dominierenden Einfluss auf die Scheitelwasserstände haben. Für das idealisierte Ästuar erfolgten weitergehende Betrachtungen möglicher Zukunftsbilder, wie eine Anpassung der Topographie aufgrund von Verbreiterung und Vertiefung. Für die z.T. weit verzweigten tidebeeinflussten Gewässernetze liegen hiermit erstmals gekoppelte instationär betriebene Modelle unter Berücksichtigung iterativer Steuerungen regel- bzw. steuerbarer Schutzelemente vor, mit welchen Aussagen zu den betrachteten Risikominderungsmaßnahmen möglich sind.

Für das im Stadtgebiet von Bremen gelegene Gebiet Werderland wurden die Versagensfolgen

aufgrund definierter Deichbruchszenarien mit einer instationären zweidimensionalen Überflutungsschadensberechnung sowie Nutzungsanalyse der von Überflutung betroffenen Flächen berechnet und mit der Versagenswahrscheinlichkeit im Rahmen einer probabilistischen Risikoanalyse zum Risiko zusammengefasst. Der Diskretisierungsgrad bei der Überflutungsausbreitung weist im Vergleich zu früheren Arbeiten eine deutliche Verfeinerung auf.

Um die Effektivität der Steuerungsmaßnahmen beurteilen bzw. bewerten zu können, wurden Hochwasser- und Sturmflutszenarien mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen, insbesondere extremen und damit seltenen Ereignissen (z.B.  $T = 100$  Jahre), betrachtet. Eine geringe Eintrittswahrscheinlichkeit der Ereignisse ergab sich zusätzlich durch eine Berücksichtigung des Zusammentreffens der Hochwasser- und der Sturmflutwelle in den Tideflüssen. Zusammengefasst können die in dieser Arbeit untersuchten Fragen wie folgt beantwortet werden:

- Sturmflutentlastungspolder und Entlastungsgerinne stellen bei entsprechenden Dimensionen und bei Möglichkeiten zur gezielten gesteuerten Flutung eine effektive Maßnahme des technischen Hochwasserschutzes im Rahmen eines Hochwasserrisikomanagements dar. Es konnte für die Unterweser nachgewiesen werden, dass sich im Sturmflutfall eine geänderte bzw. verzögerte Schließung von Sturmflutsperrwerken nur in geringem Umfang und nur im direkten Sperrwerksbereich auf die Scheitelwasserstände und damit auf das Risiko auswirkt, da die in den Nebenflüssen speicherbaren Wassermengen im Vergleich zum Tidevolumen (je nach Szenario  $>10.000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) sehr gering sind.
- Für die Unterweser lassen sich die Scheitelwasserstände durch den Anschluss von Sturmflutentlastungspoldern auch für extreme Szenarien (Zusammentreffen einer Hochwasser- und Sturmflutwelle mit einem Wiederkehrintervall von jeweils 100 Jahren) um rd. 10 % im Stadtgebiet von Bremen verringern. Eine Einzelbewirtschaftung führt je nach Lokation der Entlastungsmaßnahmen maximal zu 5 % geringeren Scheitelwasserständen, während eine Änderung der Sperrwerkssteuerungen die Scheitelwasserstände nur um max. 1 % beeinflusst. Ein Nutzen einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Entlastungspolder und einer Nutzung des Flutraums oberhalb der Sperrwerke konnte für die Unterweser bei den betrachteten Extremereignissen nicht festgestellt werden. Mehr als 99 % der erzielbaren Wasserstandsminde rung werden dabei durch den Anschluss von Sturmflutentlastungspoldern realisiert, d.h. der Einfluss einer geänderten Sperrwerkssteuerung ist bei extremen Szenarien begrenzt bzw. ohne Nutzen. Darüber hinaus zeigt sich, dass Sturmflutentlastungspolder auch bei Kettentiden eine vergleichbare Wirksamkeit aufweisen.
- Die Ausleitung anhand eines Entlastungsgerinnes führt im Stadtgebiet von New Orleans zu rd. 20 % geringeren Scheitelwasserständen bei Betrachtung des Zusammentreffens einer Hochwasser- und Sturmflutwelle mit einem Wiederkehrintervall von jeweils 100 Jahren. Geänderte Betriebsweisen weisen aufgrund der langen Standzeit von Hochwasserwellen von z.T. über 50 Tagen keine nennenswerten Vorteile auf.
- Die erstellten gekoppelten hydrodynamisch-numerischen Modelle ermöglichen bei hoher räumlicher Auflösung eine Modell gestützte und iterative Steuerung von bestehenden und potentiellen Küstenschutzelementen wie Entlastungspolder, Sperrwerke und Flutrinnen. Eine aufeinander abgestimmte, iterative Steuerung anhand von Kontrollwasser-

ständen ist effektiv und notwendig.

- Die Modelle sind sowohl für Planungen als auch operationell unter Berücksichtigung adaptiver Steuerungen der Fluträume einsetzbar, d.h. auch eine Echtzeitsteuerung im Sturmflut- bzw. Hochwasserfall ist möglich. Damit steht ein Werkzeug zur Analyse von technischen Risikominderungsmethoden als Basis für einen gesellschaftlichen Diskurs über den Umgang mit den Folgen von Extremhochwasser zur Verfügung.

Das Risiko im Bereich des an der Unterweser betrachteten zumeist landwirtschaftlich aber auch industriell genutzten Gebiets Werderland ist aktuell mit rd. 8.400 €/Jahr gering. Die monetär bewertbaren Schäden bei Deichbruchversagen sind in diesem Gebiet überschaubar. Durch die Steuerungsmaßnahmen ergab sich eine Minderung des Risikos bei gleichem Deichbruchszenario um rd. 9 %. Für die Unterweser konnten erstmals die Auswirkungen von Risikosteuerungsmaßnahmen auf das Risiko nachgewiesen werden. Eine Bewertung für das gesamte Stadtgebiet von Bremen mit deutlich höherem Risikopotential steht aus.

Eine Steigerung des Bewusstseins der Bevölkerung vor dem bestehenden Restrisiko trotz Hochwasserschutzmaßnahmen durch vermehrte und angepasste Kommunikation der verbleibenden Risiken bleibt essentiell. Dazu stehen anhand der hier dargestellten Vorgehensweisen unter Anwendung der Modelltechnik zur Bestimmung des Risikos und der Auswirkungen von Risikominderungsmaßnahmen wesentliche Grundlagen aus ingenieurwissenschaftlicher Sicht bereit.

Zum integrierten Risikomanagement zählt die Betrachtung der psychologischen, soziologischen und politikwissenschaftlichen Dimensionen der Risikowahrnehmung, -kommunikation und -steuerung. Um das Risiko einer Küstenregion zu kommunizieren bietet sich die Zusammenarbeit zwischen ingenieur-, natur- und sozialwissenschaftlichen Fachdisziplinen an. Aufgabe des Wasserbauingenieurs bleibt es einen permanenten Anpassungs- und Optimierungsprozess der Hochwasser- und Küstenschutzmaßnahmen anzustrengen und zu begleiten. Für künftige Untersuchungen erscheinen folgende Maßnahmen erforderlich und werden als weitere Vertiefungsmöglichkeit vorgeschlagen:

- Weitere Verfeinerung der räumlichen Diskretisierung ggfs. durch Kopplung von 2D- und 3D-Modellen auch unter Berücksichtigung des Küstenvorfelds.
- Verbesserte Implementierung der Deichbruchdynamik (Bruchinitialisierung und -entwicklung), um physikalische Prozesse und die ins Hinterland einströmenden Volumina detailgetreuer abbilden zu können.
- Detaillierte Einbindung weiterer Versagensmechanismen zur Bestimmung der Eintrittswahrscheinlichkeit des Versagens der Küstenschutzelemente, z.B. Auswirkung von Druckschlägen und Infiltrationen.
- Flächendeckende risikobasierte Betrachtung des Hinterlands an Tideflüssen zur Einordnung der Risikominderungspotentiale.
- Weitergehende Analyse der betrachteten Strategien mit multikriteriellen Bewertungsverfahren, um Grundlagen für Entscheidungsträger bereit zu stellen.

## 11 Literatur und Quellenverzeichnis

- ARGE Weser           Weserlastplan, Bericht der Arbeitsgemeinschaft der Länder zur Reinhaltung der Weser, Bremen, 1982
- ASCE                   Ship Channel Design and Operation, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 107, Reston, USA, 2005
- ATV-DVWK            Ursache-Wirkungsbeziehungen zu Hochwasserereignissen, ATV-DVWK-Arbeitsbericht, ISBN 3-924063-67-2, Hefen, 2003
- EAK (Ausschuss für Küstenschutzwerke)   EAK 2002, Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken, Die Küste, Heft 65, Westholsteinische Verl.-Anst. Boyens & Co., Heide, 2002
- Bakker, W.T. & Vrijling, J.K.   Probabilistic design of sea defences, Proceedings of the ICCE conference, Sydney, 1980
- BAW                    Sturmfluten in deutschen Ästuaren, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 86, Hamburg, 2000
- BAW                    Fahrrinnenanpassung der Unterweser an die Entwicklungen im Schiffsverkehr, Gutachten zur ausbaubedingten Änderung der Sturmflutscheitelwasserstände, Hamburg, 2006a
- BAW                    Fahrrinnenanpassung der Unterweser an die Entwicklungen im Schiffsverkehr, Gutachten zur ausbaubedingten Änderung der Hydrodynamik und Salztransport, Hamburg, 2006b
- Berndt, D., Harten, H. & H. Rohde    Hydraulische Modellversuche zum Sturmflutgeschehen in der Unterelbe (1976-1980), Die Küste, H. 38: S. 105-175, 1983
- BFG                    Mathematisch-numerische Modelle in der Wasserwirtschaft, Handlungsempfehlungen für Forschungs- und Entwicklungsarbeiten, Mitteilung Nr. 24, Koblenz, 2002
- Bliesener, F.         Deiche und Sperrwerke schützen Bremen, Begleitheft zur Ausstellung „Bremen im Schutz seiner Deiche“, Bremen, 1980
- BMVBS                 Integriertes Küstenzonenmanagement (IKZM): Raumordnung im Küstenbereich und auf dem Meer, Abschlussbericht, Berlin, 2006
- Bodine, B.R.         Storm Surge on the Open Coast, Fundamentals and Simplified Prediction, US Army Corps of Engineers, Technical Memorandum 35, 1971
- Bork, I. & S. Müller-Navarra   Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der Deutschen Nordseeküste, Abschlussbericht Teil C: Sturmflutsimulationen, BSH, Hamburg, 2006
- Bronstert, A. et al.   Möglichkeiten zur Minderung des Hochwasserrisikos durch Nutzung von Flutpoldern an Havel und Oder, Schlussbericht zum BMBF-Projekt im Rahmen des Vorhabens „Bewirtschaftungsmöglichkeiten im Einzugsgebiet der Havel“, Institut für Geoökologie, Potsdam, 2004
- BUND (Bund für Umwelt und Naturschutz Deutschland)   Das Weserästuar im Spannungsfeld zwischen Natur- und Küstenschutz, ein integriertes Entwicklungskonzept für die Weser und ihre Marsch in Zeiten des Klimawandels der Arbeitsgruppe „Unterweser“. Bremer Beiträge für Naturkunde und Naturschutz, Bd. 2, 1996

- BWK                    Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern, Teil 1, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e.V. (BWK), Düsseldorf, 2001
- CUR                    Probabilistic design of flood defences, CUR Report, 141: TAW, ISBN 90-376-0009-3, Gouda, NL, 1990
- DHI (Danish Hydraulic Institute)    MIKE Flood: 1D-2D-Modelling, User Manual, Horsholm, Dänemark, 2004
- DHI (Danish Hydraulic Institute)    MIKE 11, A Modelling System for Rivers and Channels, User Guide, Horsholm, Dänemark, 2004a
- DHI (Danish Hydraulic Institute)    MIKE 11, A Modelling System for Rivers and Channels, Reference Manual, Horsholm, Dänemark, 2004b
- DHI (Danish Hydraulic Institute)    MIKE 21, Flow Model, Hydrodynamic Module, User Guide, Horsholm, Dänemark, 2005
- Dietz, J.-W.            Strömungsverhältnisse, Kolkbildung und Sohlensicherung am Eider-Sperrwerk, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 73, Seite 27-109, Karlsruhe, 1995
- DiMarco, S. F. & R.O. Reid        Characterization of the principal tidal current constituents on the Texas-Louisiana shelf, Journal of Geophysical Research, Oceans 103, No. C2, S. 3093 – 97JC03289, 1997
- DIN 4049                Hydrologie, Deutsches Institut für Normung, Berlin, 1992
- Dirksen, J. & W. Reiner        Rahmenbedingungen für ein neues Weserwehr in Bremen und Stand der Planung, Wasserwirtschaft, Jg. 77, Heft 2, 1987
- Disse, M. et al.        Vergleich von verschiedenen komplexen hydrodynamisch-numerischen Modellen hinsichtlich ihrer Einsatzmöglichkeiten im Hochwassermanagement, Beiträge zum Tag der Hydrologie 2006, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 15.06, München, 2006
- DKKV                    Hochwasservorsorge in Deutschland, Lernen aus der Katastrophe 2002, Schriftenreihe des DKKV e.V., Heft 29, Bonn, 2003
- DKKV                    Risikomanagement als Konzept zur Risikominderung am Beispiel der überflutungsgefährdeten Räume Schleswig-Holsteins, Diplomarbeit von Sabine Mertsch, Bonn, 2004
- Dücker, H. P., Witte, H.-H. et al.    Konzept für eine nachhaltige Entwicklung der Tideelbe als Lebensader der Metropolregion Hamburg, Diskussionsbeitrag der Hamburg Port Authority und der WSV, Hamburg, 2006
- DVWK                    Empfehlung zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit, DVWK-Regeln 101, Hamburg, 1979
- DVWK                    Hochwasserrückhaltebecken, Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 202, 2. Auflage, Bonn, 1991a
- DVWK                    Hydraulische Berechnung von Fließgewässern: DK 551.51/54 Fließgewässer, DK 532.543 Hydraulik, Parey-Verlag, Hamburg, 1991b
- DVWK                    Hochwasserabflüsse, Schriftenreihe des DVWK, Heft 124, Bonn, 1999a

- DVWK Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern, DVWK-Merkblatt 127, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn, 1999b
- DVWK Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK-Merkblatt 251, Bonn, 1999c
- DWD Klimastatusbericht 2005, Offenbach, 2005
- Dyck, S. Angewandte Hydrologie, VEB Verlag für Bauwesen, 2. Auflage, Berlin, 1980
- Eckholdt, M. Flüsse und Kanäle, Die Geschichte der deutschen Wasserstraßen, DSV-Verlag, Berlin, 1998
- Elsner, A. et al. Risikoanalyse – ein Element des Küstenzonenmanagements, Coastline Reports 1, ISSN 0928-2734, AMK-Jahrestagung, Warnemünde, 2004
- Erdmann, H. Analyse der Auswirkungen von Ausbaumaßnahmen auf das Tideverhalten in Ästuaren am Beispiel der Unterweser, Projektarbeit am Franzius-Institut, unveröffentlicht, 2006
- ESRI Manual ArcView, Version 3.2, Environmental System Research Institute, 1996 (a)
- ESRI Manual Spatial Analyst, Version 1.1, Environmental System Research Institute, 1996 (b)
- ESRI Manual 3D Analyst, Version 1.0, Environmental System Research Institute, 1997
- Europäische Kommission Vorschlag für eine Richtlinie des europäischen Parlaments und des Rates über die Bewertung und Bekämpfung von Hochwasser {SEK (2006) 66}, Brüssel, Belgien, 2006
- FEMA Report on Costs and Benefits of Natural Hazards Mitigation, Hazard Mitigation Technical Assistance, Washington, D.C., USA, 1997
- Fischetti, M. Wenn New Orleans versinkt, Spektrum der Wissenschaft, Heft 2, Seite 75-82, Heidelberg, 2005
- Flügel, H. 100 Jahre Korrektion der Unterweser und Hafenanbau in Bremen, Jahrbuch der HTG, Band 42, S. 49-82, Hamburg, 1987
- Franzius, L. Korrektion der Unterweser, Bremen, 1888
- Franzius-Institut Technik des Küstenschutzes als Bereich des Teilprojektes Integrative Analyse des Verbundprojektes KLIMU, Kurztitel: Fallstudie Weserästuar, 1. Zwischenbericht, Bericht Nr. 625 des Franzius-Instituts, Hannover, 1998
- Franzius-Institut Technik des Küstenschutzes, Teilprojekt Integrative Analyse des Verbundprojektes KLIMU, Kurztitel: Fallstudie Weserästuar, Bericht Nr. 628 des Franzius-Instituts, Hannover, 2000
- Franzius-Institut Risiko einer Küstenregion bei Klimaänderung, BMBF-Abschlussbericht, Nr. 01LA9822/4, Hannover, 2001
- Franzius-Institut Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, Heft 89, Hannover, 2003



- 
- Franzius-Institut Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeit der Bemessungswasserstände an der Unterweser, Abschlussbericht, Bericht Nr. 678 des Franzius-Instituts, unveröffentlicht, Hannover, 2004a
- Franzius-Institut Untersuchung zur Deichsicherheit der Stadtstrecke Bremen-Seehausen bis Bremen-Weserwehr, Bericht Nr. 679, unveröffentlicht, Hannover, 2004b
- Franzius-Institut Wellen und Seegang an Küsten und Küstenbauwerken, Seegangsatlas an der Deutschen Nordseeküste, Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 90a, Hannover, 2004c
- Franzius-Institut Klimawandel und präventives Risiko- und Küstenschutzmanagement an der deutschen Nordseeküste (KRIM), Teilprojekt: Klimaänderung und Küstenschutz, Bericht Nr. 656 des Franzius-Instituts, Hannover, 2004d
- Franzius-Institut Hydrodynamische numerische Simulationen von Hochwasserereignissen im Einzugsgebiet der Wümme, Hamme und Lesum unter Berücksichtigung der Niederschlag-Abfluss-Verhältnisse, Bericht Nr. 685, unveröffentlicht, Hannover, 2006
- Franzius-Institut Integriertes Hochwasserrisikomanagement in einer individualisierten Gesellschaft (INNIG), BMBF-Teilprojekt 1, Risikoanalyse und –steuerung, Schlussbericht, Hannover, 2007
- Führböter, A. et al. Sturmflutwahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste nach verschiedenen Anpassungsfunktionen und Zeitreihen, Die Küste, Heft 47, Heide, 1988
- Garster, J. Performance Evaluation of the New Orleans and Southeast Louisiana Hurricane Protection System, Final Draft, U.S. Army Corps of Engineers, 2006
- Gizzas, H. Sturmflutschutz: Herausforderungen und Sicherheitskonzepte, Hansa, Jg.: 141, H. 2, S. 47-52, 2004
- GFZ Potsdam Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse (RIMAX), Tagungsband zum Kick-Off Meeting, Potsdam, 2005
- GKSS  
Forschungszentrum  
Klimaänderung und Unterweserregion (KLIMU), Teilprojekt Hydrographische-ökologische Simulation des Systems Unterweser, BMBF-Abschlussbericht, Nr. 01LK9502/4, Geesthacht, 2000
- Gönnert, G. Sturmfluten und Windstau in der Deutschen Bucht, Charakter, Veränderungen und Maximalwerte im 20. Jahrhundert, Die Küste, Heft 67, Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide, 2003
- Gönnert, G. et al. Charakterisierung der Tidekurve, Die Küste, Heft 68, S.99-141, Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide, 2004
- Gönnert, G. et al. Sturmflutsicherheit in Hamburg vor dem Hintergrund des Augusthochwassers im Jahre 2002, Tagungsband zum HTG-Kongress, Bremen, 2005
- Goseberg, N. Einfluss steuerbarer Hochwasserschutzbauwerke auf Wasserstand und Abfluss während extremer Hochwasserereignisse im Mississippidelta, Diplomarbeit am Franzius-Institut, unveröffentlicht, 2007
- Grabemann, I. et al. Die Unterweser - Überblick über Hydrographie und Gewässergüte, Unterweserbericht 1999, Bremer Umweltinformationssystem, 1999

- 
- Heinzelmann, Ch. & H. Heyer Nachweis der Hochwasserneutralität für den weiteren Ausbau der Seehafenzufahrten der Elbe und Weser, HANSA, Heft 5, 2005
- Henley, E.J. & H. Kumamoto Reliability engineering and risk assessment, Prentice Hall Publishers, Englewood Cliffs, N.J., 1981
- Herrmann, R.A. & J. Jensen Sicherung von Dämmen und Deichen, Handbuch für Theorie und Praxis, Universitätsverlag Siegen, 2003
- Heyer, H. Die Beeinflussung der Tidedynamik in Ästuarien durch Steuerung, Ein Beitrag zur Anwendung von Optimierungsverfahren in der Wasserwirtschaft, Dissertation, Universität Hannover, 1987
- Heyer, H. Überlegungen zur Beeinflussung des Sedimenttransports in Ästuaren, Kolloquium der BFG und BAW, Hamburg, 2006
- HTG (Arbeitsgruppe A1) Sturmflutwasserstände und Seegang, Mögliche Extremereignisse und Klimaänderungen, Beitrag zu F&E-Schwerpunkten der Arbeitsgruppe A1 der HTG, HANSA, Heft 4, 2007
- HTG (Arbeitsgruppe B1) Probabilistische Bemessung von Bauwerken, Beitrag zu F&E-Schwerpunkten der AG B1 der HTG, HANSA, Heft 4, 2007
- Hülsmann, A. Hochwasserschutzmaßnahmen und Hochwasserereignisse einschließlich deren Ursachen und Auswirkungen im Bereich des Unterlaufs des Mississippi, Projektarbeit am Franzius-Institut, unveröffentlicht, Hannover, 2005
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) Climate change 2001, The scientific basis, Contribution of Working Group I to the third assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, UK, 2001
- Ippen, A. T. Estuary and Coastline Hydrodynamics, McGraw-Hill Book Company, New York, USA, 1966
- IRB der Fraunhofer-Gesellschaft Sturmflutsperrwerke und Sielbauten, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2005
- IWD, TU Dresden Strömungssimulation im Wasserbau, Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 32, Tagungsband zum Wasserbaukolloquium, TU Dresden, Dresden, 2006
- Jensen, J. Veränderungen der Tidedynamik in der Deutschen Bucht, Wissenschaftliches Forum „Klimaveränderungen und mögliche Folgen für die Sturmfluten“, Baubehörde Hamburg, Amt für Wasserwirtschaft, 1994
- Jensen, J. & C. Mudersbach Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der Deutschen Nordsee (MUSE), Abschlussbericht des KFKI- Forschungsvorhabens Teil D: Statistisch-probabilistische Extremwertanalyse, Siegen, 2006a
- Jensen, J. & C. Mudersbach Untersuchungen zu extremen Sturmflutereignissen an der Deutschen Nordseeküste, Tag der Hydrologie 2006, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 15.06, München, 2006b
- Jensen, J. & T. Frank Zur Abschätzung von Sturmflutwasserständen mit sehr kleinen Überschreitungswahrscheinlichkeiten, Die Küste, Heft 67, Seite 367-405, Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide, 2003

- Jensen, J. et al. Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen, HANSA, 140. Jahrgang, Nr. 11, Seite 68- 79, Hamburg, 2003
- Klinge, U. Zur Energie von Tidewellen in Ästuaren mit einem Beispiel für die Unterweser, Dissertation an der Universität Hannover, 1989
- Kortenhaus, A. Probabilistische Methoden für Nordseedeiche, Dissertation, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, Heft 154, Braunschweig, 2006
- Kortenhaus, A. & H. Oumeraci Probabilistische Bemessungsverfahren und Risikoanalyse, Hansa, Jg. 137, H. 11, S. 78-80, 2000
- Kortenhaus, A. et al. Probabilistische Bemessungsmethoden für Seedeiche, Tagungsband zum 4. FZK-Kolloquium, Hannover, 2003
- Krajewski, C. & J.R. Tuttle Wasserstraßen im Mississippi-Gebiet, Verkehr, Verwaltung, Ausbau, Jahrbuch der HTG, 35. Band, Springer-Verlag, 1977
- Kramer, J. Sturmfluten, Küstenschutz zwischen Ems u. Weser, Verlag H. Soltau GmbH, Norden, 1982
- Krauter, G.-E. Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die Überflutung größerer Gebiete durch Deichbrüche, Wasserwirtschaft, Jg. 92, Nr. 11/12, Seite 9-14, 2002
- Kron, W. Hochwasser, Wetterkatastrophen und Klimawandel, Sind wir noch zu retten?, Edition Wissen der Münchener Rückversicherungsgesellschaft, München, 2005
- LAWA Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Stuttgart, 1995
- LAWA Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen, Konzepte und Strategien: Oberirdische Gewässer, Schwerin, 1999
- Lecher, K. et al. Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Auflage, Berlin, 2001
- Lee, R. C. Algiers Point Setback and Levee Enlargement, U.S. Army Corps of Engineers, Design Memorandum, 1983
- Lewin, J. Hydraulic gates and valves in free surface flow and submerged outlets, Telford-Verlag, London, UK, 2001
- Lieberman, N. von Küstenschutzmanagement an der Unterweser, Entwicklung vorausschauender Küstenschutzstrategien, Tagung Klimaänderung und Küstenschutz, Universität Hamburg, 2004
- Louisiana Coastal Wetlands Conservation and Restoration Task Force Coast 2050: Toward a Sustainable Coastal Louisiana, Louisiana Department of Natural Resources, Baton Rouge, LA, USA, 1998
- Lozán, J. L. & H. Kausch Warnsignale aus Flüssen und Ästuaren, Parey-Verlag, Berlin, 1996
- Maa, J.P.-Y. et al. Estuarine and Coastal Fine Sediments Dynamics, Proceedings in Marine Science, INTERCOH 2003, Elsevier B.V., 2007
- Mai, S. Klimafolgenanalyse und Risiko für eine Küstenzone am Beispiel der Jade-Weser-Region, Dissertation, Univ. Hannover, 2004

- Mai, S. & C. Zimmermann Risk Analysis – A Tool for Coastal Hazard Mitigation, Proc. of the Int. Conf. on Solutions to Coastal Disasters, pp. 649-659, Charleston, USA, 2005
- Mai, S. & N. von Lieberman Bauwerks- und Seegangsinformationssystem BaSIS, Tagungsband zum 16. Deutschen Hydrographentag, Potsdam, 2001a
- Mai, S. & N. von Lieberman Polder an der tidebeeinflussten Küste, Tagungsband zur 19. AMK-Tagung, Bamberg, 2001b
- Mai, S. & N. von Lieberman Sturmflutgefährdung der Hafenstadt Bremerhaven: Eine Risikoanalyse, Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie und Regionalwissenschaft, Band 22, Vechta, 2001c
- Malcherek, A. Hydromechanik der Fließgewässer, Habilitation, Bericht Nr. 61, Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen im Bauwesen, Universität Hannover, 2001
- Maniak, U. Hydrologie und Wasserwirtschaft, Eine Einführung für Ingenieure, 4. Aufl., Springer-Verlag, Berlin, 1993
- Meißner, D. et al. Nachweis von Hochwasserrückhaltmaßnahmen zur Minderung extremer Rheinhochwasserstände gemäß Aktionsplan Hochwasser der Internationalen Kommission zum Schutz des Rheins, Tagungsband zum Tag der Hydrologie, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 15.06, München, 2006
- Melzer, K-J. Das Hochwasserschutzsystem am unteren Mississippi und die Überschwemmungen des Jahres 1973, Die Bautechnik, Heft 5, S. 168 - 173, 1976
- Meyer, B. & W. Rodiek Ausbau der Außenweser auf SKN-14m, Jahrbuch der HTG, Band 48, S.75-81, Springer-Verlag, 1993
- Meyer, V. Methoden der Sturmflut-Schadenspotentialanalyse an der deutschen Nordseeküste, Dissertation, Fachbereich Geowissenschaften und Geographie, Universität Hannover, 2005
- Mississippi Valley Division Mississippi River Watershed Management, Report, Vicksburg, MS, 2006
- ML Niedersachsen Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen: Bericht der vom Niedersächsischen Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten eingesetzten Ingenieur-Kommission, Sonderdruck aus: Die Küste, Heft 33, Heide, 1979
- ML Niedersachsen Sturmflutschutz durch Sperrwerke, Hunte, Lesum, Ochtum, Pull-Druck, Oldenburg, 1979
- Müller-Navarra, S. et al. Modellstudien zur Sturmflut und zum Hamburg-Orkan 1962, HANSA, 143. Jahrgang, Nr. 12, 2006
- Münchener Rück Schadenmanagement bei Naturkatastrophen, Erfahrungen, Analysen, Aktionspläne, Edition Wissen, München, 2005a
- Münchener Rück Wetterkatastrophen und Klimawandel, Sind wir noch zu retten?, Edition Wissen, München, 2005b
- Münchener Rück Hurrikane – stärker, häufiger, teurer, Assekuranz im Änderungsrisiko, Edition Wissen, München, 2006a

- 
- Münchener Rück Topics Geo 2005, Jahresrückblick Naturkatastrophen, Edition Wissen, München, 2006b
- Mugnier, C. Observations on Positions: Louisiana is Subsiding, Professional Surveyer Magazine 24, No. 1, p. 1 – 22, 2004
- Naudascher, E. Hydrodynamic Forces, A.A. Balkema, Rotterdam, NL, 1991
- Naudascher, E. Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, Springer Verlag, Wien, 1992
- Nguyen, A.D. et al. Tidal wave propagation in the branches of a multi-channel estuary: The Mekong Delta case, Proceedings of the PDCE conference, Varna, Bulgaria, 2007
- Niemeyer, H.-D. Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen, Die Küste, Heft 64, Seite 1-14, Boyens Medien GmbH & Co. KG, Heide, 2001
- NLÖ Ergebnisse der Untersuchungen zur Sturmflutsicherheit an der Unterweser, Bericht 09a/2003, Norderney, 2003
- NLÖ Hochwasserbemessungswerte für die Fließgewässer in Niedersachsen, Abflüsse in Hydrologischen Landschaften über Regionalisierungsansätze, Hildesheim, 2003
- NLÖ Gewässerüberwachungssystem Niedersachsen, GÜN Pegelmessnetz, Messnetzkonzeption, Messstrategie, Hildesheim, 2002
- NLÖ Anwendung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehung, Oberirdische Gewässer 8/99, Hildesheim, 1999
- NLWK Rahmenentwurf für die Nacherhöhung des rechten Weser-Hauptdeiches von Aschwarden nach Dedesdorf, Erläuterungsbericht, Stade, 2004
- NLWKN Hochwasserschutz in Niedersachsen, Schriftenreihe Oberirdische Gewässer, Band 23, Norden, 2005
- NLWKN Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/Bremen – Festland, Küstenschutz, Band 1, Norden, 2007
- NLWKN & NLÖ Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Weser- und Emsgebiet, Jahrgänge 1946 bis 2003
- NLWKN & Umwelt-senat Bremen 20 Jahre Sturmflutschutz durch Sperrwerke, Hunte, Lesum, Ochtum, Broschüre, Brake, 1999
- NOAA Hurricane Katrina, A Climatological Perspective, Technical Report 2005-01, National Climatic Data Center, Washington D.C., USA, 2006
- O'Connor, J.E. & J.E. Costa Large Floods in the United States: Where They Happen and Why, U.S. Geological Survey Circular 1245, 2003
- Pakosch, S. et al. Analyse extremer Hochwasserabflüsse unter instationären Klimabedingungen, Beitrag zum Tag der Hydrologie 2006, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 15.06, München, 2006
- Perry, C.A. Significant Floods in the United States during the 20th Century, USGS Fact Sheet 024–00, 2000
- Planco Gesamtwirtschaftliche Bewertung erwogener Wasserstraßenprojekte, Teilbericht Vertiefung der Unterweser, Essen, 2002

- Plate, E.J. Risikoanalyse im Hochwasser- und Küstenschutz, Mitteilungen des Franzius-Instituts, Heft 85, S. 1-13, 2000
- Plate, E.J. Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure, Ernst und Sohn Verlag, Berlin, 1993
- Plate, E.J. Hydrologische Aufgaben beim Management von Hochwasser, Tag der Hydrologie 2006, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 15.06, S. 143-158, München, 2006
- Plate, E.J. & B. Merz Naturkatastrophen, Ursachen, Auswirkungen, Nachsorge, Schweizerbart, Stuttgart, 2001
- Plate, E.J. & L. Duckstein Reliability based Design Concepts in Hydraulic Engineering, Water Resources Bulletin, Am. Water Ass., Vol. 24, pp. 234-245, 1988
- Projektbüro Fahrrinnenanpassung Hochwasserschutz an der Unterelbe, Stand und Perspektiven, Broschüre, 2006a
- Projektbüro Fahrrinnenanpassung Fahrrinnenanpassung Unter- und Außenelbe, Das Projekt im Überblick, Broschüre, 2006b
- Projektgruppe Weseranpassung Erläuterungsbericht zum Plan für die Anpassung der Bundeswasserstraße Unterweser von Weser-km 8 bis Weser-km 65, Bremerhaven, 2006
- Reed, D.B. & B.E. Stucky Forecasting Hurricane Storm Surge on the Mississippi River, Technischer Bericht, Lower Mississippi River Forecast Center, Slidell, LA, USA, 2005
- Reese, S. Die Vulnerabilität des schleswig-holsteinischen Küstenraumes durch Sturmfluten: Fallstudien von der Nord- und Ostseeküste, Berichte des Forschungs- und Technologiezentrum Westküste, Büsum, 2003
- Reeve, D.E. Coastal flood risk assessment, Journal of the waterways, port, coastal and ocean engineering, A.S.C.E., pp. 219-228, 1998
- Reichel, F. Simulation des Einflusses steuerbarer Küstenschutzelemente auf Wasserstand und Abfluss in Ästuaren, Studienarbeit am Franzius-Institut, unveröffentlicht, Hannover, 2007
- Schirmer, M. et al. Die Unterweserregion als Natur-, Lebens- und Wirtschaftsraum, Eine querschnittsorientierte Zustandserfassung, Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, Heft 35, Bremen, 1999
- Schmidtke, R.F. Sozio-ökonomische Schäden von Hochwasserkatastrophen, Darmstädter Wasserbau-Mitteilungen, H. 40, Darmstadt, 1995
- Schubert, R. & H. Rahlf Hydrodynamik des Weserästuars, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 86, Hamburg, 2003
- Schuchardt, B. & M. Schirmer Klimawandel und Küste, Die Zukunft der Unterweserregion, ISBN: 978-3-540-43310-1, Springer-Verlag, Heidelberg, 2005
- Schuchardt, B., Schirmer, M. et al. Land unter?, Klimawandel, Küstenschutz und Risikomanagement in Nordwestdeutschland: die Perspektive 2050, oekom-Verlag, München, 2007
- Seed, R.B. et al. Preliminary Report on the Performance of the New Orleans Levee Systems in Hurricane Katrina on August 29, 2005, Report No. UCB / CITRIS – 05/01, 2005

- Seiss, G. & A. Plüss Tideverhältnisse in der Deutschen Bucht, Mitteilungsblatt der BAW, Nr. 86, Seite 61-64, Hamburg, 2003
- Senator für Bau und Umwelt, Bremen Hochwasserschutz im Land Bremen, Bericht des Senats der Freien Hansestadt Bremen zur Hochwasserschutzsituation, Broschüre, Bremen, 2003
- Senator des Bauwesen, Bremen In Bremen gebaut: Das Lesumsperrwerk, Broschüre, Bremen, 1972
- Siefert, W. Über das Sturmflutgeschehen in Tideflüssen, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der TU Braunschweig, Heft 63, S. 33-165, Braunschweig, 1978
- Siefert, W. Sturmflutvorhersage-Verfahren für Küsten und Flüsse im Tidegebiet, Jahrbuch der HTG, Band 37, S. 221-234, Springer-Verlag, 1980
- Siefert, W. & J. Jensen Fahrrinnenvertiefung und Tidewasserstände in der Elbe, Jahrbuch der HTG, Band 48, S.226-231, Springer-Verlag, 1993
- Specht, M. Die geschichtliche Entwicklung des Deich- und Deichverbandswesens in der Stadtgemeinde Bremen, Begleitheft zur Ausstellung „Bremen im Schutz seiner Deiche“, Bremen, 1980
- Spekker, H. Auswirkungen einer Risikosteuerung auf die Wasserstände bei Sturmfluten und extremen Hochwasser im Weserästuar, Tagungsband zum HTG-Kongress 2007, Dresden, 2007
- Spekker, H. Quantifizierung des Hochwasserrisikos für die Stadt Bremen, 25. Jahrestagung des Arbeitskreises "Geographie der Meere und Küsten", Hamburg, 2007
- Spekker, H. Hochwasserrisikomanagement am Beispiel Weserästuar, Tagungsband zum 6. FZK-Kolloquium "Küstenschutz und Seebau", Hannover, 2007
- Spekker, H., Matheja, A. & C. Zimmermann Einfluss von Entlastungspoldern auf die Wasserstände bei Sturmfluten und extremen Hochwasser in Ästuaren, Tagungsband zur Internationalen Konferenz "Strategien und Instrumente zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes", Tangermünde, 2006
- Spekker, H., Matheja, A. & C. Zimmermann Risikosteuerung bei Hochwasser in Tideflüssen, Tagungsband zur 3. Internationale Fachmesse für Hochwasserschutz, Klimafolgen und Katastrophenmanagement, Acqua Alta 2006, Hamburg, 2006
- Spekker, H., Matheja, A. & C. Zimmermann Hydrodynamisch-numerische Simulation von Niederschlag und Abfluss und Maßnahmen zur Reduktion von Hochwasser in tidebeeinflussten Gewässern am Beispiel des Hochwasserschutzplans Wüme, Tagungsband zum Symposium zur Analyse und Modellierung der Niederschlags-Abfluss-Prozesse, Bewährte Techniken und neue Ansätze, TU Dresden, 2006
- Spekker, H., Zimmermann, C. & N. Goseberg Control Structures for Flood and Risk Management - Case studies of Mississippi River Delta and Weser River Estuary, Proceedings PDCE 2007, 4th International Conference on Port Development & Coastal Environment, Varna, Bulgaria, 2007
- Stahlmann, A. Darstellung und Bewertung hydrodynamisch-numerischer Simulationsprogramme für Flüsse und Küstengewässer, Hausarbeit am Franzius-Institut, unveröffentlicht, Hannover, 2006

- Stanek, H. Einsatz von Laserscannern zur Erstellung von präzisen Geländemodellen als Grundlage für hydraulische Abflussberechnungen und Simulationen, Hydrographische Nachrichten, Heft 1, Stade, 2004
- Stengel, T. Eine ökologisch und ökonomische Alternative zu Hopperbaggerungen, HANSA, Nr. 10, 2006
- Stengel, T. & W. Zielke Der Einfluss eines Meeresspiegelanstiegs auf Gezeiten und Sturmfluten in der Deutschen Bucht, Die Küste, Heft 56, S.93-117, Verlag Boyens & Co., Heide, 1994
- Strock, C.A. The ERP Report, What went wrong and why, Civil Engineering, Volume 77, Number 6, 2007
- TAW Technical Report on Sand Boils (Piping), Technical Advisory Committee on Flood Defences (TAW), Delft, NL, 1999
- Teschke, U. Zur Berechnung eindimensionaler instationärer Strömungen von natürlichen Fließgewässern mit der Methode der Finiten Elemente, Fortschritt-Berichte des VDI: Reihe 7, Strömungstechnik, VDI-Verlag, Düsseldorf, 2004
- Theunert, F. Zum lokalen Windstau in Ästuaren bei Sturmfluten, Numerische Untersuchungen am Beispiel der Unterelbe, Institut für Strömungsmechanik und elektron. Rechnen im Bauwesen, Bericht Nr. 15, Hannover, 1985
- Theunert, F. & W. Zielke Bericht über das Forschungsvorhaben Tidedynamik in Ästuarien und ihre Veränderung durch bauliche Maßnahmen, Teil 2, Institut für Strömungsmechanik und elektron. Rechnen, Hannover, 1983
- Trotter, P.S. et al. Floods on the Lower Mississippi: An Historical Economic Overview, National Weather Service, (SR/SSD 98-9), Technical Attachment, 1998
- TU HH, Institut für Wasserbau Risikomanagement im Küstenraum, Umdruck zum Seminar, Hamburg, 2005
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) West Bank Mississippi River Levee, City Price to Venice, LA, Report, 1987
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) An Investigation of Flood Frequency Estimation Methods for the Upper Mississippi Basin, Hydrologic Engineering Center, Davis, California, USA, 2000
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) Hydrologic aspects of flood warning – preparedness programs, Technical Report 1110-2-540, USA, 1996
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) Impact of Katrina, Report, New Orleans, 2006
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) Mississippi River and Tributaries, Post Flood Report, Lower Mississippi Valley Division, Vicksburg, MS, 1973
- U.S. Army Corps of Engineers (USACE) Coastal Engineering Manual (CEM), Engineer Manual 1110-2-1100, (in 6 volumes), U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C., USA, 2002
- UBA (Umweltbundesamt) Was Sie über vorsorgenden Hochwasserschutz wissen sollten, Broschüre, Dessau, 2006



- USGS Sea-level Rise and Coastal Forests on the Gulf of Mexico, Report 99-441, Center for Coastal Geology, St. Petersburg, Florida, USA, 1999
- Verworn, A. Simulation des Einflusses von Entlastungspoldern auf Wasserstand und Abfluss während extremer Hochwasserereignisse im Tidegebiet der Weser, Diplomarbeit am Franzius-Institut, unveröffentlicht, Hannover, 2006
- Verworn, F. Analyse der Wasserstände an der Unterweser und ihrer Veränderungen seit 1950, Hausarbeit, unveröffentlicht, Hannover, 2006
- Vrijling, P.H. & J.M. van Gelder Uncertainty Analysis of water levels on lake IJssel in the Netherlands, Proceedings of the 28th IAHR Congress, Graz, Österreich, 1999
- Walker, N.D. et al. The great Flood of Summer 1993: Mississippi River Discharge, American Geophysical Union, Vol. 75, No. 36, USA, 1994
- Webler, H. & T. Bettmann Transnationale Zusammenarbeit beim Hochwasserschutz am Rhein, Zeitschrift Wasser und Abfall, Nr. 11, S. 22-25, 2006
- Wetzel, V. Der Ausbau des Weserfahrwassers von 1921 bis heute, Jahrbuch der HTG, Band 42, S. 83-105, Hamburg, 1987
- Wiener, J.G. et al. Mississippi River, Technischer Bericht, U.S. Geological Survey und Winona State University, USA, 2003
- Wittstock, J. Bremen im Schutz seiner Deiche, Begleitheft zur Ausstellung des Bremer Landesmuseums, Bremen, 1980
- Wood, F.J. Tidal dynamics, Vol. 2: Extreme tidal peaks and coastal flooding, Journal of coastal research, Coastal Education & Research Foundation, 2001
- Wood, J. & A. Gen-debien The Impacts of Coastal Flooding, Flood Mapping and Planning, European Action Programme on Flood Risk Management, Common Implementation Strategy for the Water Framework Directive (2006/60/EC), Brüssel, Belgien, 2005
- Woth, K. et al. Climate change and North Sea storm surge extremes, Ocean Dynamics, 56(1), 3-15, 2006
- Wunderlich, W. O. Hydraulic structures: Probabilistic Approaches to Maintenance, Ed. Reston, Virginia., ASCE Press, 2005
- Zanke, U. Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer, Für Bauingenieure, Umwelt- und Geowissenschaftler, Parey-Verlag, Berlin, 2002
- Zimmermann, C., Mai, S. & N. von Lieberman Management von Sturmflutrisiken, Internationales Symposium „Dithmarschen 2000 – Wasserwirtschaft und Küstenschutz heute und morgen“, Büsum, 2000
- Zimmermann, C., von Lieberman, N. & S. Mai Die Auswirkungen einer Klimaänderung auf das Küstenschutzsystem an der Unterweser, in: Klimawandel und Küste - Die Zukunft der Unterweserregion, Springer-Verlag, Heidelberg, 2004

### Internetquellen:

<a href="http://chl.erdc.usace.army.mil">http://chl.erdc.usace.army.mil</a>	Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS
<a href="http://waterdata.usgs.gov">http://waterdata.usgs.gov</a>	National Water Information System, U.S. Geological Survey
<a href="http://www.arge-weser.de">http://www.arge-weser.de</a>	Flussgebietsgemeinschaft Weser (FGG Weser)
<a href="http://www.awi.de">http://www.awi.de</a>	Alfred-Wegener-Institut für Polar- und Meeresforschung
<a href="http://www.baw.de">http://www.baw.de</a>	Bundesanstalt für Wasserbau
<a href="http://www.baw.de">http://www.baw.de</a>	Bundesanstalt für Wasserbau
<a href="http://www.bsh.de">http://www.bsh.de</a>	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
<a href="http://www.dgj.de">http://www.dgj.de</a>	Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch
<a href="http://www.dhigroup.com">http://www.dhigroup.com</a>	Danish Hydraulic Institute, Horsholm, Dänemark
<a href="http://www.dhi-umwelt.de">http://www.dhi-umwelt.de</a>	DHI Wasser & Umwelt, Syke
<a href="http://www.dvr-bremen.de">http://www.dvr-bremen.de</a>	Bremischer Deichverband am rechten Weserufer
<a href="http://www.dwd.de">http://www.dwd.de</a>	Deutscher Wetterdienst
<a href="http://www.factfinder.census.gov">http://www.factfinder.census.gov</a>	U.S. Census Bureau
<a href="http://www.fema.gov">http://www.fema.gov</a>	Federal Emergency Management Agency
<a href="http://www.fi.uni-hannover.de/seegangsatlas/haupt.php">www.fi.uni-hannover.de/seegangsatlas/haupt.php</a>	Seegangsatlas der deutschen Nordseeküste des Franzius-Instituts
<a href="http://www.floodsite.net">http://www.floodsite.net</a>	EU-Forschungsprojekt Floodsite
<a href="http://www.geographyalltheway.com">http://www.geographyalltheway.com</a>	Online-Lehrumgebung zur Geographie
<a href="http://www.grida.no/climate/ipcc_tar/">http://www.grida.no/climate/ipcc_tar/</a>	Intergovernmental Panel on Climate Change / Working Group Science
<a href="http://www.hydroskript.de">http://www.hydroskript.de</a>	Online-Vorlesung zum Thema Wasserwirtschaft
<a href="http://www.ipcc.ch">http://www.ipcc.ch</a>	Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC)
<a href="http://www.krim.uni-bremen.de">http://www.krim.uni-bremen.de</a>	Forschungsvorhaben „Klimawandel und präventives Risiko- und Küstenschutzmanagement an der deutschen Nordseeküste“ (KRIM)
<a href="http://www.lbeg.de">http://www.lbeg.de</a>	Nieders. Landesamt für Bergbau, Energie und Geologie
<a href="http://www.lesumsperrwerk.de">http://www.lesumsperrwerk.de</a>	Informationsseite zum Lesumsperrwerk
<a href="http://www.lgn.niedersachsen.de">http://www.lgn.niedersachsen.de</a>	Landesvermessung und Geobasisinformation Niedersachsen
<a href="http://www.mu.niedersachsen.de">http://www.mu.niedersachsen.de</a>	Niedersächsisches Umweltministerium
<a href="http://www.mvn.usace.army.mil">http://www.mvn.usace.army.mil</a>	U.S. Army Corps of Engineers, New Orleans District

<a href="http://www.nlwkn.de">http://www.nlwkn.de</a>	Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz
<a href="http://www.noaa.gov">http://www.noaa.gov</a>	National Oceanic and Atmospheric Administration, USA
<a href="http://www.rivergages.com">http://www.rivergages.com</a>	Informationsseite des USACE zu Wasserständen im Einzugsgebiet des Mississippi
<a href="http://www.sage.wisc.edu/riverdata/">http://www.sage.wisc.edu/riverdata/</a>	Center for Sustainability and the Global Environment, Global River Discharge Database
<a href="http://www.umwelt.bremen.de">http://www.umwelt.bremen.de</a>	Senator für Umwelt, Bau, Verkehr und Europa, Bremen
<a href="http://www.umweltbundesamt.de">http://www.umweltbundesamt.de</a>	Umweltbundesamt
<a href="http://www.un.org">http://www.un.org</a>	Vereinte Nationen
<a href="http://www.usace.army.mil">http://www.usace.army.mil</a>	U.S. Army Corps of Engineers
<a href="http://www.usm.edu">http://www.usm.edu</a>	University of Southern Mississippi
<a href="http://www.wasserblick.net">http://www.wasserblick.net</a>	Bund- Länder- Informations- und Kommunikationsplattform
<a href="http://www.weseranpassung.de">http://www.weseranpassung.de</a>	Projektgruppe Weseranpassung der Wasser- und Schifffahrtsämter Bremen und Bremerhaven
<a href="http://www.wldelft.nl">http://www.wldelft.nl</a>	Institut WL   Delft Hydraulics, Niederlande
<a href="http://www.wsa-bremerhaven.de">http://www.wsa-bremerhaven.de</a>	Wasser- und Schifffahrtsamt Bremerhaven
<a href="http://www.wsd-nordwest.de">http://www.wsd-nordwest.de</a>	Wasser- und Schifffahrtsdirektion Nordwest
<a href="http://www.wsv.de">http://www.wsv.de</a>	Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
<a href="https://ipet.wes.army.mil">https://ipet.wes.army.mil</a>	New Orleans Hurricane Protection Projects Data
<a href="http://seamless.usgs.gov">http://seamless.usgs.gov</a>	National Map Seamless Server des USGS

# **Steuerung von Küstenschutzelementen an Tideflüssen als Grundlage für ein Hochwasser- und Risikomanagement**

## **- Anhänge -**

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie  
der Gottfried Wilhelm Leibniz Universität Hannover  
zur Erlangung des Grades eines

Doktors der Ingenieurwissenschaften  
( Dr.-Ing. )

genehmigte Dissertation  
von

Dipl.-Ing. Heiko Spekker  
geboren am 28.07.1976 in Leer (Ostfriesland)



## Inhaltsverzeichnis Anhänge

<b>A</b>	<b>EINZELHEITEN ZUR NUMERISCHEN MODELLIERUNG UND VORGEHEN .....</b>	<b>A-3</b>
A.1	Modellierung von Fließgewässern.....	A-3
A.1.1	Überblick .....	A-3
A.1.2	Finite-Differenzen-Methode .....	A-3
A.1.3	Einsatz von 1D-, 2D- und 3D-Modellen.....	A-4
A.1.4	Modellunsicherheiten.....	A-4
A.2	Wahl eines geeigneten hydrodynamischen Modells für die Simulationen.....	A-5
A.3	Verwendete hydrodynamisch-numerische Programmsysteme .....	A-6
A.3.1	Mike Flood.....	A-6
A.3.2	Flussgebietsmodellierung mit dem Programmsystem Mike11.....	A-6
A.3.3	Modellierung des Flutungsprozesses mit Mike21 .....	A-8
A.3.4	Schnittstelle zwischen MIKE11 und MIKE21 .....	A-11
A.4	Ablauf der Modellerstellung.....	A-13
A.5	Digitale Geländehöhenmodelle .....	A-14
A.5.1	Erfassung der Gelände- und Unterwassertopographie .....	A-14
A.5.2	Kombination von Gelände- und Flussdaten .....	A-15
A.5.3	Berücksichtigung von Bauwerksdaten .....	A-16
A.6	Vorgehen bei der Modellkalibrierung.....	A-16
A.7	Seegangmodellierung .....	A-17
<b>B</b>	<b>ZUSÄTZLICHE DIAGRAMME ZUM KAPITEL EINFLUSS VON STEUERUNGS- UND AUSBAUMAßNAHMEN AM BEISPIEL EINES IDEALISIERTEN ÄSTUARS.....</b>	<b>B-1</b>
<b>C</b>	<b>ERGÄNZUNGEN UND ZUSÄTZLICHE DIAGRAMME ZUM KAPITEL HOCHWASSER- UND RISIKOSTEUERUNG AM BEISPIEL DER UNTERWESER.....</b>	<b>C-1</b>
C.1	Grundlagen einer statistischen Auswertung und Extremwertstatistik.....	C-1
C.2	Auswertung von Pegelaufzeichnungen .....	C-2
C.2.1	Pegel Bremen (Große Weserbrücke).....	C-2
C.2.2	Pegel Vegesack.....	C-4
C.2.3	Pegel Farge.....	C-5
C.2.4	Pegel Brake.....	C-5
C.2.5	Auswirkungen aufgrund von Anpassungsmaßnahmen .....	C-6
C.3	Sturmflutereignisse .....	C-7
C.4	Hochwasserereignisse.....	C-8
C.5	Strömungsgeschwindigkeiten .....	C-9
C.6	Angaben zu Wehren und Sperrwerken im Unterweserästuar .....	C-10

C.6.1	Lesumsperrwerk .....	C-10
C.6.2	Ochtumsperrwerk .....	C-11
C.6.3	Huntesperrwerk .....	C-11
C.6.4	Geestesperrwerk .....	C-12
C.6.5	Folgen der Sperrwerksbauten.....	C-12
C.6.6	Wehr Hemelingen.....	C-12
C.6.7	Siele und Schöpfwerke .....	C-13
C.7	Ausbaumaßnahmen im Bereich der Unter- und Außenweser .....	C-13
C.7.1	Notwendigkeit einer Anpassung der Fahrrinne .....	C-13
C.7.2	Ausbau der Unterweser .....	C-14
C.7.3	Chronik der Weserausbauten .....	C-16
C.7.4	Auswirkungen von Fahrrienenanpassungen .....	C-17
C.8	Statistische Analyse von Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen .....	C-18
C.9	Ergänzende Diagramme und Abbildungen.....	C-18
<b>D</b>	<b>ERGÄNZUNGEN UND ZUSÄTZLICHE DIAGRAMME ZUM KAPITEL HOCHWASSER- UND RISIKOSTEUERUNG AM BEISPIEL DES UNTERLAUFS DES MISSISSIPPI.....</b>	<b>D-1</b>
D.1	Hochwasser und Sturmflutereignisse .....	D-1
D.2	Ergänzende Pegelauswertungen .....	D-3
D.3	Ergänzende Diagramme und Abbildungen.....	D-5

## **A Einzelheiten zur numerischen Modellierung und Vorgehen**

### **A.1 Modellierung von Fließgewässern**

#### **A.1.1 Überblick**

Ziel der numerischen Hydrodynamik ist es, physikalische Grundgleichungen für komplexe Geometrien zu lösen, wie sie Flüsse und Küstengebiete darstellen. Viele Fragen im Wasserbau mit komplizierten Strömungsverhältnissen lassen sich heute mit hydrodynamisch-numerischen Modellen lösen. Da Modelle in der Regel keine exakte Nachbildung der Natur darstellen, ist für die jeweiligen Fragestellungen maßgebend, dass die bedeutenden physikalischen Größen korrekt wiedergegeben werden. Vorgänge von untergeordneter Bedeutung können dabei im Modell anders ablaufen als in der Natur. Bei der Beschreibung der Strömungen in einem Gewässer sind die Massen- und Impulserhaltung sowie die Energieerhaltung grundlegend.

Der Ablauf einer numerischen Modellierung besteht aus den Schritten Datenerhebung, Definition der Rechenläufe, Aufstellen eines Rechnernetzes, dem Modelllauf sowie der Sichtung und Interpretation der Ergebnisse. Neben der Auswahl der relevanten physikalischen Prozesse (zeitliche Veränderlichkeit, Dimensionalität) erfolgt eine mathematische Beschreibung dieser Vorgänge mit Hilfe partieller Differentialgleichungen, mit denen die Kontinuitätsbedingung mathematisch exakt ausgedrückt wird. Die Parameter dieser Gleichungen müssen in vielen Fällen kalibriert werden. Schließlich erfolgen die Auswahl des numerischen Verfahrens und die räumliche und zeitliche Diskretisierung des Modellgebietes.

In den Ergebnissen der numerischen Simulation können Fehlerquellen enthalten sein, da in der Regel wesentliche vereinfachende Schritte bei der Formulierung der Modelle vorgenommen werden. Zum einen werden nur die relevanten physikalischen Prozesse betrachtet, z.B. Berücksichtigung einer zeitlichen Veränderlichkeit und Dimensionalität, zum anderen erfolgt die mathematische Formulierung des Modells, wobei z.T. Vereinfachungen zugelassen werden, z.B. bezüglich der Turbulenzmodellierung. Schließlich können die Auswahl des numerischen Verfahrens und die Auflösung des Modellgebietes zu Ungenauigkeiten führen.

Zur Berücksichtigung dieser Fehlerquellen werden numerische Modelle einer Verifikation, einer Kalibrierung und einer Validierung unterzogen, wobei der Kalibrierung in der Ingenieurpraxis die größte Bedeutung zukommt. Für die räumliche Diskretisierung existiert eine Vielzahl unterschiedlicher Ansätze, unter ihnen die Verfahren der Finite-Differenzen-Methode (FDM), der Finite-Volumen-Methode (FVM) und der Finite-Elemente-Methode (FEM). Die Güte von Berechnungsergebnissen ist nicht nur vom Berechnungsansatz abhängig, sondern ist immer auch im Zusammenhang mit den zugrunde liegenden Daten und der Aufgabenstellung zu sehen. Für alle Modellansätze sind die Anforderungen an die Informationen zu Gewässer und Gelände hoch. Bei schlechter Datengrundlage liefern alle Modelle zwangsläufig ungenaue Ergebnisse.

#### **A.1.2 Finite-Differenzen-Methode**

Bei der Finite-Differenzen-Methode zur Lösung gewöhnlicher und partieller Differentialgleichungen wird das Gebiet, für das die Gleichungen gelten sollen, zunächst in eine finite Anzahl von Gitterpunkten zerlegt. Dies geschieht im eindimensionalen Fall durch eine Achsenunterteilung



in Teilabschnitte. Die Ableitungen an den Gitterpunkten werden durch Differenzen approximiert. Die partiellen Differentialgleichungen werden so in ein System von Differenzgleichungen umformuliert und können anschließend gelöst werden.

### **A.1.3 Einsatz von 1D-, 2D- und 3D-Modellen**

Ziel einer Berechnung sollte die möglichst genaue Abbildung der realen Verhältnisse sein. Im Bereich der Fluss- bzw. Tideästuarmodelle werden 1D-, 2D- sowie 3D-Modelle eingesetzt. Für Modelle im operationellen Einsatz stellt sich dabei die Frage, wie komplex ein Modell sein muss, um zum einen schnell genug und gleichzeitig ausreichend genau zu sein [DISSE ET AL., 2006]. Mit der heutigen Entwicklung der Computertechnik rückt die Rechenleistung als Kriterium für die Auswahl des Simulationsmodells immer weiter in den Hintergrund. Bei eindimensionaler Simulation wird die Strömung zumeist in Hauptströmungsrichtung betrachtet und ist sowohl vertikal als auch horizontal gemittelt. Für ein 1D-Modell wird die Annahme von nahezu eindimensionalen und gering ungleichförmigen Strömungsverhältnissen vorausgesetzt, genauso wie eine nur schwach gekrümmte Flussachse, so dass 1D-Modelle für einfache Flussgeometrien und die Betrachtung großer und weit verzweigter Flussabschnitte ausreichend sind.

Bei der häufigsten Variante der zweidimensionalen Simulation wird die Strömungskomponente in Vertikalrichtung vernachlässigt, das Modell wird tiefengemittelt. Beim Einsatz eines 2D-Modells liegen alle Berechnungsergebnisse flächenhaft vor. U.a. können Überschwemmungsgrenzen, Überflutungsdauer, Strömungsgeschwindigkeiten, Wassertiefen, Retentionswirkung und Sohlschubspannungen berechnet werden. Werden bei Hochwasser weite Vorlandbereiche überflutet oder sind deutliche Querströmungen vorhanden, sollte die zweite Dimension in der Regel nicht vernachlässigt werden. Sollen z.B. Überflutungsflächen bzw. Fließvorgänge innerhalb von Polderflächen unter dem Gesichtspunkt der Identifizierung von Flutungshindernissen, der Optimierung der Lage von Deichöffnungen, der Untersuchung des Einflusses verschiedener Landnutzungen auf die Wasserausbreitung oder der Beschreibung der Durchströmung eines Polders betrachtet werden, ist ein zweidimensionaler Ansatz zur Modellierung der Wasserausbreitung notwendig [BRONSTERT, 2004]. Bei einer detaillierten Berechnung von z.B. Krümmungen und Umströmungen an Brückenpfeilern und Wehren oder bei der Untersuchung des Sedi-menttransports wird für die korrekte Beschreibung ein dreidimensionales Modell benötigt. Die Genauigkeit der Ergebnisse von mehrdimensionalen Modellen ist bei manchen Fragestellungen nicht sehr viel besser als die von hinreichend kalibrierten eindimensionalen Modellen, da mit der Dimensionalität auch die Ansprüche an Umfang und Qualität der Beschickungsdaten steigt und die Ergebnisse der Simulationen allgemeingültiger werden [ZANKE, 2002].

### **A.1.4 Modellunsicherheiten**

Durch ein Modell wird definitionsgemäß ein Abbild der Natur geschaffen, wobei der Vergleich zwischen den Modellergebnissen und der Natur der entscheidende Maßstab für die Genauigkeit eines Modells ist. Da neben den numerischen Fehlern auch Datenfehler und Messfehler Berücksichtigung finden müssen, ist nicht einzig das Modell als Fehlerquelle zu sehen [DISSE ET AL., 2006]. Neben den Geometriedaten ist in diesem Zusammenhang insbesondere auch auf die Dynamik von Eingangsdaten, u.a. durch Ausbauten und infolge Erosion und Verlandung nach Hochwasserereignissen, hinzuweisen. Auch die Bewuchs- und Rauheitsparameter weisen im Jahresgang unterschiedliche Werte auf.

## A.2 Wahl eines geeigneten hydrodynamischen Modells für die Simulationen

Die Wahl eines Programmsystems beruht auf die speziellen Anforderungen des Anwenders immer auch auf subjektiven Eindrücken, z.B. Benutzerfreundlichkeit. Eine Vielzahl kommerzieller 1D-, 2D- und 3D-Programme zur Simulation von Strömungen, Abfluss, Sedimentation und Wasserqualität in Flüssen und Küstengewässern wird angeboten (Tab. A - 1).

**Tab. A - 1: Kommerzielle Programme zur Simulation von Flüssen und Küstengewässern**

Programm	Modell	Lösungsverfahren	Anwendungsbereiche	Haupt-Module	GUI	Bemerkungen
HEC-RAS	1D	FDM	Strömung und Abfluss, Sedimenttransport, Überflutungsflächen	Hydrodynamisches Modul, nicht-steuerbare Strukturen, Sedimenttransport	Ja	kostenlos erhältlich
MIKE 11	1D	FDM	Hochwassermodellierung, Dammbuchanalyse, ökologische Gewässerbeurteilung, Sedimenttransport	Hydrodynamisches Modul, Niederschlag-Abfluss, steuerbare Strukturen, Dammbuch, Advektion-Dispersion, Sedimenttransport, Hochwasseranalyse	Ja	
MIKE FLOOD	1D/2D	FDM	Simulation von Überflutungsflächen	Hydrodynamisches Modul	Ja	Kopplung MIKE 11 und MIKE 21
SOBEK	1D/2D	FDM und FVM	Hochwassermodellierung, Morphologieuntersuchung, Salzeinmischung, Wasserqualität	Hydrodynamisches 1D- und 2D-Modul, steuerbare Strukturen, Hochwasseranalyse, Niederschlag-Abfluss, Sedimenttransport, Wasserqualitätsuntersuchung	Ja	
TUFLOW	1D/2D	FDM	Flut- und Gezeitenwellen, Hochwasser	Hydrodynamisches 1D- und 2D-Modul, Wellen	Nein	
AQUADYN	2D	FEM	Strömung, Wasserstand, Schadstoffausbreitung	Hydrodynamisches Modul, Sediment- und Stofftransport	Ja	
AQUASEA	2D	FEM	Seezirkulation, Tide, Sediment- und Stofftransport, Bauwerkseinflüsse	Hydrodynamisches Modul, Transport-Dispersionsmodul,	Ja	
Hydro_AS-2D	2D	FVM	Strömung und Abfluss, Schad- und Schwebstofftransport, Geschiebetransport	Hydrodynamisches Modul, Sediment- und Stofftransport	Ja	
MIKE 21 (C)	2D	FDM	Bestimmung von Bemessungsparametern, Optimierung von Häfen und Küstenbauwerken, Wellen, Hochwassermodellierung, ökologische Modellierung, Sedimenttransport	Hydrodynamisches Modul, Ökologie, Sedimenttransport, Wellen	Ja	Simple Grid, Multiple Grid, Flexible Mesh; kurvlineares Raster (MIKE 21 C)
Delft3D	2D/3D	FDM	Strömung, Wellen, Ökologie, Sedimenttransport und Morphologieuntersuchung in Ozeanen, Küsten, Flüssen, Ästuaren	Hydrodynamisches 2D- und 3D-Modul, Wellen, Sedimentation, Morphologie, Wasserqualität, Stoffausbreitung, Simulation biol. und chem. Prozesse	Ja	orthogonales und kurvlineares Raster
TELEMAC	2D/3D	FEM und FVM	Baggerungsuntersuchung, Wasserqualität, Hafenbau, Dammbuch, Wellen	Hydrodynamisches 2D- und 3D-Modul, Wellen und Seegang, Sedimenttransport, Wassergüte	Ja	
MIKE 3	3D	FVM	Bestimmung von Bemessungsparametern, Sedimentationsuntersuchung, ökologische Modellierung	Hydrodynamisches Modul, Ökologie, Sedimenttransport, Wellen	Ja	Simple Grid, Multiple Grid, Flexible Mesh

Hydrodynamisch-numerische Simulationen im Bereich von tidebeeinflussten Gewässern erfordern auf Grund der Hydrologie und der Topographie häufig eine Simulation von langen Zeiträumen sowie großen Flussabschnitten. Im Hinblick auf operationelle Einsätze und zur genauen Simulation der Fließvorgänge in ausgedehnten Polderstandorten, in Flutrinnen oder Abschlagsbauwerken ist die Verwendung eines hybriden Modells sinnvoll. Der Fließvorgang in diesen Bereichen sollte mittels zweidimensionaler Gleichungen berechnet werden. Die Modellierung von steuerbaren Strukturen wie zum Beispiel Sperwerke oder Wehre, welche den Zufluss zu Poldern, Flutrinnen oder Nebenflüssen steuern, ist für Genauigkeitsbetrachtungen von herausragender Bedeutung.

Zur Simulation der Zustandsgrößen in den betrachteten Tideflüssen wird das Modell MIKE FLOOD des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE als gekoppeltes Modell eingesetzt. Durch eine gekoppelte Simulation mit den Modellsystemen MIKE11 und MIKE21 können u.a. Überschwemmungsflächen, Überflutungsdauer, Strömungsgeschwindigkeiten, Wasserstände sowie Abflüsse berechnet werden. Das Programmsystem wurde von einer Vielzahl von Nutzern verifiziert und wird unter anderem von der US-Behörde FEMA im Rahmen nationaler Hochwasserschutzprogramme angewendet [WWW.DHIGROUP.COM, 2007]. Für die Simulation der Auswirkungen von Entlastungspoldern ist es notwendig, den Flutungsvorgang im Polder detailliert zu untersuchen und gleichzeitig die Auswirkungen auf den Wasserstand im Hauptfließgewässer zu erfassen. Bei Anwendung des eindimensionalen Modells MIKE11 kann das Fließgeschehen in weit ver-

zweigigen und gekoppelten Fließgewässern auch für einen längeren Zeitraum schnell und genau berechnet werden.

Eine alleinige Anwendung des Programms MIKE21 ist bei weit verzweigten Flusssystemen nicht ohne weiteres realisierbar, da die Nachbildung des gesamten Flussgebiets mit einem zweidimensionalen Modell Zugeständnisse hinsichtlich der Gitterweite für numerisch stabile Verhältnisse bei der Berechnung erfordert. Eine Kopplung der beiden Modelle erweist sich also als effiziente Methode sowohl das Fließgeschehen in Flüssen als auch Flutungsvorgänge in Poldern detailliert zu simulieren. Ein Anschluss von Entlastungspoldern an ein eindimensionales Flussgebietsmodell mit Nachbildung des Flutungsvorganges im Polder ist bei alleiniger Verwendung von MIKE11 ohne stark vereinfachende Annahmen für die Berechnung nicht möglich. Im Folgenden werden theoretische Grundlagen der einzelnen Programmanwendungen beschrieben.

### **A.3        Verwendete hydrodynamisch-numerische Programmsysteme**

#### **A.3.1      Mike Flood**

Mike Flood vereint 1D- und 2D-Modellierungswerkzeuge und ermöglicht u.a. eine Hochwassermodellierung mit Berücksichtigung der Interaktion zwischen Gewässer und Flussauen. Eine Modellierung von Deichversagen, detaillierte Deichbruchstudien sowie die Sturmflutmodellierung in Ästuaren sind weitere Anwendungsgebiete. Für eine detaillierte Hochwasser- und Sturmflutanalyse beinhaltet MIKE FLOOD eine Auswahl hydraulischer Strukturen und eine dynamische Kopplung der Programmsysteme MIKE11 und MIKE21, um die Vorteile beider Modelle zu vereinen.

Mit den speziellen Funktionen zur Kopplung von Teilmodellen wird der Anwender in die Lage versetzt, bestimmte Bereiche des Modellgebietes verfeinert zu untersuchen. Gleichzeitig werden bei alleiniger Anwendung sich ergebende limitierende Faktoren, wie die Auflösung des Gitternetzes oder die Genauigkeit der Ergebnisse, vermieden [DHI, 2005].

#### **A.3.2      Flussgebietsmodellierung mit dem Programmsystem Mike11**

MIKE11 ist ein 1D-Programm u.a. zur Simulation von unter- und überkritischen Strömungszuständen, des Abflusses und der Gewässergüte in Ästuaren und weit verzweigten und gekoppelten Fließgewässern. Das Programmsystem ist modular aufgebaut und kann auf spezifische Problemstellungen und Erfordernisse erweitert werden. Das Programm kann zur Hochwasservorhersage, Hochwasseranalyse und Hochwasserentlastung, zur Analyse von Dammbrochen sowie für eine kombinierte Oberflächenwasser- und Grundwasseranalyse angewendet werden. In MIKE11 können die kleinmaßstäblichen dreidimensionalen Effekte (Mikro- und Makroturbulenz, Reibung) in ihren Auswirkungen durch eine Parametrisierung erfasst werden, wenn sie nicht selbst Gegenstand der Untersuchung sind. Die Gerinne mit beliebiger Querschnittsform werden als eine Summe von parallelen, rechteckförmigen Einzelkanälen aufgefasst. Der Berücksichtigung von wasserbaulichen Strukturen wie Wehre, Düker, Brücken und Pumpen ist möglich.

Das im Rahmen dieser Arbeit verwendete hydrodynamische Modul stellt den Kern des Programmsystems dar und löst die nicht-linearen Kontinuitäts- und Impulsgleichungen (DE SAINT-VENANT-Gleichungen, Gl. 7-28 und Gl. 7-29) und beinhaltet Berechnungsmethoden für stationäre

ren und instationären Abfluss sowie quasi-zweidimensionalen Abfluss auf Überflutungsflächen. Damit die mittlere Geschwindigkeit  $Q/A$  der Wirkung des Impulsstroms entspricht, wird diese mit dem Energiehöhenbeiwert  $\alpha$  gewichtet. Die Vereinfachungen der Differentialgleichungen beruhen auf folgenden Annahmen:

- inkompressibles, homogenes Medium gleicher Dichte
- geringe Sohlneigung des Gerinnes.

In MIKE11 kann bei der Erfassung des Fließwiderstandes zwischen zwei Widerstandsbeschreibungen gewählt werden, wobei der Chezy-Beiwert wie folgt in den  $k_{st}$ -Beiwert bzw. MANNING-STRICKLER-Beiwert  $M$  [ $m^{1/3}/s$ ] umgerechnet werden kann:

$$C = M * r_{hy}^{1/6} \quad \text{Gl. A - 1}$$

Gängige Manning-Werte liegen zwischen 20 und 40  $m^{1/3}/s$ . Der entscheidende hydraulische Unterschied zwischen den beiden Widerstandsbeiwerten ist, dass der C-Beiwert nach CHEZY selbst bei einer über den gesamten benetzten Umfang konstanten Sohl- und Wandbeschaffenheit nicht konstant ist, sondern vom hydraulischen Radius und damit von der Wassertiefe abhängt. Um bei der hydraulischen Berechnung die aus Bewuchs und Sohle resultierenden Fließwiderstände getrennt zu erfassen, wurden u.a. die Verfahren nach PASCHE und MERTENS in Kombination mit dem allgemeinen Fließgesetz nach DARCY entwickelt, welche im DVWK-Merkblatt 220/1991 bzw. bei TESCHKE (2004) beschrieben werden. Das Modellgebiet wird für die Berechnung mit MIKE11 über die Festlegung eines Berechnungsgitters diskretisiert. In eindimensionaler Form geschieht dies mit Schnitten quer zur Fließrichtung, an denen alternierend der Wasserstand und der Abfluss bestimmt werden. Die DE SAINT-VENANT'SCHEN Gleichungen werden sowohl in jedem Querschnitt als auch in jedem Zeitschritt gelöst [DHI, 2005]. Die Berechnungsmethodik setzt ein vertikal stetiges Strömungsverhalten über den Querschnitt voraus. Zwischen zwei benachbarten Querschnitten wird ein linearer Verlauf des Rauigkeitsbeiwertes angenommen. Der Abflussquerschnitt wird in nebeneinander liegende Abflussstreifen untergliedert und vertikal integriert. Durch Addition über die Abflussstreifen werden die querschnittsgemittelten Werte bestimmt.

Eine Beeinflussung der Wasserstände kann durch Strombauwerke im Fließquerschnitt verursacht werden. Dies sind im Regelfall unter- oder überströmte Wehre, Sperrwerke, Schleusen, aber auch Sohlbauwerke, z.B. Sohlabstürze, -schwelle und -gleiten. Ein Vorteil des HD-Moduls ist, dass steuerbare Strukturen, wie bewegliche Wehre, berücksichtigt werden können. Alle weiteren Strombauwerke können über die Querschnitte Berücksichtigung finden. Dabei muss die Bedingung der Massenerhaltung erfüllt sein. Sperrwerke oder Wehre nehmen als unterströmte Bauwerke nur Einfluss auf den Wasserstand, wenn die Wehrunterkante in den Fließquerschnitt eintaucht. Mit folgender Formel lässt sich der Wasserstand unterhalb des Bauwerks (in Fließrichtung betrachtet) bei freiem Abfluss berechnen [DHI, 2005]:

$$y_2 = \frac{1}{2} * y_s \left( \sqrt{1 - 8 * Fr^2} - 1 \right) \quad \text{Gl. A - 2}$$

mit:  $y_s$  Wassertiefe unterhalb des Schützes [m]  
 $y_2$  Wassertiefe unterhalb des Wehres [m]  
 $Fr$  FROUDE-Zahl korrespondierend zu  $y_s$  [-]

Der Durchfluss Q an einem unterströmten Wehr ergibt sich wie folgt:

$$Q = C_d * b * w * \sqrt{2 * g * y_1} \quad \text{Gl. A - 3}$$

mit: b Wehrkronenbreite [m]  
w Höhe der Wehröffnung über der Sohle [m]  
y<sub>1</sub> Wassertiefe oberhalb des Wehres [m]

Der Abflussbeiwert variiert mit dem Kontraktionsbeiwert und dem Verhältnis von Öffnungshöhe zum Oberwasserstand. Der Kontraktionsbeiwert C<sub>c</sub> (für ein Schütz rd. 0,61 bis 0,63) und der C<sub>d</sub>-Beiwert ergeben sich wie folgt:

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c * \frac{w}{y_1}}} \quad \text{Gl. A - 4}$$

$$C_c = \frac{y_s}{w} \quad \text{Gl. A - 5}$$

Sobald rückgestauter Abfluss vorliegt, wie bei Sperrwerken der Fall, ist der Abfluss auch vom Unterwasserstand abhängig. Der Durchfluss Q im Bereich der Struktur berechnet sich folgendermaßen:

$$Q = \mu * C_d * b * w * \sqrt{2 * g * (h_1 - h_2)} \quad \text{Gl. A - 6}$$

mit: μ Durchflusskoeffizient [m]  
h<sub>1</sub> Höhe des Wasserstands oberhalb der Struktur [m]  
h<sub>2</sub> Höhe des Wasserstands unterhalb der Struktur [m]

Je nach Schützstellung kann es bei den unterströmten Wehren zu einem unvollkommenen strömenden bzw. schießenden Durchfluss kommen. Bezüglich des Kontraktionsbeiwertes wird auf NAUDASCHER (1991) verwiesen. Die Beiwerte liegen in der Regel in Diagrammform in Abhängigkeit des Verhältnisses (s/h<sub>0</sub>) und der Abflussverhältnisse vor. Dieser berücksichtigt die Strahleinschnürung und die Widerstände beim Ausfluss. Beim rückgestauten Abfluss schnürt sich der von Wasser überdeckte Ausflussstrahl im gleichen Maß ein wie beim freien Abfluss. Detaillierte Ansätze zur Berechnung der Abflussleistung unterströmter Bauwerke sowie Angaben zu den Einschnürungs- und Abflussbeiwerten finden sich u.a. bei NAUDASCHER (1992).

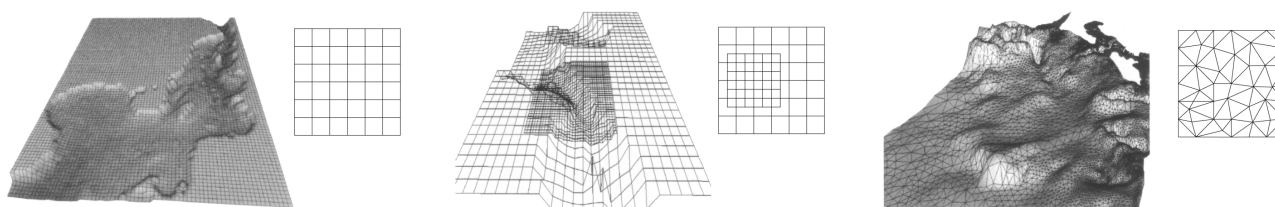
### A.3.3 Modellierung des Flutungsprozesses mit Mike21

MIKE21 ist ein numerisches 2D-Programm, welches u.a. zur Wellen-, Strömungs- und Wasserstandsvorhersage, zur Hochwasser- und Sturmflutvorhersage, zur Überflutungsmodellierung sowie für Umweltverträglichkeitsuntersuchungen in Flüssen, Ästuaren und Küstengewässern entwickelt wurde und wie MIKE11 modular aufgebaut ist. Das HD-Modul stellt den Kern des Programmsystems für die Simulation von Wasserständen und Strömungen in vertikal homogenen Fluiden dar und dient als Basis für die weiteren Module. Daneben bestehen Module u.a. zur Simulation von Transport und Zerfall von gelösten und suspendierten Stoffen wie Salz, zur Untersuchung der Sandtransportraten als Effekt von wellen- und strömungsinduziertem Transport sowie zur Simulation von windinduzierten Wellen im Küsten- und Offshorebereich und Wellenänderungen in Küstennähe.

Die Strömungsvorgänge werden durch die Differentialgleichung von NAVIER-STOKES und die Kontinuitätsgleichung ausgedrückt. Die hydrodynamischen Zustandsgrößen werden durch Integration der Kontinuitäts- und Impulsgleichung über die Vertikale ermittelt. Voraussetzung für eine solche Berechnungsweise sind die Annahmen, dass vertikale Beschleunigungen vernachlässigbar und viskose Spannungen über die Tiefe kaum veränderlich sind.

Die räumliche Diskretisierung kann mit Hilfe von verschiedenen Rechengittern erfolgen. Das Programm unterscheidet zwischen drei verschiedenen Rasterformen (Abb. A - 1):

- Das „Single Grid“ ist ein orthogonales Raster.
- Das „Multiple Grid“ ist ein dynamisch verschachteltes Raster, ebenfalls rechteckig aufgebaut, mit der Möglichkeit, die Rasterauflösung in bestimmten Bereichen zu erhöhen.
- Das „Flexible Mesh“ ist ein unstrukturiertes Raster auf Basis von Finiten Elementen und erreicht die höchste Flexibilität der drei Rastersysteme, da es in notwendigen Bereichen flexibel aufgebaut und verdichtet werden kann.



**Abb. A - 1: Rasterformen Simple Grid, Multiple Grid, Flexible Mesh [modifiziert nach DHI, 2005]**

Die Gitterweite ist in Abhängigkeit vom zu untersuchenden Gebiet frei wählbar. Sofern keine hinreichende Beziehung zwischen räumlicher und zeitlicher Diskretisierung gegeben ist, kann eine Zerlegung im äquidistanten Rechengitter zu Stabilitätsproblemen führen. Um diesen Zusammenhang zu gewährleisten, wird eine Beziehung zwischen räumlicher und zeitlicher Auflösung über das COURANT-Kriterium geschaffen. Laut COURANT-Kriterium muss einer feinmaschigen räumlichen Auflösung eine zeitliche Diskretisierung in kleinen Schritten folgen. Um die numerische Stabilität zu gewährleisten, muss die COURANT-Zahl  $C_R$  kleiner 1 sein. Für größere COURANT-Zahlen ergeben sich häufig oszillierende Lösungen.

$$C_R = c * \frac{\Delta t}{\Delta x} \qquad \text{Gl. A - 7}$$

mit:	$C_R(x,y)$	COURANT-Zahl [-]
	$c(x,y,t)$	Betrag der Strömungsgeschwindigkeiten [m/s]
	$\Delta t$	Zeitschrittweite [s]
	$\Delta x$	Diskretisierungsweite in x-Richtung [m]
	$\Delta y$	Diskretisierungsweite in y-Richtung [m]

In MIKE21 werden zur Berechnung der tiefengemittelten zweidimensionalen Gleichungen die Ableitungen in den Erhaltungsgleichungen durch Approximationen aus der Taylor-Reihenentwicklung ersetzt. Durch das Finite-Differenzen-Verfahren werden die auftretenden Differentialquotienten an diskreten Punkten mit Differenzenquotienten angenähert. Die Gleichungsmatrix, die aus den Berechnungen für jede Richtung und jede Gitterlinie resultiert, wird mit Hilfe eines zweischleifigen Algorithmus gelöst. Die Beschreibung von Strömungsvorgängen

erfolgt in MIKE21 mittels der Gleichungen der Massen- und Impulserhaltung [DHI, 2005]:

Massenerhaltung:

$$\underbrace{\frac{\partial \zeta}{\partial t}}_{\text{Auslenkungsänderung}} + \underbrace{\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y}}_{\text{Durchflussdivergenz}} = 0$$

Gl. A - 8

mit:	$\zeta(x, y, t)$	Wasserspiegelhöhe [m]
	$t$	Zeit [s]
	$p(x, y, t)$	Durchfluss in x-Richtung pro m [ $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ]
	$q(x, y, t)$	Durchfluss in y-Richtung pro m [ $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ ]
	$x, y$	Raumkoordinaten [-]

Die Gleichungen für die Impulserhaltung setzen sich aus Termen für die lokale Beschleunigung, die advective Beschleunigung, die Meeresspiegelneigung, die Bodenreibung, die Schubspannungsdivergenz, die Corioliskraft, den Windschub sowie den Luftdruckgradienten zusammen:

$$\frac{\partial p}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{p \cdot q}{h} \right) + g \cdot h \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial x} + \frac{g \cdot p \cdot \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial x} (h \cdot \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot \tau_{xy}) \right] - \Omega_q - f \cdot V \cdot V_x + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial x} (p_a) = 0$$

Gl. A - 9

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p \cdot q}{h} \right) + g \cdot h \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial y} + \frac{g \cdot p \cdot \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2} - \frac{1}{\rho_w} \left[ \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h \cdot \tau_{xy}) \right] + \Omega_p - f \cdot V \cdot V_y + \frac{h}{\rho_w} \frac{\partial}{\partial y} (p_a) = 0$$

Gl. A - 10

mit:	$\zeta(x, y, t)$	Wasserspiegelhöhe [m]
	$h(x, y, t)$	Wassertiefe ( $\zeta - d$ ) [m]
	$g$	Erdbeschleunigung [ $\text{m}/\text{s}^2$ ]
	$C(x, y)$	Widerstandsbeiwert nach Chezy [ $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ ]
	$\rho_w$	Dichte des Fluids [ $\text{kg}/\text{m}^3$ ]
	$\tau_{xx}$	Schubspannungskomponente in x-Richtung [ $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s}^2)$ ]
	$\tau_{xy}$	Schubspannungskomponente in x-Richtung am y-Rand [ $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s}^2)$ ]
	$\tau_{yx}$	Schubspannungskomponente in y-Richtung am x-Rand [ $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s}^2)$ ]
	$\tau_{yy}$	Schubspannungskomponente in y-Richtung [ $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s}^2)$ ]
	$\Omega(x, y)$	Coriolis-Parameter in Abhängigkeit vom Breitengrad [ $1/\text{s}$ ]
	$f$	Windreibungskoeffizient [-]
	$V(x, y, t)$	Windgeschwindigkeit [m/s]
	$V_x(x, y, t)$	Windgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
	$V_y(x, y, t)$	Windgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
	$p_a(x, y, t)$	Luftdruck [ $\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s}^2)$ ]

Zum Lösen der oben genannten Gleichungen werden die Wirbelviskosität E, die Schubspannungskomponenten  $\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$  und  $\tau_{yy}$  sowie die Bodenreibung C für die Lösung der Anfangs- und Randbedingungen benötigt. Die Wirbelviskosität E ergibt sich zu:

$$E = c_s^2 * \Delta^2 * \left( \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} * \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right) \quad \text{Gl. A - 11}$$

mit:	$E(x,y)$	Wirbelviskosität [-]
	$c_s$	SMAGORINSKY-Faktor [-]
	$u(x,y,t)$	Strömungsgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
	$v(x,y,t)$	Strömungsgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]
	$x,y$	Raumkoordinaten [-]

Für die Schubspannungskomponenten  $\tau$  in Abhängigkeit der Wirbelviskosität gilt:

$$\tau_{xx} = E * \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{Gl. A - 12}$$

$$\tau_{yy} = E * \frac{\partial v}{\partial y} \quad \text{Gl. A - 13}$$

$$\tau_{xy} = E * \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad \text{Gl. A - 14}$$

Als Eingabedaten sind z.B. die Bathymetrie und die Anfangs- und Randbedingungen (Wasserstände und Rauigkeiten auf der Grundfläche der Elemente im Modellgebiet, Randbedingungen an den offenen Modellrändern) vorzugeben. Für die Randbedingungen muss in beiden Fällen die Strömungsrichtung vorgegeben werden. Wie in MIKE11 wird in MIKE21 die Bodenreibung über die MANNING-Zahl M oder über den CHEZY-Beiwert C definiert. Bezüglich des Umrechnungsfaktors gilt Gl. A - 1. Für weitere theoretische Grundlagen wird auf die Programmhandbücher verwiesen [DHI, 2005 & DHI, 2004b].

### A.3.4 Schnittstelle zwischen MIKE11 und MIKE21

MIKE FLOOD beinhaltet folgende Kopplungselemente ("linkage types"):

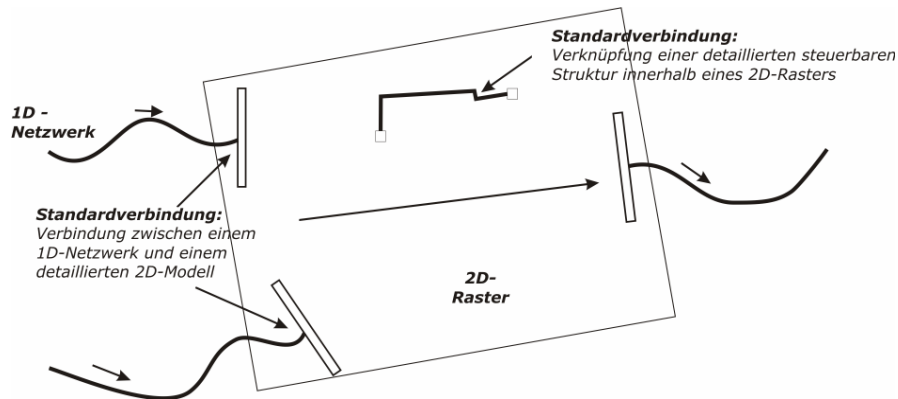
- "Standard Link"
- "Lateral Link"
- "Structure Link"
- "Zero Flow Link"

Für die hydrodynamisch-numerische Modellierung von zweidimensionalen Strömungsvorgängen, bei denen steuerbare Strukturen implementiert werden sollen, steht der „Structure Link“ zur Verfügung. Damit kann innerhalb eines zweidimensionalen Strömungsgebietes ein Gewässerabschnitt inklusive eines Wehrkörpers mit möglichen Steuerungsmaßnahmen definiert werden. Die Kopplung erfolgt über vollständig implizite Formulierungen, sodass weitere Überlegungen hinsichtlich der Zeitschrittwahl beider Modelle entfallen können [DHI, 2005]. Sollen Zellen in x- oder in y-Richtung undurchlässig sein, bietet sich der „Zero Flow Link“ an. Eine mögliche Anwendung ergibt sich beispielsweise bei der Modellierung von Straßen- und Eisenbahndämmen. Die Wahl einer geeigneten Kopplung bei der Simulation der betrachteten Strömungssituationen erfordert eine geeignete Abbildung insbesondere der Steuerung der betrachteten Küsten-



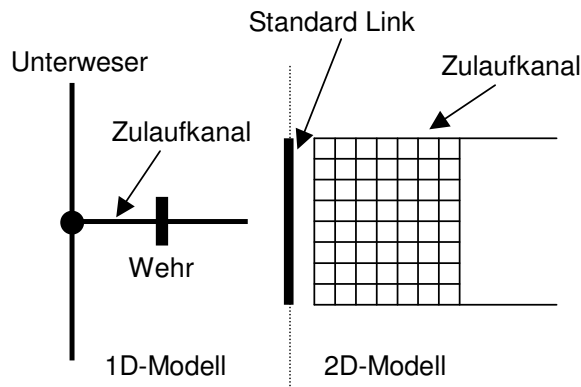
schutzelemente. Eine untergeordnete Bedeutung hat die Einströmrichtung in das Modell. Daher kommen sowohl der „Standard Link“ als auch der „Structure Link“ in Frage.

Die weiteren Kopplungsvarianten eignen sich lediglich bei der ungesteuerten Simulation im Untersuchungsgebiet. Für die Simulationen hat sich eine Kopplung mit Hilfe des „Standard Links“ als geeignet erwiesen. Der „Standard Link“ ermöglicht es, simulierte Flussabschnitte in Fließrichtung mit einer oder mehreren Zellen im 2D-Modellgebiet zu verbinden.



**Abb. A - 2: Anwendungsmöglichkeiten des Standard Link [modifiziert nach DHI, 2005]**

Abb. A - 3 verdeutlicht den schematischen Aufbau der Kopplung. Die Formulierung der Kopplungsvorschrift ist explizit, d. h. die Rückkopplung ins 1D-Modell geschieht nur mit Ergebnissen aus vorherigen Zeitschritten des zweidimensionalen Modells.



**Abb. A - 3: Schematischer Aufbau einer Kopplung [modifiziert nach DHI, 2005]**

Der Übergabeparameter ist beim „Standard Link“ der Abfluss am letzten Q-Knoten im eindimensionalen Flussabschnitt. Dabei wird der Abfluss im 1D-Modell aus den Ergebnissen der Zeitschritte  $n$  und  $n + 1$  gemittelt. MIKE11 benötigt am letzten Knoten des Abschnittes eine Wasserstands-Randbedingung zum Zeitpunkt  $n + 1$  aus dem 2D-Modell, um den nächsten Zeitschritt berechnen zu können. Der Abfluss zum Zeitpunkt  $n + 1/2$  wird notwendigerweise für die Übergabe an das 2D-Modell nach Gl. A - 15 abgeschätzt. Es gilt die Differentialgleichung [DHI, 2005]:

$$\frac{\partial Q^{n+1/2}}{\partial t} = - \left( g * A * \frac{\partial h^n}{\partial x} + \frac{Q^n * |Q^n|}{A * C^2 * r_{hy}} \right) \quad \text{Gl. A - 15}$$

mit: A      Querschnittsfläche [m<sup>2</sup>]  
C      Chezy-Koeffizient [m<sup>1/2</sup>/s]  
r<sub>hy</sub>      hydraulischer Radius [m]  
h      Wasserstand [m]  
Q      Durchfluss/Abfluss [m<sup>3</sup>/s]

Die Ableitung des Abflusses nach der Zeit wird zusammen mit dem Abfluss zum Zeitpunkt n an das 2D-Modell übergeben. Die ausschlaggebende Einflussgröße auf den Strömungsverlauf ist damit der Widerstand, durch die Rauheit nach CHEZY oder MANNING ausgedrückt. Aufgrund der Annahme, dass der Durchfluss zwischen den beiden letzten Querschnitten vor der Kopplung allein durch Widerstände im Flussbett beeinflusst wird, darf sich kein Bauwerk zwischen den letzten beiden Berechnungspunkten befinden, da ansonsten die oben aufgeführte Differentialgleichung zu Null gesetzt wird.

#### A.4 Ablauf der Modellerstellung

Ein hydrodynamisch-numerisches Modell muss die räumliche und zeitliche Verteilung der Zustandsgrößen (u.a. Wasserstände, Abflüsse und Fließgeschwindigkeiten) innerhalb des Modellgebiets hinreichend genau beschreiben. Die Simulation erfordert es, Anfangswerte vorzugeben und an den seitlichen, offenen Modellrändern zeitlich veränderliche Randwerte einzusteuern, welche charakteristische Systemzustände repräsentieren. Die für die eindimensionale und instationäre Modellierung eines Sturmflut- bzw. Hochwasserereignisses zu spezifizierenden Randbedingungen als Funktion der Zeit sind die Wasserspiegellage am unterstromigen Modellrand, die Abflussmengen an den oberen Modellrändern des simulierten Gewässernetzes und die seitlichen Zuflüsse aufgrund von Sielen, Schöpfwerken und kleineren Vorflutern. Diese werden als Punktquelle oder verteilte Quelle (Direkteinzug) in das HN-Modell eingespeist. Der Betrieb numerischer Modelle ist auf umfangreiche, hochwertige Naturmessungen angewiesen, da nur die Kombination von Naturmessungen und Modellberechnungen zu einem vertieften Systemverständnis führen kann. Regelbare Küstenschutzelemente sind im Modell zu erfassen und anhand von Betriebsplänen zu steuern. Die notwendigen Daten für eine Kalibrierung werden in der Regel durch Messungen oder Beobachtungen erhoben. Das Modellgebiet ist so groß zu wählen, dass der gesamte Einflussbereich der untersuchten Maßnahmen betrachtet werden kann, d.h. insbesondere die Ränder des Modells müssen in ausreichender Entfernung vom Aussagegebiet liegen. Damit wird erreicht, dass diese nicht durch betrachtete Maßnahmen beeinflusst werden.

Die Prognosefähigkeit der mathematischen Modelle wird bestimmt durch das gewählte Modellverfahren, die Festlegung des Modellgebietes und der geometrischen Auflösung der Topographie, wobei sowohl eine hohe räumliche als auch zeitliche Auflösung anzustreben ist. Die Erstellung des Digitalen Geländemodells erfolgt beispielsweise in einem Geographischen Informationssystem als TIN (Triangulated Irregular Network) bzw. Grid (Rasterdaten). Die betrachteten Gewässer werden für das eindimensionale numerische Modell durch Querprofile diskretisiert, welche aus den Digitalen Geländemodellen abgeleitet werden. Die Kalibrierungsparameter sind

an die natürlichen Gegebenheiten im Modellgebiet anzupassen. Als Analysezeitraum wird stets ein kürzerer Zeitraum als der Simulationszeitraum ausgewertet, um Instabilitäten zu Simulationsbeginn nicht zu berücksichtigen. Eine Extrapolation der berechneten Wasserstände in die Fläche mit Hilfe eines Digitalen Geländemodells erlaubt die Berechnung von Überschwemmungsflächen und Überflutungshöhen.

## **A.5 Digitale Geländehöhenmodelle**

### **A.5.1 Erfassung der Gelände- und Unterwassertopographie**

Digitale Geländehöhenmodelle basieren auf georeferenzierten Höhendaten unterschiedlichen Ursprungs. Ein flugzeuggestütztes Laserscanning ermöglicht die Generierung hochaufgelöster und aktueller Geländemodelle mit hoher Messdichte. Das ATKIS-System stellt Höheninformationen für das gesamte Modellgebiet bereit, weist der Topographie innerhalb von Fluss- und Seenflächen jedoch die Höhe des Mittelwasserstands zu, so dass die Geländeform unter den mittleren Wasserspiegeloberflächen nicht erfasst wird.

Die Basis-Höhendaten zur Berechnung von ATKIS-DGM 5 Modellen werden nach Angaben der LANDESVERMESSUNG UND GEOBASISINFORMATION NIEDERSACHSEN (LGN NIEDERSACHSEN) gewonnen durch:

- Photogrammetrische, punktweise-digitale Höhenauswertung von Luftbildern sowie durch zusätzliche terrestrische Messungen in nicht einsehbaren Gebieten (z. B. Wald),
- Digitalisierung der analogen Höheninformationen (Höhenlinien/Höhenpunkte) vorhandener Deutscher Grundkarten 1:5.000 (DGK 5) und
- Laserscanner-Verfahren.

Aus den Basis-Höhendaten wird unter Berücksichtigung geomorphologisch prägnanter Informationen wie Geripplinen und Geländekanten (Bruchkanten) das DGM 5 (1) in einer standardmäßigen Gitterweite von 12,5 m x 12,5 m interpoliert. Die DGM 5-Punkte sind im GAUß-KRÜGER-Koordinatensystem bestimmt und beziehen sich auf Normal Null (NN). Nach Auskunft der LGN HANNOVER liegen im Bereich der Einzugsgebiete der Weser, Lesum, Hamme und Wümme Höhendaten mit einer vertikalen Grundgenauigkeit von betragsmäßig kleiner als 0,25 m vor. Insbesondere in Mooregebieten kann es jedoch zu größeren Abweichungen durch geänderte landwirtschaftliche Nutzungen kommen.

Im Detail bestehen die Höheninformationen des ATKIS DGM aus den folgenden Objekten:

- Nivellementpunkte, die durch terrestrische, photogrammetrische oder Laserscannervermessung ermittelt werden und eine hohe Grundgenauigkeit aufweisen,
- Liniendaten mit Hochwert, wie Bruchkanten und Geripplinen. Diese Daten weisen eine vergleichbare Grundgenauigkeit auf,
- Polygondaten mit oder ohne Höheninformation zur Kennzeichnung von Aussparungsflächen, innerhalb derer keine Höheninformationen vorliegen sowie keine Rasterdaten interpoliert werden,
- Punkteraster im 12,5 m x 12,5 m Abstand, die aus den vorgenannten Höhendaten interpoliert werden.

Damit werden abflussrelevante Geländemerkmale, z.B. Geländekanten, Straßendämme und

Deichlinien im Höhenmodell zur korrekten Simulation berücksichtigt. Bei Geländestrukturen mit Abmessungen kleiner als die gewählte Rasterzellenweite (z.B. sehr schmale Gräben) können Verschleifungen infolge der Interpolation der Geländehöhenwerte bei der Erzeugung der Raster-Zellen auftreten.

Aufgrund der zuvor genannten Einschränkungen bezüglich der Unterwassertopographie sind für die Geländemodelle Höheninformationen zur Erfassung der Bathymetrie im Flussschlauch zu ergänzen und mit den übrigen Geländedaten zu verschneiden. Die Unterwassergeometrien können durch Querprofilpeilungen, Längspeilungen und hochgenaue Fächerecholotpeilungen erfasst werden. Ein Ausschnitt aus dem DGM für das Modellgebiet Unterweser zeigt Abb. A - 4.

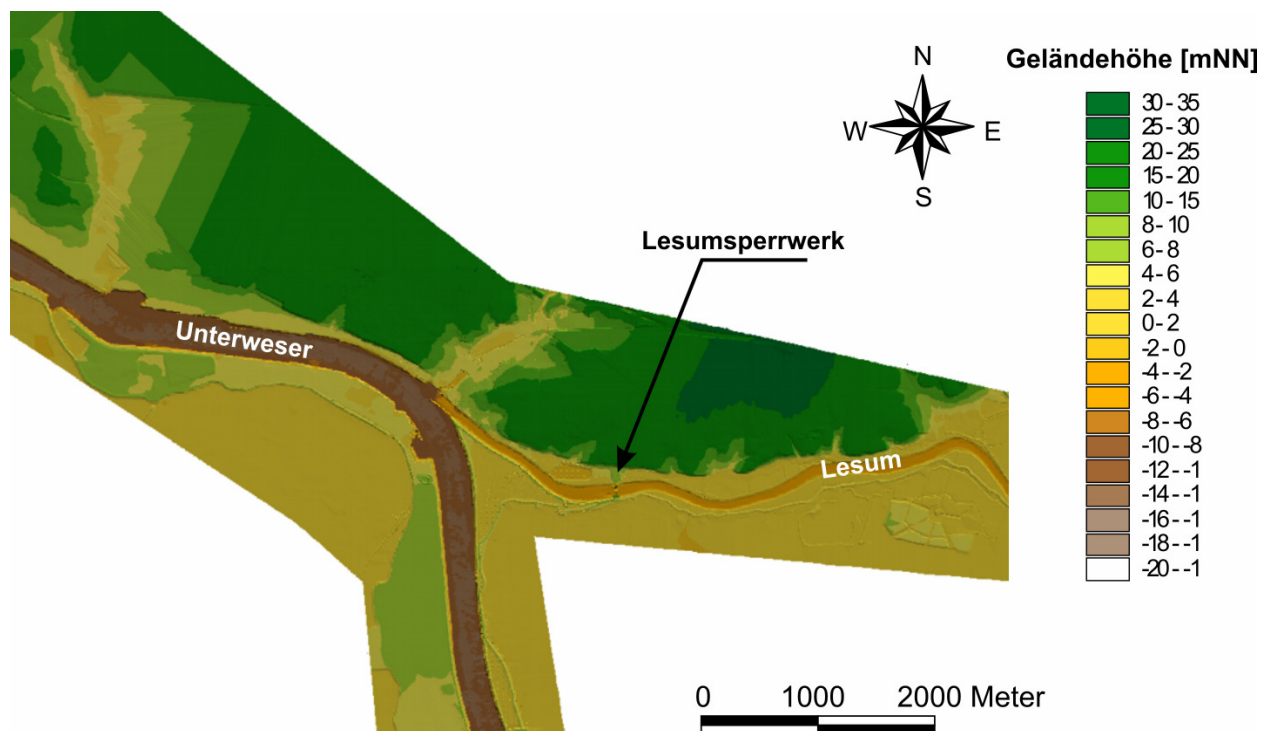


Abb. A - 4: Ausschnitt aus dem Digitalen Geländemodell für das Gebiet der Unterweser

### A.5.2 Kombination von Gelände- und Flussdaten

Die Höhendaten aus der Übergangszone zwischen Wasser und Land und der unmittelbaren Umgebung von Bauwerken entstammen der üblichen tachymetrischen Vermessung bzw. den Überfliegungsdaten. Die Geometrien von Strombauwerken liegen als Bestands- bzw. Entwurfszeichnungen vor und wurden, falls erforderlich, in das DGM integriert. In das regelmäßige Raster der Geländehöhendaten sind die zusätzlichen Datenpunkte für den Flussschlauch aus den Längs- und Querprofilen sowie den Fächerecholotpeilungen eingefügt.

Eine Triangulation von Punkt- und Linieninformationen ergibt die für den Aufbau der Querprofile notwendige stetige Geländeoberfläche im gesamten Modellgebiet. Die so erzeugte Oberfläche wird als Triangulated Irregular Network (TIN) bezeichnet und ermöglicht die Einbeziehung von beliebig über das Modellgebiet verteilten Linien- und Polygoninformationen in das Geländehöhenmodell. Dies erlaubt eine detaillierte Auflösung von Objekten, die kleiner als die mittlere Rasterauflösung sind.

Die erstellte Geländetopographie wird in den eindimensionalen Modellen durch repräsentative Querprofile der Talaue in diskreten Abständen abgebildet, welche aus den jeweiligen Digitalen Geländemodellen exportiert werden. Abstand und Breite der Querprofile können spezifiziert und nachträglich verändert werden. Zudem ist es möglich, manuell Profile in sensitiven Bereichen zu erzeugen. Die Querschnittsmittelung der hydraulischen Parameter erfordert die Ausrichtung der Querprofile rechtwinklig zur angenommenen Strömungsrichtung.

### **A.5.3 Berücksichtigung von Bauwerksdaten**

Das hydrodynamische Systemverhalten von Gewässern kann durch Stauanlagen im Einzugsgebiet stark beeinflusst werden. Abflussrelevante Bauwerke (z.B. Brücken, Wehre, Sohlabstürze) wurden in das DGM anhand von vorliegenden Konstruktionsplänen über Liniendaten eingebaut. Bei Brücken wurde die Höhenlage der Fahrbahn nur berücksichtigt, wenn ein Einstau prinzipiell möglich ist. Bei steuerbaren Elementen wurde die Grundkonstruktion abgebildet. Schütze, Tore und Klappen wurden im Rahmen der HN-Modellierung als bewegliche Elemente erfasst.

Detaillierte Angaben zu den Bauwerken im Wümmegebiet können dem HOCHWASSERSCHUTZPLAN WÜMME entnommen werden [FRANZIUS-INSTITUT, 2006]. Die Deichhöhen im Bereich der Unterweser wurden aus dem Digitalen Geländemodell abgeleitet und mit den Angaben des am FRANZIUS-INSTITUTS erstellen Bauwerks- und Seegangsinformationssystems BASIS [FRANZIUS-INSTITUT, 2001] verglichen. Weiterhin sind Angaben von Deichverbänden berücksichtigt. In der Lesum und im Unterlauf der Wümme befinden sich Siele und Schöpfwerke zur Entwässerung deichgeschützter Gebiete. Die abgeschlagenen Mengen werden u.a. über Sielformeln ermittelt, wobei eine Berücksichtigung bei größeren Abschlagsmengen im Rahmen der Kalibrierung des Unterwesermodells erfolgte.

Die Große Weserbrücke ist von See betrachtet das erste Brückenbauwerk in der Unterweser. Die im Modellgebiet vorhandenen Brücken verursachen keine signifikante seitliche Einengung des Gewässerquerschnitts, so dass die lokalen Energieverluste im Bereich der Brücken im Rahmen der Simulationen vernachlässigt wurden. Auch für den Mississippi konnten die Brückenbauwerke vernachlässigt werden, da die Pfeilerkonstruktion im Vergleich zum Gesamtquerschnitt minimal ist. Die Deichhöhen am Unterlauf gehen aus den hochgenauen Überfliegsdaten hervor.

### **A.6 Vorgehen bei der Modellkalibrierung**

Im Rahmen der Kalibrierung sind die verschiedenen Modellparameter so anzupassen, dass ein realitätsnahes hydrodynamisches Verhalten erzielt wird. Wesentliches Ziel ist, dass das HN-Modell das Systemverhalten in den betrachteten Tideflüssen (Tide- und Abflussdynamik) genau wiedergibt. Eine genaue Wiedergabe der Höhe der Scheitelwasserstände belegt beispielsweise, dass das Einlaufen der Tideenergie in das Ästuar und die Nebenflüsse und die Energiedissipation korrekt abgebildet werden. Abweichungen können aufgrund von Messfehlern oder Ungenauigkeiten in den Geländedaten sowie aus den Parametrisierungen des Modells resultieren. Beispielsweise parametrisiert der Reibungswert die Energiedissipation und hat damit Einfluss auf die Strömungsgeschwindigkeiten und Wasserstände. Nach erfolgreicher Kalibrierung der Modelle kann die Änderung der Zustandsgrößen Wasserstand, Strömung und Abfluss im Rah-

men von Prognose- bzw. Szenarienrechnungen bestimmt werden.

Für die Modellgebiete der Unterweser und des Unterlaufs des Mississippi erfolgt die Kalibrierung durch Variation der Reibungsbeiwerte für das Flussbett und die Vorlandbereiche in Form des MANNING-STRICKLER-Beiwertes  $k_{st}$  und durch den Vergleich des simulierten und beobachteten Tideverlaufs. Neben dem Vergleich der simulierten und gemessenen Tidewasserstände einschließlich der Eintrittszeiten und Scheitelwerte der Tiden an den Pegeln der Tideflüsse werden die simulierten Abfluss- und Geschwindigkeitsgrößen mit den für Teilbereiche vorliegenden ADCP-Messungen verglichen. Für das Weserästuar liegen Strömungskennwerte der Jahre 1990 bis 2004 über im Mittel rd. 25 Tiden für diverse Querschnitte vor. Da der zur Kalibrierung verwendete Parameter  $k_{st}$  von der Wassertiefe abhängig ist, sollten Prognoserechnungen mit Randbedingungen erfolgen, welche ähnliche Wiederkehrintervalle aufweisen. Die Rauigkeit kann grundsätzlich für einzelne Sturmflut- bzw. Hochwasserereignisse variieren, was aus einer jahreszeitlichen Änderung des Bewuchses resultiert. Im Rahmen der Simulationen wird auf eine Änderung der Parameter verzichtet, u.a. auch aufgrund des im Bereich der betrachteten Tideflüsse nur geringfügigen Bewuchses.

Die Zeitschrittweite wird so gewählt, dass das COURANT-Kriterium erfüllt ist. Dies besagt, dass die Zeitschrittweite nicht größer sein sollte, als die Zeit, die ein Wasserteilchen benötigt, um von einem Berechnungspunkt zum nächsten zu gelangen. Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Modellkalibrierung ist die Steuerung der regelbaren Bauwerke. Diese werden iterativ anhand zu erreichender Stauziele bzw. anhand vorliegender Aufzeichnungen aus Betriebsbüchern gesteuert. Die Ergebnisauswertung erfolgt an diskreten Stützstellen bzw. charakteristischen Pegeln. Lediglich mit 2D-/3D-Modellen ist eine höhere Genauigkeit bei der Abbildung der Tidewasserstände zu erreichen, welche in Bremen insbesondere durch die Hafengebiete und den daraus resultierenden Einflüssen, u.a. Reflexion, beeinflusst sind.

## **A.7 Seegangmodellierung**

Zur Seegangmodellierung wird das Seegangmodell SWAN (Simulation WAVes Nearshore) eingesetzt, mit dem Wellenparameter in Küstenbereichen und Ästuaren numerisch unter Berücksichtigung von Wind-, Strömungs- und Morphologieverhältnissen berechnet werden können. Das Modell SWAN basiert auf den EULER'schen Formulierungen des diskreten spektralen Gleichgewichts der Impulsdichte. Die Terme der Zeit werden hierzu aus der Impulsgleichung herausgenommen. Das spektrale Gleichgewicht baut auf die Gleichung der linearen Wellentheorie auf. SWAN bezieht in seiner Berechnung des Fortschreitens der Wellen u.a. folgende physikalische Effekte mit ein: räumliches Fortschreiten der Wellen, Refraktion durch Tiefenänderungen, Shoaling durch Tiefenänderungen und Transmission.

Weiterhin werden Ursachen für die Wellenerzeugung und die Wellendissipation eingebunden. Berechnet werden können ein Brechen von Hochseewellen, so genanntes „white-capping“ (Überschreiten der Grenzsteilheit), tiefeninduziertes Wellenbrechen, Energiedissipation durch Bodenreibung sowie nicht-lineare Welle-Welle-Wechselwirkungen. In der linearen Wellentheorie wird der Seegang an einem bestimmten Ort durch sinusförmige Wellen beschrieben. Jede Welle hat dabei eine eigene Periode, Länge, Amplitude und Ausbreitungsrichtung. Die absolute Frequenz  $\omega$ , die relative Frequenz  $\sigma$ , und die Strömungsgeschwindigkeit  $u$  stehen für eine konstante Wassertiefe und einem homogenen Windfeld in folgender Beziehung:

$$\omega = \sigma + k * u$$

Gl. A - 16

mit:  $\omega$  absolute Frequenz [1/s]  
 $\sigma$  relative Frequenz [1/s]  
 $k$  Wellenzahl [1/m]  
 $u$  Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

Die relative Frequenz  $\sigma$  ist auch durch die Dispersionsrelation, welche die Beziehung zwischen Wellenperiode und Wellenlänge beschreibt, gegeben.

$$\sigma^2 = g * k * \tanh(k * d)$$

Gl. A - 17

mit:  $d$  Wassertiefe [m]

Nach linearer Theorie berechnet sich die Phasengeschwindigkeit  $c$  wie folgt:

$$c = \frac{\sigma}{k}$$

Gl. A - 18

Daraus geht die Gruppengeschwindigkeit  $c_g$  hervor:

$$c_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} = \frac{1}{2} * \left( 1 + \frac{2 * k * d}{\sinh(2 * k * d)} \right) * c$$

Gl. A - 19

Aufbauend auf der linearen Theorie gibt es die spektrale Darstellung. Bei dieser Darstellung werden stationäre Verhältnisse vorausgesetzt. Dadurch kann die Dichtefunktion  $E(k, \omega)$  durch eine Fouriertransformation berechnet werden. Da eine Beziehung zwischen der Frequenz  $\sigma$  und der Wellenzahl  $k$  besteht, kann unter Einbeziehung der Dispersionsgleichung die dreidimensionale Dichtefunktion  $E(k, \omega)$  anstelle von drei Variablen mit zwei Variablen ausgedrückt werden. Die Energiedichtefunktion kann durch Terme, die die Ausbreitungsrichtung  $\theta$  und die absolute Frequenz  $\omega$ ,  $E(\omega, \theta)$  oder die relative Frequenz  $\sigma$ ,  $E(\sigma, \theta)$  und die Wellenzahl  $k$ ,  $E(k, \theta)$  beschreiben, dargestellt werden. SWAN basiert mit seinen Berechnungen auf dem physikalischen Prinzip der Impulserhaltung nach EULER. Das Wellenimpulsdichtespektrum  $N(\sigma, \theta)$  wird durch den Quotienten von Seegangsenergiespektrum  $E(\sigma, \theta)$  und relativer Frequenz  $\sigma$  beschrieben. Die relative Frequenz  $\sigma$  und die Wellenrichtung  $\theta$  sind unabhängige Variablen:

$$N(\sigma, \theta) = \frac{E(\sigma, \theta)}{\sigma}$$

Gl. A - 20

mit:  $N(\sigma, \theta)$  Wellenimpulsdichte [ $J*s^2/m^2$ ]  
 $E(\sigma, \theta)$  Energiedichte des Seegangs [ $J*s/m^2$ ]

Die spektrale Impulserhaltungsgleichung lautet für jeden Gitterpunkt eines Rechengitters:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(c_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(c_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(c_\sigma N)}{\partial \sigma} + \frac{\partial(c_\theta N)}{\partial \theta} = \frac{S}{\sigma}$$

Gl. A - 21

mit:  $N$  Wellenimpuls [ $J*s^2/m^2$ ]  
 $c_x$  Ausbreitungsgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]  
 $c_y$  Ausbreitungsgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]  
 $c_\sigma$  Ausbreitungsgeschwindigkeit durch Änderung der relativen Frequenz [m/s]



- $c_{\sigma}$  Ausbreitungsgeschwindigkeit durch Strömung oder Refraktion [m/s]  
S Summe aller Quellen und Senken von Impulsdichte [ $J/m^2$ ]

Abb. A - 5 zeigt die im Rahmen der Seegangmodellierung verwendete Bathymetrie des 2D-Modells der Unterweser im Bereich des Werderlands.

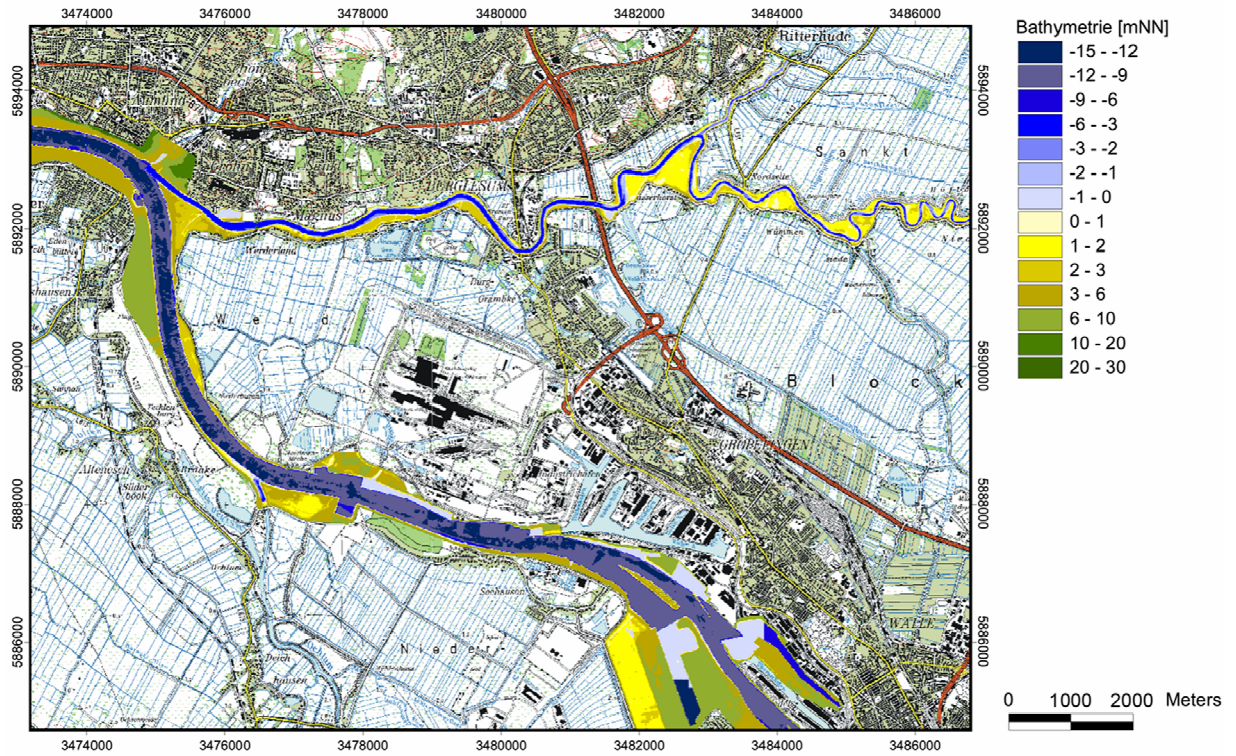


Abb. A - 5: Bathymetrie des 2D-Modells der Unterweser im Bereich des Werderlands



## B Zusätzliche Diagramme zum Kapitel Einfluss von Steuerungs- und Ausbaumaßnahmen am Beispiel eines idealisierten Ästuars

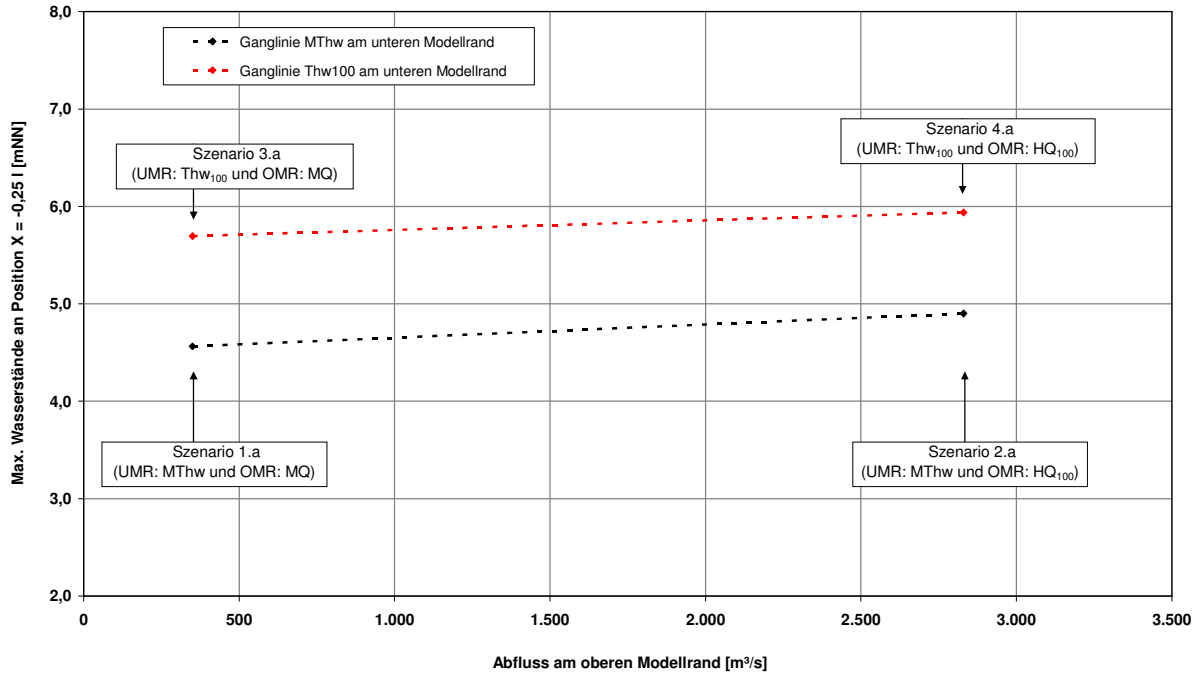


Abb. B - 1: Maximale Wasserstände an Position  $x = -0,25 \text{ l}$  bei Einsteuerung verschiedener Tidehochwasserstände am UMR und Zuflüsse am OMR

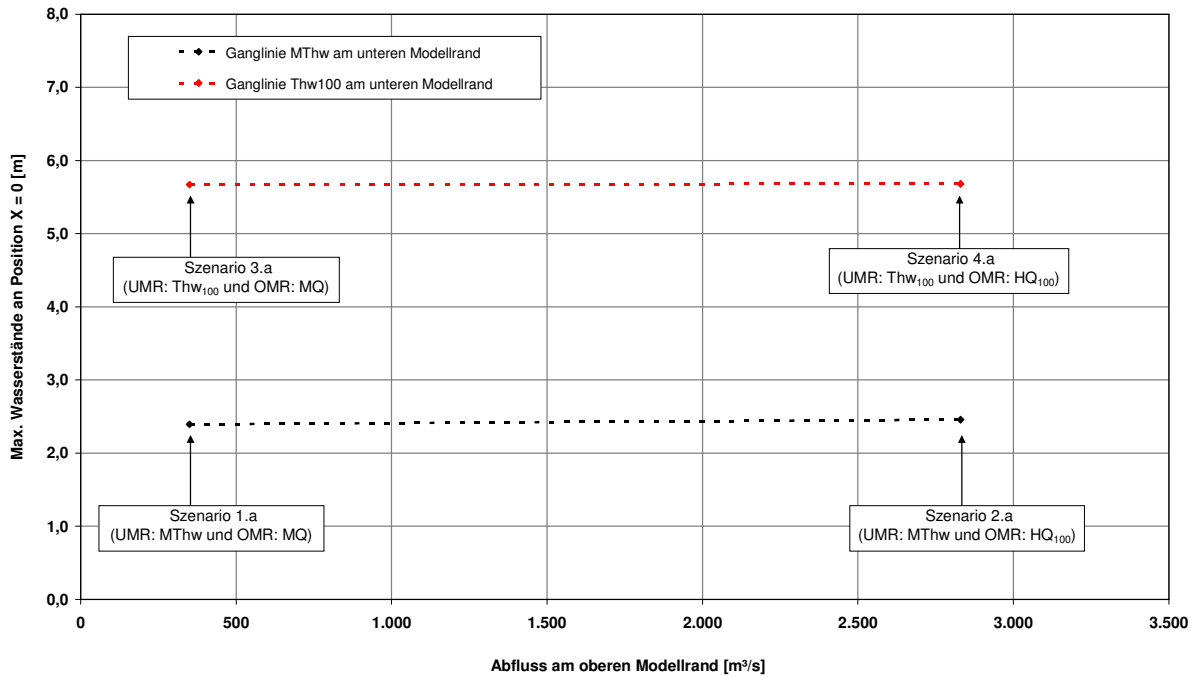


Abb. B - 2: Maximale Wasserstände an Position  $x = 0$  bei Einsteuerung verschiedener Tidehochwasserstände am UMR und Zuflüsse am OMR

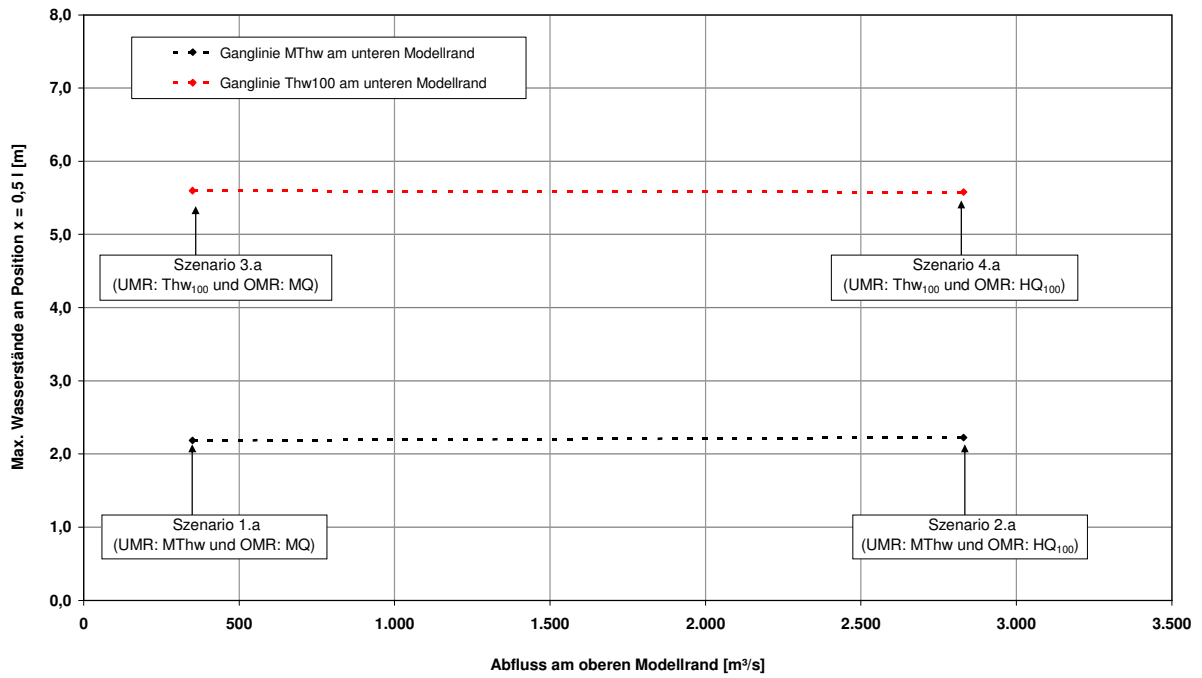


Abb. B - 3: Maximale Wasserstände an Position  $x = 0,5 l$  bei Einsteuerung verschiedener Tidehochwasserstände am UMR und Zuflüsse am OMR

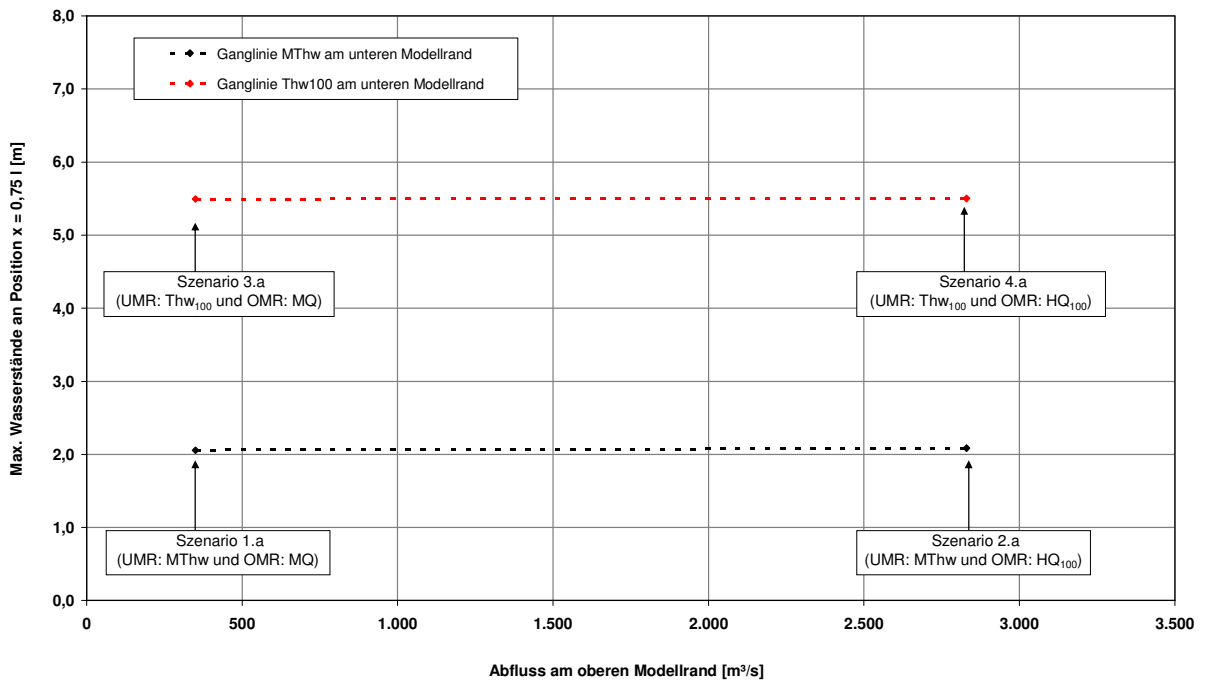


Abb. B - 4: Maximale Wasserstände an Position  $x = 0,75 l$  bei Einsteuerung verschiedener Tidehochwasserstände am UMR und Zuflüsse am OMR

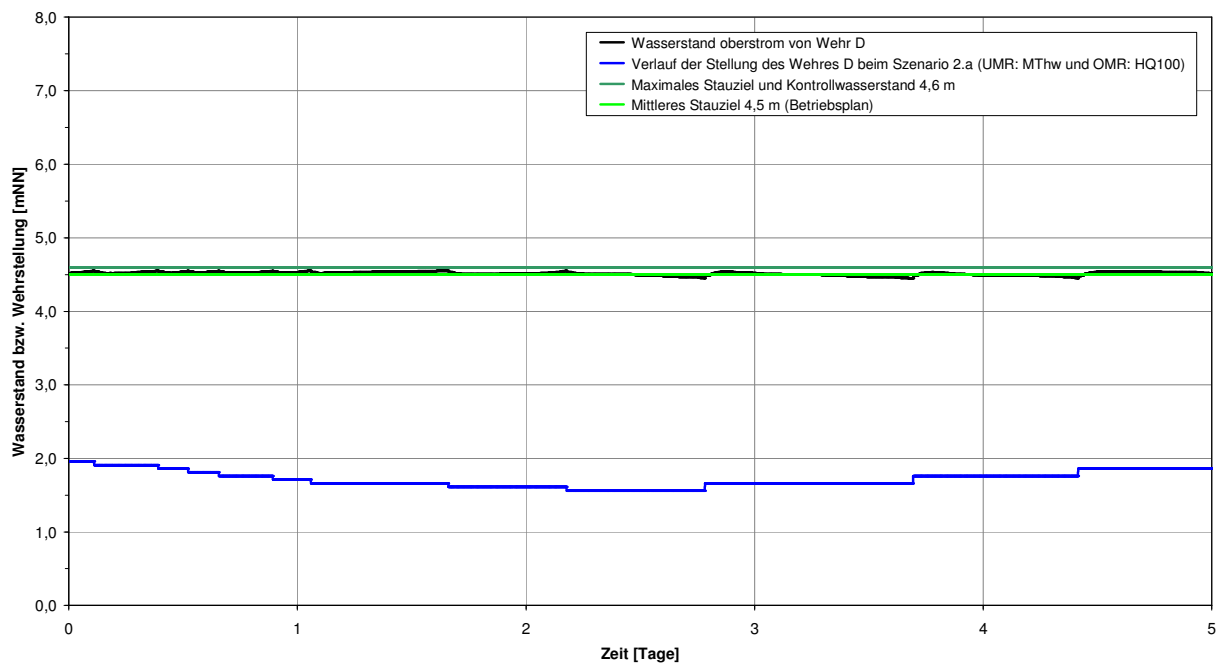


Abb. B - 5: Verlauf der Stellung des Wehres D beim Szenario 2.a sowie zugehöriger Kontrollwasserstand

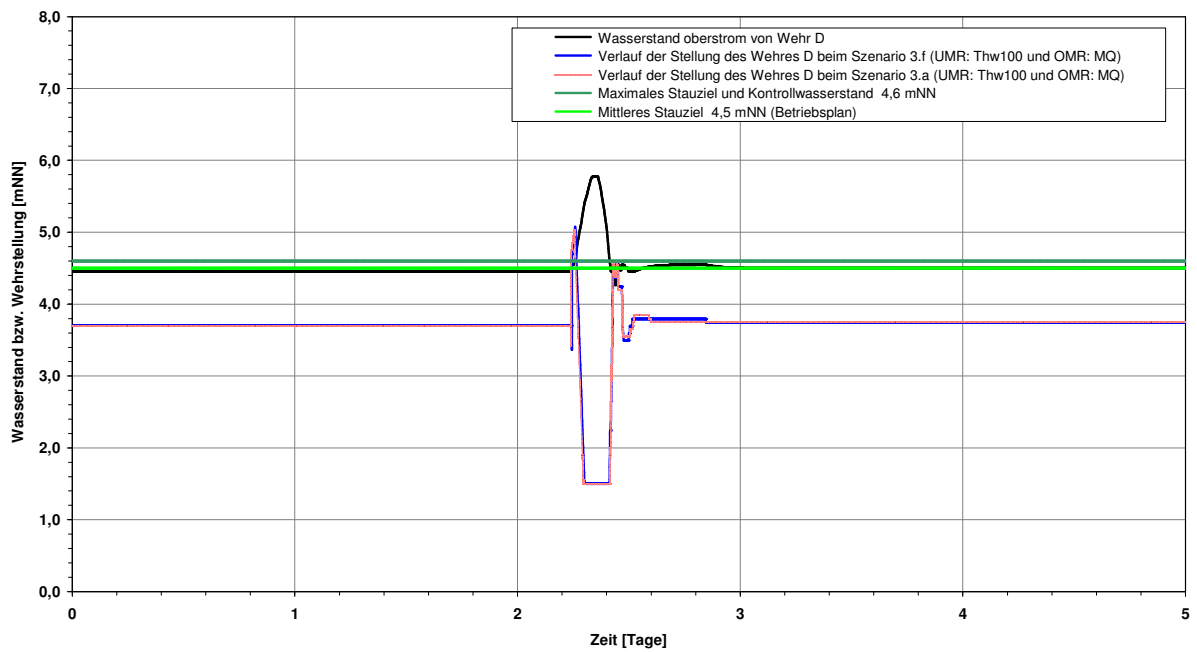
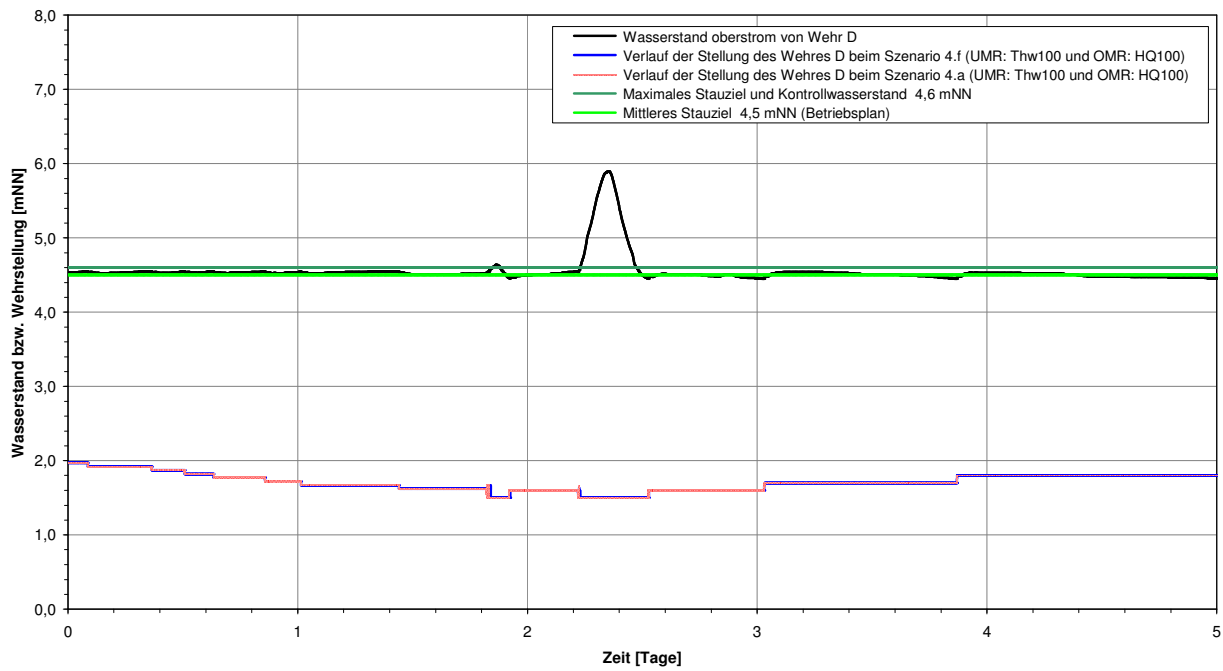
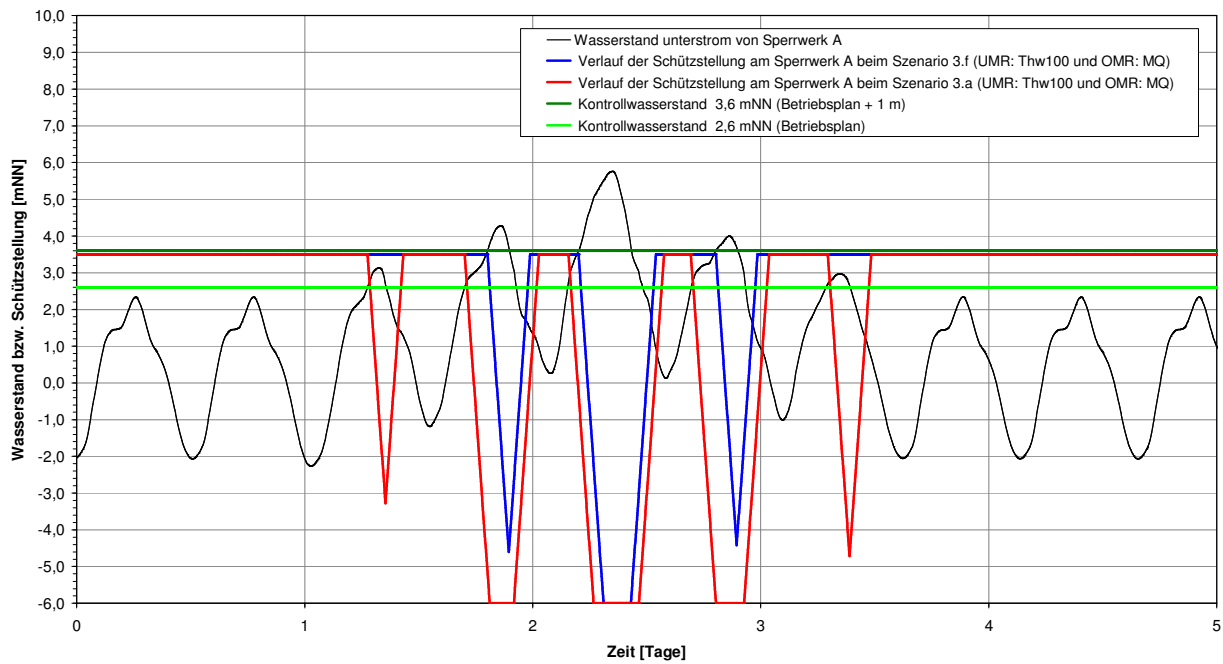


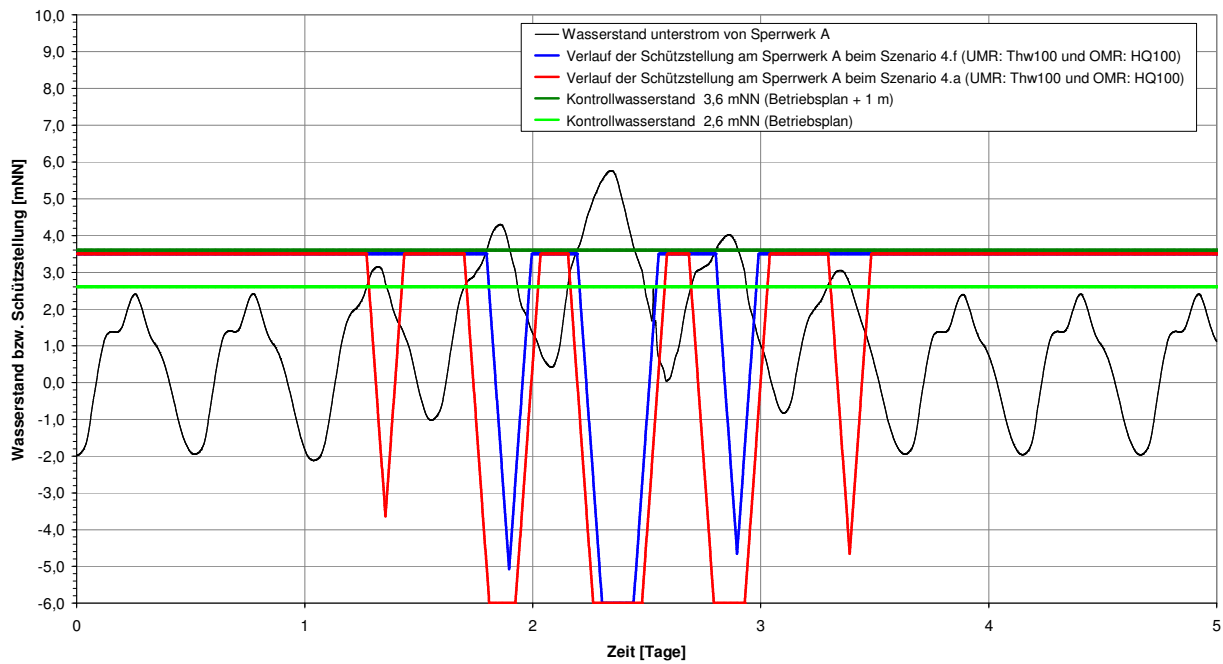
Abb. B - 6: Verlauf der Stellung des Wehres D beim Szenario 3.f im Vergleich zum Szenario 3.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände



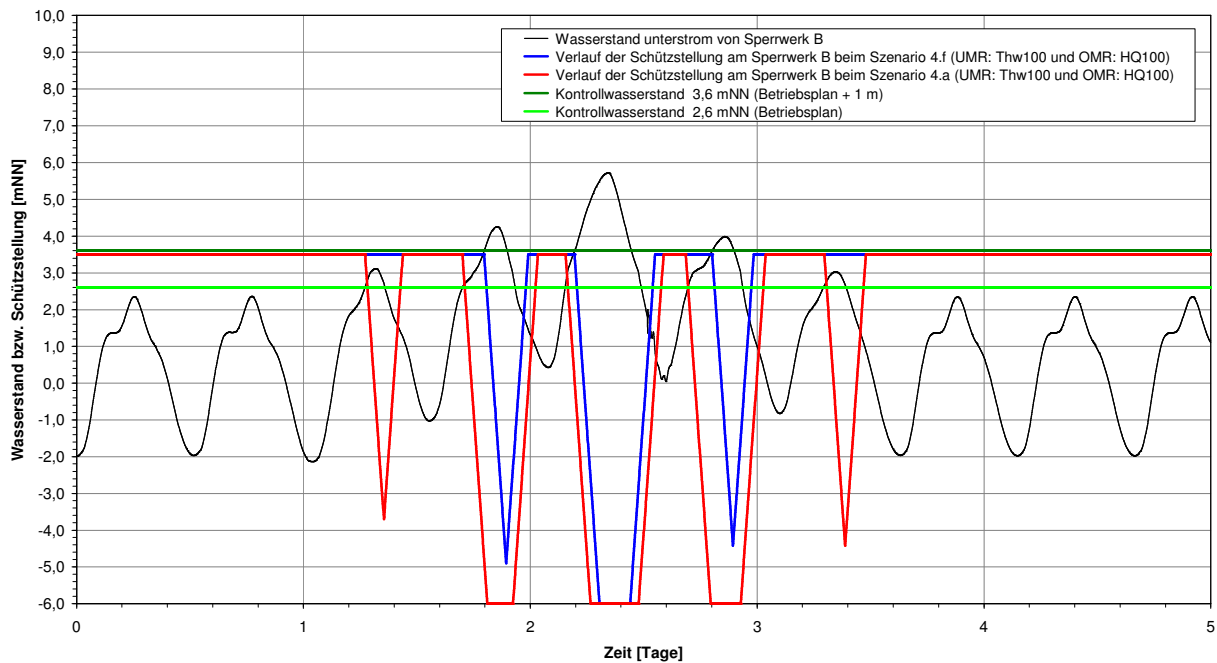
**Abb. B - 7: Verlauf der Stellung des Wehres D beim Szenario 4.f im Vergleich zum Szenario 4.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände**



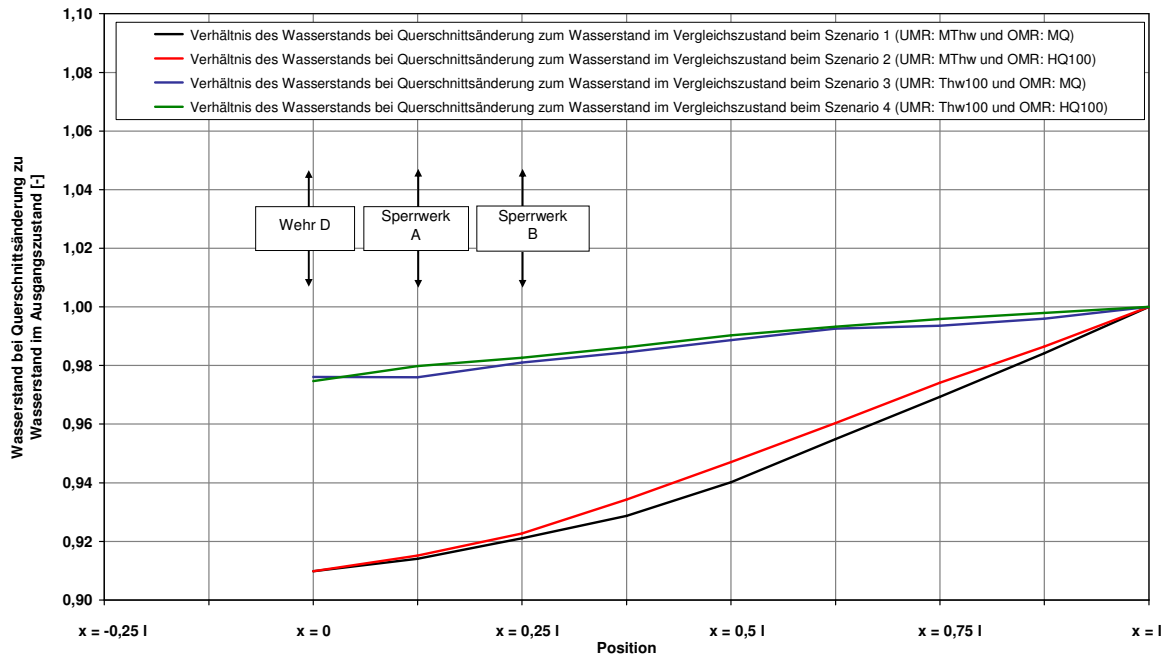
**Abb. B - 8: Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk A beim Szenario 3.f im Vergleich zum Szenario 3.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände**



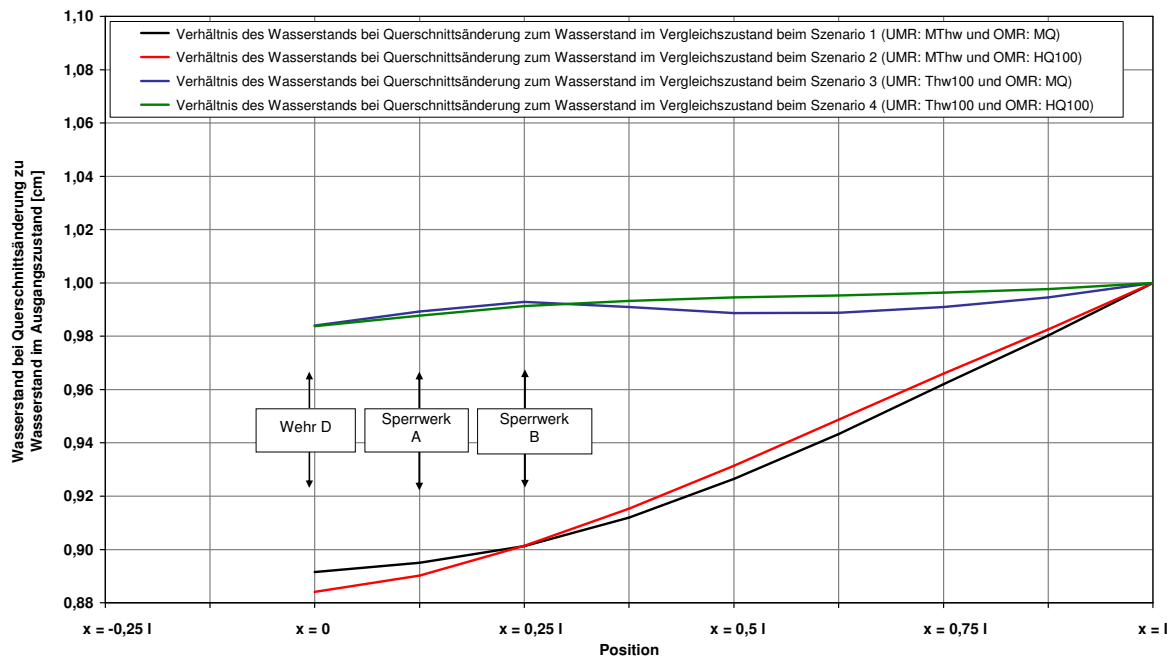
**Abb. B - 9: Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk A beim Szenario 4.f im Vergleich zum Szenario 4.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände**



**Abb. B - 10: Verlauf der Schützstellung am Sperrwerk B beim Szenario 4.f im Vergleich zum Szenario 4.a sowie zugehörige Kontrollwasserstände**



**Abb. B - 11: Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,1 h (2 m) zum Wasserstand im Ausgangszustand bei den Szenarien 1 bis 4**



**Abb. B - 12: Verhältnis des Wasserstands bei einer Vertiefung der Gerinnesohle um 0,15 h (3 m) zum Wasserstand im Ausgangszustand bei den Szenarien 1 bis 4**

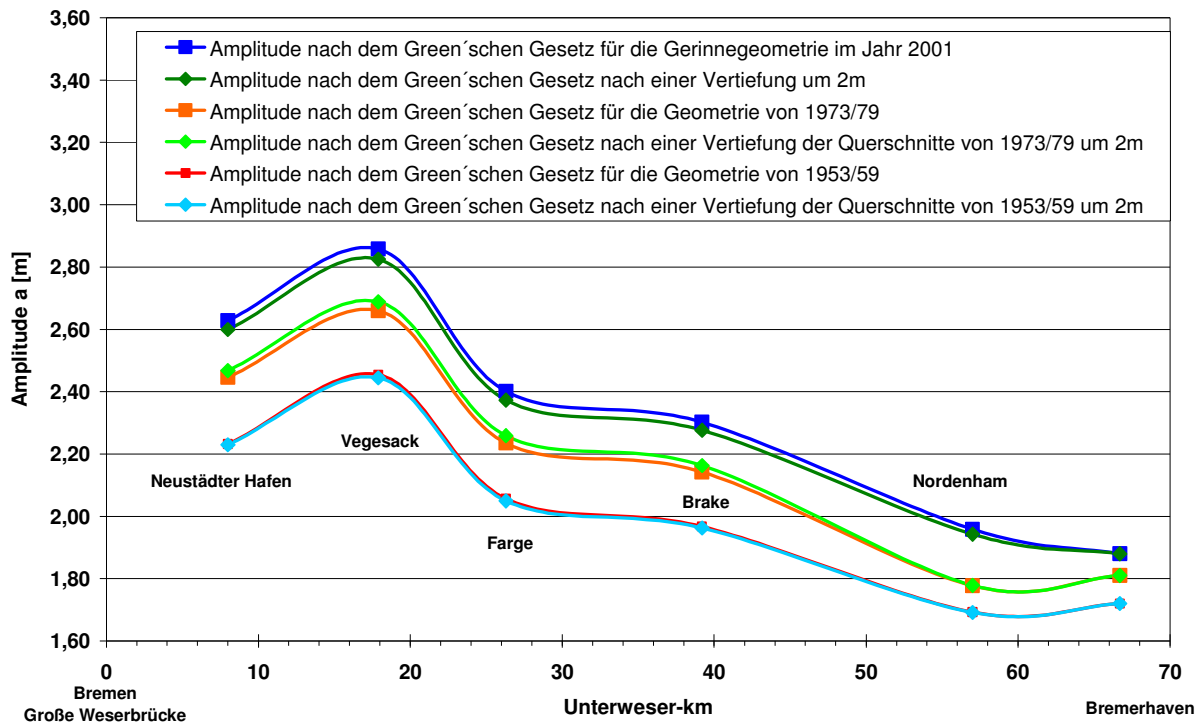


Abb. B - 13: Amplituden entlang der Unterweser nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für Querschnittsgeometrien von 1953/59, 1973/79 sowie 2001 und bei einer Vertiefung um 2 m

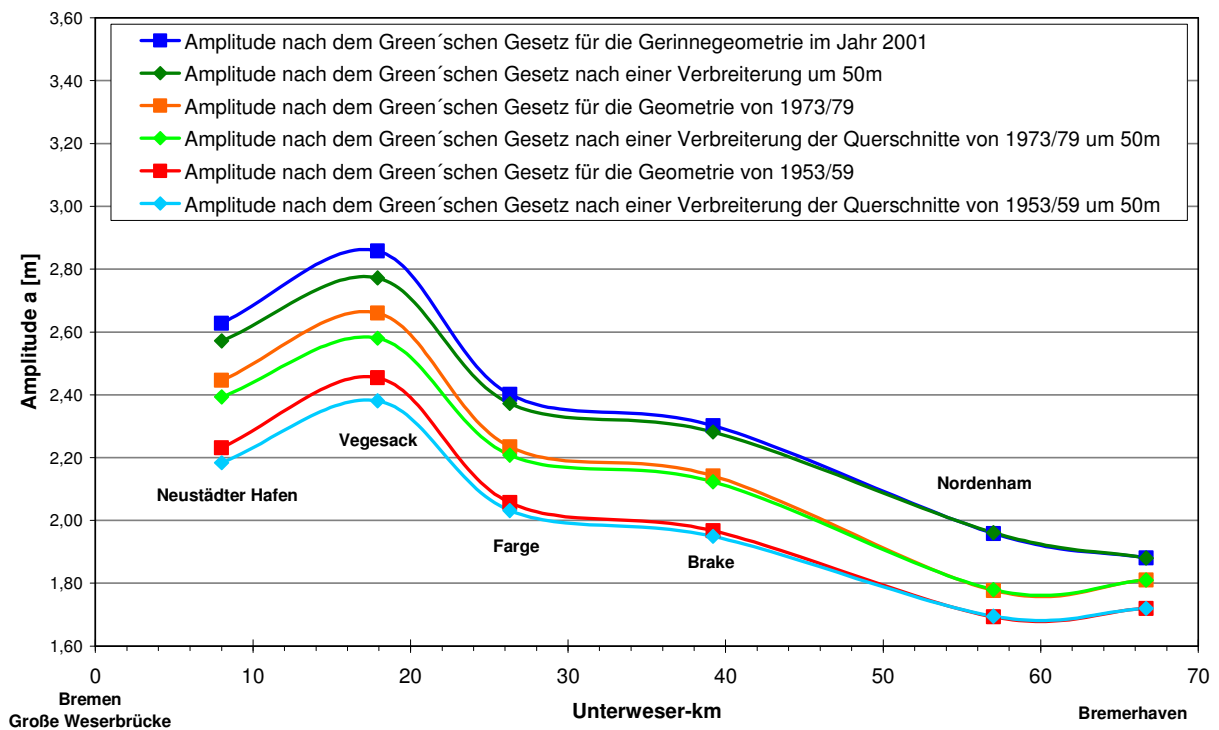


Abb. B - 14: Amplituden entlang der Unterweser nach dem GREEN'SCHEN GESETZ für Querschnittsgeometrien von 1953/59, 1973/79 sowie 2001 und bei einer Verbreiterung um 50 m

## **C Ergänzungen und zusätzliche Diagramme zum Kapitel Hochwasser- und Risikosteuerung am Beispiel der Unterweser**

### **C.1 Grundlagen einer statistischen Auswertung und Extremwertstatistik**

Für eine Vielzahl von Planungs-, Bemessungs- und Forschungsaufgaben werden Angaben über maßgebende Abflüsse bzw. Wasserstände benötigt. Zur Berechnung der Eintrittswahrscheinlichkeit bzw. Wiederholungszeitspanne  $T_n$  werden stochastische Verfahren herangezogen. Die Statistik nimmt bei der Bestimmung von Extremereignissen als Planungsgrundlage für Bemessungen im Küsteningenieurwesen (z.B. Sturmflutwasserstände und Seegang) eine wichtige Rolle ein. Im Rahmen einer Extremwertstatistik wird die Verteilung der unbekanntenen Grundgesamtheit durch die beobachteten Verteilungen der Stichproben beschrieben. Die Daten sollen für die statistische Analyse voneinander unabhängig (stochastisch), homogen und konsistent sein sowie einen zeitlich konstanten Abstand aufweisen [MÜLLER-NAVARRA ET AL., 2006]. Weiterhin sollte der durch Messungen belegte Zeitraum repräsentativ für das langfristige Verhalten sein.

Bei unendlich vielen Daten wird von einer Wahrscheinlichkeitsverteilung, bei einem beschränktem Umfang von einer Häufigkeitsverteilung gesprochen. Für die Aufstellung von Häufigkeitsverteilungen, welche die Länge einer Beobachtungsreihe überschreiten, dienen mathematische Verteilungsfunktionen<sup>1</sup>. Eine Extrapolation ist jedoch auf das zwei- bis dreifache des Beobachtungszeitraumes begrenzt [DVWK, 1999c]. Geeignet für statistische Aussagen sind Beobachtungszeitspannen, welche größer als 30 Jahre sind. Zur Beschreibung der Wahrscheinlichkeit eines Hochwasserereignisses werden in der Praxis annähernd zehn Verteilungsfunktionen verwendet, wobei z.B. folgende üblich sind:

- Extremwertverteilung Typ I (Gumbel-Verteilung)
- Pearson-Verteilung Typ III
- Logarithmische Pearson-Verteilung Typ III
- Logarithmische Normalverteilung

Die Verteilungsfunktionen weisen eine gewisse Streubreite auf, die mit zunehmendem Wiederkehrintervall größer werden kann. Werden mehrere Verteilungsfunktionen mit unterschiedlichen Parameterschätzungen angewendet, ergibt sich ein möglicher Wertebereich. Die bekanntesten Parameterschätzungen verwenden die herkömmlichen Momente, die wahrscheinlichkeitsgewichteten Momente oder die Maximum-Likelihood-Methode. Zur Prüfung der Anpassung einer Verteilungsfunktion an eine vorliegende Stichprobe haben sich der Kolmogorov-Smirnow-, der  $\omega^2$ -Anpassungstest und der Quantil-Korrelations-Test bewährt [DVWK, 1999c]. Bei der graphischen Behandlung der Häufigkeitsuntersuchung wird die Einteilung von Abzisse und Ordinate vielfach so gewählt, dass als Funktionsbild eine Gerade entsteht, so dass eine Extrapolation seltener Ereignisse leichter möglich ist.

---

<sup>1</sup> Eine Verteilungsfunktion ist eine mathematische Funktion, die sich der empirischen Summenhäufigkeit der Messwerte möglichst gut anpasst. Sie ist das Integral der Dichtefunktion.



Die grundlegende Vorgehensweise bei der Auswertung von Messdaten erfolgt in mehreren Schritten. Zunächst werden die Eigenschaften der Stichprobe quantitativ erfasst, u.a. Ermittlung charakteristischer Maßzahlen (statistische Parameter). In der Häufigkeitsanalyse werden die Häufigkeitsverteilung, die Häufigkeitsdichte sowie die Summenhäufigkeitskurve ermittelt. Schließlich werden die Verläufe der Häufigkeitsdichte und der Summenhäufigkeitskurve durch eine kontinuierliche Dichtefunktion  $p(x)$  bzw. Verteilungsfunktion  $P(x)$  angenähert.

Für die deutsche Nordseeküste sind aufgrund der teilweise über 100-jährigen Messreihen und der Kenntnis früherer Extremereignisse Aussagen über die Eintrittswahrscheinlichkeit eines bestimmten Wasserstands innerhalb von 100 Jahren ( $Thw_{100}$ ) möglich. Das 100-jährliche Ereignis tritt in 100 Jahren mit einer Wahrscheinlichkeit von 63 % ( $R_n = 1 - (1 - 1/T)^n$ ) auf, d.h. die Sicherheit des Nichtauftretens beträgt 37 %.

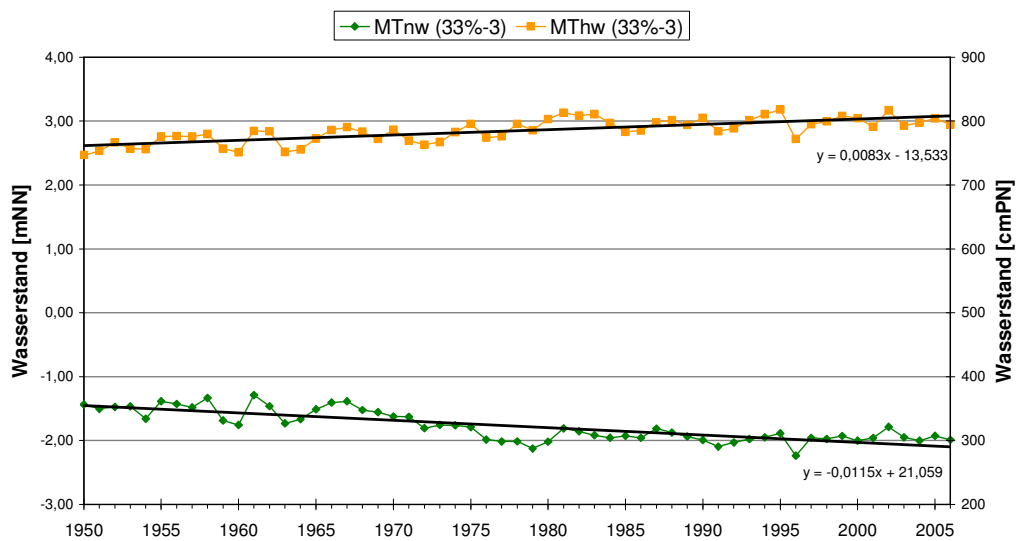
Für Aussagen über die Eintrittswahrscheinlichkeit extremer Ereignisse, wird zunächst aus einer gegebenen Datenreihe ein Extremwertkollektiv gebildet. In der hydrologischen Praxis ist die Verwendung von jährlichen Maximalwerten gebräuchlich, die für jeden Pegel an der Deutschen Nordseeküste und den Tideästuaren in Form der HThw-Jahreshauptwerte vorliegen, welche die höchsten der  $706 \pm 2$  Tidehochwasserstände eines hydrologischen Jahres sind. Dabei wird angenommen, dass zwei benachbarten Extremwerten verschiedene meteorologische Wetterlagen zuzuordnen sind, was zumeist nicht der Fall ist.

Durchgeführte Messungen können Trends und Inhomogenitäten aufgrund fehlerhafter Messeinrichtung, Bedienungsfehler oder durch natürliche und anthropogene Änderungen (z.B. Klimaänderungen) aufweisen. Dies erfordert die Überprüfung der Homogenität und Konsistenz der Messreihen vor ihrer Auswertung, so dass unter Umständen eine Berücksichtigung von Säkular-trends (Beschickung) notwendig ist. Die Datenanalyse und eine darauf aufbauende Extremwertstatistik eines Pegels im Tideästuar muss insbesondere unter Berücksichtigung der Strombau- und Ausbaumaßnahmen erfolgen, da hierdurch die Homogenität der Daten beeinflusst wird. Eine Trendbereinigung der HThw-Zeitreihen in Tideästuaren erfolgt häufig mit dem säkularen Anstieg der MThw-Zeitreihe.

## **C.2 Auswertung von Pegelaufzeichnungen**

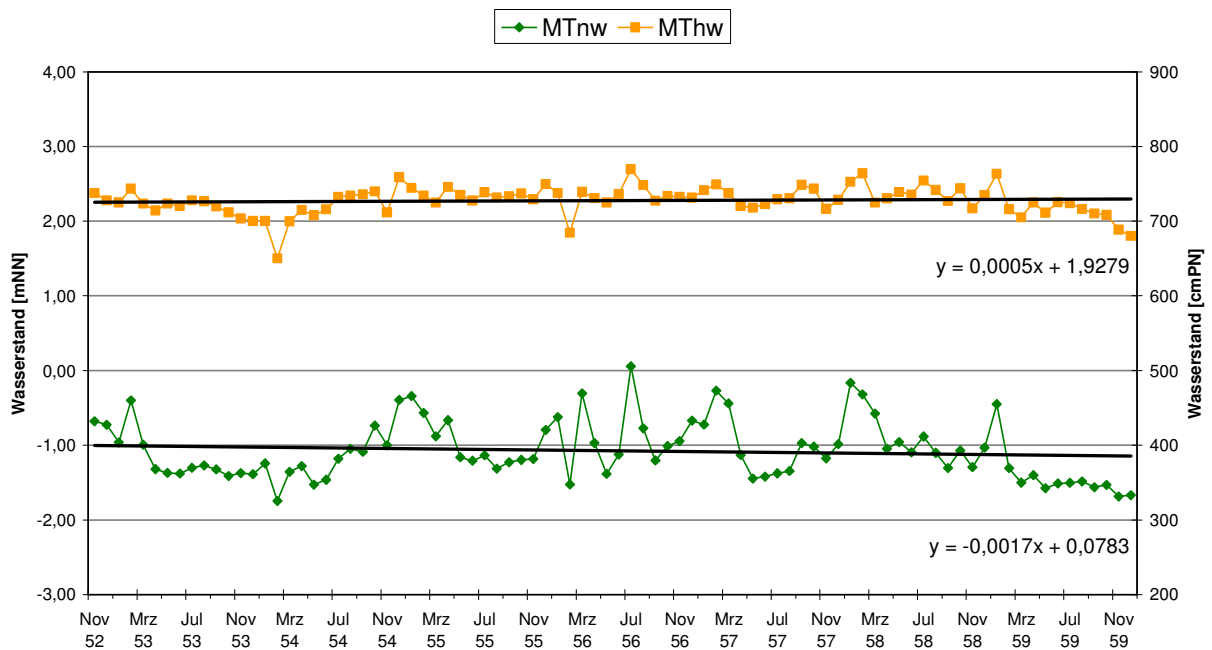
### **C.2.1 Pegel Bremen (Große Weserbrücke)**

Abb. C - 1 zeigt die langfristige Entwicklung der Mittelwerte der 33% höchsten jährlichen Tidehochwasserstände sowie der 33% niedrigsten jährlichen Tideniedrigwasserstände, jeweils um die drei Extremwerte vermindert. Der jeweilige Trend beträgt  $0,83 \text{ cm/a}$  bzw.  $-1,15 \text{ cm/a}$ . Der negative Trend beim MTnw ist demnach größer als der positive Trend beim MThw. Es lassen sich leichte Anstiege des Wasserspiegels während bzw. im Anschluss des 8,7 m-Ausbaus und des 9 m-Ausbaus in den Jahren 1953 bis 1959 und 1973 bis 1979 feststellen.

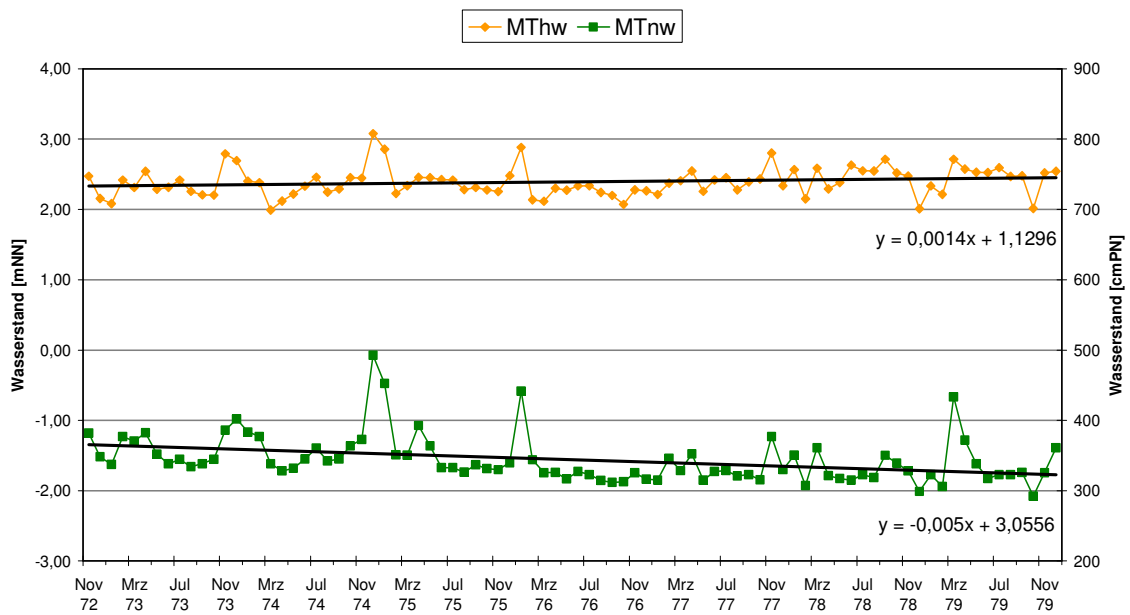


**Abb. C - 1: Mittelwerte der 33% höchsten Tidehochwasserstände und 33% niedrigsten Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremen (Gr. Weserbrücke) in den Abflussjahren 1950-2006**

Der Einfluss der Ausbaumaßnahmen auf das mittlere Tideniedrigwasser scheint im Gegensatz zum mittleren Tidehochwasser stärker zu sein. Bei genauerer Betrachtung der Ausbaueiträume (Abb. C - 2 und Abb. C - 3) fallen erhöhte monatliche Tidehochwasser auf, welche zeitlich gesehen in das Frühjahr fallen, d.h. sie hängen mit großer Wahrscheinlichkeit mit der natürlichen Abflusszunahme infolge des Oberwasserzuflusses aus der Mittelweser zusammen oder sind durch leichte Sturmfluten begründet. Im Zeitraum April 1953 bis Dez. 1954 sowie ab März 1959 ist beim MThw und MTnw ein negativer Trend zu erkennen. Neben jährlichen Schwankungen kann dies auch durch die Ausbaumaßnahmen begründet sein.



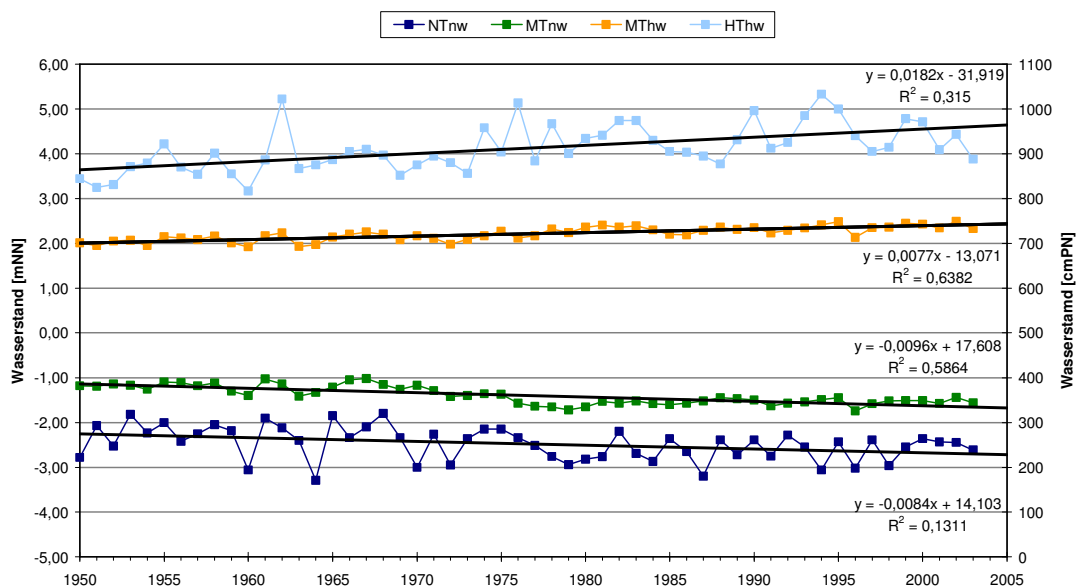
**Abb. C - 2: Mittlere monatliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) im Ausbaueiterraum 1953 bis 1959**



**Abb. C - 3: Mittlere monatliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Bremen (Große Weserbrücke) im Ausbauzeritraum 1973 bis 1979**

### C.2.2 Pegel Vegesack

Abb. C - 4 zeigt die mittleren sowie höchsten jährlichen Tidehoch- und die mittleren sowie niedrigsten Tideniedrigwasserstände des am rechten Weserufer unterhalb der Lesummündung liegenden Pegels Vegesack.



**Abb. C - 4: Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Vegesack im Zeitraum 1950 bis 2003**

Der aktuelle mittlere Tidehub beträgt rd.  $MThb = 3,91$  m. Seit 1950 zeigt sich ein stetiger Anstieg der mittleren Tidehochwasserstände um  $0,77$  cm/a. Im gleichen Zeitraum weisen die mittleren Tideniedrigwasserstände eine Abnahme von im Mittel  $0,96$  cm/a auf. Somit ergibt sich für den mittleren Tidehub eine Zunahme von  $1,73$  cm/a. Extreme Wasserstände wurden am Pegel

Vege sack am 28.01.1994 mit HThw = 1.033 cm, am 17.02.1962 mit HThw = 1.023 cm und am 03.01.1976 mit HThw = 1.014 cm aufgezeichnet.

### C.2.3 Pegel Farge

Regelmäßige Pegelaufzeichnungen existieren am Pegel Farge bei UW-km 26,25 ab dem Jahr 1951. Die Änderungen des Pegelnullpunktes auf aktuell PN = -5,01 mNN in den Jahren 1978 und 1991 sind im Diagramm berücksichtigt. Der aktuelle mittlere Tidehub beträgt rd. MThb = 3,82 m. Das HHThw wurde am 03.01.1976 zu 5,30 mNN gemessen. Der Anstieg der mittleren Tidehochwasserstände beträgt +0,67 cm/a. Dagegen fällt das Absinken der mittleren Tideniedrigwasserstände mit -0,76 cm/a deutlicher aus. Die Zunahme des mittleren Tidehubs beträgt demnach +1,43 cm/a, d.h. die Auswirkungen der Ausbaumaßnahmen nehmen stromabwärts von Bremen nach Farge ab. Die bisher höchsten Wasserstände am Pegel Farge wurden am 03.01.1976 mit HThw = 1.032 cm, am 17.02.1962 mit HThw = 1.022 cm und am 28.01.1994 mit HThw = 1.016 cm aufgezeichnet.

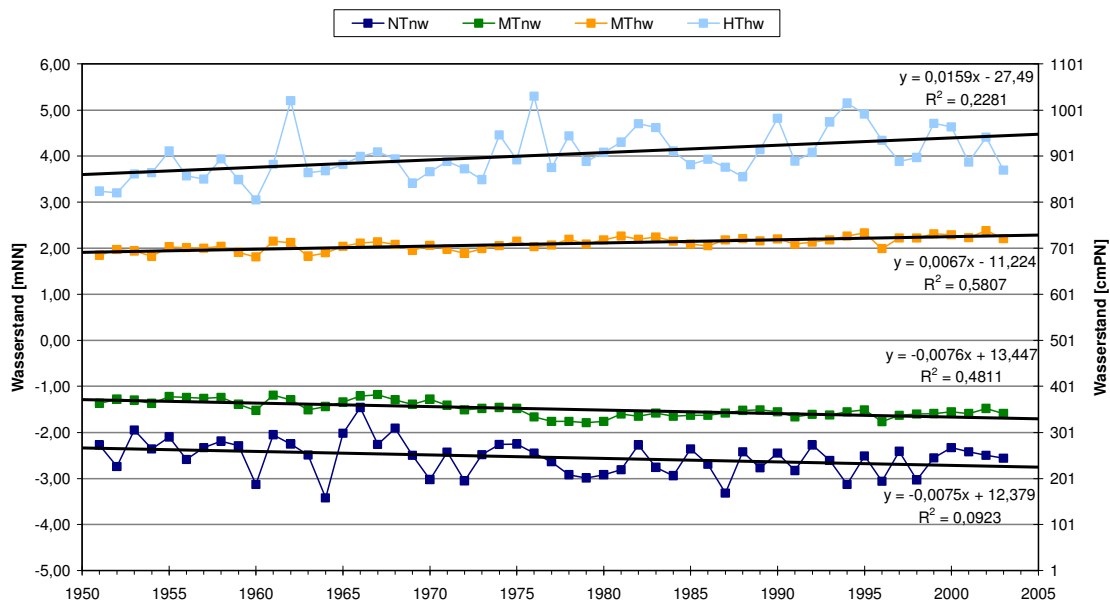
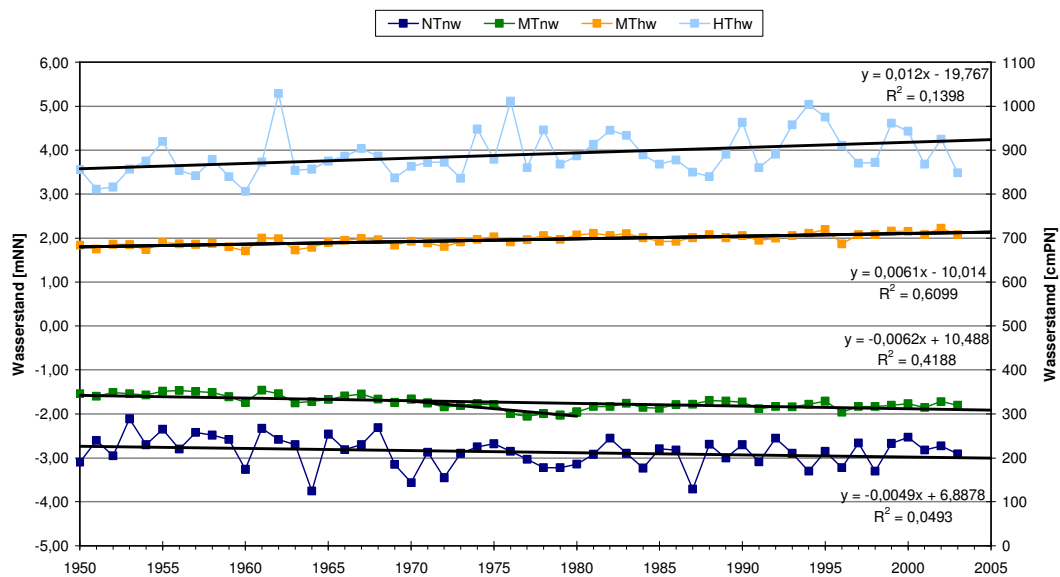


Abb. C - 5: Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Farge im Zeitraum 1951 bis 2003

### C.2.4 Pegel Brake

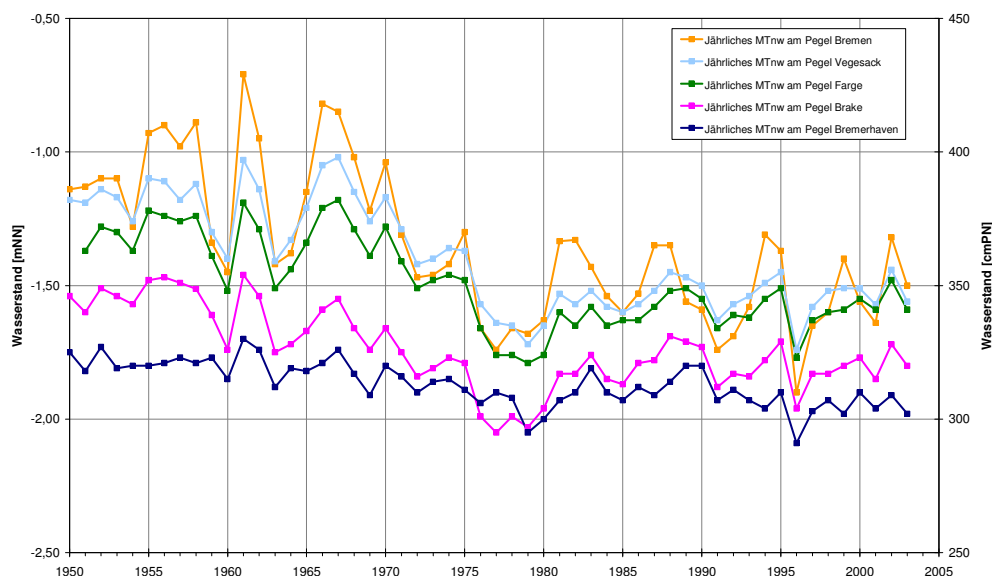
Der Pegel Brake liegt stromabwärts der Huntmündung bei UW-km 39,2. Der aktuelle mittlere Tidehub beträgt rd. MThb = 3,90 m. Die bisher höchsten Wasserstände am Pegel Brake wurden am 17.02.1962 mit HThw = 1.031 cm, am 03.01.1976 mit HThw = 1.014 cm und am 28.01.1994 mit HThw = 1.004 cm aufgezeichnet. Der stetige Anstieg der mittleren Tidehochwasserstände seit 1950 von im Mittel 0,61 cm/a (Abb. C - 6) deutet darauf hin, dass sich die mittleren Tidehochwasser im gesamten Unterwesergebiet geringfügig, aber mit annähernd dem gleichen Trend bis in die Gegenwart kontinuierlich ändern. Im Zeitraum von 1950 bis 2001 weisen die mittleren Tideniedrigwasserstände eine Abnahme von 0,62 cm/a auf. Somit ergibt sich für den mittleren Tidehub eine Zunahme von 1,22 cm/a. Oberhalb von Brake zeigt sich insgesamt ein starker Abfall des MTnw und ein vergleichsweise geringfügiger Anstieg des MThw.



**Abb. C - 6: Jährliche Tidehoch- und Tideniedrigwasserstände am Pegel Brake im Zeitraum 1950 bis 2003**

### C.2.5 Auswirkungen aufgrund von Anpassungsmaßnahmen

Während stromab von Brake die mittleren und niedrigsten Tideniedrigwasserstände im Mittel in gleichem Maß absanken wie die Tidehochwasser anstiegen, so sanken die mittleren und niedrigsten Tideniedrigwasserstände stromauf der Huntemündung dagegen stärker ab (Abb. C - 7). Anhand der Messwerte lässt sich besonders nach dem 9 m-Ausbau im Zeitraum zwischen 1973 und 1978 ein überdurchschnittliches Absinken des mittleren Tideniedrigwassers feststellen.



**Abb. C - 7: Vergleich der mittleren jährlichen Tideniedrigwasserstände an den Pegeln Bremen, Vegesack, Farge, Brake und Bremerhaven (AL)**

Eine geringe Standardabweichung (Tab. C - 1) lässt auf eine hohe Wahrscheinlichkeit schließen, dass auch zukünftige Ereignisse nahe dem durchschnittlichen Trend liegen, so dass zu erwarten ist, dass sich die beschriebenen Entwicklungen zukünftig fortsetzen werden.

Tab. C - 1: Mittlere Wasserstände und Standardabweichung für die Zeitreihe 1950 bis 2003

Pegel		MThw [m]	MTnw [m]
Bremen (Große Weserbrücke)	Mittelwert	2,4	-1,35
	Standardabweichung	0,15	0,28
Vegesack	Mittelwert	2,21	-1,40
	Standardabweichung	0,15	0,20
Farge	Mittelwert	2,09	-1,49
	Standardabweichung	0,14	0,17
Brake	Mittelwert	1,96	-1,74
	Standardabweichung	0,12	0,15
Bremerhaven (AL)	Mittelwert	1,72	-1,87
	Standardabweichung	0,09	0,08

### C.3 Sturmflutereignisse

Zu den besonders schweren Sturmfluten des 20. Jahrhunderts an der Nordseeküste gehören die Sturmfluten von 1962 und 1976. Die höchsten bekannten Sturmflutwasserstände in Bremen sowie Sturmflut- und Hochwasserereignisse an der Nordseeküste seit Anfang des letzten Jahrhunderts sind in Tab. C - 2 dargestellt. Die Sturmflut von 1994 erreichte in Bremen mit NN + 5,43 m den höchsten jemals gemessenen Wert. Die schwerste Sturmflutserie des letzten Jahrhunderts brachten die Monate November und Dezember 1973 mit lang anhaltenden Westwinden und damit verbundener langer Wirkzeit der Brandung auf die Küstenschutzanlagen. Neben Gezeitendynamik und Windstau haben auch Prozesse im Ästuar selbst Einfluss auf die Sturmflutwasserstände im Mündungsgebiet. Die lokale Windrichtung über dem Ästuar, der Oberwasserzufluss sowie die Topographie verändern die Sturmflutscheitelwasserstände entlang des Ästuars. Da der Windeinfluss dominiert, werden diese kurzfristigen Einflussfaktoren mit Ausnahme des Gezeitenanteils unter dem Begriff Windstaukurve zusammengefasst. Eine Besonderheit 1976 war, dass die Vortide des Sturmflutereignisses 03./04. Januar 1976 zunächst normal und an einigen Orten mit negativem Windstau verlief, was eine korrekte Vorhersage der Wasserstände deutlich erschwerte. Nach dem Thw und vergleichsweise geringer Ebbdauer von drei Stunden kam es zu stark erhöhten Wasserständen der Haupttide. Die Vortide des Sturmflutereignisses vom 20./21. Januar 1976 nahm einen für Sturmtiden normalen Verlauf [ML NIEDERSACHSEN, 1979].

In Bremerhaven erreichte der Windstau am 03.01.1976 zur Zeit des vorausberechneten Tnw mit 4,50 m seinen höchsten Wert. Die Windstauwerte vergangener Sturmfluten betragen beispielsweise in Bremerhaven nach Angaben des NIEDERSÄCHSISCHEN UMWELTMINISTERIUMS im Februar 1962 bei einem HThw von 5,35 mNN rd. 3,69 m und im Januar 1976 bei einem HThw von 5,18 mNN rd. 3,48 m. Die bei den Sturmfluten vom 16.2.1962 und beim 12.02.1962 vorhandenen Zugbahnen des Sturmtiefs, bei dem das Tief den 8. Längengrad knapp nördlich des 63. Breitengrades überquerte, verursachen häufig sehr andauernde Stürme mittlerer Stärke aus W und NW, mit laut Angaben der WSV hoher Gefahr, dass sich das Tief vor der Küste festsetzt. Das 1962 vorhandene Sturmfeld deckte fast die gesamte Nordsee ab und war etwa 12 Stunden auf die innere deutsche Bucht gerichtet. Tab. C - 3 enthält detaillierte Angaben zu den Sturmflutereignissen 1976 im Unterweserraum.

**Tab. C - 2: Sturmflut- und Hochwasserereignisse an der Nordseeküste [modifiziert nach NLWKN, 2007]**

13.03.1906 Märzflut	Höchste bis dahin festgestellte Sturmflut an der ostfriesischen Küste (Pegel Neu- harlingersiel: +4,81 mNN)
26.01.1944 Sturmflut	Wasserstand in Vegesack +3,7 mNN, Überspülung der Siel- und Schleusentore der Ritterhuder Schleuse
31.1./1.2. 1953 Hollandflut	Schwerste Naturkatastrophe des 20. Jahrhunderts an der Nordseeküste, insbe- sondere in den Niederlanden und England. An der deutschen Küste leichte Sturm- flut (Pegel Emden: +5,18 mNN / <b>Pegel Bremen: +3,82 mNN</b> / Pegel Bremerha- ven: +3,57 mNN), jedoch Anlass die Deichhöhen zu überprüfen.
22.12.1954 Sturmflut	Wasserstand in <b>Bremen +3,9 mNN</b> und in Bremerhaven +3,74 mNN. Außen- deichsgebiete von Lesum, Wümme und Ochtum stehen unter Wasser und Über- strömung der Deiche an der Ritterhuder Schleuse.
16./17.02.1962 2. Julianenflut	An der gesamten Nordseeküste starke Überschwemmungen, sowie Grund- und Deichbrüche (in Niedersachsen 61 Deichbrüche, insbesondere im Kreis Stade). In Bremen wird die Innenstadt, in Hamburg mehrere Wohngebiete überschwemmt. Östlich der Jade die bisher höchste Sturmflut (Wasserstand am Pegel St. Pauli +5,7 mNN / Pegel Schweiburger Siel: +5,57 mNN / <b>Pegel Bremen: +5,41 mNN</b> / Pegel Bremerhaven: +5,35 mNN).
03.01.1976 Januarflut	Bis heute höchste Sturmflut an nahezu allen Pegeln der Nordseeküste. Deichbrü- che im Bereich der Haseldorfer Marsch und in Kehdingen. 9 Mio. DM Schäden in Bremen. (Wasserstand am Pegel St. Pauli: +6,45 mNN / Pegel Cuxhaven +5,1 mNN / <b>Pegel Bremen: +5,33 mNN</b> / Pegel Bremerhaven: +5,18 mNN).
März 1981 Hochwasser	Deichbruch unterstrom der Schleusenanlage beim Bremer Weserwehr.
28.02.1990 Sturmflut	Pegel Cuxhaven: + 4,46 mNN / Pegel St. Pauli: +5,75 mNN / <b>Pegel Bremen:</b> <b>+5,04 mNN</b> / Pegel Bremerhaven: +4,47 mNN
14.01./24.01.1993 Sturmflut	Pegel Bremen: +4,93 mNN / Pegel Bremerhaven: +4,67 mNN
28.01.1994	Höchste Scheitelwasserstände an der Weser mit NN +5,33 mNN am Pegel Vege- sack / <b>Pegel Bremen: +5,43 mNN</b>
03.12.1999 Anatol	Kurzer Anstieg mit sehr hohen Wasserständen im gesamten Nordseegebiet, aber Abflauen des Sturms vor Tidehochwasser
01.11.2006 5. Allerheiligenflut	Sehr schwere Sturmflut mit Überschreiten der Pegelwerte von 1994 im Bereich der Ems

**Tab. C - 3: Sturmtiden vom 3./4. 1. und 20./21.1. 1976 im Stromgebiet Weser: MThw, MTnw, MThb, Thw, HHThw und Eintrittszeiten [ML Niedersachsen, 1979]**

Pegelort	MThw [cm+PN]	MTnw [cm+PN]	MThb [cm]	Thw [cm+PN]		HHThw/Jahr [cm+PN]	Abweichungen der Eintritts- zeiten des Thw von den vorausgerechneten (Min.)	
				3./4.1.1976	20./21.1.1976		3./4.1.1976	20./21.1.1976
Bremen, Gr. Weserbr.	735	394	341	1033	1011	1281/1881	-24	+21
Vegesack	714	382	332	1013	994	1022/1962	+23	-5
Elsfleth	697	-	-	1026	992	1026/1976	+13	+16
Brake	691	337	354	1012	987	1029/1962	-18	+17
Bremerhaven	670	320	350	1018	994	1035/1962	-19	-37

#### C.4 Hochwasserereignisse

Hochwasser der Weser bedrohte Bremen seit jeher (Tab. C - 2). Sturmfluten hatten dagegen in

früheren Jahrhunderten aufgrund der noch nicht korrigierten Weser kaum eine Bedeutung [BLIESNER, 1980]. Extreme Hochwasser kommen an den großen niedersächsischen Flüssen nur dann vor, wenn überregionale Starkregenereignisse die Einzugsgebiete gänzlich oder zumindest überwiegend abdecken [NLWKN, 2005]. Hochwasserwellen im Mittelweserraum entstehen vorwiegend in den Einzugsgebieten der Werra und Fulda, ab Hannoversch Münden im Weserbergland. Im weiteren Verlauf der Mittelweser gelangen Abflussspitzen aus dem Leinebergland und dem Harz über die Aller in die Mittelweser. Durch schnelles Abtauen stärkerer Schneedecken, vorwiegend in den Mittelgebirgen des südlichen Niedersachsens bzw. durch Schneeschmelze auf wassergesättigtem oder gefrorenem Boden im norddeutschen Tiefland, entstehen Schneeschmelzhochwasser.

In Bremen betrug das HHT<sub>hw</sub> im Jahr 1881 aufgrund großer Binnenabflüsse NN + 7,81 m. Weitere hohe Wasserstände waren 1918 und 1926 zu verzeichnen. Es ist zu vermuten, dass aufgrund der Stromausbauten vergleichbare Binnenabflüsse heute zu deutlich geringeren Wasserständen führen. Anfang Februar 1946 war das Wesereinzugsgebiet durch ein fast ausschließlich durch Regen verursachtes Hochwasserereignis betroffen. Am Pegel Intschede betrug der Abfluss rd.  $HQ = 3.500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Wasserstände in der Mittelweser stiegen um über 5 m an. Die starken Niederschläge trafen auf einen schneefreien jedoch durchfrorenen Boden, dessen Speichervermögen bereits nach kurzer Zeit erschöpft war. Außerdem trafen die Scheitelwellen der Nebenflüsse mit denen der Weser zusammen [NLWKN, 2005].

Besonders im inneren Bereich des Ästuars können erhöhte Oberwasserzuflüsse eine Erhöhung der Sturmflutwasserstände bewirken. Bei den Sturmfluten von 1962 und 1976 war der Einfluss des Oberwassers auf die Scheitellinien nicht erkennbar. Diese verliefen nahezu parallel zwischen Vegesack und Bremen obwohl die Oberwasserabflüsse stark wechselten (1962:  $Q = 1.200 \text{ m}^3/\text{s}$  und 1976:  $Q = 249 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

## **C.5 Strömungsgeschwindigkeiten**

Im Weserästuar mit periodischer Fließumkehr und sich schnell ändernden Wasserständen existieren zeitlich sehr unterschiedliche Ausprägungen der Strömungen [BAW, 2006b]. Unterschiedliche Dichten führen in der Brackwasserzone zu Abweichungen vom klassischen, logarithmischen Geschwindigkeitsprofil und zu Durchmischungsvorgängen in der Wassersäule. Die Flutstromgeschwindigkeit zeigt einen steilen Anstieg und ein ausgeprägtes Maximum der Geschwindigkeit zu Beginn der Flut. Die mittlere Flutstromgeschwindigkeit beträgt zwischen UW-km 80 und UW-km 20 rd. 0,7 bis 0,8 m/s. Bei Springtide sind die Geschwindigkeiten um rd. 0,15 m/s höher als bei Nipptide. Die geringen Schwankungen weisen auf geringe Fließquerschnittsänderungen hin, welche an die Abflussmengen angepasst sind. Die Flut- und Ebbestromvolumina betragen für die Fahrinne  $0,4 \cdot 10^6$  bis  $0,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{m}$ . Weiter oberhalb fällt die Flutstromgeschwindigkeit infolge Oberwassereinfluss stark auf nur noch 0,3 bis 0,4 m/s ab. Die maximale Flutstromgeschwindigkeit beträgt rund 1,3 m/s bei UW-km 21. Die mittleren Ebbestromgeschwindigkeiten sind aufgrund geringerer Fließquerschnitte durchweg höher [BAW, 2006b], so dass eine Ebbestromdominanz zu verzeichnen ist. Die maximalen Ebbestromgeschwindigkeiten ergeben sich im Mittel zu 1,1 m/s bei UW-km 40 und betragen bei Weser-km 65 rd. 1,4 m/s. In der Lesum betragen die mittleren Flutstromgeschwindigkeiten nach Angaben der WASSER- UND SCHIFFFAHRTSVERWALTUNG rd. 0,4 m/s, wobei Maximalwerte von bis zu 0,8 m/s erreicht werden. Die mittleren Ebbestromgeschwindigkeiten betragen rd. 0,6 m/s.



## **C.6 Angaben zu Wehren und Sperrwerken im Unterweserästuar**

### **C.6.1 Lesumsperrwerk**

Das Lesumsperrwerk wurde bei Lesum-km 8,0 wegen günstiger Bodenverhältnisse ca. 2 km oberhalb der Mündung in die Weser errichtet. Der normale Tideeinfluss reicht bis etwa Bremen-Borgfeld in die Wümmeniederung. Das Sperrwerk besteht aus vier Durchflussöffnungen von je 15 m Durchflussbreite sowie einer rechtsseitigen Schifffahrtsschleuse mit einer lichten Weite von 14 m und einer nutzbaren Länge von 30 m. Die Drempelhöhe beträgt NN -3,60 m. Die in den Durchflussöffnungen doppelt vorhandenen zweiteiligen Hubschütze und die Stemmtorpaare in der Schleuse kehren Sturmfluten bis zu einer Höhe von NN + 6,60 m [BLIESENER, 1980]. Über das Sperrwerk führt eine als Klappbrücke ausgeführte Betriebsbrücke mit einer lichten Durchfahrtshöhe von rd. 5,0 mNN.

Das Lesumsperrwerk in Zuständigkeit des BREMISCHEN DEICHVERBANDES AM RECHTEN WESER-UFER ist im Allgemeinen geöffnet und kehrt alle berechneten Tiden, die am Pegel Vegesack NN + 2,70 m erreichen bzw. überschreiten. Zurzeit wird das Lesumsperrwerk etwa 120-mal (rd. ein Sechstel aller Tiden) im Jahr geschlossen. Nach dem aktuell gültigen Betriebsplan wird im Sommer- und im Winterbetrieb das Lesumsperrwerk bei einem zuvor berechneten Tidehochwasser von mehr als 2,70 mNN am Pegel Vegesack so eingesetzt, dass es bei Erreichen dieses Wasserstands geschlossen ist und das Hinterland gegen auflaufende Sturmfluten aus der Weser schützt.

Zusätzliche Entlastungssperrungen werden durchgeführt, wenn am Pegel Borgfeld (Borgfelder Landstraße) im Sommerhalbjahr (01.04. bis 15.11.) ein Wasserstand von mehr als 2,40 mNN oder im Winterhalbjahr (16.11. bis 31.03.) von mehr als 2,70 mNN überschritten bzw. erwartet wird. Hierbei ist das Sperrwerk schon bei auflaufendem Tidehochwasser bei einem Wasserstand von 2,00 mNN geschlossen (Entlastungssperrungen). Damit wird gewährleistet, dass im Sommer die Überlaufpolder nicht beaufschlagt werden und die landwirtschaftliche Nutzung gesichert ist. Dies bedeutet, dass im Regelfall das Sperrwerk bei Wasserständen geschlossen wird, welche bereits 40 cm über dem mittleren Tidehochwasser MThw liegen (Pegel Vegesack). Bei der Schließung werden zunächst die äußeren und anschließend die inneren Tore und zunächst die Unter- und dann die Oberschütze geschlossen. Eine anschließende Öffnung des Sperrwerks erfolgt immer bei Gleichstand zwischen Binnen- und Außenwasserstand. Die Entscheidung, ob bei den Sperrwerken eine Vollsperrung (Sperrung beim Niedrigwasserkenterpunkt) erforderlich ist, kann rechtzeitig erfolgen, da die Vorhersagen für das Hochwasser am Pegel Vegesack auf die Auswertungen des Tidepegels Alte Weser aufbauen. Wegen des Zeitversatzes des Tidehochwassers ist eine erste Vorhersage schon 6 Stunden vor dem Hochwasser in Bremen möglich [BLIESENER, 1980].

Die Schleuse wird im Normalfall zusammen mit den Sperrwerkstoren geschlossen. Bei NN + 2,50 m wird mit dem Schließen der Schleuse begonnen. Sobald ein Hochwasser größer 3,00 mNN erwartet wird, wird die Schleuse bei auflaufendem Wasser bereits bei einem Wasserstand von 1,00 mNN geschlossen, um die Schleusentore beim Schließen durch die sehr starke Strömung nicht zu beschädigen. Im Winterzeitraum, vom 1. November bis zum 15. April, ist die Schleuse ständig geschlossen und wird nur bei Bedarf geöffnet. Für den Betrieb der Sperrwerke sind die zufließenden Oberwassermengen von Bedeutung, so dass sich von der

Tide unbeeinflusste Pegel im Einzugsgebiet befinden. An der Wümme ist dies der Pegel Hellwege-Schleuse.

Die an Lesum und Wümme vorhandenen Retentionsflächen nehmen anfallende Oberwassermengen während der Sperrzeiten auf. Durch Überlaufstrecken wird ein gezieltes Füllen der Polder ermöglicht. Um bei lang anhaltenden Kettentiden und hohem Oberwasserabfluss in Wümme und Hamme die Wasserstände oberhalb regulieren zu können, wurde ein Schöpfwerk mit drei Pumpen errichtet, welche jeweils ein Leistungsvermögen von 15 m<sup>3</sup>/s haben. Dieses wird laut Betriebsplan genutzt, wenn infolge eines großen Oberwasserzuflusses und gleichzeitig hoher, lang anhaltender Sturmfluten (NN + 6,4 m) der maximal zulässige Binnenwasserstand von NN + 3,20 mNN am Sperrwerk bzw. von NN + 3,30 mNN am Zusammenfluss von Wümme und Hamme erreicht oder überschritten wird. Bislang war der Einsatz des Schöpfwerkes zur Wasserstandsregulierung jedoch nicht erforderlich.

### **C.6.2 Ochtumsperrwerk**

Das vom NLWKN, Betriebsstelle Brake, betriebene Ochtumsperrwerk liegt etwa 300 m vor der Mündung der Ochtum in die Weser. Der Tidehub wird an der Mündung durch zwei Sohlschwellen mit einer Drempelhöhe von NN - 0,5 m vermindert. Es erfolgt eine Reduzierung des MThb von 4 m auf 2,5 m. Die Tidegrenze liegt in Höhe der Ortschaft Brinkum. Die beiden Durchflussöffnungen im Ochtumsperrwerk besitzen eine Breite von je 10 m. In das Bauwerk ist eine ca. 8 m \* 20 m große Schleuse für Sportboote integriert.

Das Sperrwerk wird im Sommer praktisch parallel zum Lesumsperrwerk betrieben. Der Betriebsplan ist so ausgelegt, dass die Deiche der Speicherpolder im Sommer nicht überströmt werden [BLIESENER, 1980]. Im Winter wird es in der Regel erst bei 40 cm höheren Wasserständen geschlossen, wobei besonders auf die zufließende Oberwassermenge zu achten ist, da kein Schöpfwerk vorhanden ist. Es wird sichergestellt, dass ein Maximalwasserstand von NN + 3,75 m am Sperrwerk nicht überschritten wird. Der notwendige Polderspeicherraum wurde für eine maßgebende Bemessungssturmflut für einen Abfluss von 130 l/(s\*km<sup>2</sup>) mit 11,8 Mio. m<sup>3</sup> ermittelt. Dieses Speichervolumen erzeugt ein Hochwasser von NN + 3,75 m in den ersten acht Poldern oberhalb des Sperrwerks auf rund 700 ha Fläche. Das Sperrwerk sorgt für eine lokale Erhöhung der mittleren Flutstromgeschwindigkeiten, welche in der Ochtum rd. 0,2 m/s betragen.

### **C.6.3 Huntesperrwerk**

Das 120 m breite Huntesperrwerk befindet sich an der Mündung der Hunte in die Weser bei Elsfleth (UW-km 32,25). Ergänzende Hochwasserschutzanlagen sind Überlaufpolder (160 ha / 5 Mio. m<sup>3</sup> Polderraum) sowie umfangreiche Deichbauwerke. Während die Polder vor dem Bau vor allem Flutwasser aufnahmen, dienen sie jetzt zur Aufnahme des Oberwassers aus Hunte, Haaren und Hausbäke bei geschlossenem Sperrwerk. Die Öffnungen für die Schifffahrt sind je Fahrtrichtung 26 m breit, die Schifffahrtsschleuse besitzt eine Nutzbreite von 24 m und eine Nutzlänge von 110 m. Um der Schifffahrt eine ungehinderte Durchfahrt zu ermöglichen, sind die jeweils 32 m langen Rollklappbrücken bei normalem Wasserstand ständig geöffnet. Die beidseitig angeordneten Flutöffnungen haben eine lichte Weite von je 20 m. Die Drempelhöhe beträgt NN - 6,80 mNN. Die Verschlüsse sind doppelt angeordnet. In den Schifffahrtsöffnungen beträgt die Verschlusshöhe 12,7 m (Stemmtore) und in den Seitenöffnungen 12,4 m (Segmentschütze).

Das Sperrwerk wird bei auflaufender Tide geschlossen (nachträgliche Vollsperrung), d.h. bei Erreichen eines Außenwasserstands von NN + 2,80 m (rd. 0,9 m über MThw) sowie bei erwarteten Tiden mit einem Scheitelwert höher als NN + 3,0 m. Dies stellt sicher, dass der Maximalwasserstand von NN + 3,3 m in Elsfleth und Oldenburg-Drielake nicht überschritten wird. Lediglich in den Sommermonaten (1.4. bis 15.11.) soll bei hohen Oberwasserzuflüssen ( $Q > 61 \text{ m}^3/\text{s}$  am Pegel Huntlosen) das Sperrwerk früher geschlossen werden, um während der Sperrzeit nur den staatlichen Moorhauser Auffangpolder zu beaufschlagen. Oberwasserzuflüsse dieser Größenordnung sind in den Sommermonaten bislang nur Ende Oktober/Anfang November 1998 aufgetreten [NLWKN, 1999]. Im Jahresmittel finden rd. 19 Schließungen statt.

#### C.6.4 Geestesperrwerk

1961 wurde an der Geestemündung das Geestesperrwerk in Betrieb genommen. Die Sperrtorhöhe beträgt NN + 7,5 m. Die Sohle liegt auf NN - 6 m. Die Landesschutzdeichlinie konnte so von ca. 26 km auf 13 km verkürzt werden. Etwa 4 km oberhalb der Mündung befindet sich zudem ein Tidesperrwerk. Das Bauwerk hat zwei Entwässerungsschleusen und eine Kammer-schleuse von 35 m Länge und 5,25 m Breite, deren Tore zum Durchschleusen gezogen werden.

#### C.6.5 Folgen der Sperrwerksbauten

Das Schließen der Sperrwerke bei Sturmfluten führt zu erhöhten Wasserständen in der Unterweser (Tab. C - 4). Dies führte zur Anpassung der Hochwasserschutzanlagen stromab der Sperrwerke. Da das Binnenwasser bei einer Schließung nicht abgeführt werden kann, wird es zum Teil in seitlich gelegenen Polderflächen zwischengespeichert. Hydraulische Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS ergaben, dass sich erhebliche Nachteile bei Abtrennung nur eines Nebenflusses für die anderen Flussniederungen ergeben und somit nur ein kombinierter Betrieb aller drei Sperrwerke im Bremer Bereich sinnvoll ist. Die Wasserstandserhöhungen in Vegesack durch den Betrieb der Sperrwerke wurden für die Festsetzung eines neuen Deichbesticks nach der Sturmflut 1962 zu rd. 68 cm angenommen. Ein ausschließliches Schließen des Lesumsperrwerks führt in Vegesack zu rd. 28 cm höheren Wasserständen [SENATOR FÜR DAS BAUWESEN, 1972]. Diese Werte liegen oberhalb der Wasserstandsänderungen, welche mit dem HN-Modell ermittelt wurden (Kapitel 8.6.2).

**Tab. C - 4: Erhöhung des HThw durch Absperrung der Nebenflüsse Lesum, Ochtum und Hunte [Senator für Bau und Umwelt, 2003]**

Pegel	Wasserstand über NN bei der Sturmflut 1962 [mNN]	Erhöhung des HThw durch Absperrung der Nebenflüsse Lesum, Ochtum und Hunte [cm]
Bremen (Gr. Weserbrücke)	5,41	+64
Vegesack	5,22	+67
Farge	5,21	+44
Brake	5,29	+17
Bremerhaven (AL)	5,35	0

#### C.6.6 Wehr Hemelingen

Das bis 1993 neu errichtete Wehr wurde gemäß Hochwasserabflusskonzept für eine Abfluss-

menge von  $HQ = 3.400 \text{ m}^3/\text{s}$  bemessen. Bei größeren Abflüssen wird eine Teilmenge von bis zu  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  seitlich über den Werdersee abgeführt. Der Normalstau im Oberwasser beträgt  $NN + 4,50 \text{ m}$ , so dass die Fallhöhe an der Staustufe bei Niedrigwasser ca.  $6,0 \text{ m}$  beträgt. Das Wehr hat fünf Wehrfelder mit je  $30 \text{ m}$  lichter Weite und eine Wehrschwelle auf  $NN + 1,5 \text{ m}$ , auf welcher Fischbauchklappen mit einer Höhe bis max.  $NN + 5,30 \text{ m}$  angeordnet sind. Die Sohle im Oberwasser liegt bei rd.  $NN - 3,0 \text{ m}$ , im Unterwasser bei rd.  $NN - 9,0 \text{ m}$  (Abb. C - 8).

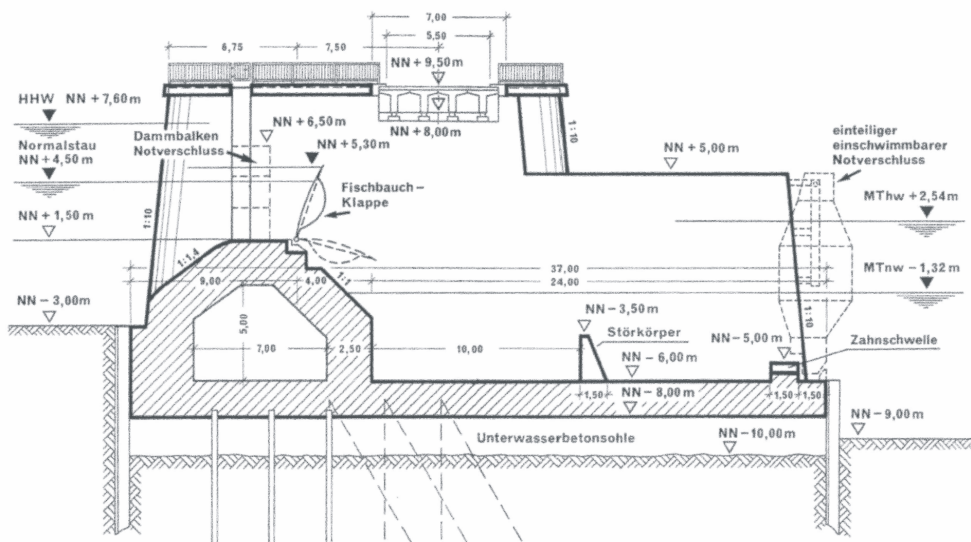


Abb. C - 8: Querschnitt des Weserwehres [DIRKSEN & REINER, 1987]

Die Wehranlage wird im Wesentlichen oberwasserstandsabhängig gesteuert. Bei Sturmtiden bzw. bei hohen Oberwasserabflüssen wird das Weserwehr gelegt. Der bei Sturmfluten verursachte Aufstau nach oberstrom liegt dabei deutlich unter den Bemessungswasserständen der Deiche.

### C.6.7 Siele und Schöpfwerke

Im Modellgebiet befinden sich zahlreiche Siele und Schöpfwerke zur Entwässerung deichgeschützter Gebiete, welche im Bremer Stadtgebiet vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben werden. Die abgeschlagenen Mengen werden u.a. über Sielformeln ermittelt. Im Vergleich zu den Tidemengen, welche während eines Sturmflutereignisses einschwingen, bzw. den Abflussmengen aus dem Oberlauf der Weser bei Hochwasserereignissen sind die im Verlauf der Unterweser im Bereich der Siele und Schöpfwerke maximal abgeschlagenen Mengen vergleichsweise gering und können bei Prognoserechnungen vernachlässigt werden.

## C.7 Ausbaumaßnahmen im Bereich der Unter- und Außenweser

### C.7.1 Notwendigkeit einer Anpassung der Fahrrinne

Die Unter- und die Außenweser wurden seit Ende des 19. Jahrhunderts regelmäßig ausgebaut. Fahrwasservertiefungen sind Folge der Schifffahrt. Die Forderung der Seeschifffahrt, zur Steigerung der Transportkapazität die vorhandenen Häfen mit neuartigen Schiffstypen voll abgeladen möglichst gezeitenunabhängig anzulaufen, führte und führt zur Korrektur, heute Anpassung der Tideflüsse, als Abfolge von Vertiefungen und Verbreiterungen. Zu den Ausbaumaß-

nahmen zählen neben Vertiefungen und Verbreiterungen der Fahrrinnen, die Befestigung der Ufer durch Buhnen und Leitdämme und die Begradigung der Flussläufe. Zusätzlich erfolgten in der Vergangenheit an vielen Stellen eine Eindeichung, eine Abtrennung von Nebenarmen und Überflutungsflächen und die Beseitigung von Flussinseln und Untiefen.

Der Ausbau der Unterweser auf 9 m unter SKN<sup>1</sup> (1973 bis 1979) sowie der SKN -14 m - Ausbau der Außenweser (1998 bis 1999) stellen die letzten größeren Eingriffe dar, mit denen das Weserästuar an die Erfordernisse einer wettbewerbsfähigen Wasserstraße angepasst wurde. Seit diesen Fahrrinnenanpassungen können Schiffe mit einem Tiefgang über 7,7 m Bremen tideabhängig erreichen, wobei der maximale Tiefgang für Seeschiffe in Richtung Bremen 10,7 m beträgt. Bis Brake ist die Unterweser derzeit tideunabhängig für Schiffe bis zu einem Tiefgang von 7,9 m befahrbar. Bremerhaven kann mit 12,80 m tief gehenden Containerschiffen tideunabhängig angelaufen werden.

Der seewärtige Güterumschlag in den Weserhäfen Bremen, Brake, Nordenham und Bremerhaven hat sich in den vergangenen zehn Jahren nahezu verdoppelt und betrug im Jahr 2005 ca. 63 Mio. Tonnen und damit über 25 % des gesamten Seegüterumschlags in Deutschland, was die verkehrliche Bedeutung der Bundeswasserstraße Weser verdeutlicht [STENGEL, 2006]. Auch vor diesem Hintergrund werden weitergehende Anpassungsmaßnahmen derzeit vorangetrieben. Zur Kontrolle der Fahrrinntiefe in der Außen- und Unterweser werden regelmäßige Verkehrssicherungspeilungen durchgeführt. Im Folgenden werden die wichtigsten Ausbaumaßnahmen im Bereich der Unter- und Außenweser und deren Auswirkungen beschrieben.

## **C.7.2 Ausbau der Unterweser**

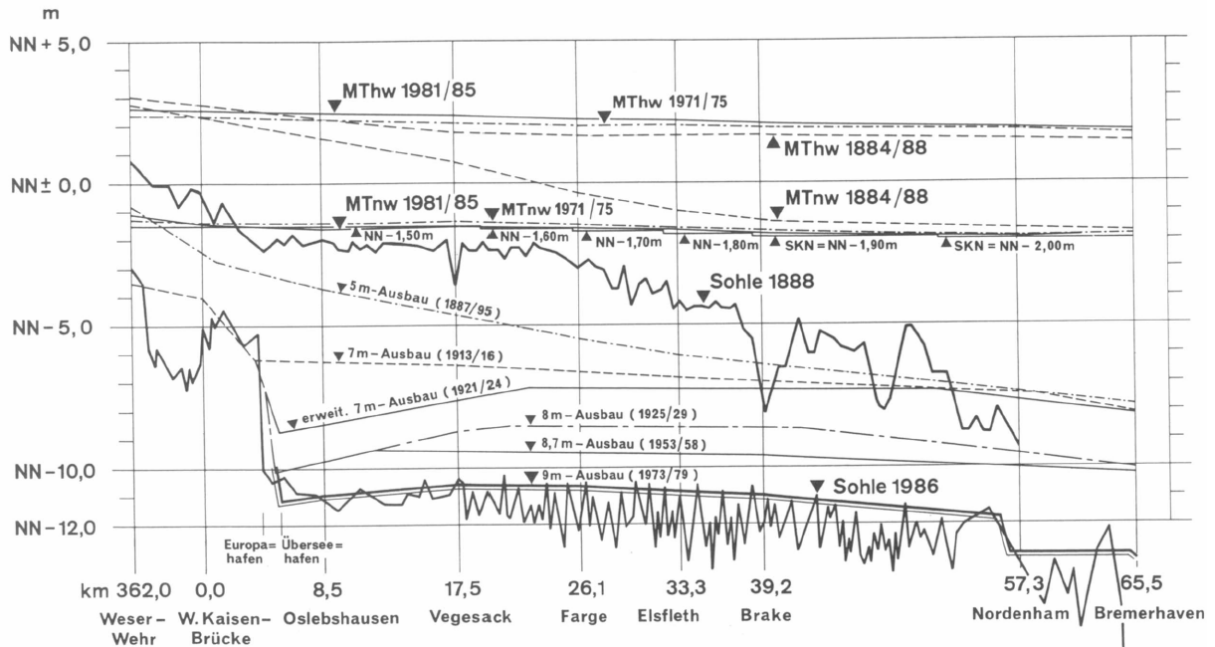
Die erste Weserkorrektur in den Jahren 1887 bis 1895 nach einem Entwurf von LUDWIG FRANZIUS beseitigte starke Krümmungen, vielfache Stromspaltungen und seitliche Einschnürungen im Bereich der Unterweser und schuf ein einheitliches Flussbett. Abb. C - 9 zeigt entlang der Unterweser die Lage der Flusssohle nach erfolgten Ausbauten zwischen 1888 und 1979.

Folgen der ersten Weserkorrektur waren in Bremen ein Absinken des mittleren Tidehochwassers von MThw = 2,29 mNN (1879/88) auf MThw = 1,99 mNN (1899/1908) und des mittleren Tideniedrigwassers von MTnw = 1,99 mNN (1879/88) auf MTnw = 0,27 mNN (1899/1908) und damit eine deutliche Vergrößerung des Tidehubs. Durch die Korrektur der Unterweser wurde der Unterwasserquerschnitt unterhalb von Bremen so vergrößert, dass größere Hochwasserwellen aus der Mittelweser leichter abgeführt werden konnten. Umgekehrt können Sturmfluten nun leichter bis Bremen vordringen [FLÜGEL, 1987]. Der 7 m - Ausbau der Unterweser verursachte eine Senkung des mittleren Tideniedrigwassers um 0,67 m in Bremen. In Vegesack betrug die Abnahme des MTnw im Zuge des Ausbaus 0,31 m. Der 8 m - Ausbau führte zu einem weiteren Absinken des Niedrigwassers. Am Pegel Oslebshausen bei Unterweser-km 8,4 betrug der Absink des Tideniedrigwassers der Jahresreihe 1976/80 infolge des 9 m - Ausbaus gegenüber der Jahresreihe 1968/72 insgesamt 35 cm und damit deutlich mehr als zuvor mit 15 cm

---

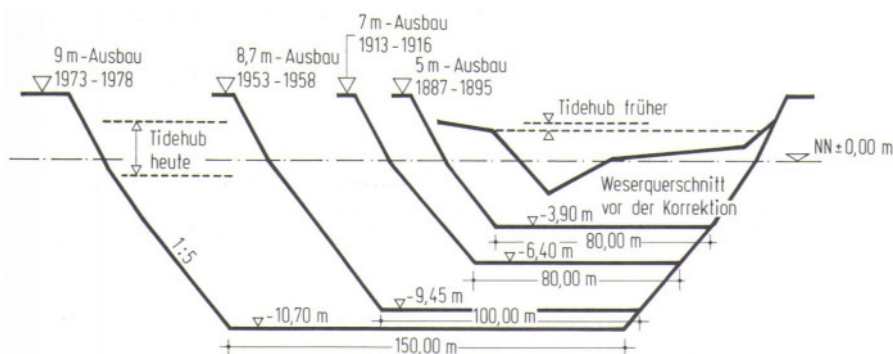
<sup>1</sup> SKN = Seekartennull. Das SKN entsprach bis Ende 2004 im Bereich der deutschen Nordseeküste der Höhe des mittleren Springniedrigwassers (MSPNW) und entspricht ab 2005 dem Niveau des niedrigstmöglichen Gezeitenwasserstands (Lowest Astronomical Tide, LAT). Das LAT liegt im Bereich der deutschen Nordseeküste etwa 50 cm unterhalb des MSPNW.

erwartet worden war. Durch die Verringerung der Tideniedrigwasserstände hat sich die Entwässerung der links und rechts der Weser gelegenen landwirtschaftlichen Flächen verbessert, da die Entwässerung zumeist während der Tideniedrigwasserphasen erfolgt.



**Abb. C - 9: Lage der Flusssohle nach verschiedenen Unterweseranpassungen [WETZEL, 1987]**

Die zweite Weserkorrektur wurde in den Jahren 1913 bis 1916 ausgeführt und das Fahrwasser für Schiffe mit einem Tiefgang von 7 m angepasst. Damit verbunden waren deutliche Sohlvertiefungen zwischen Brake und Bremen. Während des erweiterten 7 m - Ausbaus von 1921 bis 1924 wurde die Sohle an der Mündung des Überseehafens in Bremen um 2,5 m vertieft. Dies sollte Schiffen eine Abfahrt aus Bremen vier Stunden vor Tidehochwasser ermöglichen. Abb. C - 10 zeigt die verschiedenen Ausbauquerschnitte bis zum 9 m - Ausbau bei UW-km 11.



**Abb. C - 10: Ausbauquerschnitte der Unterweser bei verschiedenen Ausbauten bei UW-km 11 [WETZEL, 1987]**

Im Hinblick auf die Entwicklung in der Seeschifffahrt zu größeren Schiffstiefgängen und Schiffsgrößen wurde die Weser in den Jahren 1973 bis 1979 durch einen 9 m - Ausbau den veränderten Bedingungen angepasst. Während die früheren Ausbauten der Unterweser sich auf die zulässigen Schiffstiefgänge unter Ausnutzung der Tide bezogen, wurde nun der Ausbau auf die Wassertiefe unter SKN bezogen. Ziel war es, unter Ausnutzung des Tidehubs, Schiffen mit rund

10,5 m Tiefgang, unter enger Anlehnung an den Tidehochwasserscheitel sogar bis 11 m Tiefgang, die Fahrt zu den bremischen Häfen zu ermöglichen [WETZEL, 1987]. Neben der Vertiefung umfasste der Ausbau eine Verbreiterung der Sohle vom Wendebassin des Überseehafens bis zur Einmündung der Neustädter Häfen auf 130 m, von dort bis Brake auf 150 m und unterhalb bis Bremerhaven auf 200 m.

Nach 1980 erfolgten noch strombauliche Maßnahmen an der Unterweser zur Erhöhung der Selbsträumkraft des Stromes und zur Konzentration des Stromes in der tiefen Fahrrinne durch Einengung der Querschnitte. Diese Baumaßnahmen sollten ebenfalls zu einer Verbesserung des Uferschutzes gegen erhöhte Strömungserosionen und stärkere Schiffseinwirkungen beitragen. Zur Stützung der infolge des Ausbaus zum Absinken neigenden Tideniedrigwasserwerte sollte die Rauigkeit in den Seitenbereichen des Strombetts erhöht werden. So wurden 35 vorhandene Fahrwasserbuhnen verstärkt und 24 Fahrwasserbuhnen zur Ergänzung und Vervollständigung des vorhandenen Buhnensystems neu gebaut [WETZEL, 1987].

Die Vertiefung der Unterweser wurde als neues Projekt in den Vordringlichen Bedarf des Bundesverkehrswegeplans 2003 aufgenommen. Eine Nutzen-Kosten-Rechnung ergab bei einer durchgehenden Vertiefung von Nordenham nach Bremen bei Investitionskosten von 21,1 Mio. Euro ein Nutzen-Kosten-Verhältnis von 26,7 [PLANCO, 2002]. Der berechnete Nutzen in Höhe von 563,4 Mio. € ergibt sich zum größten Teil aus verminderten CO<sub>2</sub>- und NO<sub>x</sub>-Emissionen in Höhe von 352,5 Mio. €. Nähere Angaben zur Flottenstruktur, zu den Transportkostenansätzen sowie der Bewertungsrechnung sind dem Gutachten der PLANCO CONSULTING GMBH (2002) zu entnehmen.

### **C.7.3 Chronik der Weserausbauten**

Im Folgenden ist ein chronologischer Überblick über ausgewählte seit 1887 ausgeführte Anpassungen im Bereich der Unter- und Außenweser gegeben.

**Tab. C - 5: Chronik der Weserausbauten [modifiziert nach [www.wsa-bremerhaven.de](http://www.wsa-bremerhaven.de), 2006]**

<b>1887 - 1895</b>	1. Unterweser-Korrektur für 5 m tiefgehende Schiffe (5m-Ausbau) nach einem Entwurf von LUDWIG FRANZIUS
<b>1906 - 1911</b>	Bau der Hemelinger Wehranlage
<b>1913 - 1916</b>	2. Unterweser-Korrektur für Schiffe mit 7,0 m Tiefgang
<b>1921 - 1924</b>	Erweiterter 7,0 m - Ausbau der Unterweser
<b>1922 - 1926</b>	Ausbau des Fedderwarder Armes in der Außenweser auf SKN - 10 m
<b>1953 - 1958</b>	Ausbau der Unterweser für Schiffe mit 8,7 m Tiefgang, Abflachung des "Braker Buckels"
<b>1969 - 1971</b>	Vertiefungsbaggerungen in der Außenweser auf SKN - 12 m
<b>1973 - 1974</b>	Vertiefung der Unterweser zwischen Bremerhaven und Nordenham auf SKN -11 m und Baggerung der Wendestellen
<b>1973 - 1978</b>	Ausbau der Unterweser zwischen Nordenham und Bremen auf SKN - 9 m
<b>1979</b>	Inbetriebnahme der Sturmflutsperrwerke Hunte, Lesum und Ochtrum
<b>1998 - 1999</b>	Ausbau der Außenweser auf SKN - 14 m

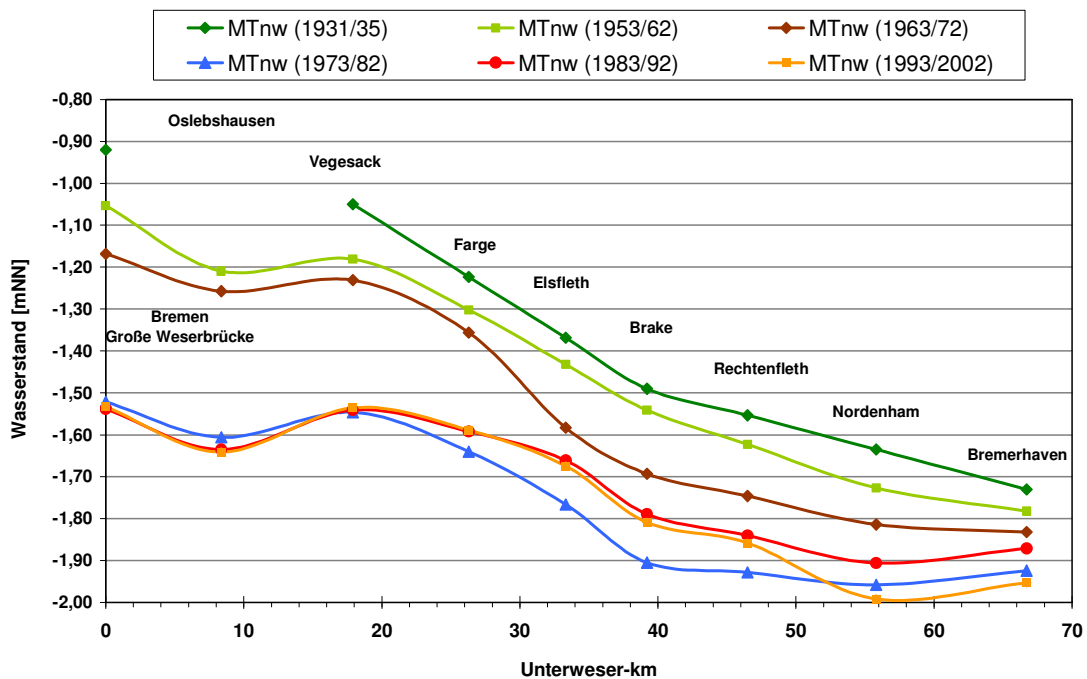
### C.7.4 Auswirkungen von Fahrrinnenanpassungen

Derzeitige Planungen sehen für die Häfen und die wasserstraßenorientierte Industrie an der Unterweser eine Vertiefung der Fahrrinne der Unterweser für den tideabhängigen Verkehr mit Schiffen mit maximal 12,80 m Abladetiefgang bis Brake und 11,10 m bis Bremen vor. Die Ausbautiefen und Vertiefungsmaße zwischen Bremerhaven und Bremen sind in Tab. C - 6 dargestellt. Die Fahrrinnenbreiten bleiben im Ausbauzustand erhalten und betragen zwischen 100 m im Stadtbereich von Bremen bis zu 200 m in Nordenham und Bremerhaven.

Die Differenz im mittleren Tideniedrigwasser zwischen den Jahresreihen 1968 bis 1972 und 1976 bis 1980 betrug beispielsweise bei Oslebshausen (UW-km 8,4) 0,35 m. Hiervon können nach WETZEL (1987) wahrscheinlich etwa zwei Drittel auf den 9 m - Ausbau der Unterweser zurückgeführt werden, während ein Teil des verbleibenden Drittels möglicherweise Wasserstandsänderungen in der Nordsee zuzuordnen ist [GKSS, 2000 & GRABEMANN ET AL., 1999].

**Tab. C - 6: Ausbautiefen und Vertiefungsmaße zwischen Bremerhaven und Bremen [PROJEKTGRUPPE WESERANPASSUNG, 2006]**

UW- km	Pegel / Örtlichkeit	Planfestgestellte Solltiefe [mNN] 9m-Ausbau	Solltiefe Unterweseranpassung [mNN]	Vertiefungsmaß [m]
66,67	Bremerhaven	-15,12	-15,12	0,00
56,50	Nordenham	-11,80	-12,55	-0,75
46,48	Rechtenfleth	-11,34	-12,34	-1,00
39,20	Brake	-10,90	-11,53	-0,63
33,30	Elsfleth	-10,90	-11,44	-0,54
26,30	Farge	-10,90	-11,35	-0,65
17,85	Vegesack	-10,70	-11,16	-0,46
8,00	Neustädter Hafen	-11,00	-11,57	-0,57



**Abb. C - 11: Einhüllende des mittleren Tideniedrigwassers entlang der Unterweser für vergangene Zehnjahresreihen**



### C.8 Statistische Analyse von Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen

Für die statistische Analyse der Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen wurden Ergebnisse aus früheren Untersuchungen am FRANZIUS-INSTITUT (2004) übernommen. Dabei wurden Datensätze des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES an der Station Helgoland, basierend auf einer Zeitreihe von 1950 bis 2000, herangezogen. Als Anpassungsfunktion für die Windstatistik wurde die Weibull-Verteilung verwendet:

$$p_{u_W, \gamma_W}(u_W, \gamma_W) = p_{u_W | \gamma_W}(u_W | \gamma_W) * p_{\gamma_W}(\gamma_W) \tag{Gl. C - 1}$$

$$p_{u_W | \gamma_W}(u_W | \gamma_W) = \frac{k(\gamma_W)}{A(\gamma_W)} * \left(\frac{u_W}{A(\gamma_W)}\right)^{k(\gamma_W)-1} * \exp\left[-\left(\frac{u_W}{A(\gamma_W)}\right)^{k(\gamma_W)}\right] \tag{Gl. C - 2}$$

- mit:
- A(...) Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit [-]
  - k(...) Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit [-]
  - $u_W$  Windgeschwindigkeit [m/s]
  - $\gamma_W$  Windrichtung [-]
  - $p_{u_W, \gamma_W}(\dots)$  gemeinsame Wahrscheinlichkeitsdichte von  $u_W$  und  $\gamma_W$  [s/m]
  - $p_{u_W | \gamma_W}(\dots)$  bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit [s/m]
  - $p_{\gamma_W}(\dots)$  Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung [-]

Ergebnisse dieser statistischen Analyse sind im Schlussbericht des Projektes dargestellt [FRANZIUS-INSTITUT, 2004d].

### C.9 Ergänzende Diagramme und Abbildungen

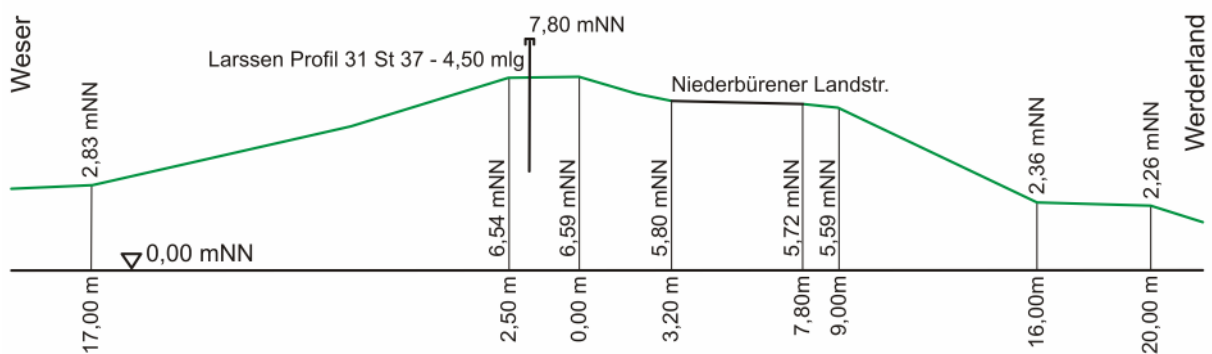


Abb. C - 12: Regelprofil des Schutzdeiches an der Unterweser im Bereich des Werderlands [nach Auskunft des BREMISCHEN DEICHVERBANDS AM RECHTEN WESERUFER, 2007]

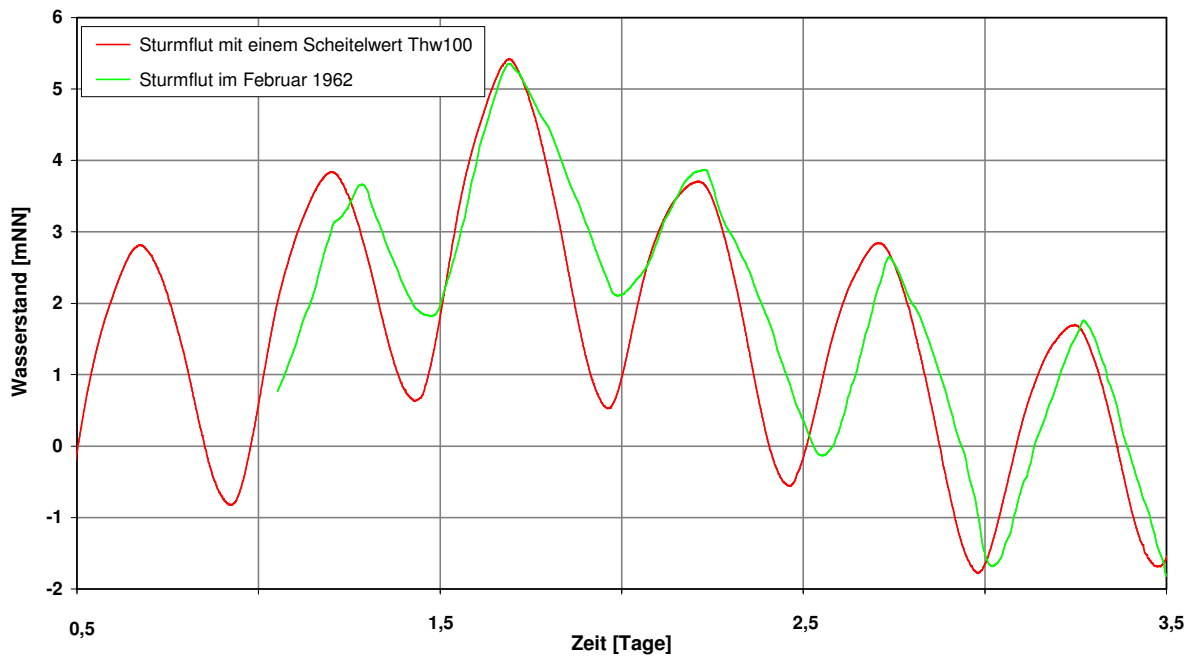


Abb. C - 13: Hypothetischer Sturmflutverlauf mit einem Scheitelwert mit einem Wiederkehrintervall von  $T = 100$  Jahre im Vergleich zur Sturmflut Februar 1962 (Pegel Bremerhaven, AL)

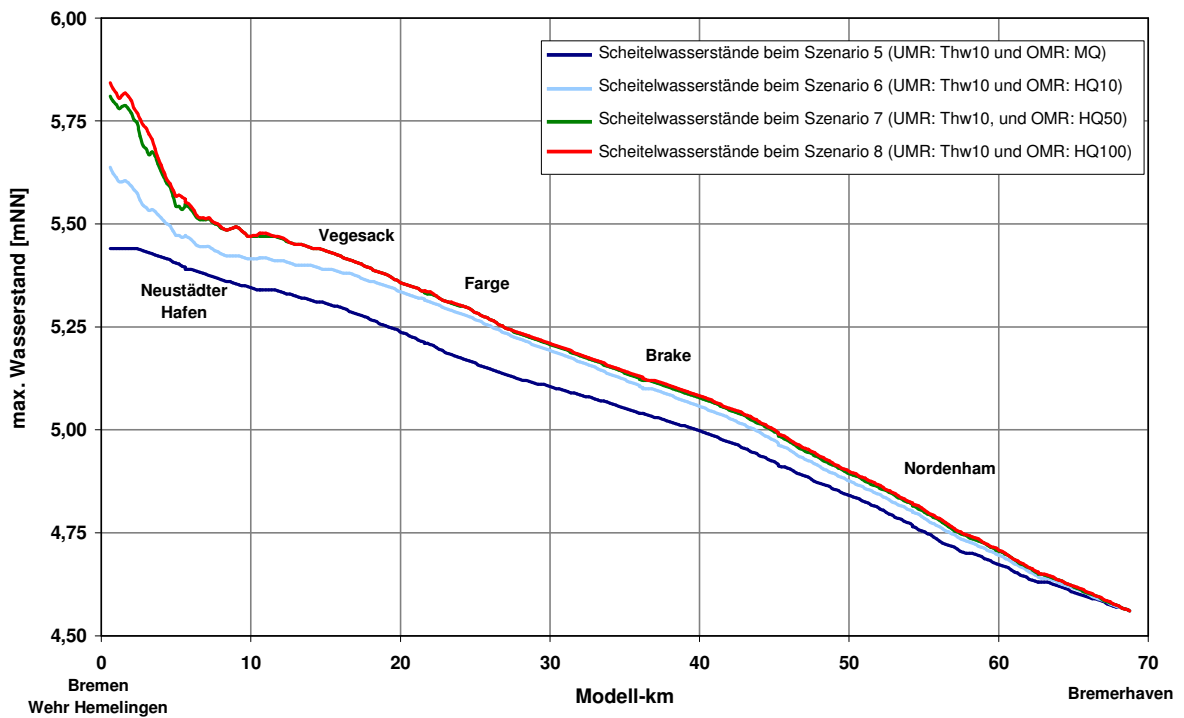


Abb. C - 14: Maximale Wasserstände entlang der Unterweser bei Einsteuerung eines  $Thw_{10}$  am unteren Modellrand und Variation der Randbedingungen am oberen Modellrand

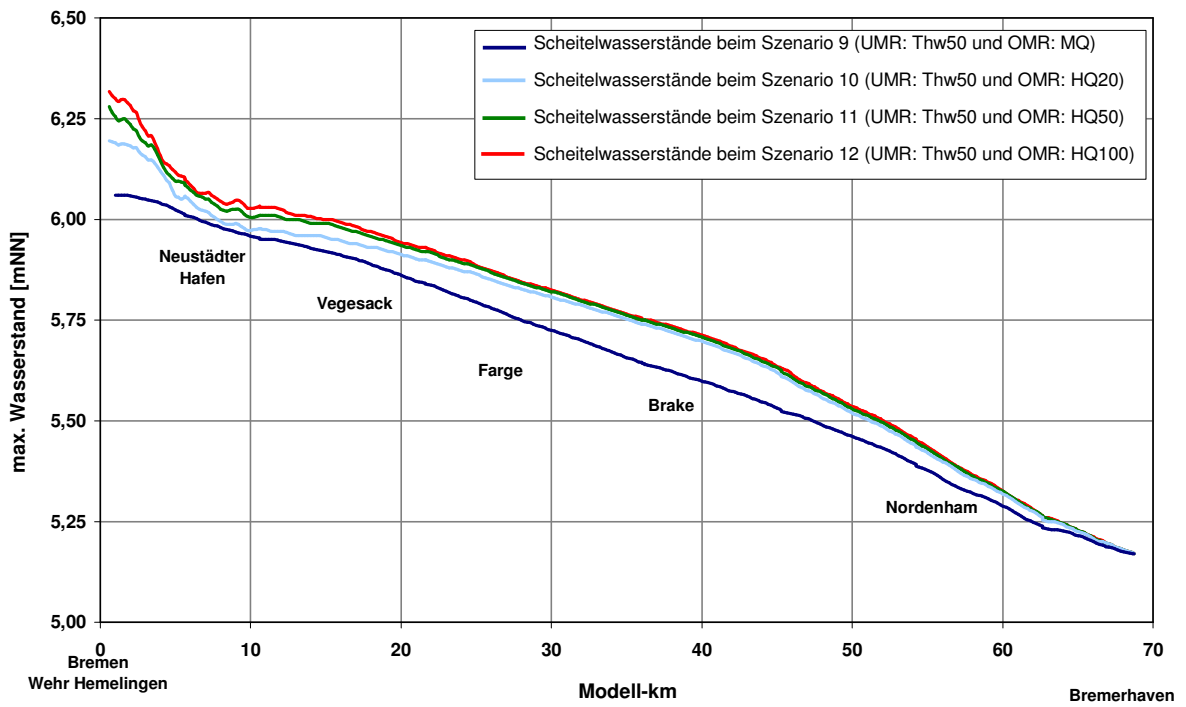


Abb. C - 15: Maximale Wasserstände entlang der Unterweser bei Einsteuerung eines Thw<sub>50</sub> am unteren Modellrand und Variation der Randbedingungen am oberen Modellrand

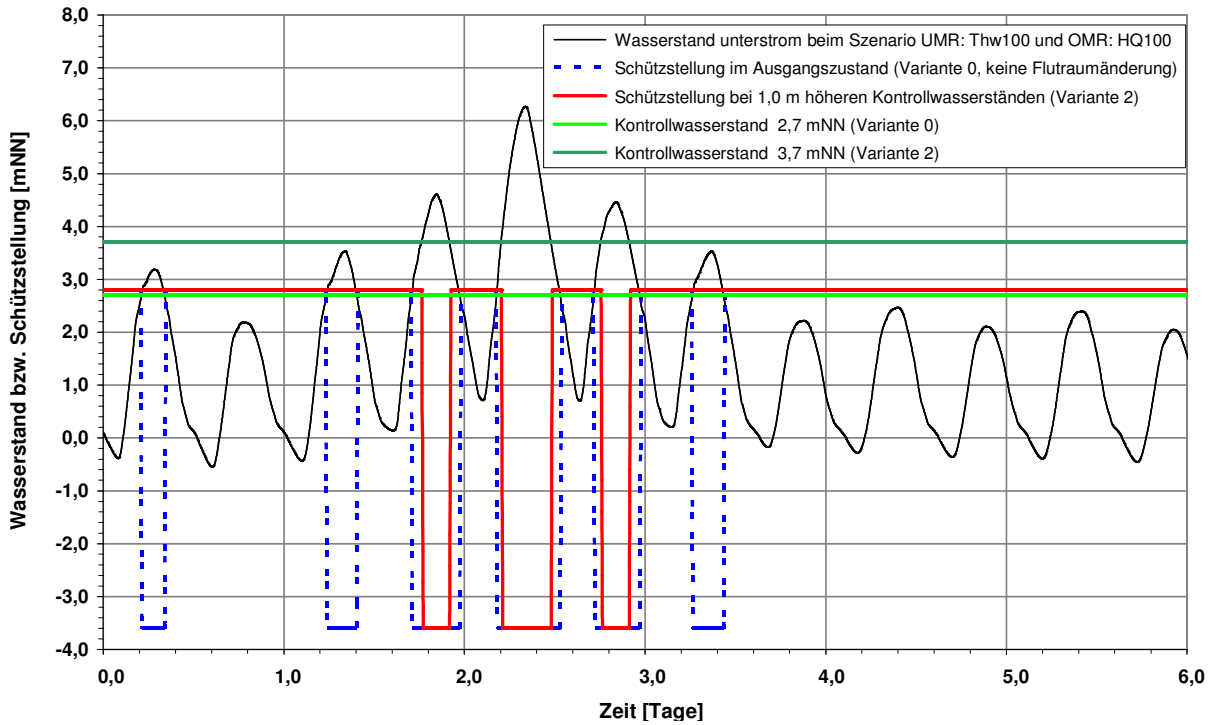


Abb. C - 16: Schützstellung der äußeren Verschlussstore des Lesumsperrwerks im Ausgangszustand (Variante 0) und bei einer Flutraumerweiterung durch geänderte Sperrwerkssteuerung (Variante 2, Kontrollwasserstand +1,0 m)

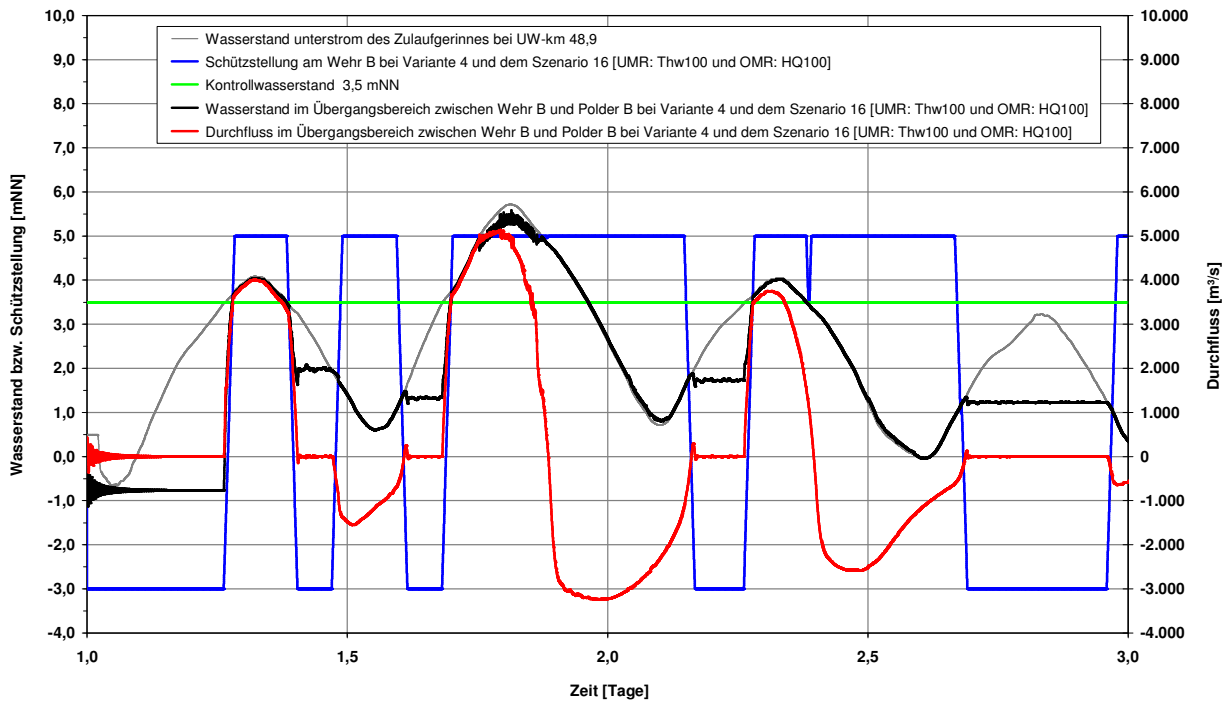


Abb. C - 17: Verlauf der Schützstellung am Wehr B bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr B und Polder B (Variante 4 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

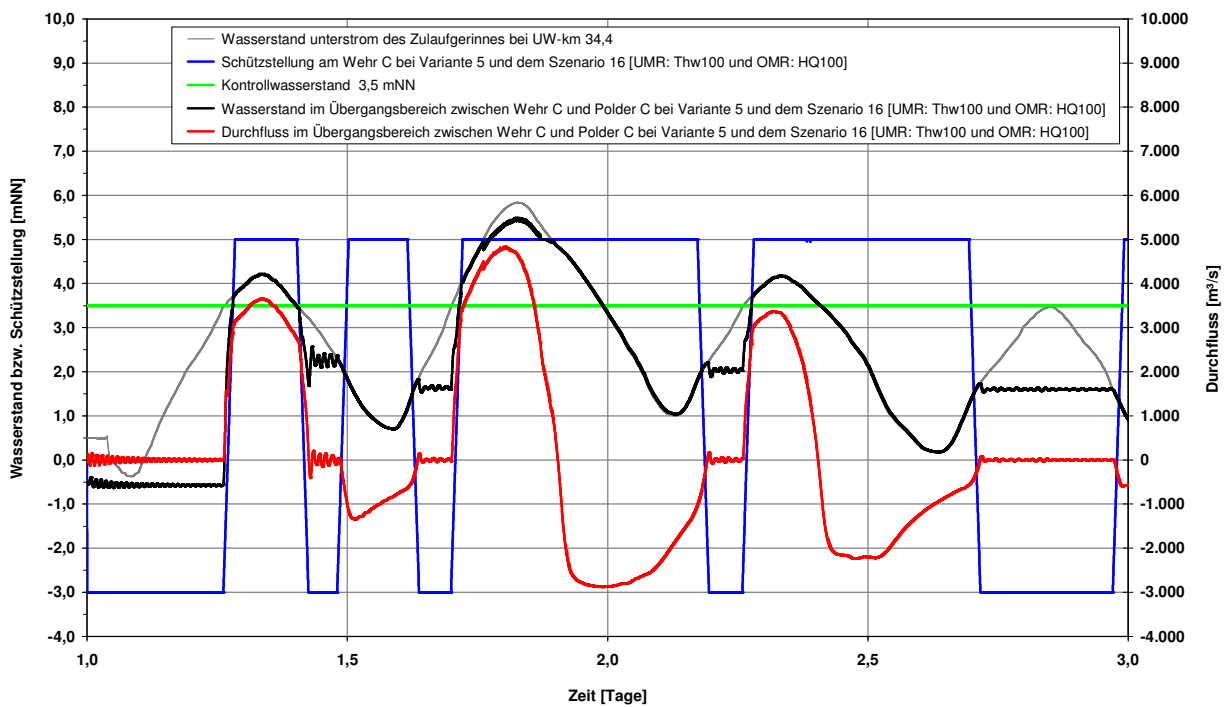


Abb. C - 18: Verlauf der Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr C und Polder C (Variante 5 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

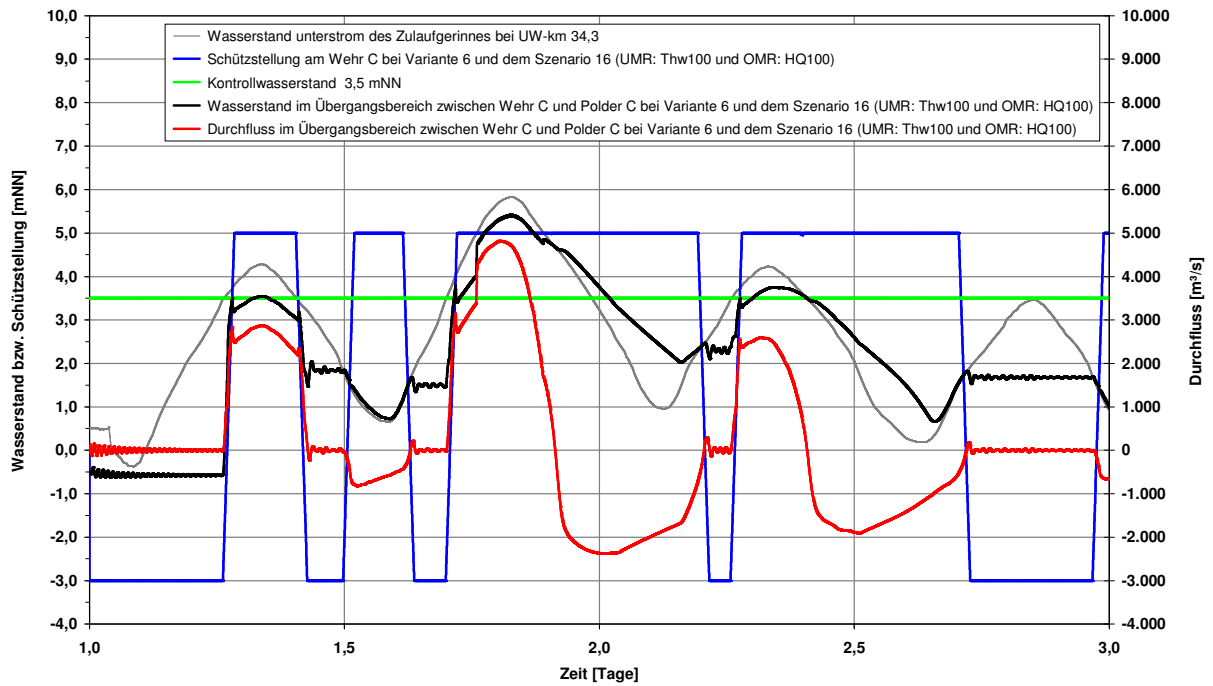


Abb. C - 19: Verlauf der Schützstellung am Wehr C bei einer Flutraumerweiterung durch Polder C sowie Wasserstand und Durchfluss im 100 m breiten Zulaufgerinne zwischen Wehr C und Polder C (Variante 6 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

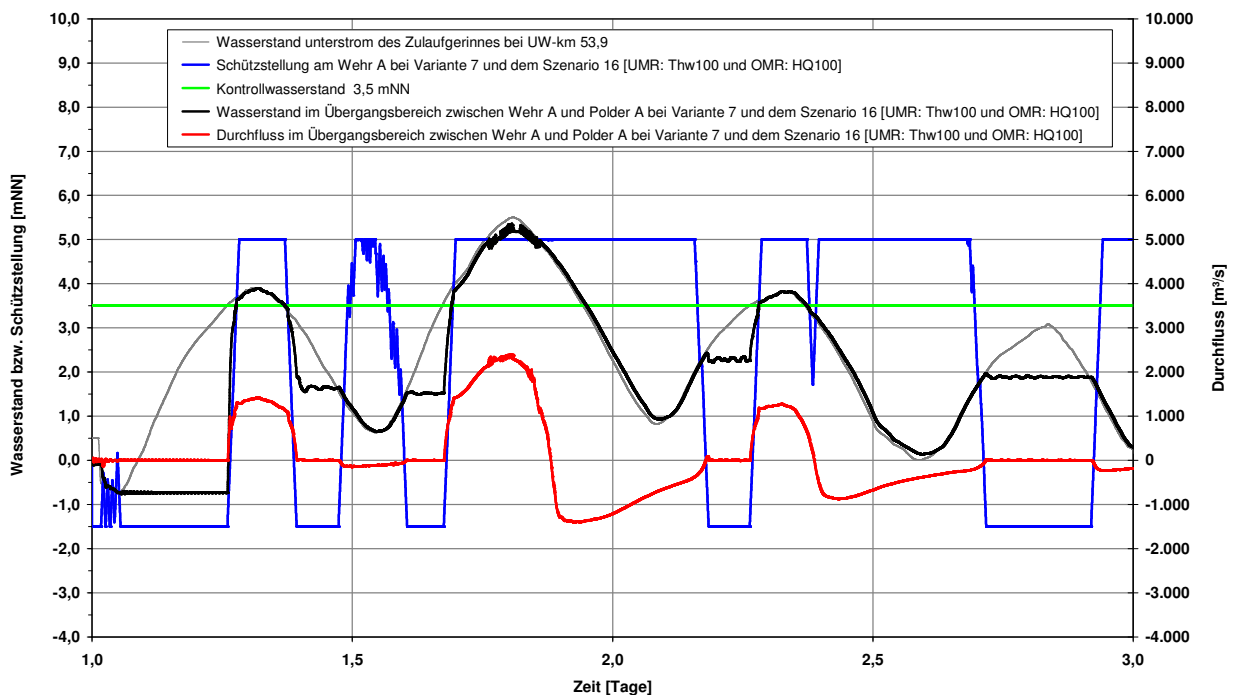


Abb. C - 20: Verlauf der Schützstellung am Wehr A bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufbereich zwischen Wehr A und Polder A (Variante 7 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

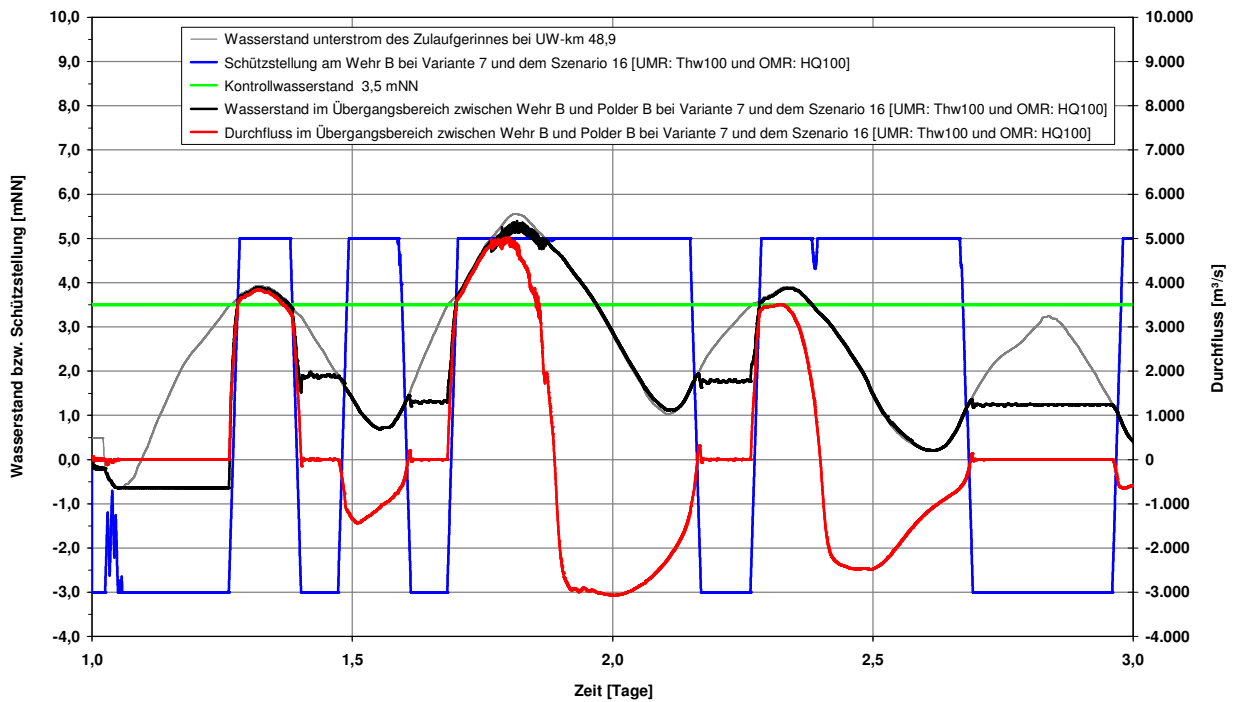


Abb. C - 21: Verlauf der Schützstellung am Wehr B bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufbereich zwischen Wehr B und Polder B (Variante 7 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])

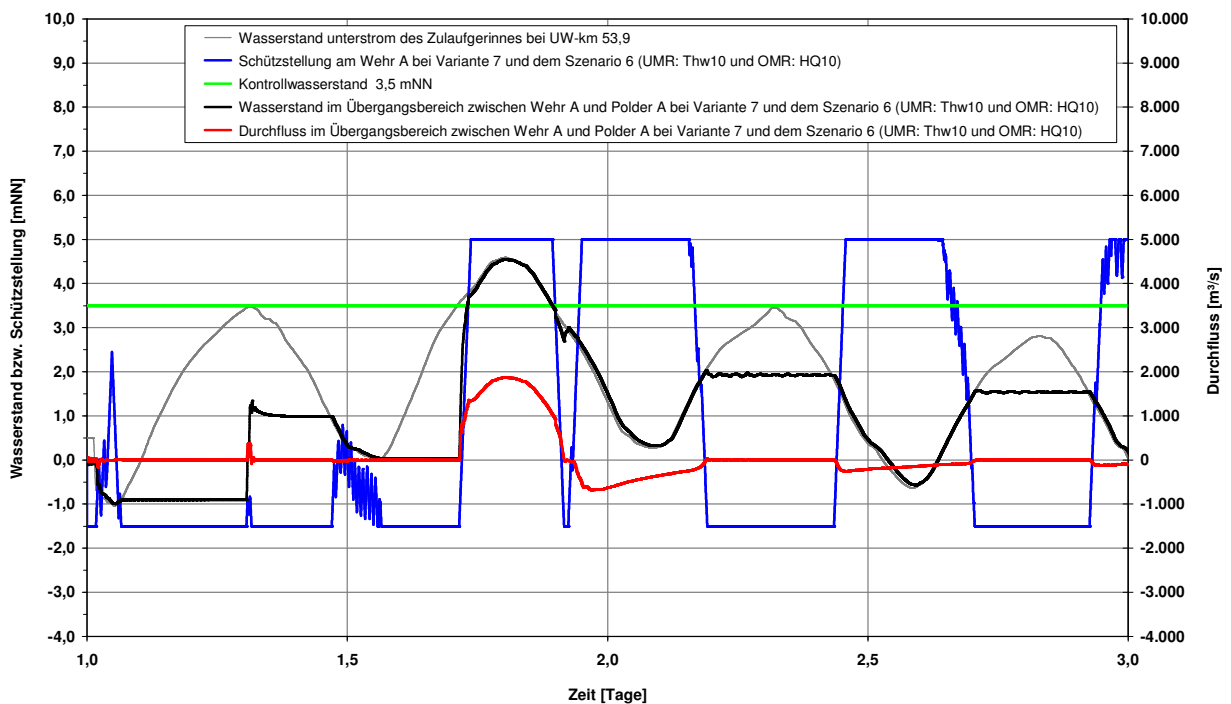


Abb. C - 22: Verlauf der Schützstellung am Wehr A bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufbereich zwischen Wehr A und Polder A (Variante 7 und Szenario 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

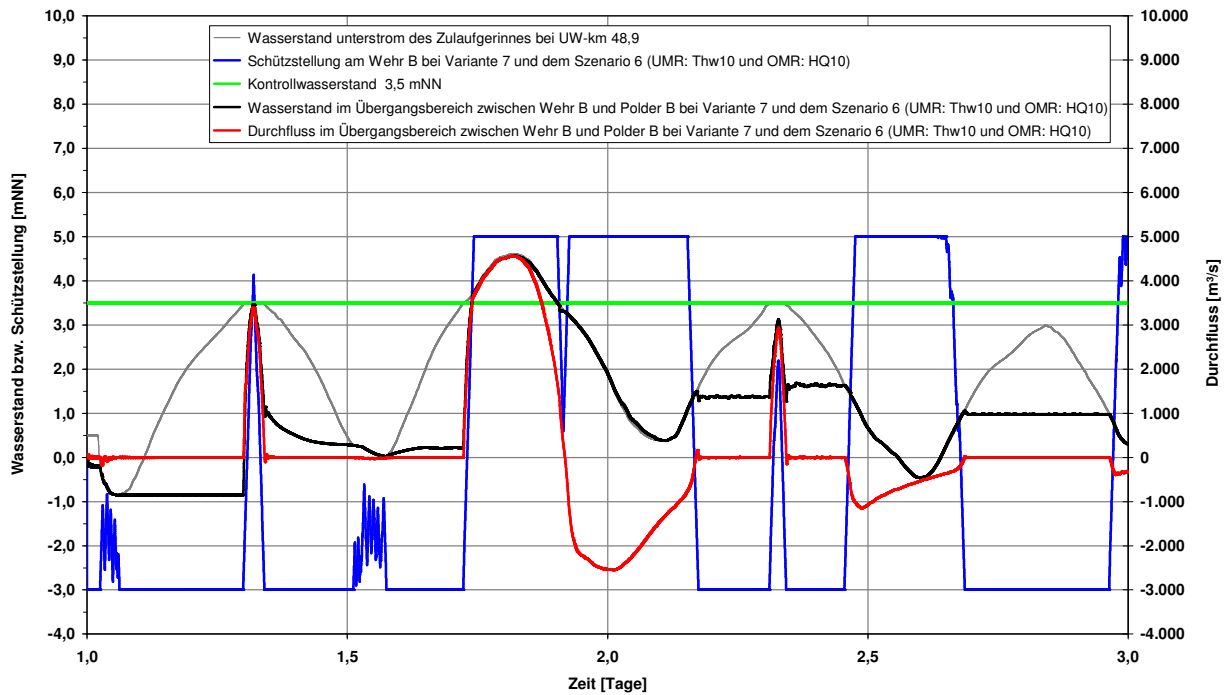


Abb. C - 23: Verlauf der Schützstellung am Wehr B bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie Wasserstand und Durchfluss im 200 m breiten Zulaufbereich zwischen Wehr B und Polder B (Variante 7 und Szenario 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

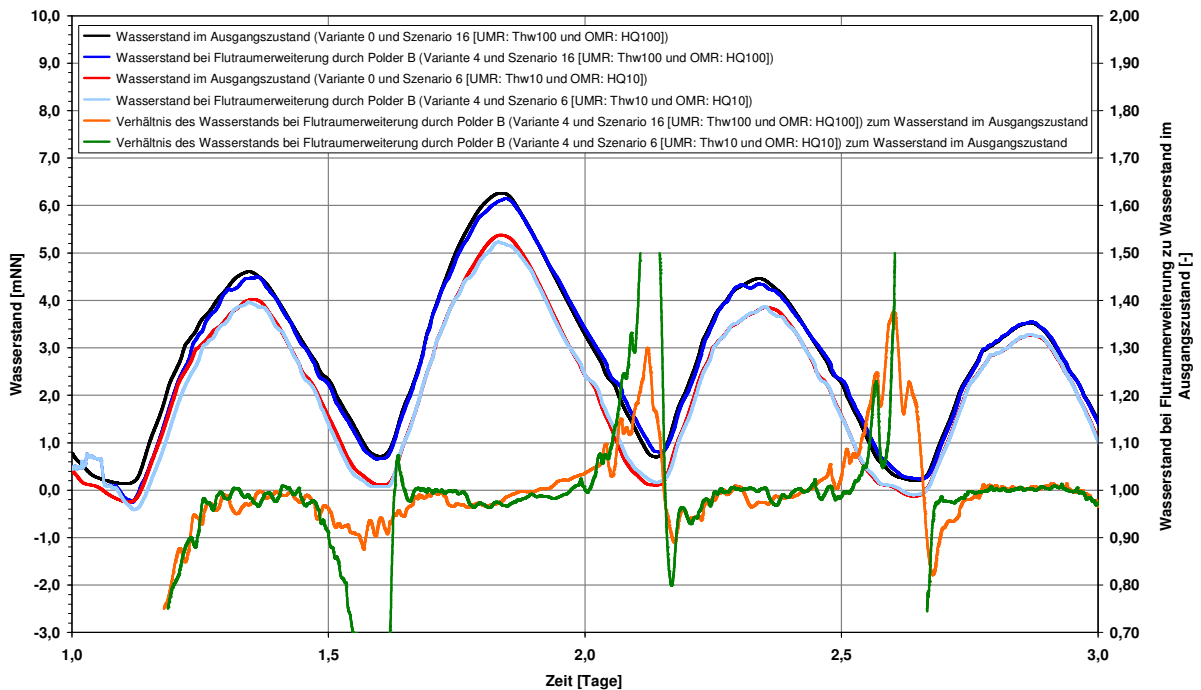


Abb. C - 24: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Vegesack bei einer Flutraumerweiterung durch Polder B (Variante 4 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

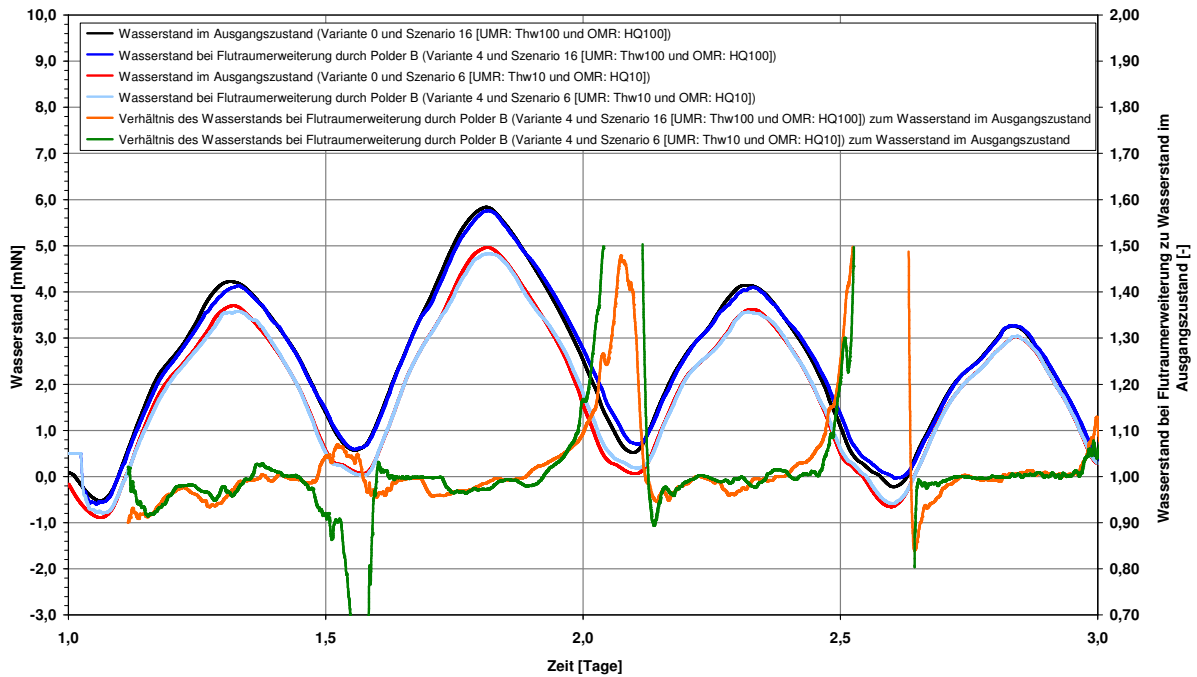


Abb. C - 25: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Brake bei einer Flutraumenerweiterung durch Polder B (Variante 4 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

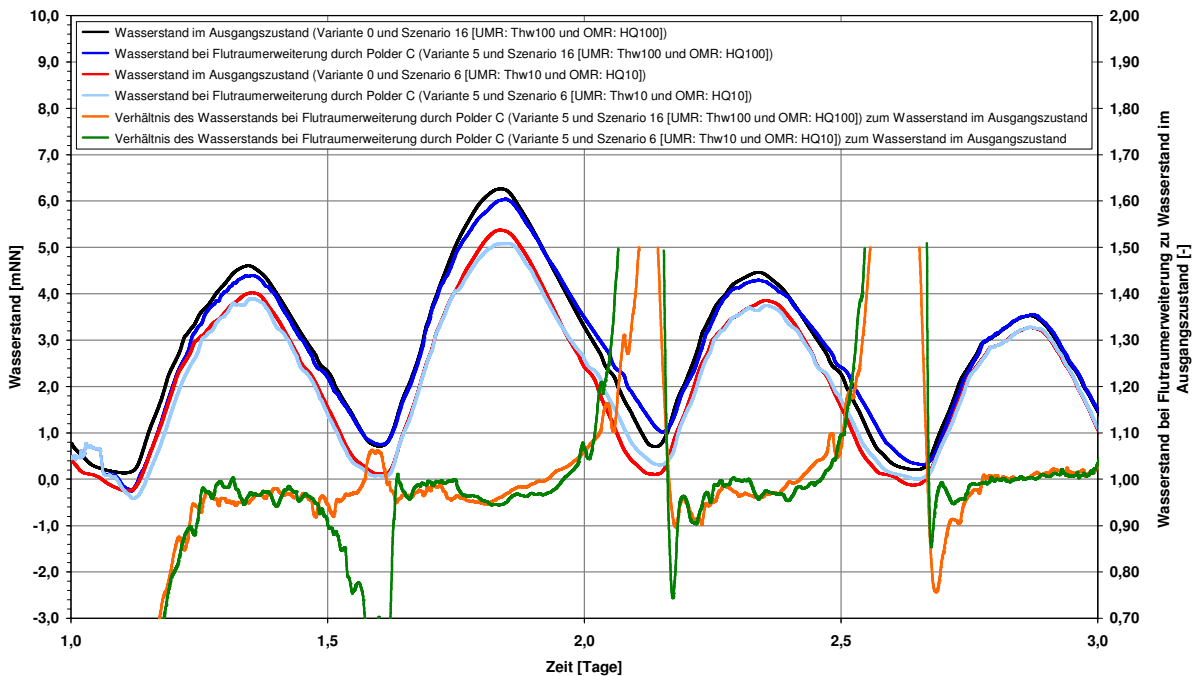


Abb. C - 26: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Vegesack bei einer Flutraumenerweiterung durch Polder C (Variante 5 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])



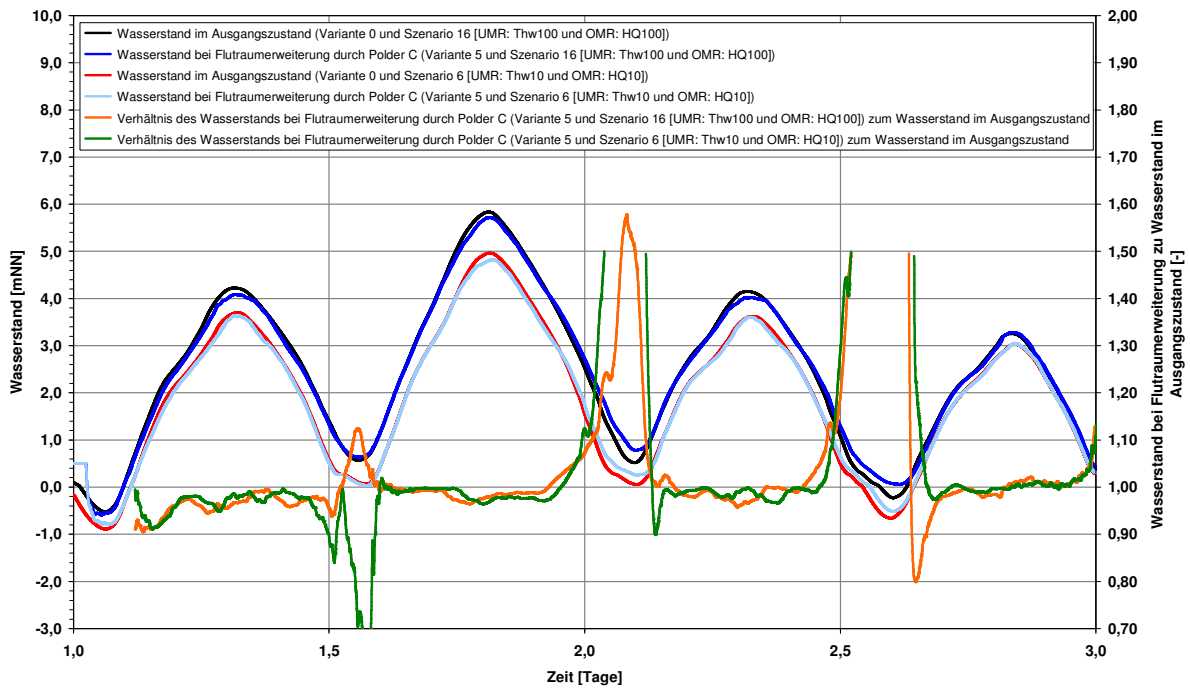


Abb. C - 27: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Brake bei einer Flutraumenerweiterung durch Polder C (Variante 5 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

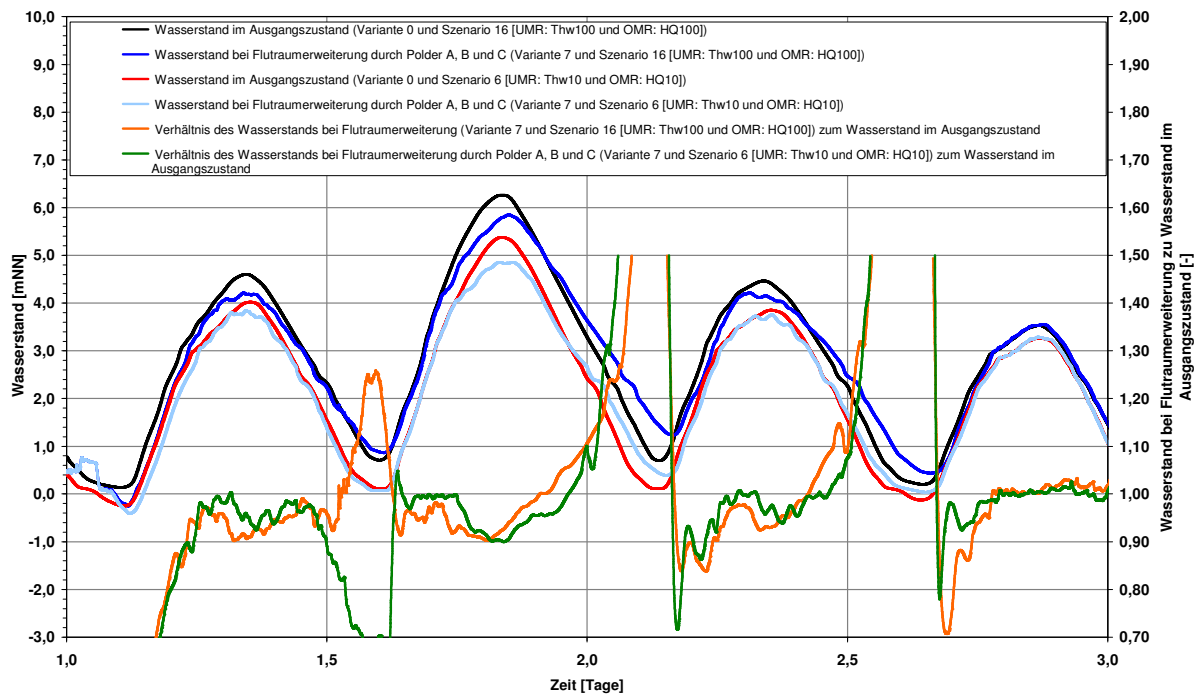


Abb. C - 28: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Vegesack bei einer Flutraumenerweiterung durch Polder A, B und C (Variante 7 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

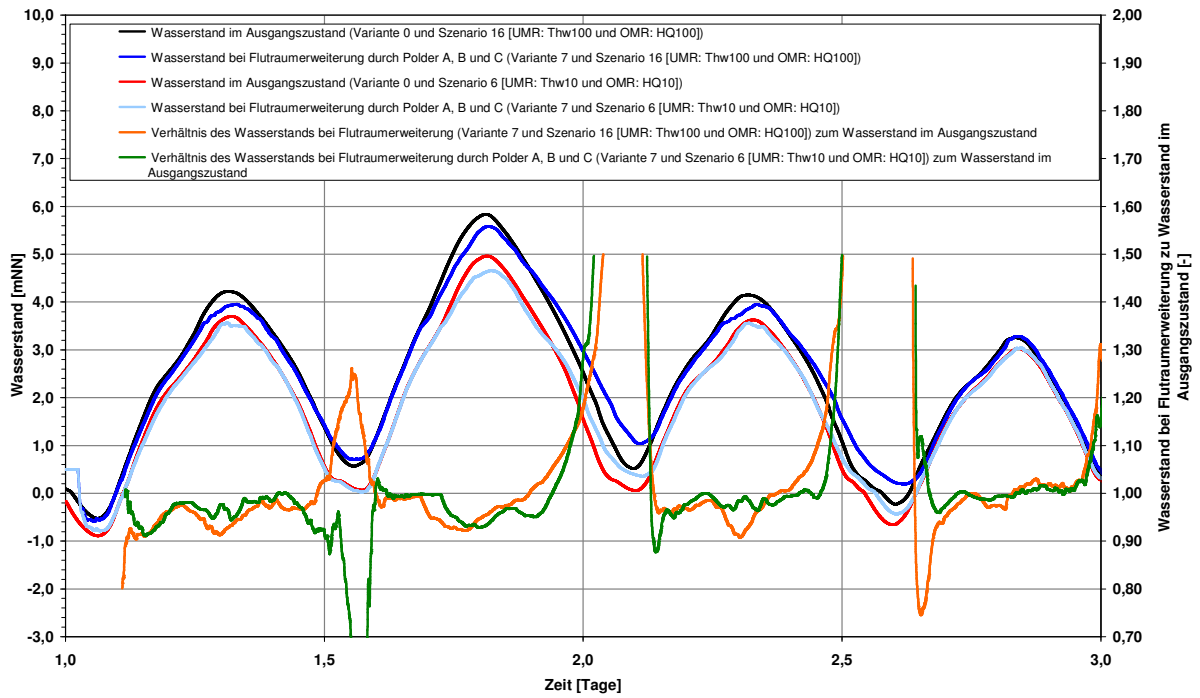


Abb. C - 29: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Brake bei einer Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C (Variante 7 und Szenarien 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ] und 6 [UMR:  $Thw_{10}$  und OMR:  $HQ_{10}$ ])

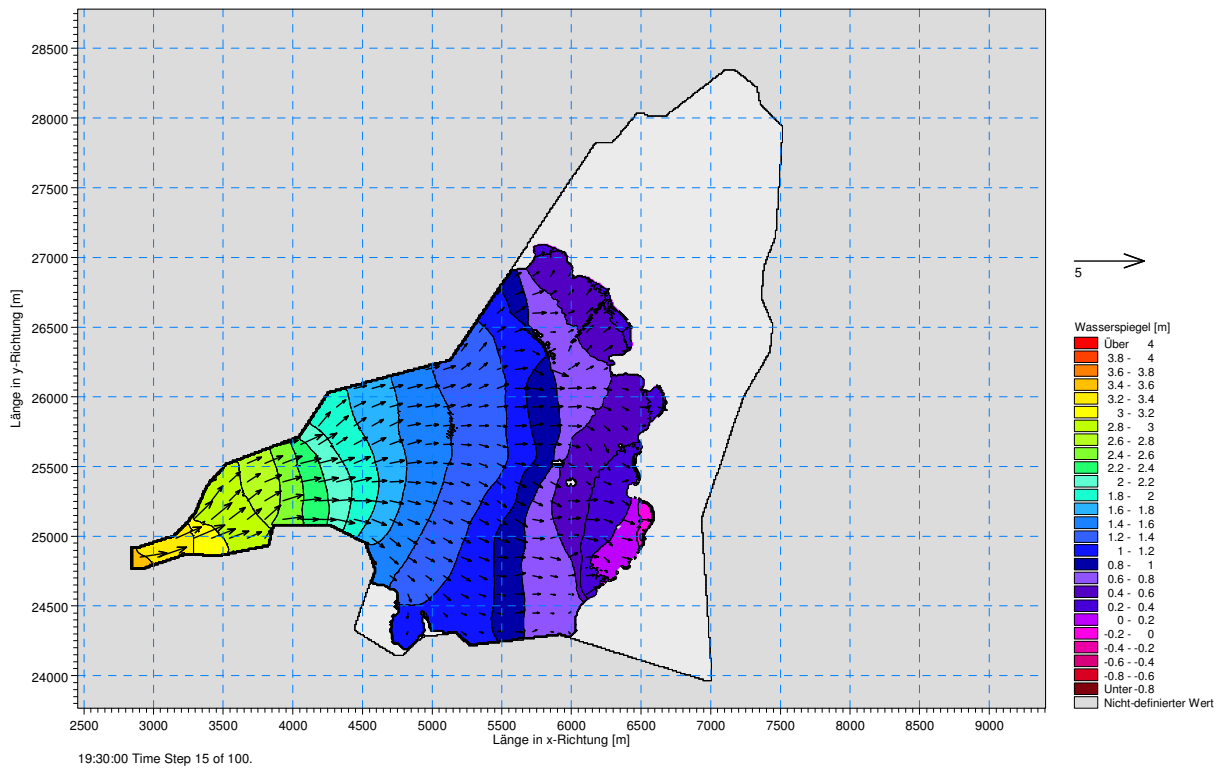


Abb. C - 30: Wasserspiegeloberfläche und Strömungsverhältnisse während der Flutung des Entlastungspolders A (rd. 2 Stunden nach Beginn der Flutung)

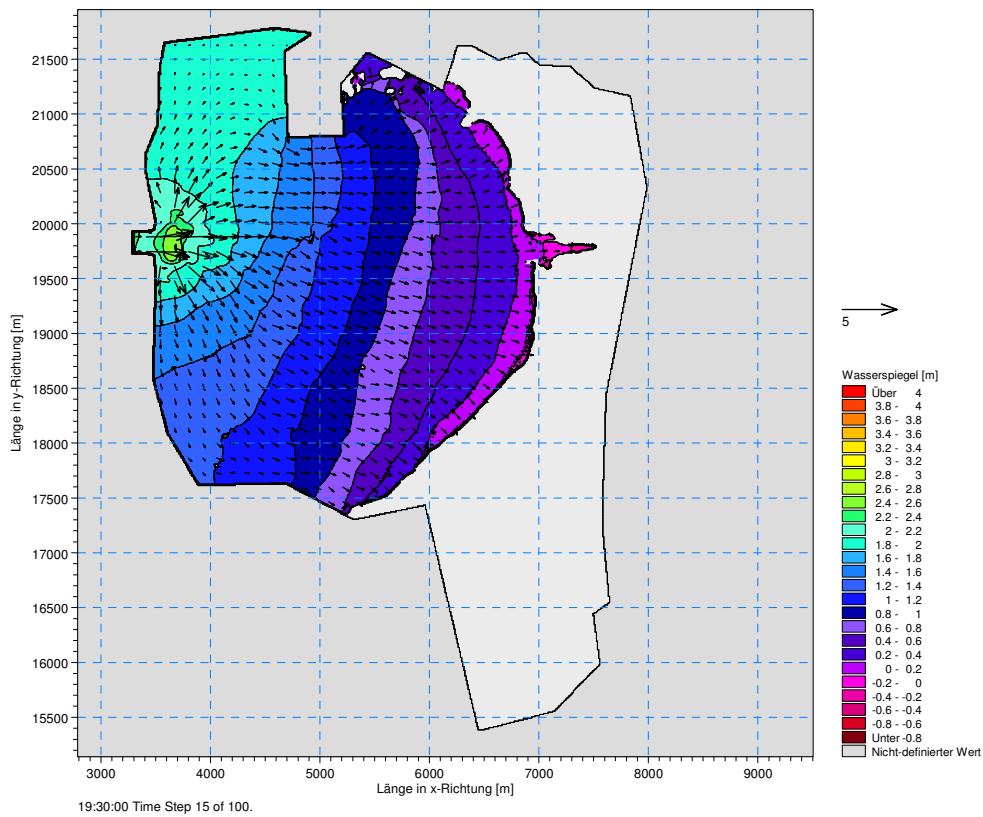


Abb. C - 31: Wasserspiegeloberfläche und Strömungsverhältnisse während der Flutung des Entlastungspolders B (rd. 2 Stunden nach Beginn der Flutung)

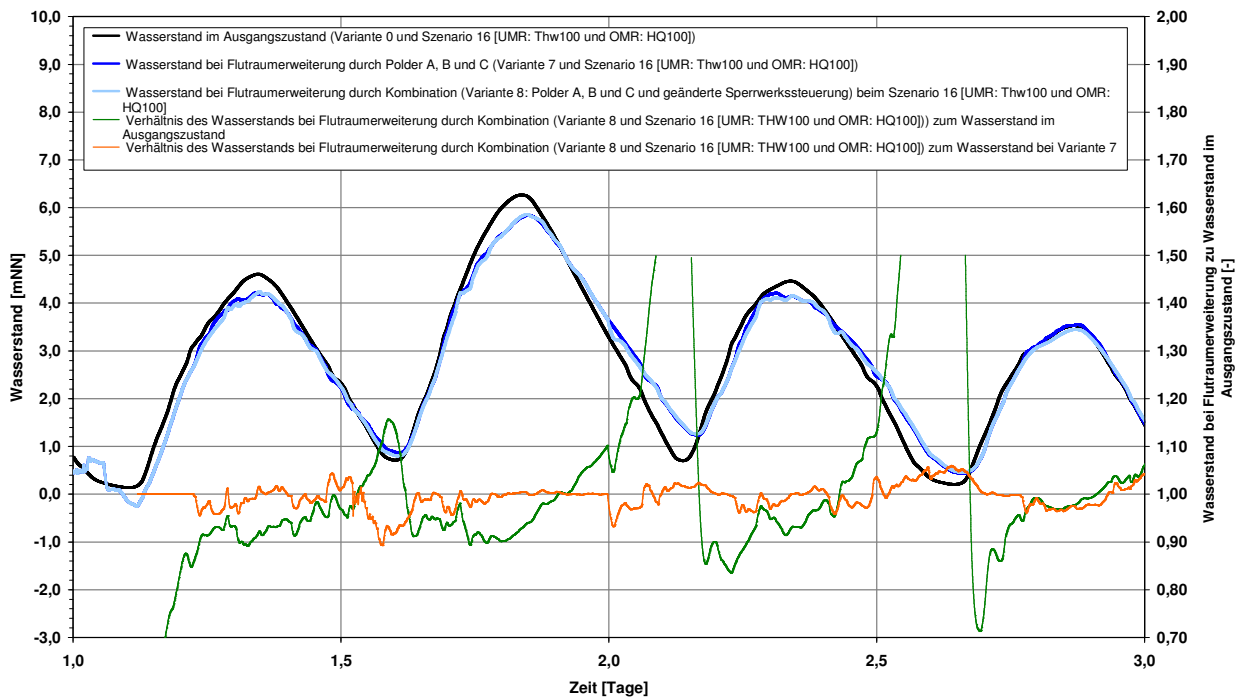
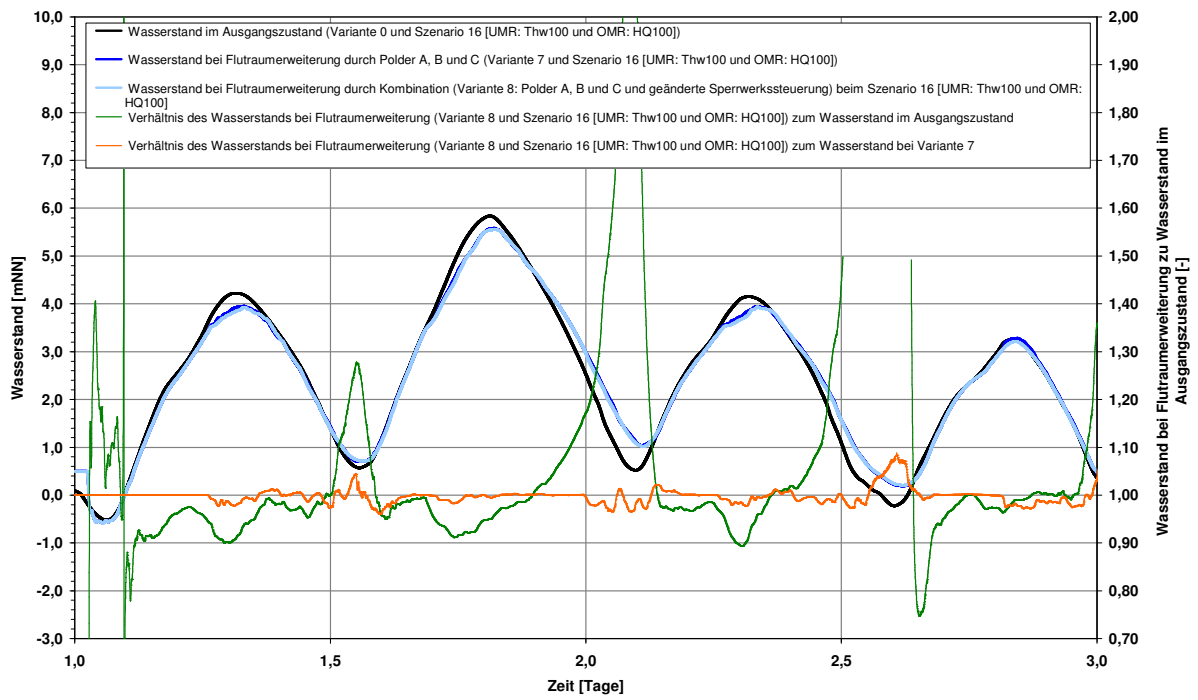


Abb. C - 32: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Vegesack bei einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])



**Abb. C - 33: Wasserstand und Verhältnis der Wasserstände ( $H/H_0$ ) am Pegel Brake bei einer Kombination der Flutraumerweiterung durch Polder A, B und C sowie geänderter Sperrwerkssteuerung (Variante 8 und Szenario 16 [UMR:  $Thw_{100}$  und OMR:  $HQ_{100}$ ])**

## **D Ergänzungen und zusätzliche Diagramme zum Kapitel Hochwasser- und Risikosteuerung am Beispiel des Unterlaufs des Mississippi**

### **D.1 Hochwasser und Sturmflutereignisse**

Eines der schwersten Überschwemmungsereignisse der US-amerikanischen Geschichte und Auslöser für den Bau der heutigen Hochwasserschutzbauwerke war die so genannte GREAT MISSISSIPPI FLOOD von 1927. Nach sehr starken Regenfällen in Kansas und Iowa waren zum Teil weite Landstriche (rd. 67.500 km<sup>2</sup>) mehrere Monate überflutet. Der Mississippi war zeitweise bis zu 100 km breit. Es kam zu zahlreichen Deichbrüchen, da die Schutzbauwerke teilweise bis zu 1,5 m unterdimensioniert waren. Im Mai 1927 erreichte die Flutwelle New Orleans. Flussaufwärts der Stadt wurden Deiche gezielt gesprengt, um die Wasserstände in New Orleans zu verringern [USACE, 1973].

Auch im Jahr 1973 wurde ein extremes Hochwasserereignis verzeichnet. Im April 1973 wurde das Kontrollbauwerk BONNET CARRÉ SPILLWAY geöffnet (Kap. 9.3.3). In Vicksburg, MS, wurden im Mai 1973 mit einer Höhe von 53,1 Fuß NGVD Rekordwerte gemessen (Abb. D - 1). Insgesamt hatte das Hochwasser in Vicksburg eine Standzeit von 89 Tagen. Die Entwicklung des Hochwassers im Jahr 1973 zeigt eine große Übereinstimmung im Verlauf und der Entstehung zur Flut in 1927. Durch die Ausnutzung von Speicherbecken und Kontrollbauwerken im oberen Einzugsgebiet wurde die Kronenhöhe in Vicksburg um rd. 2,5 Fuß bzw. rd. 75 cm gesenkt. Etwa 75 % des zur Verfügung stehenden Speichervolumens wurde genutzt [USACE, 1973]. Da die Flutwelle größtenteils über das Einzugsgebiet des Atchafalaya River in den Golf von Mexiko abgeleitet wurde, war der Unterlauf des Mississippi um New Orleans gering betroffen.

Im Sommer 1993 ließen wochenlange Niederschläge fast alle Gewässer im mittleren Westen über die Ufer treten. Dabei wurden etwa 50.000 km<sup>2</sup> Land überflutet. Die Schäden betragen rund 21 Milliarden US \$ [MÜNCHENER RÜCK, 2006a]. Weitere nennenswerte Hochwasser traten in den Jahren 1937, 1950/51, 1997 und 2008 auf. Laut TROTTER ET AL. (1998) kann am unteren Mississippi aufgrund aufgezeichneter Hochwasserstände von 1718 bis 2006 eine Tendenz für eine Zunahme der Häufigkeit von extremen Hochwasserereignissen festgestellt werden.

Sturmflutereignisse treten im Bereich des Golfs von Mexiko hauptsächlich aufgrund tropischer Stürme (Hurrikane) auf. Sie bestehen aus einem großen Wirbel um einen relativ ruhigen Bereich im Zentrum, dem „Auge“ des Sturms. Durch die Erdrotation ist die Drehrichtung auf der Nordhalbkugel gegen den Uhrzeigersinn, wobei eine Ablenkung Richtung Westen erfolgt. Die eigentliche Fortbewegungsgeschwindigkeit dieses Wirbels ist mit zirka 20 km/h relativ gering. Die Ausdehnung eines Hurrikans kann bis zu 400 Meilen betragen [www.FEMA.gov, 2006]. Meteorologisch gesehen gehören die Hurrikane zur Gruppe der Zyklone.

Die größten Umwelteinflüsse, welche von einem Hurrikan ausgehen, resultieren aus den starken Winden, den starken Regenfällen sowie der Sturmflut. Die Sturmflut resultiert wiederum aus den starken Winden und Shoalingeffekten, daraus resultierender Stauwirkung und weniger aufgrund der niedrigen Umgebungsdrücke, der windinduzierten Wellen oder der Corioliskraft. Bedeutende Hurrikane waren u.a. „BETSY“ im September 1965 sowie „CAMILLE“ im August 1969,

deren Zugbahn in etwa entgegen der Fließrichtung des Unterlaufs verlief. Während BETSY kam es zu Windgeschwindigkeiten von bis zu  $v_{Wind} = 260$  km/h und Überschwemmungen eines Großteils des Deltas in Louisiana durch Wasserstände von flächendeckend rd. NN + 3 m. Das flache Marschengebiet des Deltas sowie der MISSISSIPPI RIVER GULF OUTLET CANAL begünstigten den Transport der Flutwelle in die Stadt. Es kam zu zahlreichen Deichbrüchen entlang dieses Kanals sowie am so genannten INTRACOASTAL WATERWAY.

Drei der zehn stärksten jemals registrierten Hurrikane im Nordatlantik entwickelten sich im Jahr 2005. Insgesamt entwickelten sich 27 benannte tropische Wirbelstürme im Nordatlantik, davon erreichten 15 mit Windgeschwindigkeiten von über 118 km/h Hurrikanstärke (Tab. D - 1). Damit zeigt sich zuletzt eine Häufung schwerer Hurrikane mit einer Stärke von 3 bis 5. Die Saison der tropischen Wirbelstürme kann in zwei Zeiträume von Juni bis Juli und August bis Oktober eingeteilt werden. Die zweite Periode ist dabei stets stärker von extremen Wetterereignissen betroffen. Am 23. August 2005 entwickelte sich Hurrikan KATRINA aus einem Tiefdruckwirbel über den Bahamas als elfter tropischer Wirbelsturm der Saison.

KATRINA erreichte am 28. August über Gebieten, deren Wassertemperaturen im langjährigen Vergleich um ein bis drei Grad höher lagen, SS5-Intensitäten (SAFFIR-SIMPSON-Kategorie) mit Spitzengeschwindigkeiten in Böen von bis zu 340 km/h und traf am 29. August rund 50 km östlich von New Orleans auf das amerikanische Festland. Insgesamt starben durch dieses Ereignis mehr als 1.300 Menschen, die gesamten direkten Schäden beliefen sich auf mindestens 125 Milliarden US \$ [MÜNCHENER RÜCK, 2006a]. Verantwortlich für diese enorme Schadenssumme sind Schäden, die durch die Sturmflut an der Küste von Louisiana und Mississippi sowie durch Deichbrüche und anschließende Überschwemmung in der Stadt New Orleans verursacht wurden.

**Tab. D - 1: Saffir-Simpson-Skala zur Beschreibung tropischer Stürme [MÜNCHENER RÜCK, 2005b]**

	Bezeichnung	Mittlere Windgeschwindigkeit			
		m/s	km/h	Landmeilen/h	Knoten
1	Schwach	32,7 - 42,6	118 - 153	73 - 95	64 - 82
2	Mäßig	42,7 - 49,5	154 - 177	96 - 110	83 - 96
3	Stark	49,6 - 58,5	178 - 209	111 - 130	97 - 113
4	Sehr stark	58,6 - 69,4	210 - 249	131 - 155	114 - 134
5	Verwüstend	> 69,5	> 250	> 156	> 135

Die Sturmflut, die Katrina auslöste, traf die Küstengebiete der US-Bundesstaaten Louisiana, Mississippi und Alabama auf über 150 km. Die teilweise bis zu 10 m hohe Sturmflutwelle drang je nach Geländetopographie mehrere hundert Meter ins Landesinnere vor, an einigen Stellen bis zu einem Kilometer. Es wurden Bereiche überflutet, welche in Gefahrenkarten der FEMA außerhalb der 500-Jahres-Zone liegen [www.FEMA.gov, 2007]. Hurrikan KATRINA hatte mittlere Windgeschwindigkeiten von  $v = 280$  km/h und einen minimalen Luftdruck von 902 hPa. Stellenweise fiel innerhalb eines Tages bis zu 305 mm Niederschlag in New Orleans.

Während Hurrikan KATRINA kam es am Unterlauf des Mississippi zu rd. 50 Deichbrüchen und zu Versagen von weiteren Hochwasser- bzw. Küstenschutzbauwerken. Dies wurde häufig durch Überströmen ( $> 0,5$  m) und anschließende Erosion auf der Binnenseite hervorgerufen. Inner-

halb des Hochwasserschutzsystems sind zahlreiche Durchlässe für Pipelines, Straßen, Eisenbahnen, etc. vorhanden, welche mit Schließsystemen im Fall eines Hochwassers bzw. Hurrikans zu schließen sind. Diese waren größtenteils nicht mehr vorhanden bzw. nicht einsatzbereit [STROCK, 2007]. Insgesamt wurden rd. 75 % der Metropolregion New Orleans überflutet [SEED ET AL., 2005].

## D.2 Ergänzende Pegelauswertungen

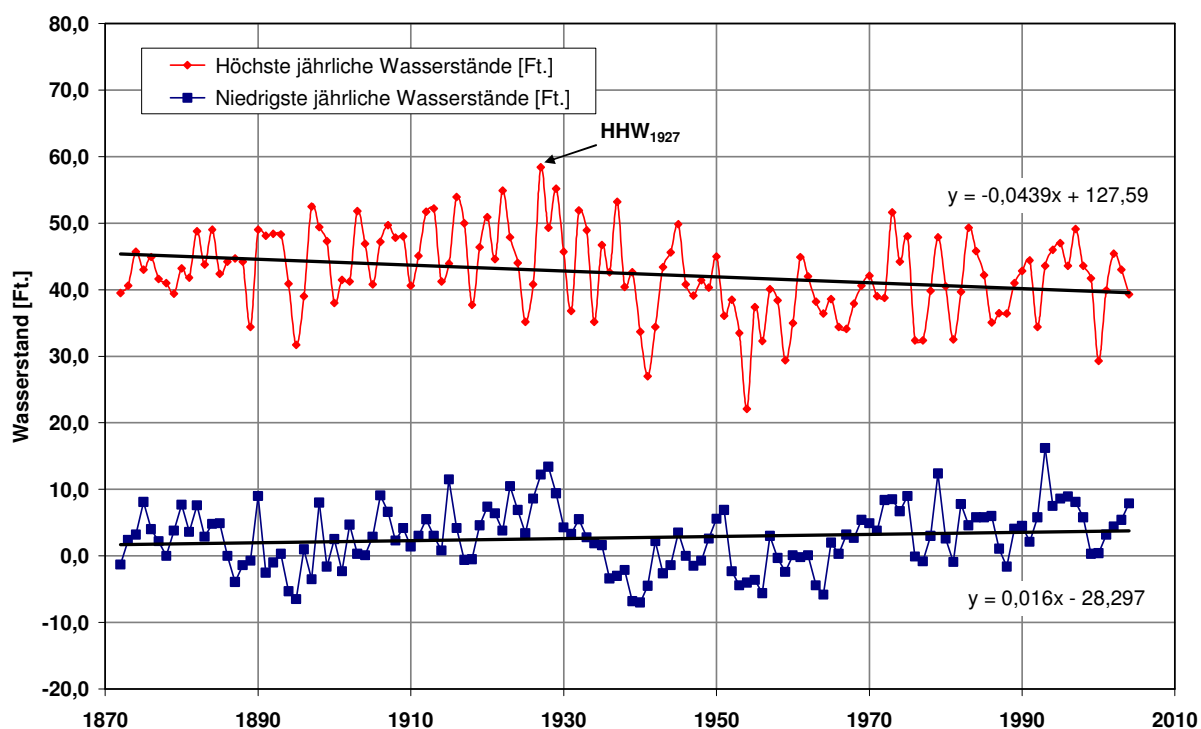
Die Pegel im Einzugsgebiet des Mississippi werden zum Großteil vom U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS bzw. vom U.S. GEOLOGICAL SURVEY betrieben. Die für die Simulationen erforderlichen umfassenderen Zeitreihen des Wasserstands in einem stündlichen Intervall wurden von der MISSISSIPPI VALLEY DIVISION zur Verfügung gestellt. Stundenwerte liegen für die Pegel Baton Rouge, New Orleans und West Point a la Hache vor. Der Pegelnulppunkt ist grundsätzlich auf NGVD 1929 bezogen. Tab. D - 2 stellt bedeutende Zuflüsse am Unterlauf des Mississippi und zugehörige Kenngrößen dar.

**Tab. D - 2: Bedeutende Zuflüsse am Unterlauf des Mississippi**

<b>Einmündung</b>	<b>Fluss</b>	<b>Länge [km]</b>	<b>Lage [Meilen AHP]</b>	<b>Mittlerer Abfluss [m<sup>3</sup>/s]</b>
<b>östlich</b>	Ohio River	1.579	953,8	7.957 (Cairo)
	Yazoo River	302	437,0	292,5 (Greenwood)
<b>westlich</b>	St. Francis River	760	672,0	223,4 (Wittsburg)
	White River	1.162	599,0	844,6 (Clarondon)
	Arkansas	2.364	581,0	---

Die jährlichen höchsten und niedrigsten Wasserstände und der jeweilige Trend am Pegel Vicksburg von 1872 bis 2004 sind in Abb. D - 1 dargestellt. Das extreme Hochwasserereignis von 1927 sticht deutlich heraus und übertrifft die weiteren schweren Hochwasserereignisse am Unterlauf des Mississippi in den Jahren 1937, 1973 und 1997 bei weitem. Dies ist im Wesentlichen durch die anschließende Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen (MISSISSIPPI RIVER & TRIBUTARIES PROJECT) begründet.

Ein Trend zu insgesamt niedrigeren Pegelständen ist ab etwa 1930 zu erkennen und führte bis in die 1960er Jahre zu Reduzierungen um mehr als 10 Fuß. Der Trend der vergangenen 130 Jahre beträgt beim Hochwasser rd. -0,04 Fuß, beim Niedrigwasser rd. +0,02 Fuß. Ab den 1970er Jahren sind keine deutlichen Änderungen erkennbar. Ursachen für die angesprochene Entwicklung liegen u.a. in den seit Mitte des 20. Jahrhunderts verstärkt durchgeführten Maßnahmen zur Flussregulierung. Seit den 1930er Jahren werden zudem Flutrinnen zur Ableitung großer Abflussmengen genutzt. Weiterhin führen Stauregulierungen im Oberlauf zu geringeren Hochwasserständen.



**Abb. D - 1: Jährliche höchste und niedrigste Wasserstände und Trend am Pegel Vicksburg in den Jahren 1872 bis 2004**

Im Folgenden ist eine Zusammenstellung von Pegeldaten am Unterlauf des Mississippi einschließlich der Überflutungswasserstände gegeben (Tab. D - 3).

**Tab. D - 3: Zusammenstellung von Pegeldaten am Unterlauf des Mississippi [U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2006 & U.S. GEOLOGICAL SURVEY, 2006]**

Pegel	Fluss- Meile	Pegelnull	Überflutungs- wasserstand	Mittelwert	Zeitraum
	[Meile AHP]	[m NGVD]	[m]	Q [m³/s] bzw. W [m]	[a]
Vicksburg, MS	435,7	14,1	13,1	Q = 17.032	1872-2007
Natchez, MS	363,3	5,3	14,6	-	-
Knox Landing, LA	313,7	0	15,5	-	-
Tarbert Landing, LA	306,5	0	-	Q = 14.063	1962-2006
Red River Landing, LA	302,4	0	14,0	-	-
Baton Rouge, LA	228,4	0	8,8	5,19	1935-2006
Donaldsonville, LA	175,4	0	7,0	3,62	1953-2006
College Point, LA	157,4	0	5,2	3,12	1946-2006
Reserve, LA	138,7	0	4,6	2,73	1953-2006
Bonnet Carré, LA	127,1	0	4,2	3,31	1959-2006
New Orleans (Car- rolton), LA	102,8	0	3,4	2,05	1935-2006
Chalmette, LA	91,0	0	2,4	1,85	1955-2004
Braithwaite, LA	76,6	0	-	1,61	1977-2005
Alliance, LA	62,5	0	-	1,39	1977-2006
West Point a la Hache, LA	48,7	0	0,9	1,15	1938-2005
Venice, LA	10,7	0	0,3	-	-



### D.3 Ergänzende Diagramme und Abbildungen



Abb. D - 2: Darstellung des “Greater New Orleans Hurricane and Storm Damage Risk Reduction System (HSDRRS)” zur Vermeidung bzw. Minimierung von Sturmflutrisiken [WWW.MVN.USACE.ARMY.MIL, 2008]

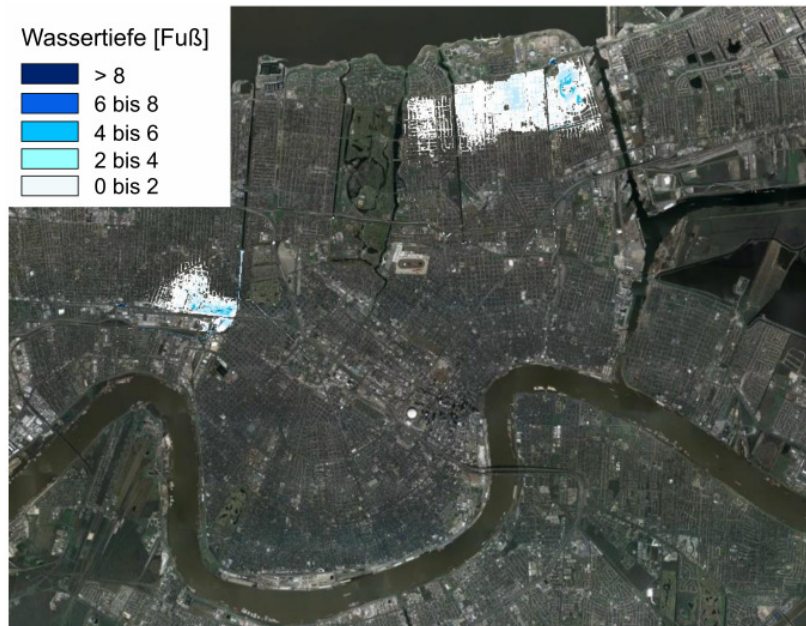


Abb. D - 3: Überflutungswassertiefen in New Orleans, welche mit einer jährlichen Wahrscheinlichkeit von 0,01 nach Verstärkung des Schutzsystems im Jahr 2015 aufgrund von Hurrikaneignissen auftreten [modifiziert nach www.mvn.USACE.ARMY.MIL, 2008]

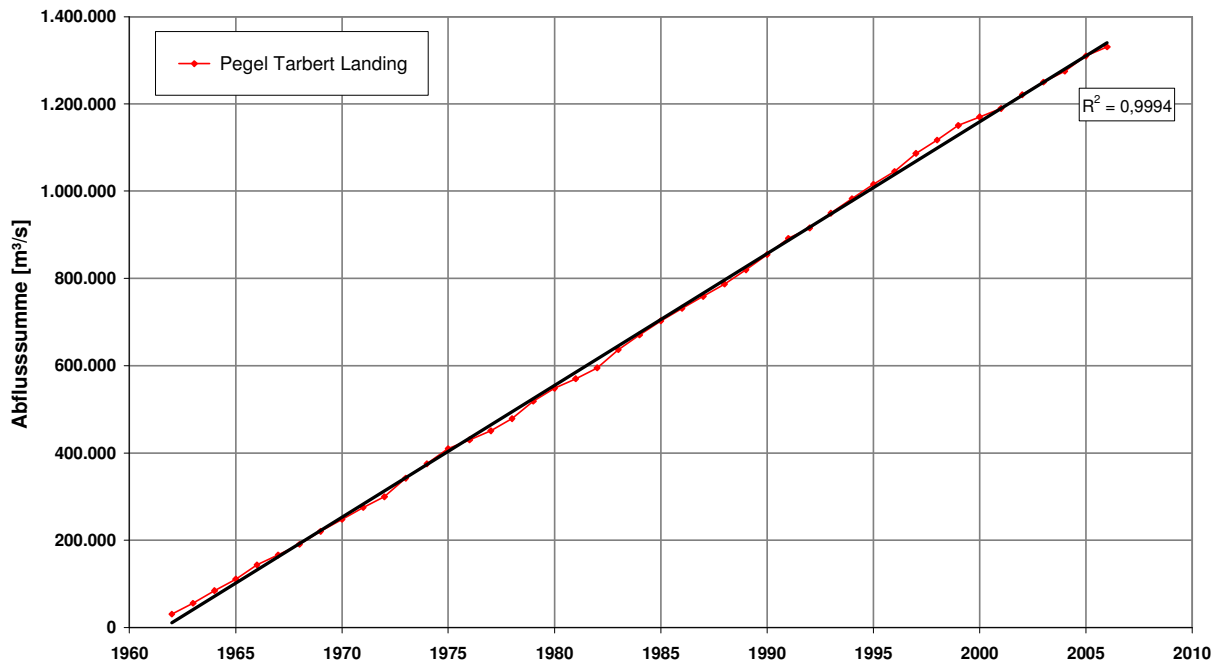


Abb. D - 4: Abflusssumme und linearer Trend (Pegel Tarbert Landing)

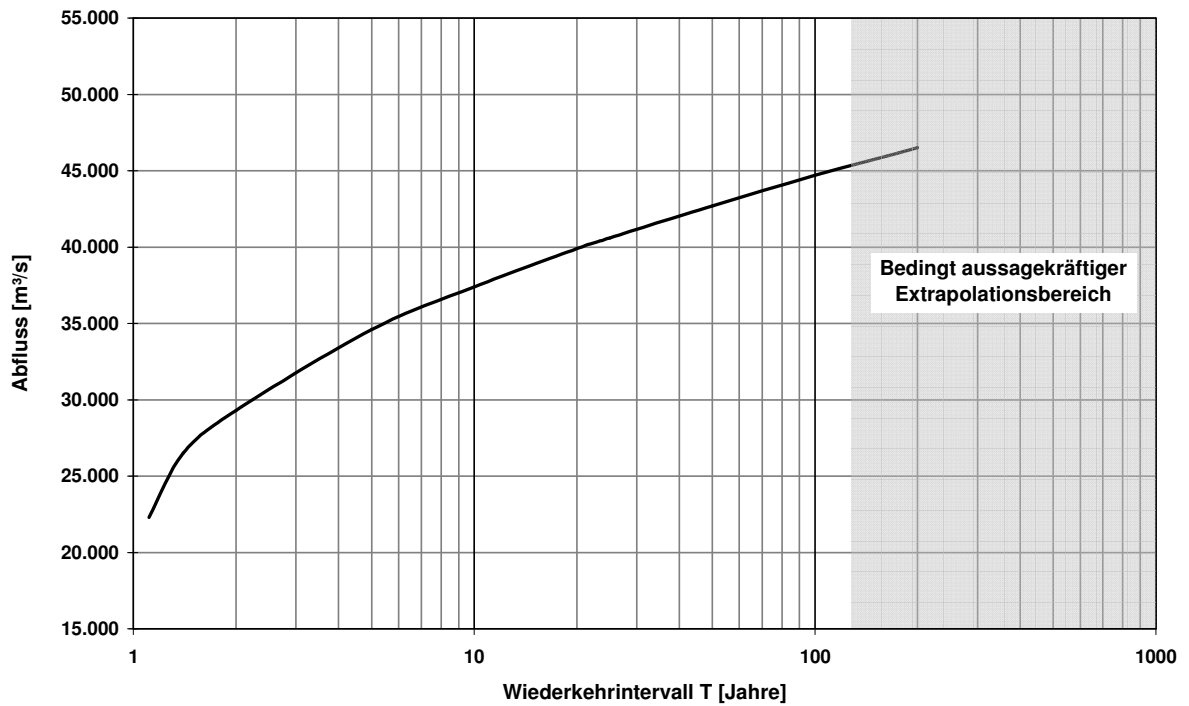


Abb. D - 5: Verteilungsfunktion (Logarithmische Normalverteilung LN3 mit WGM) für den Pegel Tarbert Landing auf Grundlage der Datenreihe von 1962 bis 2006

# Lebenslauf



## Persönliche Daten

---

Name: Dr.-Ing. Heiko Spekker  
Geburtsdatum / -ort: 28. Juli 1976 in Leer (Ostfriesland)  
Nationalität: deutsch

## Berufliche und studienbegleitende Tätigkeiten

---

- Okt. 2002 – Sept. 2008** Wissenschaftlicher Mitarbeiter und Doktorand am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Leibniz Universität Hannover
- Jan. – Feb. 2006** Stipendiat des Deutschen Akademischen Auslandsdienstes, Forschungsaufenthalt am Coastal and Hydraulics Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, USA
- Mrz. 2001 – Aug. 2002** Studentische Hilfskraft am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover
- Mai 2000 – Jan. 2001** Studentische Hilfskraft am Forschungszentrum Küste, Gemeinsame Zentrale Einrichtung der Universität Hannover und der Technischen Universität Braunschweig
- Apr. 1999 – Mrz. 2000** Studentische Hilfskraft am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover
- Nov. 1997 – Aug. 1998** Studentische Hilfskraft im Ingenieurbüro Heinemeyer, Hannover

## Hochschulausbildung

---

- Juli 2008** Promotion zum Dr.-Ing., Leibniz Universität Hannover
- Okt. 1996 – Sept. 2002** Studium des Bauingenieurwesens an der Universität Hannover, Vertiefungsrichtung: Wasserwesen und Geotechnik, Abschluss: Dipl.-Ing.
- Jul. 1999 – Mrz. 2002** Ausbildung und Prüfung zur Fachkraft für Arbeitssicherheit, Tiefbau-Berufsgenossenschaft, Berlin

## Grundwehrdienst

---

- Jul. 1995 – Apr. 1996** Grundwehrdienst beim ABC-Abwehrbataillon, Emden

## Schulbildung

- Jul. 1988 – Mai 1995** Ubbo-Emmius-Gymnasium, Leer (Ostfriesland)  
Abschluss: Allgemeine Hochschulreife
- Aug. 1986 – Jun. 1988** Carl-Goerdeler-Schule, Jemgum (Orientierungsstufe)
- Jul. 1982 – Jul. 1986** Grundschule Bingum

## Mitgliedschaft in fachbezogenen Vereinen und Verbänden

- seit Nov. 2007** International Navigation Association (PIANC)
- seit Nov. 2007** Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK)
- seit Okt. 2000** Hafentechnische Gesellschaft e.V. (HTG)
- Apr. 2000 – Okt. 2005** Studenteninitiative Wiederaufbau Frauenkirche Dresden e.V.
- seit Mrz. 1999** Gesellschaft der Förderer des Franzius-Instituts der Leibniz Universität Hannover e.V.

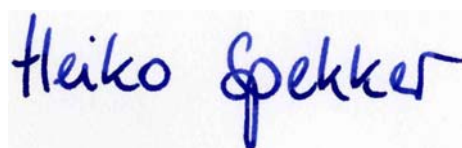
## Ehrenamtliche fachbezogene Tätigkeiten

- seit Apr. 2007** Mitglied der Arbeitsgruppe Öffentlichkeitsarbeit der Fakultät für Bauingenieurwesen und Geodäsie der Leibniz Universität Hannover
- seit Sept. 2003** gewähltes Mitglied im Vorstand des Franzius-Instituts der Leibniz Universität Hannover
- Apr. 1999 – Sept. 2002** Mitglied der Struktur- und Studienkommission des Fachbereichs Bauingenieurwesen der Universität Hannover
- Jan. 1998 – Sept. 2002** gewähltes Mitglied im Fachschaftsrat Bauingenieurwesen der Universität Hannover

## Auszeichnungen und Preise

- Oktober 2008** Förderpreis der Victor Rizkallah - Stiftung für herausragende Dissertation
- Jan. 2003** Auszeichnung für hervorragende Leistungen im Studiengang Bauingenieurwesen im Abschlussjahrgang 2002

Hannover, August 2008



Diese Dissertation steht an der  
Technischen Informationsbibliothek und Universitätsbibliothek Hannover  
unter der Adresse

[www.tib.uni-hannover.de](http://www.tib.uni-hannover.de)

sowie am Franzius-Institut  
für Wasserbau und Küsteningenieurwesen  
unter der Adresse

[www.fi.uni-hannover.de](http://www.fi.uni-hannover.de)

als elektronische Version zum Download bereit.