

**FOLGEN VON KLIMABEDINGTEN
WASSERSTANDS- UND WINDÄNDERUNGEN
FÜR DEN KÜSTENSCHUTZ AN DER UNTERWESER**

***CONSEQUENCES OF WATER LEVEL AND WIND VARIATIONS
FOR COASTAL PROTECTIONS AT THE WESER ESTUARY
DUE TO CLIMATE CHANGES***

von

Nicole von LIEBERMAN

Claus ZIMMERMANN

ZUSAMMENFASSUNG

Im Verbundvorhaben „Klimaänderung und Unterweserregion“ (KLIMU) – „Fallstudie Weserästuar“ (Förderkennzeichen: 01 LG 9701/8) wurden querschnittsorientiert die Sensitivität der hydrologischen, ökologischen und sozio-ökonomischen Strukturen des Natur-, Lebens- und Wirtschaftsraums der Unterweserregion gegenüber einer möglichen Klimaänderung untersucht und verschiedene Handlungsoptionen entwickelt. Von Juli 1997 bis Juni 2000 wurden im Teilprojekt „Technik des Küstenschutzes“ die Wirkung eines Klimawandels auf die vorhandenen Küstenschutzsysteme ermittelt und unterschiedliche Reaktionsvarianten des Küstenschutzes abgeleitet sowie Wirksamkeit und Realisierung dieser Maßnahmen untersucht.

Darstellung der Küstenschutzelemente/-systeme

Der Küstenschutz im Unterwesergebiet ist durch dem Ästuarverlauf folgende Deiche mit und ohne Vorland, zahlreiche Siele und Schöpfwerke sowie Sperrwerke an den einmündenden Nebenflüssen Hunte, Lesum und Ochtum gekennzeichnet. Das Hauptschutzsystem für die Wesermarschen stellen die Deiche in Verbindung mit den Vorländern dar.

In der ersten Phase des Projekts wurden die im Untersuchungsgebiet zwischen Bremerhaven und Bremen vorhandenen Küstenschutzelemente, wie z.B. Deiche, Sperrwerke, Sommerdeiche und Deckwerke, und ihre Systeme erfasst und beschrieben. Hierbei wurden die charakteristischen Parameter der Küstenschutzelemente, wie Technische Daten, Technische Zeichnungen, Fotografien, Statistiken der Tidewasserstände, in Datenblättern aufgenommen und zu einem internet-basierten „Atlas der Küstenschutzbauwerke“ zusammengestellt.

Status Quo und Wirkung des Klimaszenarios auf Küstenschutzsysteme

Die Zuverlässigkeit der Deiche wurde unter probabilistischen Gesichtspunkten für die derzeit gültigen hydrologischen und meteorologischen Randbedingungen sowie für ein definiertes Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8 %) untersucht. An 21 ausgewählten Profilen der Unterweserdeiche wurden die Wiederkehrintervalle eines Versagens, definiert als Überströmung bzw. Wellenüberlauf am Deich, ermittelt. Neben der statistischen Auswertung von Wasserständen und des Windes im Untersuchungsgebiet wurden hierzu die für die Zuverlässigkeitsanalyse erforderlichen Seegangparameter in einem numerischen Modell simuliert. Auf der Basis der Seegangssimulationen mit dem zweidimensionalen Modell SWAN wurde unter Anwendung einer Gleichung für den Wellenaufbau das statistische Eintreten eines solchen für die ausgewählten 21 Deichprofile berechnet. Es zeigt sich, dass das Wiederkehrintervall, d.h. der Kehrwert der Eintrittswahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs an Deichen im Weserästuar im wesentlichen von der derzeit vorhandenen Deichhöhe bestimmt wird und im Mittel mehr als 1.000 Jahre beträgt. Prinzipiell weisen die Deiche am rechten Ufer – das Wiederkehrintervall eines Versagens beträgt hier im Mittel 3.000 Jahre – höhere Sicherheiten auf als am linken Ufer. Dort sind in einzelnen Querschnitten kleinere als 100-jährige Wiederkehrintervalle zu verzeichnen. Bei einem um 0,70 m erhöhten Tidehochwasser und einer Zunahme der Windintensität von 3,8 % (= Klimaszenario) liegen nahezu am gesamten rechten und linken Weserufer Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs an den Deichen von mehr als 100 Jahren vor. Am linken Ufer tritt im Bereich des Braker Siels bei etwa UW-km 42,5 jedoch bauwerksbedingt ein Wiederkehrintervall von weniger als zehn Jahren auf.

Ableitung und Bewertung möglicher Küstenschutzmaßnahmen

Als Reaktionsvarianten des Küstenschutzes auf eine Klimaänderung wurden eine

1. Anpassung der Küstenschutzelemente/-systeme auf vorhandener Linie;
2. partielle Rückverlegung der Hauptdeichlinie im Gebiet der Luneplate sowie die Anlage von Sturmflutentlastungspoldern am rechten Weserufer;
3. Errichtung eines Mündungssperrwerks in der Unterweser gewählt.

Aus den Ergebnissen der probabilistischen Untersuchung wurden für die Reaktionsvariante 1 resultierende neue Deichhöhen und die erforderlichen finanziellen Aufwendungen ermittelt. Zur Abschätzung der Realisierbarkeit der Reaktionsvarianten 2 und 3 wurden u.a. die erforderlichen finanziellen Aufwendungen für Umgebungsdeiche und ein Sperrwerk auf der Basis von Literaturstudien und Expertengesprächen ermittelt.

Die vorliegenden Ergebnisse zeigen, dass zur Realisierung der Reaktionsvariante 1 – unter Annahme einer zukünftig zu erzielenden Sicherheit der Deiche von 0,001 (d.h. unter Annahme einer 1.000-jährigen Wiederkehrzeit) die Deichlinien an beiden Weserufern um Größen zwischen rd. 0,20 m und rd. 2,30 m zu erhöhen wären. Hierbei sind Investitionskosten von rd. 70 Mio. DM bis rd. 95 Mio. DM zu erwarten.

Für die Reaktionsvariante 2 konnten unter Annahme einer gleichzeitigen Anlage von drei Sturmflutentlastungspoldern von insgesamt rd. 5.500 ha am rechten Weserufer sowie der Ausdeichung der Luneplate (rd. 1.350 ha) maximale Absenkungen des Unterweserwasserstands bei hohen Sturmfluten von bis zu 0,70 m ermittelt werden, so dass prinzipiell die Wirksamkeit dieser Küstenschutzmaßnahme nachgewiesen wurde. Zur Realisierung dieser Variante wären um die Polderflächen Schutzdeiche anzulegen sowie Siele und Schöpfwerke zur gezielten Entwässerung der Polder nach einer Flutung erforderlich. Die zu erbringenden Investitionen beliefen sich auf rd. 650 Mio. DM.

Eine Kostenschätzung zur Realisierung der Reaktionsvariante 3 konnte nur in einem sehr groben Rahmen erfolgen. Dies geschah im wesentlichen auf der Basis der im Schrifttum vorhandenen Informationen zu den Sperrwerken an der Ems, der Themse, der Pinnau, der Krückau und der Este sowie zum Sperrwerk in Rotterdam. Für die Errichtung eines mündungsnahen Sperrwerks in der Weser wurden Kosten in Höhe von rd. 500 bis 750 Mio. DM geschätzt.

Im Vergleich der drei Reaktionsvarianten des Küstenschutzes zeigt sich die Erhöhung der Deiche auf der vorhandenen Linie als kostengünstigste Variante, die voraussichtlich aber erst in Zeiträumen von mehreren Jahrzehnten umzusetzen ist. Zunächst wäre zu klären, in wieweit die Standortbedingungen eine Erhöhung des Deichs zulassen. Zudem steht eine politische Entscheidung, ob die traditionelle Deichbemessung zukünftig zu einer probabilistischen erweitert werden soll, noch aus. Für die Varianten der Polderlösung und des Sperrwerks stellt sich insbesondere die Frage nach der Akzeptanz der Maßnahmen der lokalen Bevölkerung. Während für das Sperrwerk die z.B. auch bezüglich der Untersuchungen zum Bau des Emssperrwerks geäußerten Bedenken hinsichtlich der Umweltverträglichkeit der Maßnahme zu erwarten sind, wird die Anlage von Sturmflutentlastungspoldern wohl bei den Eigentümern der betroffenen Flächen wenig Unterstützung finden.

INHALT

1	EINLEITUNG	64
2	METHODIK	65
3	ERGEBNISSE	68
3.1	Status Quo	68
3.1.1	Küstenschutzelemente und -systeme	68
3.1.2	Seegang in der Unterweser	73
3.1.3	Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs an Deichen	77
3.2	Primäre Klimawirkungen	80
3.3	Sekundäre Klimawirkungen	85
3.3.1	Reaktionsvarianten des Küstenschutzes	85
3.3.2	Anpassung auf vorhandener Linie	85
3.3.3	Anlage von Sturmflutentlastungspoldern	90
3.3.4	Errichtung eines Mündungssperrwerks	96
4	ZUSAMMENFASSUNG UND DISKUSSION	98
5	QUELLEN	99

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1.1:	Fallstudie Weserästuar: Projektstruktur- und beteiligte (nach: SCHIRMER & SCHUCHARDT, 1999)	64
Abb. 1.2:	Arbeits- und Zeitplan (nach: FRANZIUS-INSTITUT, 1998)	65
Abb. 2.1:	Vorgehen bei einer probabilistischen Analyse	67
Abb. 2.2:	Versagensmechanismen von Seedeichen (nach: VON LIEBERMAN & MAI, 1999b)	68
Abb. 3.1:	Überblick über das Untersuchungsgebiet sowie die Lage ausgewählter Deichprofile P1 bis P21 (Kartengrundlage: SCOUT SYSTEMS, 1996)	69
Abb. 3.2:	Deichlängsschnitt des rechten Weserufers (nach: NMELF & DER SENATOR FÜR DAS BAUWESEN DER FREIEN HANSESTADT BREMEN, 1979 / BEZIRKSREGIERUNG WESER EMS, 1997 / NU, o.Jg.)	70
Abb. 3.3:	Deichlängsschnitt des linken Weserufers (nach: BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS, 1997 / NU, o.Jg.)	71
Abb. 3.4:	Funktionalitäten des internet-basierten Atlases der Küstenschutzbauwerke (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	72
Abb. 3.5:	Modellgebiete 1 und 2 der numerischen Seegangssimulation (MAI & VON LIEBERMAN, 2000b)	74
Abb. 3.6:	Funktionalitäten des internet-basierten Seegangsatlases (MAI & VON LIEBERMAN, 2000b)	75
Abb. 3.7:	Beispiel einer Seegangsausbreitungsrechnung in der Unterweser (Wasserstand = 2 mNN, Windgeschwindigkeit = 24 m/s, Windrichtung von 0°) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	76
Abb. 3.8:	Richtungsabhängigkeit des Seegangs in Rinnenmitte des Ästuars (Windstärken 8 m/s, 16 m/s, 28 m/s; Wasserstände 0 mNN, 3 mNN, 5 mNN) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	77
Abb. 3.9:	Richtungsabhängigkeit des Seegangs auf dem Vorland (Windstärken 8 m/s, 16 m/s, 28 m/s; Wasserstände 0 mNN, 3 mNN, 5 mNN) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	78
Abb. 3.10:	Wahrscheinlichkeitsdichte von Windrichtung und -geschwindigkeit (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	78
Abb. 3.11:	Wahrscheinlichkeitsdichte von Tidehochwässern im Untersuchungsgebiet (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	79
Abb. 3.12:	Überschreitungswahrscheinlichkeit von Wellenhöhen (Rinnenmitte des Weserästuars (links) und auf dem Vorland (rechts)) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	79
Abb. 3.13:	Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeitsfunktion eines Wellenüberlaufs (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	80
Abb. 3.14:	Darstellung der Wiederkehrintervalle eines Deichversagens für das rechte (oben) und das linke (unten) Weserufer (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)	81
Abb. 3.15:	Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit im Status Quo und bei Klimaänderung (ZIMMERMANN ET AL., 2000)	82
Abb. 3.16:	Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am linken Weserufer für den Status Quo und das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%)	82
Abb. 3.17:	Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am rechten Weserufer für den Status Quo und das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%)	83
Abb. 3.18:	Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am linken Weserufer für den Status Quo und bei Zunahme der Windintensität um 3,8%	83
Abb. 3.19:	Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am linken Weserufer für das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) und ein modifiziertes Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 10%)	83
Abb. 3.20:	Beispiel für die Ermittlung der erforderlichen Deichhöhe bei Ansatz des Klimaszenarios (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) und Annahme einer gewünschten Wiederkehrzeit von 1.000 Jahren	84

Abb. 3.21:	Erforderliche Deichhöhen zur Anpassung an das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) bei Annahme einer gewünschten Wiederkehrzeit von 1.000 Jahren bzw. bei Erhaltung der aktuellen Wiederkehrzeit am linken Weserufer	86
Abb. 3.22:	Erforderliche Deichhöhen zur Anpassung an das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) bei Annahme einer gewünschten Wiederkehrzeit von 1.000 Jahren bzw. bei Erhaltung der aktuellen Wiederkehrzeit am rechten Weserufer	86
Abb. 3.23:	Mengenermittlungdiagramm für Klei in Abhängigkeit der Eingangsgrößen Deichneigung außen und binnen und Deichhöhe (FRANZIUS-INSTITUT, 1999)	87
Abb. 3.24:	Lage der in der Unterweser untersuchten Sturmflutentlastungspolder (VON LIEBERMAN ET AL., 2000)	90
Abb. 3.25:	Nördliche (links) und südliche (rechts) Fläche des Polders A (Kartengrundlage: LGN, 1998)	91
Abb. 3.26:	Fläche des Polders B (Kartengrundlage: LGN, 1998)	91
Abb. 3.27:	Fläche des Polders C (links) und südliche angrenzende Fläche (rechts) (Kartengrundlage: LGN, 1998)	92
Abb. 3.28:	Abflusszustand an einem vollkommenen Überfall (rückstaufreier Abfluss) (SCHRÖDER, 1998)	92
Abb. 3.29:	Geometrische Form von Einlaufbauwerken (nach: SCHRÖDER, 1998)	92
Abb. 3.30:	Einfluss der Polder in Abhängigkeit vom Ort der Entlastung (VON LIEBERMAN ET AL., 2000)	93
Abb. 3.31:	Einfluss der Überfallhöhe auf die Scheitelwasserdifferenzen (VON LIEBERMAN ET AL., 2000)	94
Abb. 3.32:	Mögliche Standorte eines Sperrwerks im Mündungsbereich der Unterweser (LESEMANN, 2000)	97

TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 3.1:	Vergleich der Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs an den Profilen P1 bis P21 für den Status Quo und das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%)	84
Tab. 3.2:	Gesamtkosten der Deicherhöhungen bei Ansatz eines einheitlichen Wiederkehrintervalls von 1.000 Jahren auf beiden Seiten des Weserufers	88
Tab. 3.3:	Gesamtkosten der Deicherhöhungen bei Beibehaltung des aktuellen Wiederkehrintervalls auf beiden Seiten des Weserufers	89
Tab. 3.4:	Zusammenstellung der zur Realisierung der Polder A bis C erforderlichen Deichlängen und -höhen	95
Tab. 3.5:	Gesamtkosten der Deicherhöhungen bei Ansatz eines einheitlichen Wiederkehrintervalls von 1.000 Jahren auf beiden Seiten des Weserufers	95
Tab. 3.6:	Abmessungen, Bauzeiten und Kosten verschiedener Sperrwerke (Datenbasis: GÄTJEN, 1977/78 / HÖFT, 1989 / LAND NIEDERSACHSEN, 1998)	97

SYMBOLVERZEICHNIS

Formelzeichen

DD	Windrichtung [°]
FF	Windgeschwindigkeit [m/s]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
H _s	signifikante Wellenhöhe [m]
h _D	Deichhöhe [m]
n	Deichneigung [–]
p _(DD, FF)	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Windgeschwindigkeit und -richtung [1/a]
p _{R(R)}	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastbarkeit R [1/a]
p _{S(S)}	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastung S [1/a]
p _Z	Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zuverlässigkeit Z [1/a]
R	Belastbarkeit eines Küstenschutz- elements [–]
R _{98%}	Wellenauflauf [m]
S	Belastung eines Küstenschutz- elements [–]
T	Wiederkehrzeit / -intervall [a]
Thw	Tidehochwasserstand [mNN]
T _m	mittlere Wellenperiode [s]
T _P	Peak-Periode [s]
UW-km	Unterweser-Kilometer [km]
Z	Zuverlässigkeitsfunktion [–]
γ	Beiwert für Oberflächenbeschaffenheit, Einfluss Wassertiefe und Berme [–]

Abkürzungen

Abb.	Abbildung
Aufl.	Auflage
Bd.	Band
BfG	Bundesanstalt für Gewässerkunde
BMBF	Bundesminister für Bildung, Wissen- schaft, Forschung und Technologie
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hyd- rographie
BUND	Bund für Umwelt und Naturschutz Deutschland
bzw.	beziehungsweise
CERC	Coastal Engineering Research Center
CUR	Centre for Civil Engineering Research and Codes
ca.	circa
DGK	Deutsche Grundkarte
d.h.	das heißt
EAK	Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken

EVU	Empfehlungen für Verklammerungen und Vollverguss von Uferschutzwerken
et al.	et alii (und andere)
GIS	Geographisches Informationssystem
GOK	Geländeoberkante
H.	Heft
Hrsg.	Herausgeber
HTML	Hypertext Mark-Up Language
ICCE	International Conference on Coastal Engineering
Inkl.	inklusive
Jg.	Jahrgang
KLIMU	Klimaänderung und Unterweserregion
km	Kilometer
LAWA	Länderarbeitsgemeinschaft Wasser
lfd.	laufend
M.	Maßstab
Mio.	Millionen
MThw	Mittleres Tidehochwasser
MwSt	Mehrwertsteuer
m	Meter
NLWK	Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft und Küstenschutz
NMELF	Der Niedersächsische Minister für Er- nährung, Landwirtschaft und Forsten
NN	Normalnull (Bezugshorizont)
Nr.	Nummer
NU	Niedersächsisches Umweltministerium
o.g.	oben genannte
o.Jg.	ohne Jahrgangsangabe
o.V.	ohne Verfasserangabe
P	Profil
Proc.	Proceedings
rd.	rund
TP	Teilprojekt
SKN	Seekartennull (Bezugshorizont)
StAWA	Staatliches Amt für Wasser und Abfall
SWAN	Simulation Waves Nearshore
s	Sekunde
s.	siehe
sog.	sogenannte
Tab.	Tabelle
Thw	Tidehochwasser
vgl.	vergleiche
WSA	Wasser- und Schifffahrtsamt
WSV	Wasser- und Schifffahrtsverwaltung
WWA	Wasserwirtschaftsamt
WWÄ	Wasserwirtschaftsämt
X	Baukosten für ein Schöpfwerk
Y	Schöpfwerksleistung
z.B.	zum Beispiel
zzgl.	zuzüglich

1 Einleitung

Um vorsorglich die möglichen Wirkungen eines Klimawandels wissenschaftlich erforschen zu lassen und darauf aufbauend, wenn erforderlich, mögliche langfristige gesellschaftliche Handlungsstrategien entwickeln zu können, haben der Bund und die Küstenländer das Forschungsprogramm „Klimaänderung und Küste“ aufgelegt. In diesem Zusammenhang steht das vom BUNDESMINISTERIUM FÜR BILDUNG, WISSENSCHAFT, FORSCHUNG UND TECHNOLOGIE (BMBF) und dem LAND BREMEN geförderte Verbundvorhaben „Klimaänderung und Unterweserregion“ (KLIMU) – „Fallstudie Weserästuar“ (Förderkennzeichen: 01 LG 9701/8). Das Vorhaben untersucht querschnittsorientiert die Sensitivität der hydrologischen, ökologischen und sozio-ökonomischen Strukturen des Natur-, Lebens- und Wirtschaftsraums der Unterweserregion gegenüber einer möglichen Klimaänderung und entwickelt auf dieser Grundlage verschiedene Handlungsoptionen. Die Klimaänderung wurde als Klimaszenario formuliert, das, abgeleitet aus den Aussagen der globalen Klimamodelle, bestimmte Annahmen für Wasserstand, Tidehub, Windverteilung, Niederschlag, Temperatur und Kohlendioxid setzt (SCHIRMER & SCHUCHARDT, 1999).

Das interdisziplinäre Verbundvorhaben wurde von insgesamt acht Teilprojekten (TP) bearbeitet (Abb.1.1):

- Das TP „Unterwesersimulation“ beschrieb mit dem hydrodynamisch-numerischen Modell FLUSS Hydrodynamik, Stofftransport, Gewässergüte und ausgewählte ökologische Kompartimente der Unterweser (GRABEMANN ET AL., 1999).
- Das TP „Grundwasser“ beschrieb mit einem numerischen Modell das großräumige Verhalten des Grundwasserleiters (HOFFMANN & MEINKEN, 1999).
- Mit einem Niederschlag-Abfluss-Modell für die Einzugsgebiete der Nebenflüsse der Unterweser und die ehemalige, heute eingedeichte Aue wurden im TP „Wasserwirtschaft“ Niederschlag, Verdunstung und Abfluss von Teileinzugsgebieten bilanziert und simuliert (MANIAK ET AL., 1999).
- Im TP „Ökologischer Komplex“ wurde qualitativ und auf der Ebene der Biotoptypen quantitativ die ökologische Situation in der Unterweser, dem Vorland und der Marsch unter Berücksichtigung verschiedener abiotischer Standortparameter und Nutzungen beschrieben (KRAFT ET AL., 1999).
- Das sozioökonomische Teilsystem wurde durch zwei TP bearbeitet. Die TP „Flächenbeanspruchung und Regionalplanung“ und „Ökonomische Folgen“ beschrieben die Struktur des Lebens- und Wirtschaftsraums der Unterweserregion und untersuchten die möglichen sozialen und ökonomischen Folgen des Klimawandels. Das TP „Ökonomische Folgen“ entwickelte dazu aus einem vorhandenen Deutschlandmodell ein ökonometrisches Modell für die Region (ELSNER & KNOGGE, 1999), während das TP „Flächenbeanspruchung und Regionalplanung“ neben einer Status quo Beschreibung die Aspekte Landwirtschaft und Tourismus bearbeitete (BAHRENBURG ET AL., 1999).
- Das Vorhaben KLIMU wurde durch das TP „Integrative Analyse“ koordiniert. Ihm war der Bereich „GIS“ angegliedert (SCHIRMER & SCHUCHARDT, 1999).

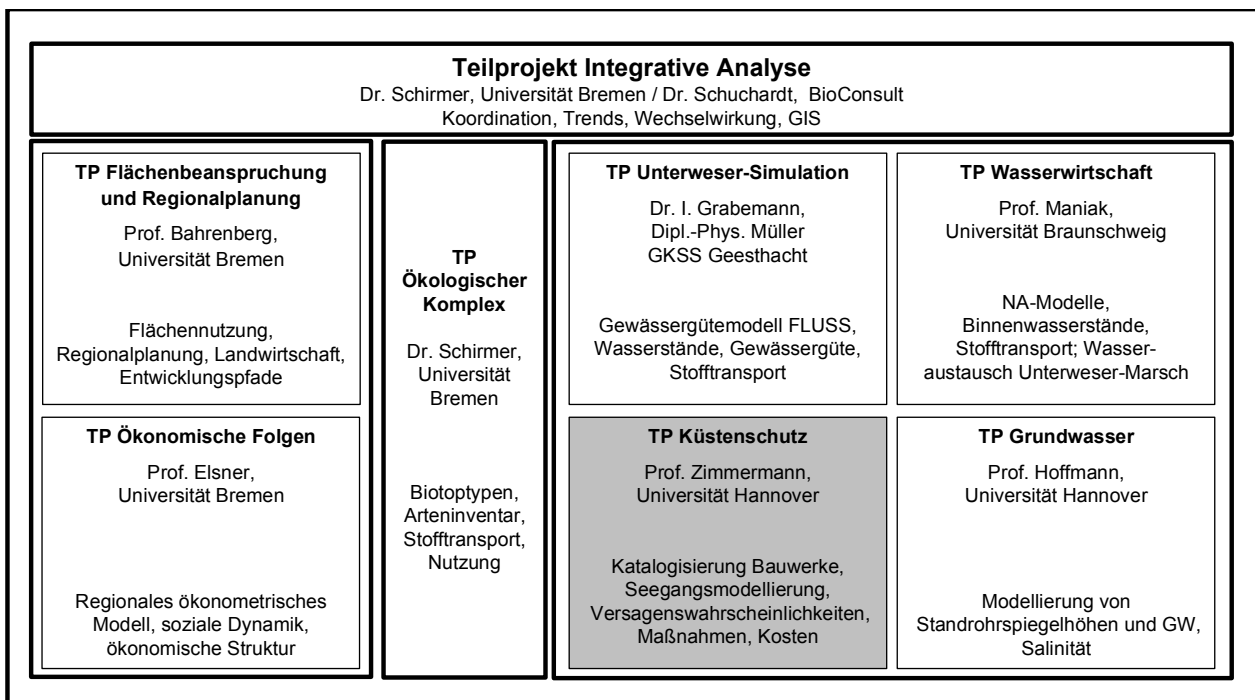


Abb. 1.1: Fallstudie Weserästuar: Projektstruktur und -beteiligte (nach: SCHIRMER & SCHUCHARDT, 1999)

Quartal	III/97	IV/97	I/98	II/98	III/98	IV/98	I/99	II/99	III/99	IV/99	I/00	II/00
Erfassung und Beschreibung der vorhandenen Küstenschutzsysteme	xxxxxxxxxxxxx 1											
Erarbeitung vorläufiger Reaktionsvarianten			xxxxx									
Zusammenfassung der vorliegenden Planungen und von deren Grundlagen			xxxxx									
1. Zwischenbericht	x											
Abschätzung des Gefährdungspotenzials des Klimaszenarios für die Küstenschutzsysteme			xxxxxxxxxxxxx 2									
Ableitung möglicher Reaktionen des Küstenschutzes							xxxxx					
2. Zwischenbericht	x											
Abschätzung des Gefährdungspotenzials des Klimaszenarios bei Realisierung der Küstenschutzmaßnahmen								xxxxxxxxxxxxxxxxxxxxx 3				
3. Zwischenbericht	x											
Aufzeigen von präventiven und adaptiven Handlungsoptionen in Zusammenarbeit mit den anderen TP										xxxxxxxxxxxxx 4 5		
Schlussbericht												x

Meilensteine

1 Definition des Umfangs der zu erfassenden Küstenschutzelemente/-systeme

2 Primäre Klimafolgen

Abschätzung der Gefährdungen; u.a. auf Grundlage der Simulationsergebnisse der TP „Unterwesersimulation“, „Grundwasser“, und „Wasserwirtschaft“ sowie den Ergebnissen der TP „Ökologischer Komplex“ und „Sozio-Ökonomie“

3 Bereitstellung monetärer Bemessungsansätze für das und in Zusammenarbeit mit dem TP „Sozio-Ökonomie“

4 Sekundäre Klimafolgen

Abschließende Abschätzung der Gefährdungen unter Berücksichtigung der Küstenschutzmaßnahmen und auf Grundlage der erweiterten Simulationsergebnisse der TP „Unterwesersimulation“, „Grundwasser“, und „Wasserwirtschaft“ sowie den Ergebnissen der TP „Ökologischer Komplex“ und „Sozio-Ökonomie“

5 Katalog von Handlungsoptionen

Erarbeitung des Katalogs in enger Abstimmung mit den beteiligten Projektpartnern

Abb. 1.2: Arbeits- und Zeitplan (nach: FRANZIUS-INSTITUT, 1998)

- Ein Bestandteil des Vorhabens war die Konzeption unterschiedlicher Reaktionsvarianten des Küstenschutzes. Dazu waren unterschiedliche in der Region diskutierte langfristige Küstenschutzstrategien zu konkretisieren und bezüglich ihrer Wirksamkeit und Sekundärwirkungen, z.B. auf die Landwirtschaft und die ökologische Situation, zu untersuchen. Mit dem Vertrag vom 07.07.1997 zwischen der UNIVERSITÄT BREMEN und der UNIVERSITÄT HANNOVER wurde daher das FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTEN-INGENIEURWESEN der UNIVERSITÄT HANNOVER mit der Durchführung ingenieurwissenschaftlicher Arbeiten

zum Aspekt „Technik des Küstenschutzes“ beauftragt. Grundlage des o.g. Vertrages ist der Zuwendungsbescheid des BMBF vom 23.04.1997 sowie der diesem Bewilligungsbescheid zugrundeliegende Leit Antrag zum Verbundprojekt vom November 1996.

- Im Zeitraum von Juli 1997 bis Juni 2000 war es Aufgabe des Teilprojekts „Technik des Küstenschutzes“ (Abb. 1.2):
- die vorhandenen Küstenschutzelemente und –systeme in der Unterweserregion darzustellen sowie vorliegende Planungen zu beschreiben;

- die Wirkung eines definierten Klimaszenarios auf die vorhandenen bzw. in Planung befindlichen Küstenschutzelemente/-systeme abzuschätzen;
- mögliche Küstenschutzmaßnahmen in Abstimmung mit den anderen Teilprojekten abzuleiten und die verschiedenen Maßnahmen in Form einer Konzeptstudie auf ihre technische Machbarkeit und den groben Kostenrahmen hin darzustellen;
- die Wirkung des definierten Klimaszenarios auf die entwickelten Küstenschutzmaßnahmen zu untersuchen;
- sich an der interdisziplinären Diskussion zur Entwicklung verschiedener Handlungsoptionen zum Umgang mit den möglichen Wirkungen der Klimaänderung, auch unter Berücksichtigung internationaler Erfahrungen, zu beteiligen.

2 Methodik

An der deutschen Nordsee werden die Küsten und Ästuarbereiche hauptsächlich durch das Element Deich geschützt. Die heutige Praxis zur Festlegung des Deichbesticks, d.h. der Höhe und der Gestaltung des bedeutendsten Elements im Küstenschutzsystem, orientiert sich im wesentlichen am Bemessungswasserstand und dem Wellenauflauf. Die Begrenzung der Überschreitungshäufigkeit dieses Wasserstands wird allgemein als Sicherheitsstandard angesehen, wenngleich bei Überschreiten des Bemessungswasserstands eine Sicherheitsreserve vorhanden sein kann, bevor es zu einem Versagen bzw. einer vollständigen Zerstörung des Deichs kommt. Eine Quantifizierung der Überschreitungshäufigkeiten ist mit den bislang üblichen Bemessungspraktiken nicht möglich. Die Bemessung von Deichhöhen ist zudem in den einzelnen Küstenländern unterschiedlich geregelt.

Die Nachteile der heutigen Bemessungspraxis können wie folgt skizziert werden:

- verschiedene Abschnitte eines Deichs unterliegen unterschiedlichen Sicherheitsstufen;
- für jeden Abschnitt ergeben sich unterschiedliche Gründe des Versagens; der Anteil einzelner Versagensursachen und -mechanismen ist nicht bekannt, ebensowenig ihr Beitrag zur Versagenswahrscheinlichkeit des Abschnitts oder Gesamtsystems;
- die Länge eines Deichs bzw. Küstenschutzsystems hat keine Einfluss auf die Auslegung der einzelnen Deichabschnitte, obwohl der schwächste Deichabschnitt das Schutzsystem als Ganzes mit zunehmender Länge schwächer macht;
- die Schadenshöhe im Versagensfall hat keinen Einfluss auf die Auslegung;
- die tatsächliche Überflutungswahrscheinlichkeit des durch ein Schutzsystem gesicherten Gebiets ist nicht bekannt.

Die bisher üblichen Standardverfahren können unter Berücksichtigung der Eintrittswahrscheinlichkeiten der

hydrologischen und meteorologischen Randbedingungen zu einem probabilistischen Bemessungsschema erweitert werden.

So kann die Wahrscheinlichkeit des Versagens eines Küstenschutzsystems bestimmt werden (CUR, 1990):

- das Schutzsystem wird als Ganzes beschrieben, d.h. die Länge des Schutzsystems wird bei der Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit einbezogen;
- die Küstenschutzelemente als Komponenten des Gesamtsystems können berücksichtigt und aufeinander abgestimmt werden;
- ein Einblick in die Sensitivität der Versagenswahrscheinlichkeit gegenüber Änderungen der Belastungen und der Zusammensetzung des Schutzsystems wird möglich;
- ein Instrumentarium zur Setzung von Prioritäten bei der Verbesserung des heutigen Schutzsystems wird geschaffen.

Bei der Beurteilung der Sicherheit eines Küstenschutzelements wird zwischen Versagen (*failure*) und Zusammenbruch (*collapse*) des Elements unterschieden. Versagen bedeutet das Nichterfüllen der Aufgabe, für die es erstellt wurde. Im Fall des Deichs bedeutet dies die Nichterfüllung seiner Funktion als Schutz des Hinterlands gegen Überflutung, z.B. bei Überströmen bzw. Wellenüberlauf. Ein Zusammenbruch geht mit einer vollständigen Zerstörung des Deichs einher, welche diesen auf Dauer funktionsunfähig macht, z.B. nach Erosion des Deichs (PILARCZYK, 1998). Die Grundlage einer probabilistischen Analyse (Abb. 2.1), also der Bestimmung von Versagenswahrscheinlichkeiten, bildet die Ermittlung des maßgeblichen Versagensmechanismus des zu untersuchenden Küstenschutzelements. Küstenschutzsysteme mit Hauptdeich als wesentlichem Schutzelement weisen Versagensmechanismen von Erosion der Außenböschung bis Schiffsstoß auf (Abb. 2.2). Die zugehörigen Zuverlässigkeitsfunktionen wurden teilweise durch das CUR (1990) entwickelt. Der wesentliche Versagensmechanismus ist jedoch, wie historische Sturmfluten zeigen, der Wellenüberlauf. Dieser Versagensmechanismus wird daher auch traditionell der Deichbemessung in Deutschland (AUSSCHUSS FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE, 1993), den Niederlanden (JORISSEN, 2000) und Dänemark (LAUSTRUP, 2000) zugrunde gelegt.

Die mathematische Prüfung auf Versagen erfolgt mit Hilfe einer Zuverlässigkeitsfunktion Z , welche als Differenz von Belastbarkeit R und Belastung S definiert ist (PLATE & DUCKSTEIN, 1988), d.h.

$$Z = R - S \quad (1)$$

Überschreitet die Belastung die Belastbarkeit, wird Z negativ ($Z < 0$) und ein Versagen des Deichs tritt ein.

Die Belastung sowie die Belastbarkeit lassen sich aus den hydrologischen und meteorologischen Bedingungen am seeseitigen Rand des Schutzelements Deich bzw.

aus den Eigenschaften des Deichs bestimmen (MAI & VON LIEBERMAN, 1999). Für den Versagensmechanismus Wellenüberlauf wird die Belastung am Deich, d.h. Wasserstand, Seegang, Wellenauflauf, z.B. aus numerischen Modellen zur Simulation des Seegangs sowie Berechnungen des Wellenaufbaus bestimmt.

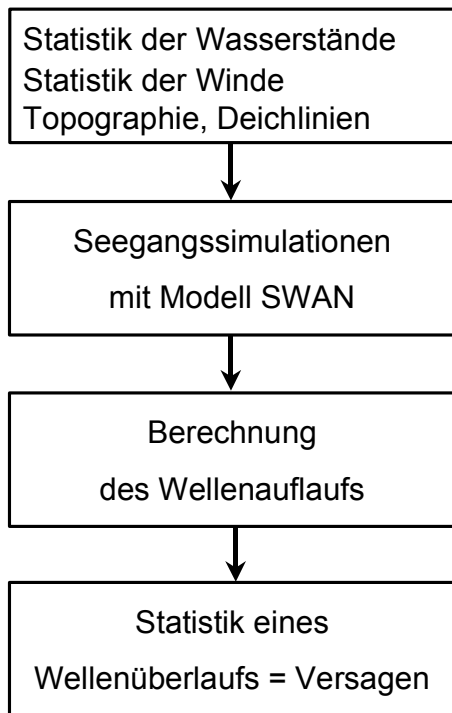


Abb. 2.1: Vorgehen bei einer probabilistischen Analyse

Wird das Versagen eines Deichs als Wellenüberlauf definiert, so ergibt sich die Zuverlässigkeitsfunktion Z als Differenz von Deichhöhe h_D und Tidehochwasserstand Thw am Deichfuß sowie dem Wellenaufbau $R_{98\%}$:

$$Z = h_D - Thw - R_{98\%} \quad (2)$$

Die Belastung ist aufgrund ihrer Abhängigkeit von stochastischen, hydrologischen und meteorologischen Randbedingungen eine wahrscheinlichkeitsverteilte Größe, und auch die Belastbarkeit ist aufgrund unterschiedlicher Materialien von Deichen wahrscheinlichkeitsverteilt.

Damit ist die Zuverlässigkeit ebenfalls eine stochastische Variable. Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit, kann – resultierend aus Gleichung (1) – durch die Integration der Wahrscheinlichkeitsverteilungen von Belastbarkeit $p_{R(R)}$ und Belastung $p_{S(S)}$ beschrieben werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit $p_{Z < 0}$ bzw. der reziproken Wiederkehrzeit $T_{Z < 0}$ des Versagens entspricht so

$$\frac{1}{T_{Z < 0}} = p_{Z < 0} = \int_{-\infty}^0 p_{Z(Z)} dZ = \dots$$

$$\int_{-\infty}^{\infty} p_{R(R)} \int_R p_{S(S)} dS dR = \dots$$

$$\iint_{R-S < 0} p_{R(R)} \cdot p_{S(S)} dR dS \quad (3)$$

Der Wellenaufbau auf einen Deich ergibt sich für eine bestimmte Deichneigung 1:n aus den Seegangsparemtern signifikante Wellenhöhe H_s und mittlere Wellenperiode T_m am Deichfuß. Die Berechnung erfolgt z.B. nach BATTJES (1971):

$$R_{98\%} = \gamma \cdot 0,75 \cdot \frac{1}{n} \cdot T_m \cdot \sqrt{g \cdot H_s} \quad (4)$$

mit:

- γ Beiwert [-]
- 1:n Deichneigung [-]
- T_m mittlere Wellenperiode [s]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- H_s signifikante Wellenhöhe [m]

Der Beiwert γ berücksichtigt hierbei die Oberflächenbeschaffenheit des Deichs, den Einfluss der Wassertiefe auf die Wellenstatistik und den Einfluss einer Berme (DE WAAL & VAN DER MEER, 1992).

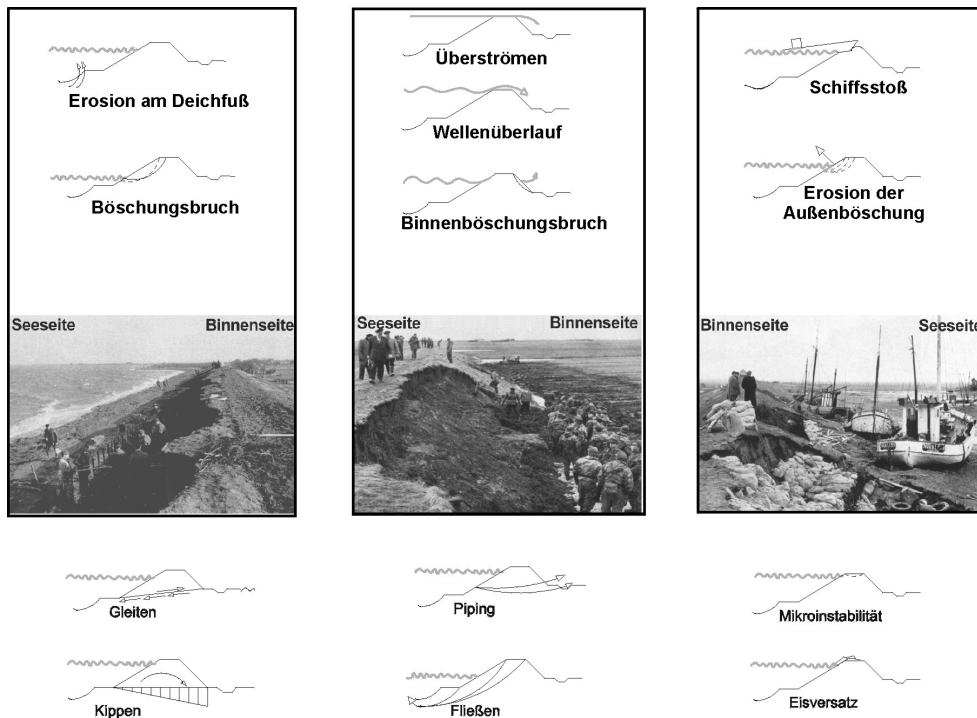


Abb. 2.2: Versagensmechanismen von Seedeichen
(nach: VON LIEBERMAN & MAI, 1999b)

3 Ergebnisse

3.1 Status Quo

3.1.1 Küstenschutzelemente und -systeme

Bis Mitte des 19. Jahrhunderts war die Unterweser (s. Abb. 3.1) stark verwildert und hatte mit mehreren Dezimetern bis wenigen Metern eine gegenüber heute erheblich geringere Wassertiefe. Zahlreiche Sände und Platen spalteten den Fluss in mehrere Arme. Die flussmorphologische Situation der Unterweser veränderte sich im Verlauf der historischen Besiedlungsphasen stetig, und die natürlichen Strömungsverhältnisse führten mehrfach zur Verlagerung der Wesersände, der Abflussarme und damit des Hauptfahrwassers. Der jeweils veränderten morphologischen Situation mussten sich die Besiedlung und der Küstenschutz entsprechend anpassen. So hatten die Deiche an der Unterweser im Lauf der Zeit und regional differenziert sehr unterschiedliche Profile und Höhen. Da sich eine einheitliche Organisation des Deichwesens in Form von überörtlichen Deichverbänden erst allmählich entwickelte, wurde das Deichbestick zunächst örtlich unterschiedlich nach den dortigen Notwendigkeiten und jeweiligen Einschätzungen hinsichtlich der Sicherheitsanforderungen sowie den technischen Möglichkeiten festgelegt und entsprechend ausgestaltet. Gemeinsames Merkmal aller Deiche ist deren stetige Erhöhung und Verstärkung auch in Anpassung an den steigenden Meeresspiegel. Der sogenannte „Urdeich“ wird auf die Zeit um 1100 geschätzt. Ähnliche wallartige Aufschüttungen des 11./12. Jahrhunderts mit geringen Höhen von ca. 0,40 m über der Geländeoberkante boten wohl ausreichenden Schutz gegen die Weserwasserstände und

wurden erst in der zweiten Hälfte des 12. Jahrhunderts auf ca. 1,10 m erhöht (PIEKEN, 1991). Dieser Bau von Deichen im Unterwesergebiet stellt den Beginn eines großflächigen Schutzes der Siedlungsgebiete dar.

Im Zuge der Besiedlung bestand, neben dem erforderlichen Schutz vor den Hochwässern der Flüsse durch Deiche, die Notwendigkeit, möglichst früh im Jahr das Wasser aus den unter dem mittleren Tidehochwasser (MThw) liegenden Feldmarken herauszubringen und damit die Voraussetzungen für eine Landwirtschaft zu schaffen, so dass eine planmäßige Entwässerungstechnik, zunächst durch ein System aus Abzugsgräben, später in Form von Sielen und Schöpfwerken, begann.

Historischen Angaben (z.B. PREUSS, 1976) zufolge, war die Weser um 1200 nahezu vollständig durch sehr niedrige wallartige Gebilde mit Sommerdeichcharakter bedeckt. Die Deichlinien waren im Vergleich zu heute noch nicht fixiert; die Stromverlagerungen der Weser setzten sich fort und zwangen immer wieder zu entsprechender Verlegung der Schutzdeiche. Seit dem 12./13. Jahrhundert wirkte sich der Meeresspiegelanstieg durch zunehmende Vernässung des Landes aus. Zudem verstärkten sich während des 13. Jahrhunderts die Sturmfluten im Gebiet der deutschen Nordseeküste in Häufigkeit und Intensität. Sturmflutkatastrophen führten im ausgehenden 13. und 14. Jahrhundert zu großen Meereseinbrüchen zwischen Dollart und Jade. Die pleistozäne Rinne diente dabei „als Einfallspforte für die Fluten“ (KRÄMER, 1984). Wasserdurchbrüche von der Jade zur Weser führten zu erheblichen Land- und Siedlungsverlusten. Erst im 15. Jahrhundert nahm die Häufigkeit und Stärke der Sturmfluten ab.

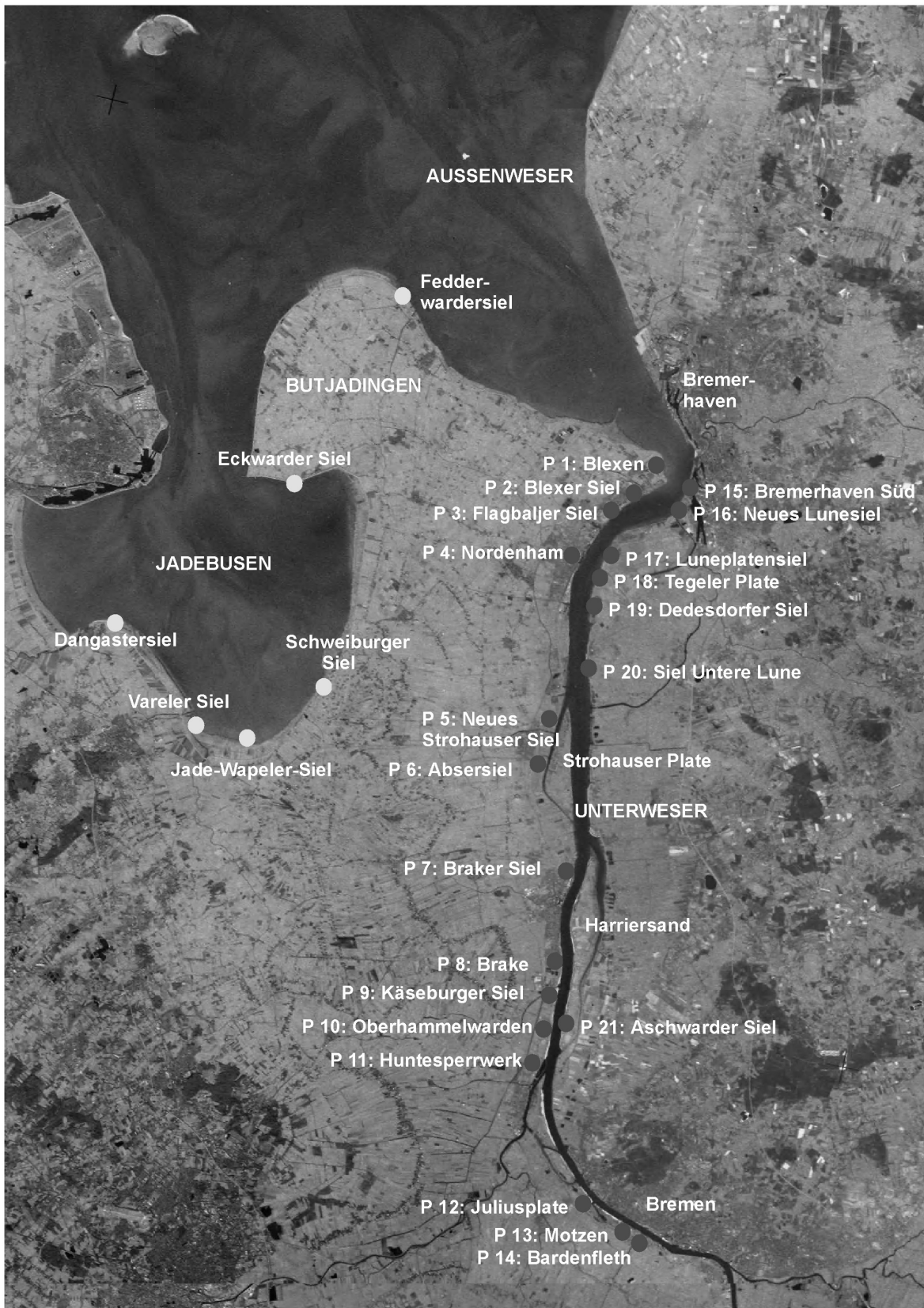
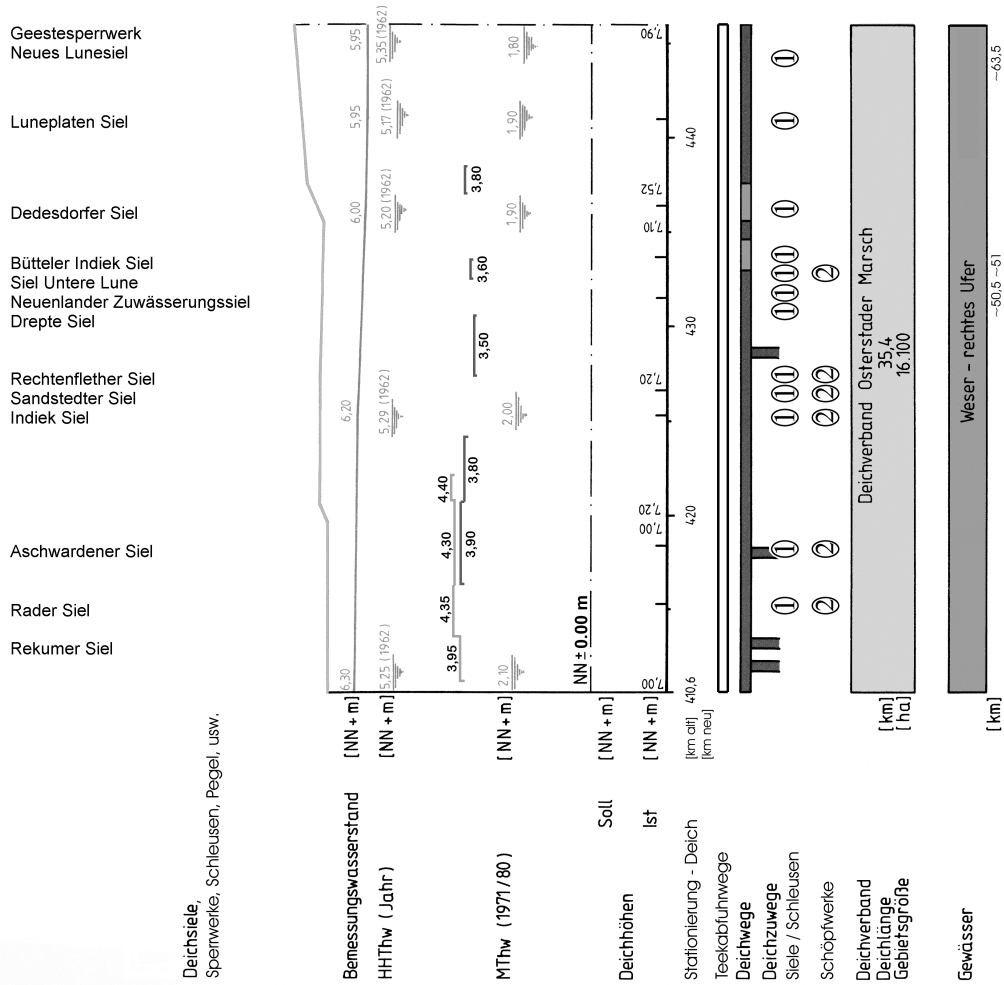


Abb. 3.1: Überblick über das Untersuchungsgebiet sowie die Lage ausgewählter Deichprofile P1 bis P21 (Kartengrundlage: SCOUT SYSTEMS, 1996)



LEGENDE zu Abb. 2.2 und 2.3

- Kennzeichnung der Deichfehlhöhen mit:**
 - Deich - Ist - Höhe**
 - Deich - Soll - Höhe**
- Deichweg vorhanden**
- kein Deichweg vorhanden**
- = Siel**
- = Schöpfwerk**
- = Schleuse**
- rückwärtiger Polder**
- Sommerdeich**

Abb. 3.2: Deichlängsschnitt des rechten Weserufers (nach: NMELF & DER SENATOR FÜR DAS BAUWESEN DER FREIEN HANSESTADT BREMEN, 1979 / BEZIRKSREGIERUNG WESER EMS, 1997 / NU, o.Jg.)

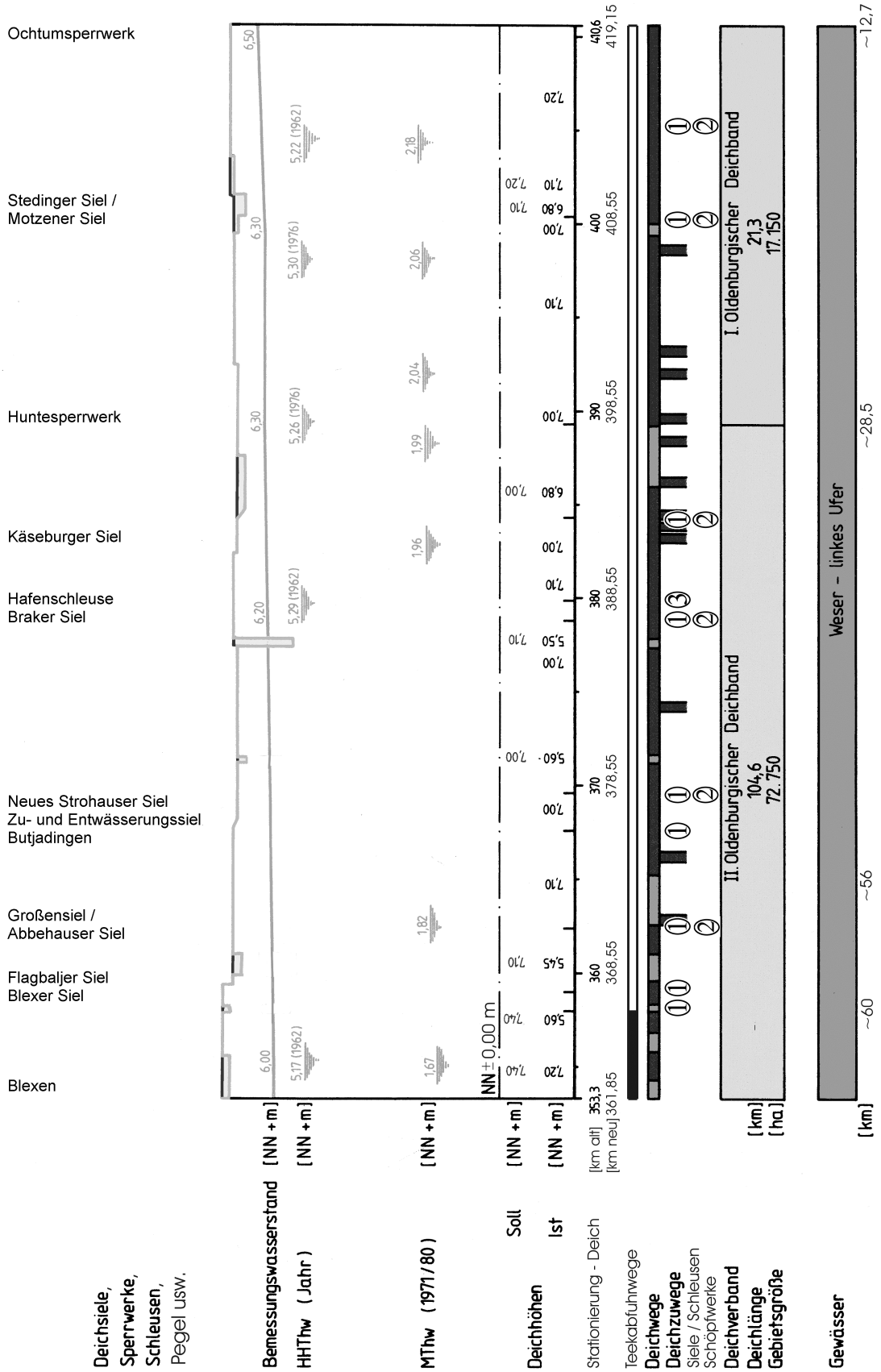


Abb. 3.3: Deichlängsschnitt des linken Weserufers
(nach: BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS, 1997 / NU, o.Jg.)

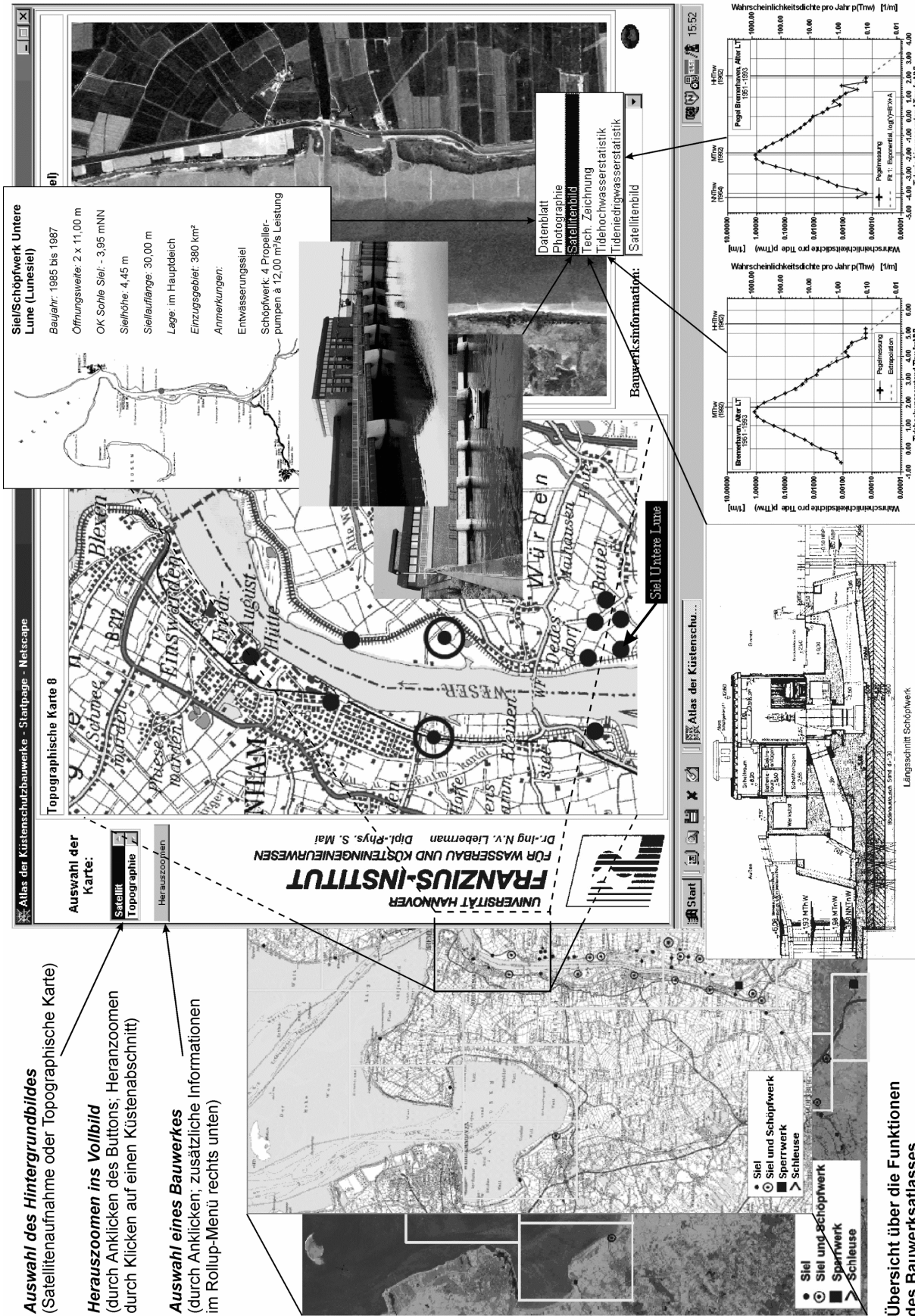


Abb. 3.4: Funktionalitäten des internet-basierten Atlases der Küstenschutzbauwerke (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

Mit dem Ziel, Deiche und Vorländer besser zu schützen und durch Einhaltung von Mindestgeschwindigkeiten die laufende Räumung des Fahrwassers sicherzustellen, wurden seit dem 18. Jahrhundert Buhnen zur Regulierung der Strömungsverhältnisse in der Weser angelegt. Mit dem Ende des 19. Jahrhunderts setzten zur Sicherstellung der Schifffahrt in Bremen verstärkt Maßnahmen zur Korrektur der Unterweser ein. Die Ausbauten der Unterweser haben die hydrologischen Verhältnisse nachhaltig beeinflusst: Der Tidehub betrug um 1882 zwischen 0,13 m und 3,32 m in der Unterweser und erhöhte sich auf ca. 4 m auf der gesamten Länge der Unterweser, da die Tide heute von der Mündung bis zum Neuen Weserwehr bei Bremen nahezu frei einschwingen kann. Die Tidewelle läuft bei mittleren Verhältnissen ohne Ausfaltungen bis zum Weserwehr in Bremen und ungehindert durch die Sperrwerke in die Nebenflüsse Hunte, Lesum, Ochtum ein. Die Sperrwerke wurden 1979 in Betrieb genommen, um bestimmte Wasserstände in den Nebenflüssen nicht zu überschreiten. Durch den Bau der drei Sperrwerke wurde die sturmflutgefährdete Deichlinie um 38 km an der Lesum, um 22 km an der Ochtum und um 53 km an der Hunte verkürzt (FREIE HANSESTADT BREMEN, 1995). Bei Sturmfluten werden die Sperrwerke geschlossen, so dass die entsprechenden Fluträume (Retentionsräume) der Nebenflüsse nicht mehr zur Verfügung stehen.

Die Unterweser wird heute links und rechts des Ufers von einer geschlossenen Linie überwiegend 1:6 (Außenböschung) geneigter, grüner Deiche eingefasst. Die Deiche entlang des linken Weserufers erreichen heute – abgesehen von wenigen Ausnahmen – durchgehend die im Generalplan Küstenschutz (BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS, 1997) ausgewiesene Sollhöhe von + 6,80 mNN bis + 7,10 mNN. In unmittelbarer Nähe des Braker Siels liegt mit + 5,50 mNN eine Fehlhöhe des Deichs vor. Die Höhen der Deiche am rechten Weserufer betragen + 7,10 mNN bis + 7,90 mNN, und Fehlhöhen treten nicht auf. Am rechten Ufer sind den Hauptdeichen teilweise Sommerdeiche mit Höhen zwischen NN + 3,50 m und NN + 4,40 m vorgelagert. Rings um die Strohauser Plate und den Harriersand befinden sich ebenfalls Sommerdeiche. Den Deichen entlang des rechten und linken Ufers ist teilweise ein Vorlandbereich mit einer Breite bis rd. 1.250 m vorgelagert. Die Deiche bzw. Ufersicherungsmaßnahmen, z.B. in Form von Spundwänden, wirken als einzelnes, lineares Schutzelement, in Kombination mit Vorländern als Schutzsystem. Der Unterweserraum ist weiterhin durch zahlreiche Siele und Schöpfwerke gekennzeichnet, die der Entwässerung der niedriger gelegenen Marschen dienen. In den Abbildungen 3.2 und 3.3 sind Deichlängsschnitte des rechten und linken Ufers der Unterweser unter Angabe der Siele, Schöpfwerke und Schleusen dargestellt.

Eine Zusammenstellung des aktuellen sowie des Planungszustands der Küstenschutzelemente im Untersuchungsgebiet findet sich in dem im FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN entwickelten auf der Hypertext Mark-Up Language (HTML) basierenden

Atlas der Küstenschutzbauwerke. Dort können neben technischen Datenblättern, Fotografien und Bauwerkszeichnungen der für das Untersuchungsgebiet relevanten Siele, Schöpfwerke, Sperrwerke sowie ausgewählter Uferschutzmaßnahmen, Satellitenbilder und erarbeitete Statistiken über Tidehoch- und Tideniedrigwasser der jeweils zugehörigen Tidepegel abgerufen werden (Abb. 3.4). Informationen zu Sielen und Schöpfwerken wurden in Zusammenarbeit mit dem Teilprojekt „Wasserwirtschaft“ der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG erhoben; die Bauwerkszeichnungen und technischen Informationen der betrachteten Bauwerke wurden entweder der Literatur entnommen oder von dem Beirat angehörenden Institutionen und Behörden bereitgestellt. Ausgewählte Informationen, wie z.B. zu den Deichlinien oder zu den Uferschutzmaßnahmen, wurden den Teilprojekten „Unterwesersimulation“, „GIS“, „Grundwasser“, „Sozio-Ökonomie“ und „Ökologischer Komplex“ zur Verfügung gestellt.

3.1.2 Seegang in der Unterweser

Für die in Kapitel 2 beschriebene probabilistische Analyse wurden als Randbedingungen der Tidehochwasserstand, die Windgeschwindigkeit und die Windrichtung als unabhängige Größen angenommen (Gl. 3). Windgeschwindigkeiten und -richtungen wurden zur Parameterisierung des Spektrums eines Eingangsseegangs an einem für das ausgewählte Projektgebiet definierten Modellrand verwendet. Die Hauptanlaufrichtung des Seegangs wurde gleich der Windrichtung gesetzt. Die signifikante Wellenhöhe H_S und die Peak-Periode T_P wurden nach CERC (1984) aus der Windgeschwindigkeit ermittelt. Das Frequenzspektrum wurde hierzu als JONSWAP-Spektrum angenommen, die Richtungsverteilung nach MITSUYASU (1975) angenähert. Die erforderlichen Seegangsgößen wurden in zwei Teilgebietsmodellen (Teilgebiet 1 „Jade/Außenweser“ und Teilgebiet 2 „Unterweser“, Abb. 3.5) mit dem numerischen Simulationsprogramm SWAN (*Simulation Waves Nearshore*) der TECHNISCHEN UNIVERSITÄT DELFT (RIS, 1998) ermittelt. Simulationen im Teilgebiet 1 waren erforderlich, um die Seegangsgößen am oberen Rand des Teilgebiets 2 zu bestimmen. Die Simulationen wurden für beide Teilgebiete für die variablen Eingangsgrößen

- Wasserstand $Thw = 0$ mNN, 1 mNN, 2 mNN, 3 mNN, 4 mNN, 5 mNN, 6 mNN, 7 mNN
 - Windgeschwindigkeit $FF = 8$ m/s, 12 m/s, 16 m/s, 20 m/s, 24 m/s, 28 m/s, 32 m/s
 - Windrichtung $DD = 30^\circ, 60^\circ, 90^\circ, 120^\circ, 150^\circ, 180^\circ, 210^\circ, 240^\circ, 270^\circ, 300^\circ, 330^\circ$
- durchgeführt.

Die Auflösung des zur Simulation eingesetzten zweidimensionalen Seegangsmodells betrug 50 m x 50 m. Für die Erstellung der Bathymetrie im Teilgebiet 1 wurden Peildaten des Außenweserbereichs aus den Jahren 1993 bis 1995 vom BUNDESAMT FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE (BSH) zur Verfügung gestellt, für den Fluss-schlauch des Teilgebiets 2 lagen entsprechende Peildaten durch das WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMT BREMERHAVEN vor. Für den Bereich der Deichvorländer standen

keine digitalen Daten zur Verfügung, so dass die fehlenden Werte aus den Deutschen Grundkarten (DGK 5 N, Maßstab 1:5.000) digitalisiert wurden. Im unmittelbaren Bereich der Deichvorländer wurde der Seegang für einzelne Profile eindimensional mit einer Auflösung von 1 m berechnet, wobei als Eingangsseegang die Ergebnisse des großräumigen Modells verwendet wurden. Dadurch konnten auch lokale Profiländerungen, wie z.B. Sommerdeiche, bei der Simulation berücksichtigt werden.

Die Ergebnisse der numerischen Seegangssimulationen wurden in den am FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN entwickelten HTML-basierten „Seegangsatlas“ aufgenommen (Abb. 3.6). Abbildung 3.7 stellt exemplarisch ein Ergebnis der Seegangssimulatio-

nen des Teilgebiets 2 (Unterweser) mit den hydrologischen/meteorologischen Eingangsgrößen Wasserstand = 2 mNN, Windgeschwindigkeit = 24 m/s und einem Wind aus nördlicher Richtung (0°) dar. Zu erkennen ist der Seegang, der windbedingt zunächst auf das rechte Weserufer trifft. Dort sind Wellenhöhen bis zu 0,50 m zu verzeichnen. Stromauf der Unterweser nimmt die Wellenhöhe bei Bremen auf rd. 0,10 m ab. Höhere Wellen treten nur im Bereich zwischen Dedesdorf und Sandstedt in der Hauptrinne der Weser mit Höhen bis zu rd. 0,70 m auf. Die Wellenhöhen auf den Vorländern der Unterweser (Abb. 3.9) weisen im Vergleich zu den Wellen in der Mitte des Ästuars (Abb. 3.8) keine eindeutig richtungsabhängigen Maxima auf.

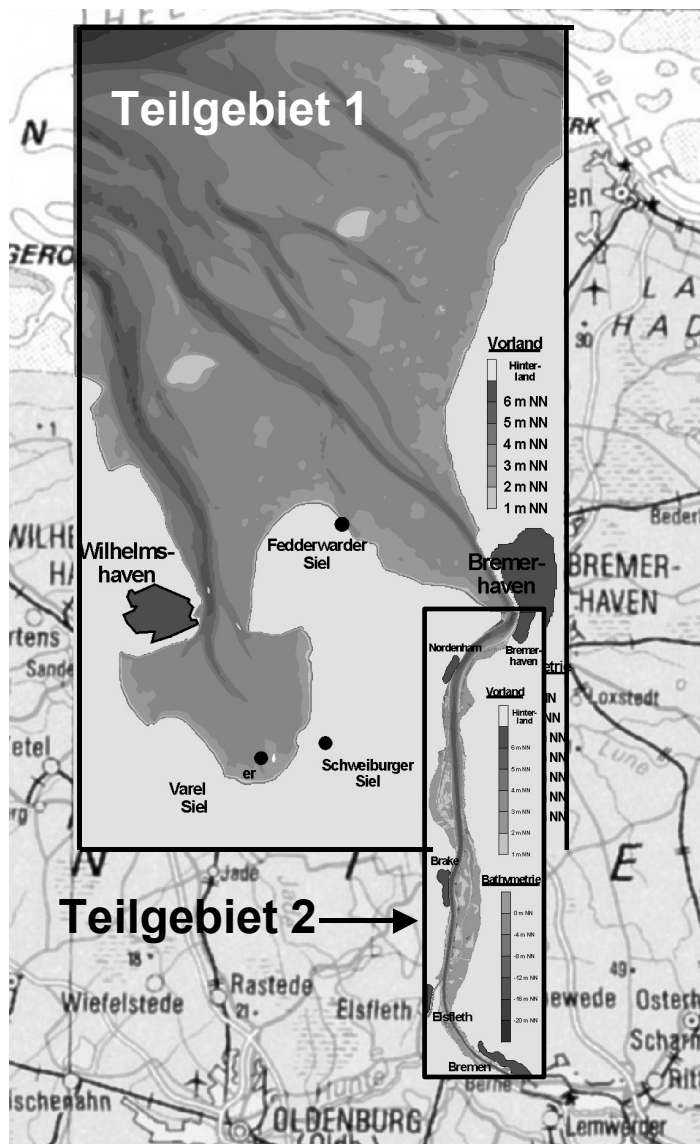
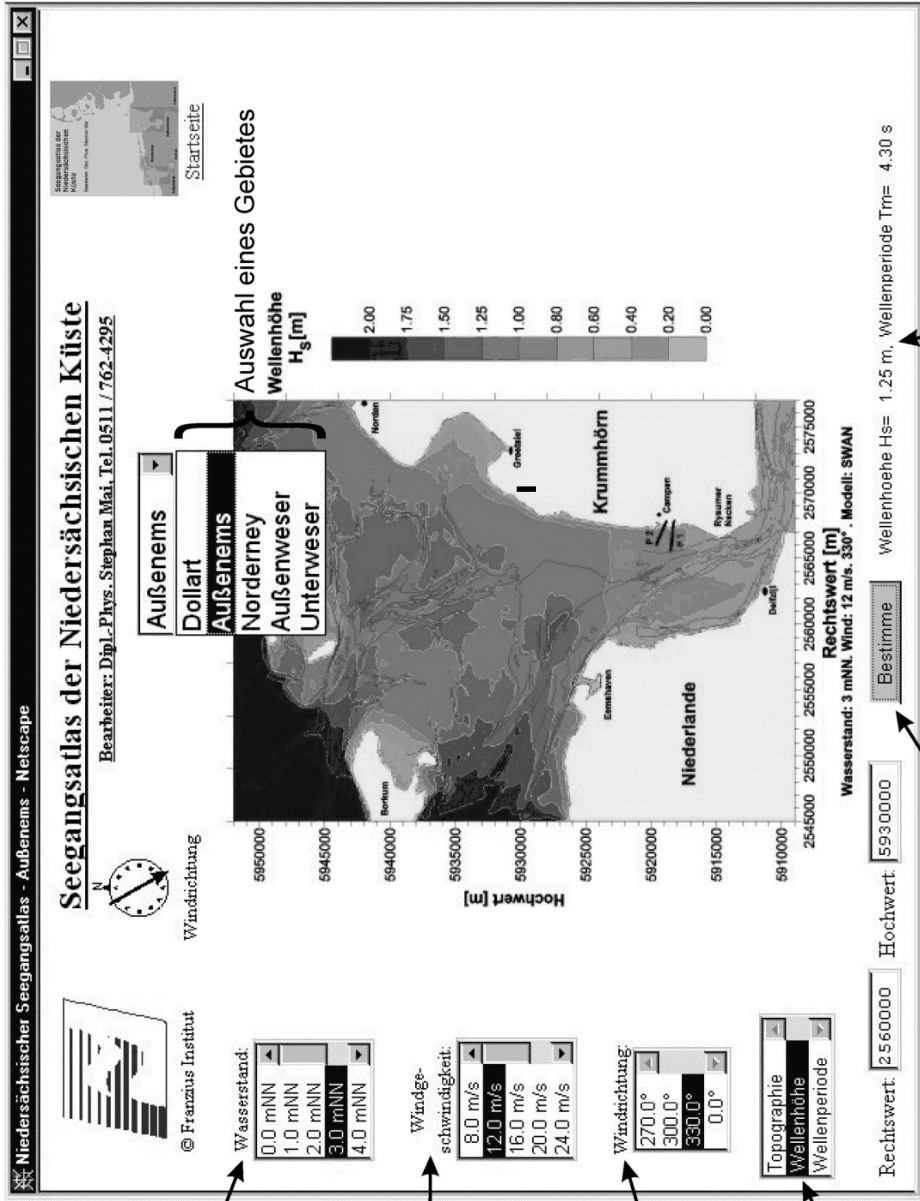
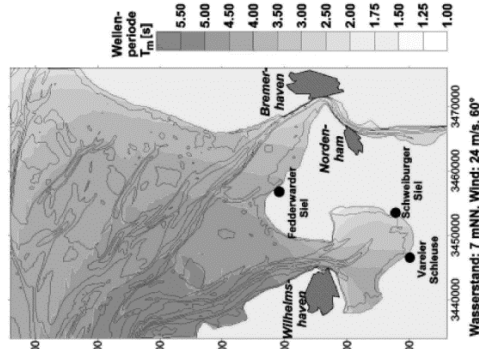


Abb. 3.5: Modellgebiete 1 und 2 der numerischen Seegangssimulation (MAI & VON LIEBERMAN, 2000b)

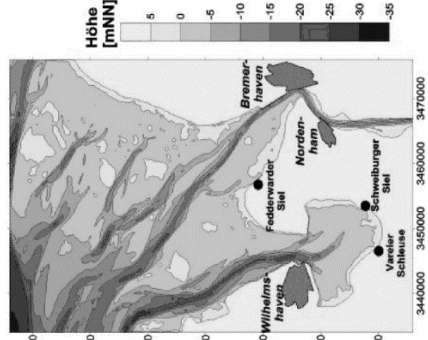
Niedersächsischer Seegangsatlas (Beispiel: Wellenhöhe Außenems bei Wasserstand 3m ü. NN, Windgeschwindigkeit 12m/s und Windrichtung 330°)



Darstellung der Wellenperiode (Beispiel: Außenwieser bei 3m ü. NN, Wind 12m/s aus Richtung 30°)



Darstellung der Topographie (Beispiel: Außenwieser)



Bestimmung von Wellenhöhe und Wellenperiode nach Eingabe von Gauß-Krüger-Koordinaten

Anzeige der Ergebnisse

Abb. 3.6: Funktionalitäten des internet-basierten Seegangsatlasses <http://www.fi.uni-hannover.de> (Link: Aktuelles/News – Seegangsatlas) (MAI & VON LIEBERMAN, 2000b)

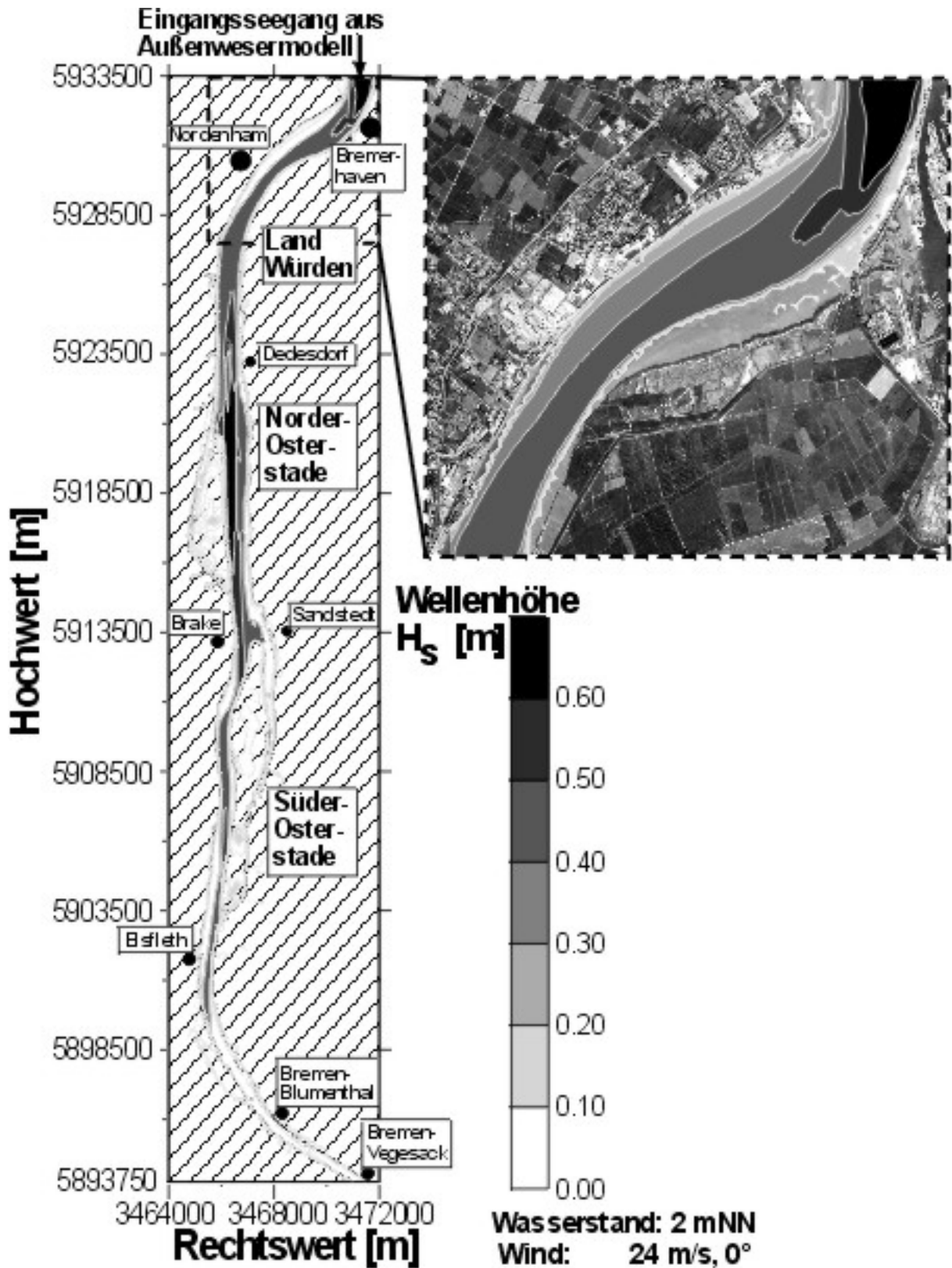


Abb. 3.7: Beispiel einer Seegangsausbreitungsrechnung in der Unterweser (Wasserstand = 2 mNN, Windgeschwindigkeit = 24 m/s, Windrichtung von 0°) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

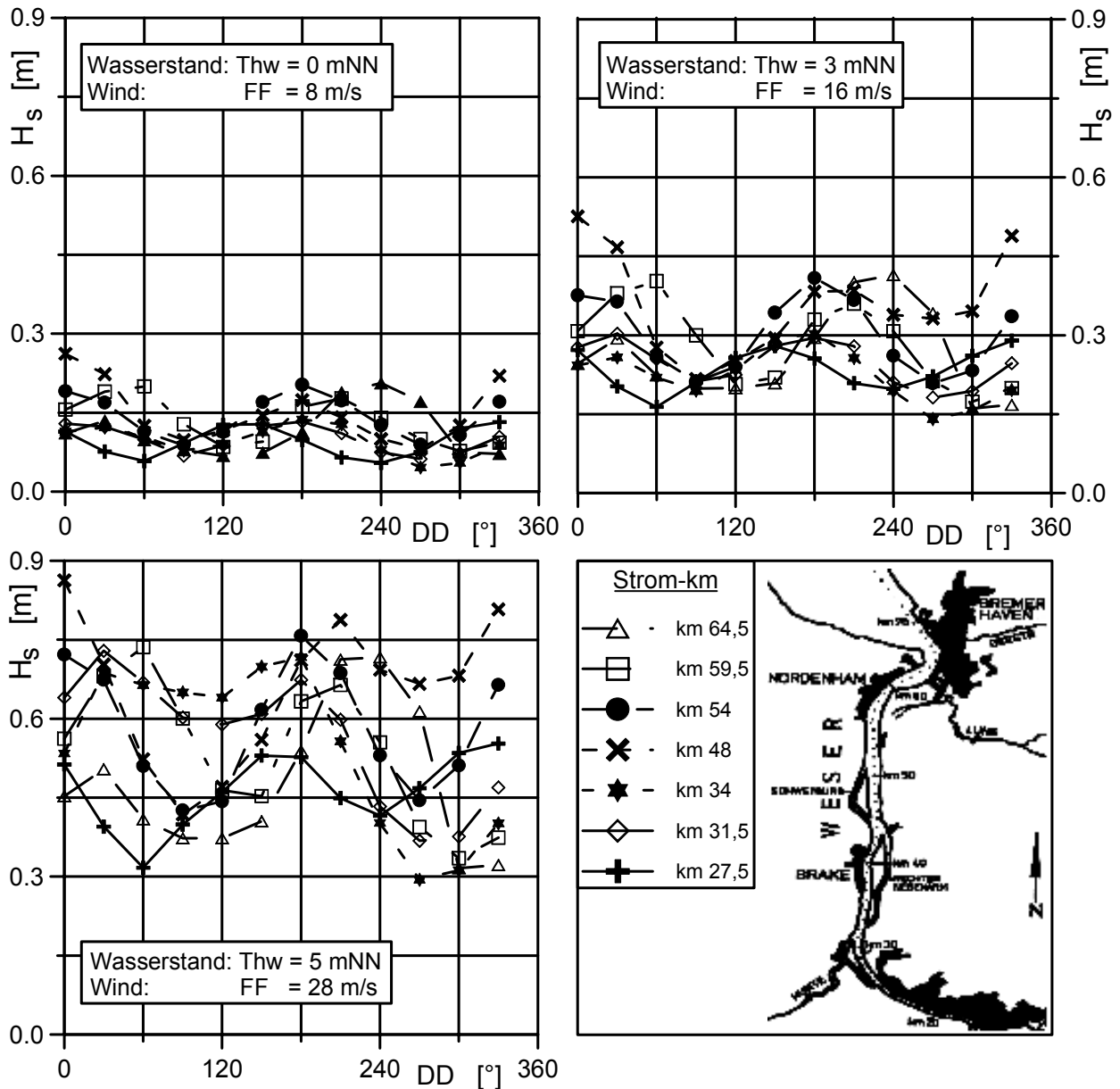


Abb. 3.8: Richtungsabhängigkeit des Seegangs in Rinnenmitte des Ästuars (Windstärken 8 m/s, 16 m/s, 28 m/s; Wasserstände 0 mNN, 3 mNN, 5 mNN) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

Der Seegang wird vielmehr in Abhängigkeit von der Vorlandhöhe und -breite im Vergleich zum Seegang in Rinnenmitte reduziert. Insgesamt ist aus den Ergebnissen der Seegangssimulation in der Unterweser keine deutliche räumliche Abhängigkeit der Wellenhöhe erkennbar. Maximale signifikante Wellenhöhen von 1,10 m treten in der Regel im Bereich der Strohhauser Plate auf. Der Seegang wird überwiegend von der Wassertiefe und der lokalen Windwirklänge (*fetch*) bestimmt (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a).

3.1.3 Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs an Deichen

Aus den Ergebnissen der in Kapitel 3.1.2 dargestellten Seegangssimulationen und unter Berücksichtigung der Eintrittswahrscheinlichkeiten von Winden (auf der Basis der im Europäischen Windatlas (TROEN & PETERSEN, 1990) verzeichneten Daten) (Abb. 3.10) und Wasserständen (aus Messungen der Küstenpegel in Bremerhaven, Brake, Farge und Vegesack) (Abb. 3.11) wurde die

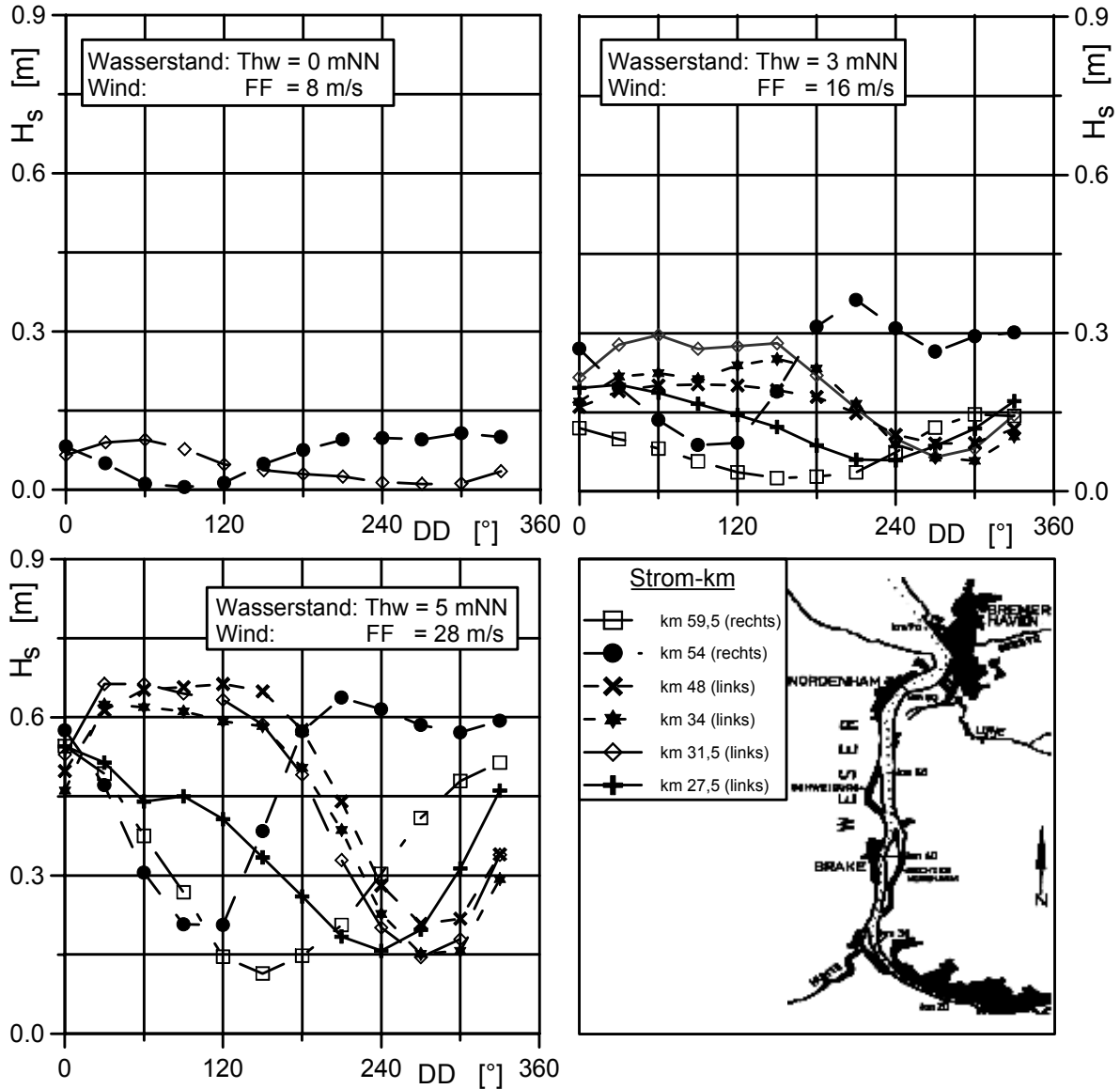


Abb. 3.9: Richtungsabhängigkeit des Seegangs auf dem Vorland
(Windstärken 8 m/s, 16 m/s, 28 m/s; Wasserstände 0 mNN, 3 mNN, 5 mNN)
(VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

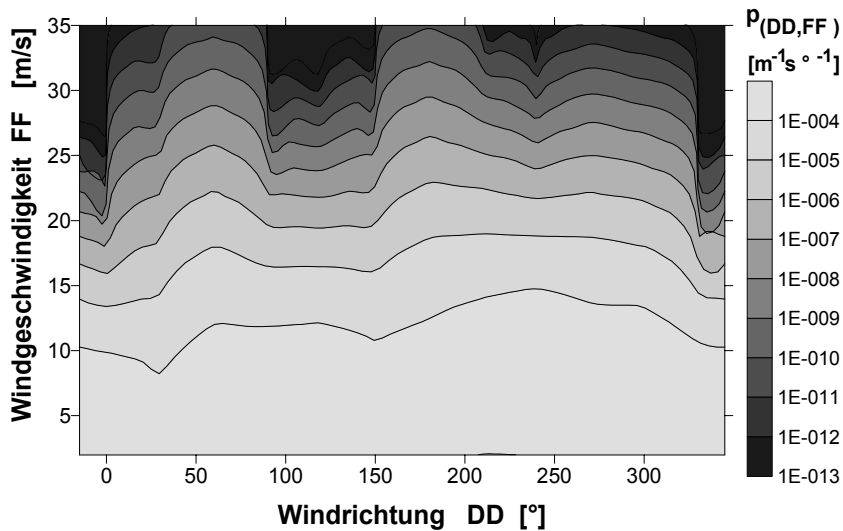


Abb. 3.10: Wahrscheinlichkeitsdichte von Windrichtung und –geschwindigkeit
(VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

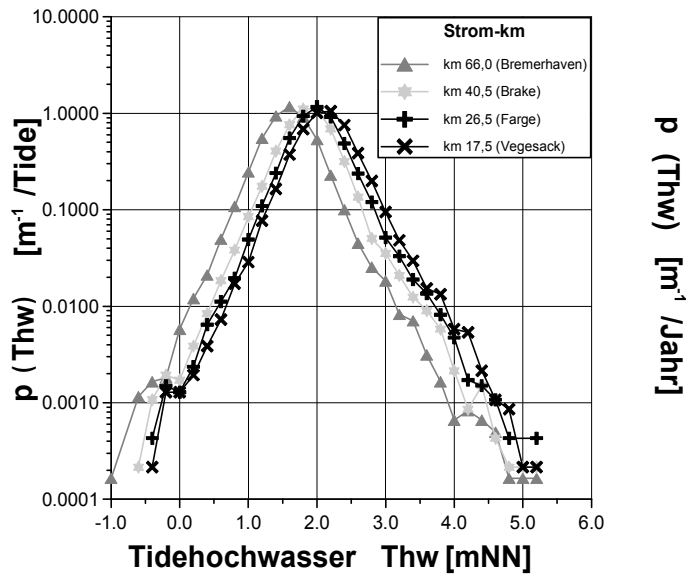


Abb. 3.11: Wahrscheinlichkeitsdichte von Tidehochwässern im Untersuchungsgebiet (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

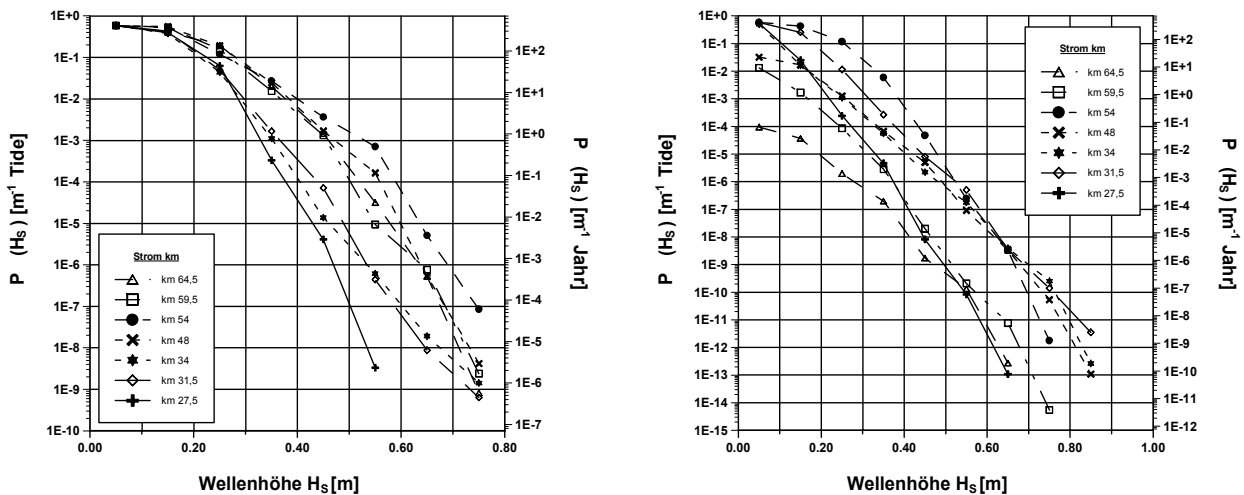


Abb. 3.12: Überschreitungswahrscheinlichkeit von Wellenhöhen (Rinnenmitte des Weserästuars (links) und auf dem Vorland (rechts)) (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

Eintrittswahrscheinlichkeit der Wellenhöhen in der Mitte des Weserästuars und auf dem Vorland (Abb. 3.12) bestimmt. Diese Größen bilden die Basis zur Ermittlung des Wellenaufbaus und der Wahrscheinlichkeit seines Eintretens.

Unter Anwendung der in Gleichung 2 dargestellten Funktion der Zuverlässigkeit als Differenz zwischen der Deichhöhe und der Höhe des Wellenaufbaus wurde die in Abbildung 3.13 dargestellte Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeitsfunktion ermittelt. Der grau schattierte Bereich stellt die Fälle eines Versagens, das heißt eines Überlaufs an den ausgewählten Deichprofilen dar.

Im Mittel weisen die einzelnen, als charakteristisch ausgewählten Deichprofile P1 bis P14 am linken Ufer ein rechnerisches Wiederkehrintervall, d.h. einen Kehrwert der Versagenswahrscheinlichkeit eines Wellenüberlaufs

von rd. 1.000 Jahren (Abb. 3.14, unten), die Profile P15 bis P21 am rechten Ufer von rd. 3.000 Jahren auf (Abb. 3.14, oben). Während für das Profil bei UW-km 59,5 am rechten Weserufer (P20) ein extrem hohes Wiederkehrintervall von rd. 60.000 Jahren ermittelt wurde, weist das Profil P7 am linken Weserufer im Bereich des Braker Siels bei etwa UW-km 42,5 ein Wiederkehrintervall von weniger als 40 Jahren auf. Die Darstellung der Ergebnisse für die ausgewählten 21 Profile verdeutlicht, dass die Wahrscheinlichkeit eines Versagens der Deiche im Weserästuar im wesentlichen von der vorhandenen Deichhöhe bestimmt wird. Prinzipiell zeigt sich, dass die Deiche am rechten Ufer höhere Sicherheiten aufweisen als am linken. Wird beispielsweise eine angestrebte 1.000-jährige Versagenswahrscheinlichkeit angenommen, können die Deiche des Ästuars, abgesehen von den benann-

ten Ausnahmen, derzeit als zuverlässig eingeschätzt werden. Die Deichhöhen im Bereich Blexen (linkes Ufer, ca. UW-km 63) und der Luneplate (rechtes Ufer, ca. UW-km 60) führen zu größeren als 10.000-jährigen Wiederkehrintervallen und können daher sogar als „überdimensioniert“ eingestuft werden (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a). Im Vergleich dazu weisen benachbarte Deichabschnitte Wiederkehrzeiten von 400 bis 8.000 Jahren (Norder Land), von 400 bis 3.000 Jahren (Wanger Land), von 1.000 Jahren (Butjadingen), von 500 bis 6.000 Jahren

(Land Wursten) bzw. von 5.000 bis 50.000 Jahren (Bremerhaven) auf. LAUSTRUP (2000) gibt für die dänischen Nordsee-Deiche eine Wiederkehrzeit von 200 Jahren und JORISSEN (2000) für die niederländischen Deiche eine Wiederkehrzeit von 4.000 bis 10.000 Jahren an. Es ist jedoch festzustellen, dass die großen Abweichungen der Wiederkehrzeiten des Wellenüberlaufs an den Deichen der genannten Nordsee-Anrainerstaaten teilweise auch auf kleine Unterschiede in den Berechnungsverfahren zurückzuführen sind (MAI & VON LIEBERMAN, 2000a).

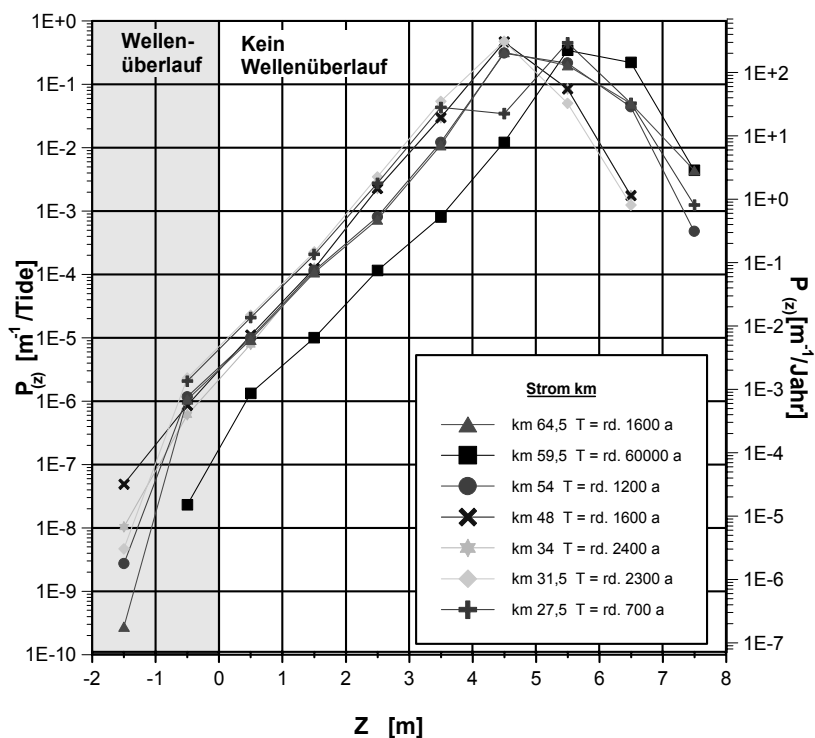


Abb. 3.13: Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeitsfunktion eines Wellenüberlaufs (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

3.2 Primäre Klimawirkungen

Aufbauend auf die Status-quo-Erhebung der Sicherheit der im Untersuchungsgebiet vorhandenen Küstenschutzsysteme wurden die Auswirkungen klimatischer Veränderungen auf die Schutzsysteme unter Anwendung des bereits in der Status-Quo-Analyse angewandten probabilistischen Ansatzes bestimmt. Den Berechnungen wurde das für das Vorhaben KLIMU definierte Klimaszenario mit einem um 0,70 m erhöhten Tidehochwasserstand und einer Zunahme der Windintensität von 3,8%¹ bei gleicher Verteilung der Windrichtungen zugrunde gelegt (KÖNIG ET

AL., 2000). Abbildung 3.15 zeigt beispielhaft für die Windrichtung 180° die Verteilung der Windgeschwindigkeiten bei einer Zunahme von 3,8% bzw. 10% im Jahresmittel. Für das Klimaszenario mit einem um 0,70 m erhöhten Tidehochwasserstand und einer Zunahme der Windintensität von 3,8% verringern sich die Wiederkehrintervalle eines Wellenaufbaus für die Profile P1 bis P14 etwa um den Faktor 4,5 bis 7,5 (Abb. 3.16), für die Profile P15 bis P21 etwa um den Faktor 4,5 bis 7 (3.17). Tabelle 3.1 stellt die Wiederkehrintervalle der einzelnen Profile dar. Nahezu am gesamten rechten und linken Weserufer liegen dann Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs an den Deichen von mehr als 100 Jahren vor. Am linken Ufer tritt im Bereich des Braker Siels bei etwa UW-km 42,5 (P7) für das Klimaszenario ein Wiederkehrintervall von weniger als zehn Jahren auf. Diese Deichfehlhöhe ist bereits im Generalplan der BEZIRKSREGIERUNG WESER-EMS dokumentiert, und eine Deicherhöhung ist vorgesehen.

¹ Saisonale Schwankungen der Windveränderung gegenüber dem Status Quo (I. Quartal = + 6,6%, II. Quartal = + 4,7%, III. Quartal = - 4,3%, IV. Quartal = + 6,8%) wurden nicht explizit berücksichtigt, da es Ziel des Küstenschutzes sein muss, einheitliche Sicherheiten über das gesamte Jahr zu gewährleisten. Ergänzend zur jährlichen Zunahme der Windgeschwindigkeiten von 3,8% wurde ein Szenario mit + 10% untersucht.

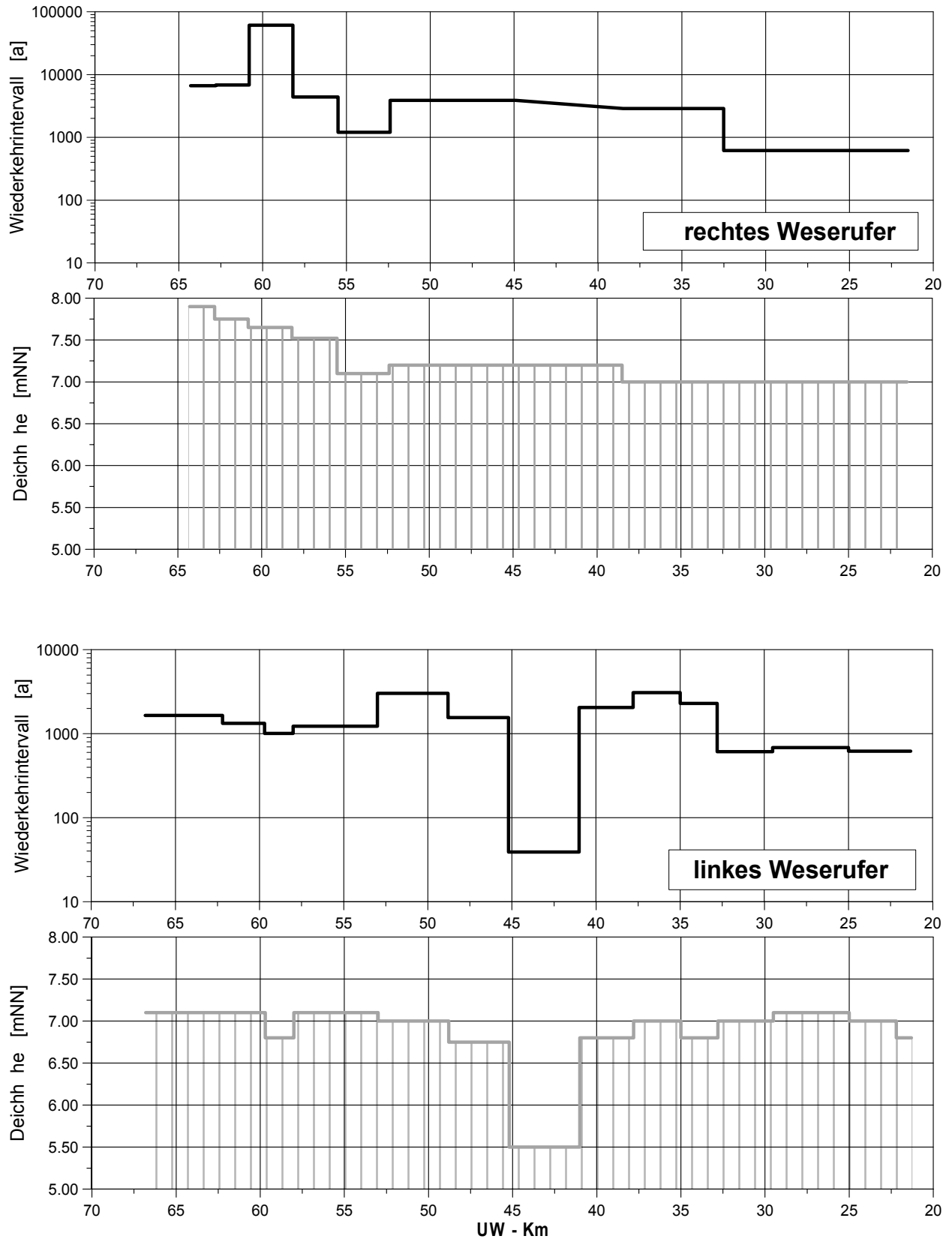


Abb. 3.14: Darstellung der Wiederkehrintervalle eines Deichversagens für das rechte (oben) und das linke (unten) Weserufer (VON LIEBERMAN & MAI, 1999a)

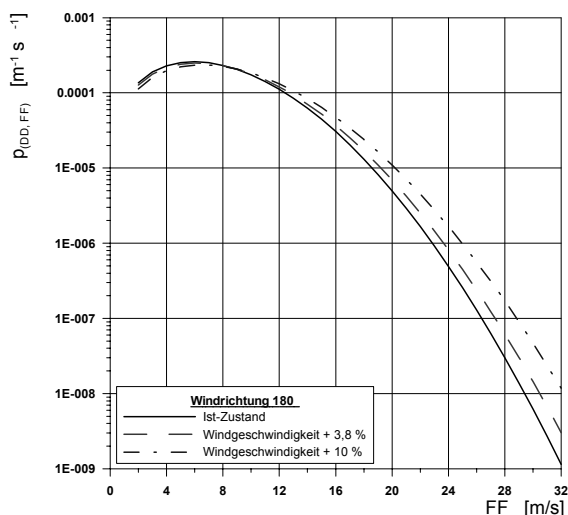


Abb. 3.15: Szenarien der Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit im Status Quo und bei Klimaänderung (ZIMMERMANN ET AL., 2000)

In den Abbildungen 3.18 und 3.19 sind beispielhaft für das linke Weserufer Ergebnisse der Untersuchungen mit unterschiedlichen Zunahmen der Windintensität dargestellt. Der Vergleich der Wiederkehrintervalle im Status Quo mit den Wiederkehrintervallen bei einer 3,8%igen Zunahme der Windintensität bei gleichbleibender Situati-

on der Tidewasserstände zeigt nur geringe Unterschiede (Abb. 3.18), so dass der Anstieg des Tidehochwassers um 0,70 m (Abb. 3.16 und Abb. 3.17) deutlich stärkere Auswirkungen auf die Abnahme der Wiederkehrintervalle bewirkt als eine Zunahme der Windintensität um 3,8%. Es zeigt sich jedoch, dass bei einer verstärkten Zunahme der Windintensität – beispielsweise um + 10% gegenüber dem Status Quo – eine zusätzliche Abnahme der Wiederkehrintervalle um den Faktor 1,2 bis 2,3 gegenüber dem gewählten Szenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) zu verzeichnen ist (Abb. 3.19).

Das probabilistische Verfahren zur Ermittlung der Wiederkehrzeit eines Wellenüberlaufs kann als Grundlage eines erweiterten Verfahrens zur Festlegung der Deichhöhe dienen. Abbildung 3.20 zeigt am Beispiel des Profils P20 (Siel Untere Lune) die Abhängigkeit der Wiederkehrzeit eines Wellenüberlaufs von der Deichhöhe für den Ist-Zustand und das definierte Klimaszenario. Das Diagramm ermöglicht die Zuordnung der erforderlichen Deichhöhe bei Festlegung der zulässigen Wiederkehrzeit des Wellenüberlaufs. Für das Profil P20 entspricht die heutige Deichhöhe einem Wiederkehrintervall des Wellenüberlaufs von rd. 3.900 Jahren und wäre für das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) und bei einer Festlegung der Wiederkehrzeit auf 1.000 Jahre um etwa 0,25 m auf 7,45 mNN zu erhöhen.

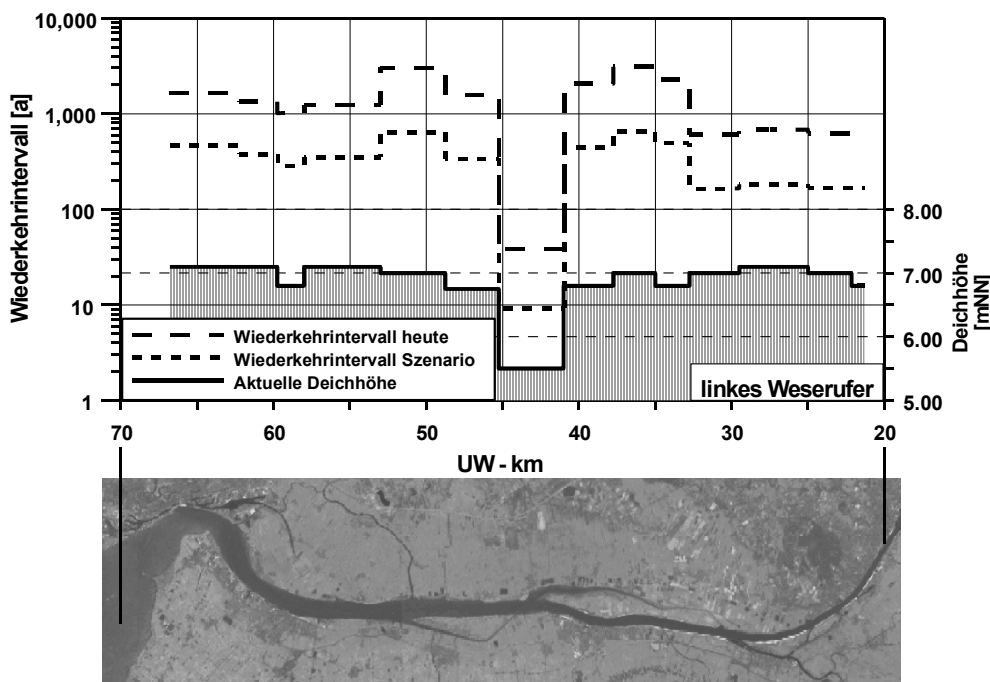


Abb. 3.16: Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am linken Weserufer für den Status Quo und das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%)

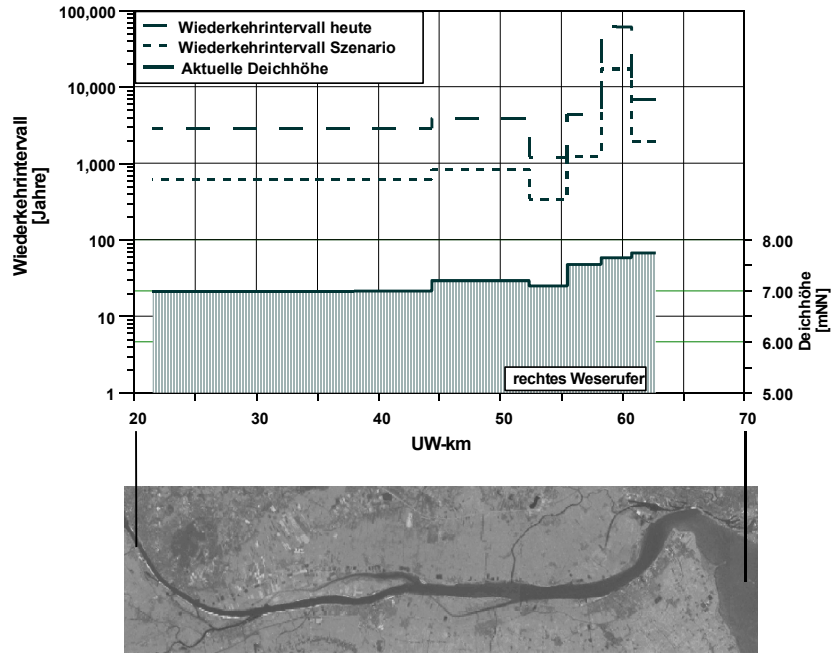


Abb. 3.17: Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am rechten Weserufer für den Status Quo und das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%)

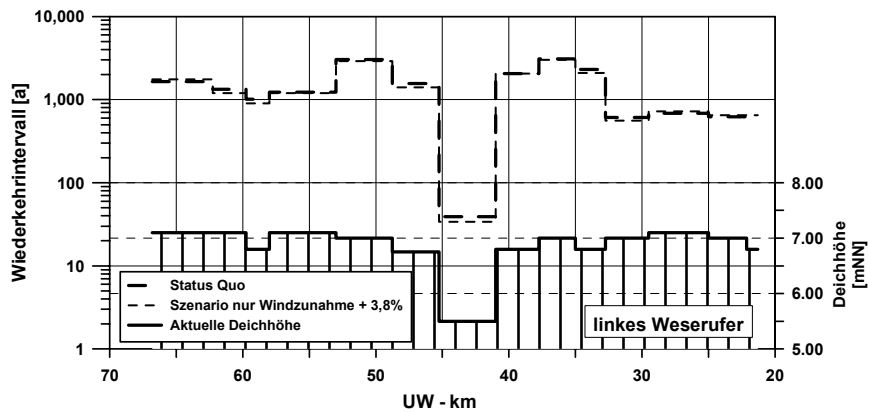


Abb. 3.18: Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am linken Weserufer für den Status Quo und bei Zunahme der Windintensität um 3,8%

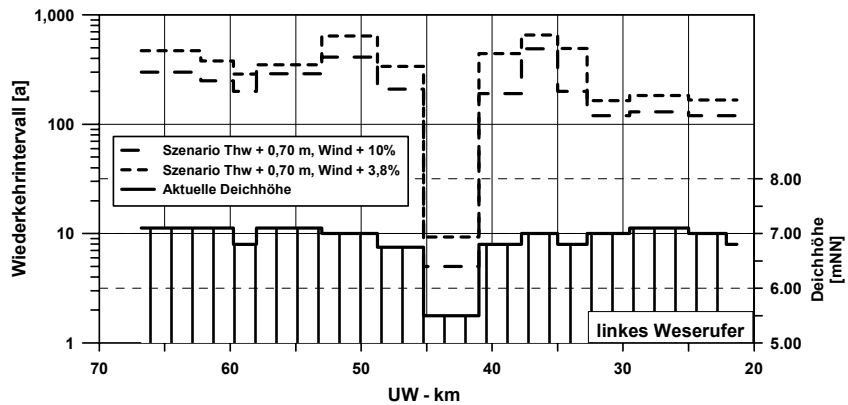


Abb. 3.19: Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs am linken Weserufer für das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) und ein modifiziertes Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 10%)

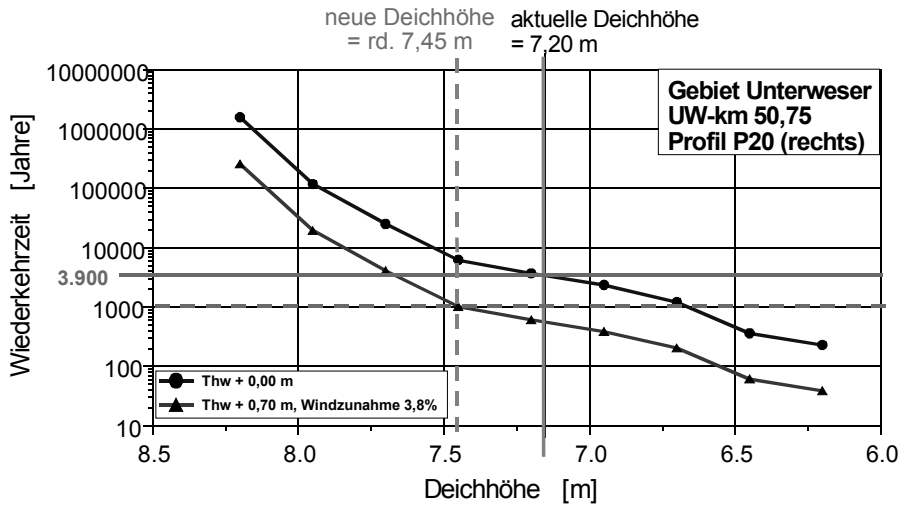


Abb. 3.20: Beispiel für die Ermittlung der erforderlichen Deichhöhe bei Ansatz des Klimaszenarios (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) und Annahme einer gewünschten Wiederkehrzeit von 1.000 Jahren

Profil-Nr.	Wiederkehrintervall Status Quo [Jahre]	Wiederkehrintervall Klimaszenario [Jahre]	Faktor der Abnahme des des Wiederkehrintervalls (Status – Szenario) [-]
P1	1.653	383	4,32
P2	1.330	308	4,32
P3	1.013	234	4,34
P4	1.229	284	4,32
P5	3.029	498	6,08
P6	1.562	261	5,99
P7	39	7	5,85
P8	2.051	275	7,47
P9	3.086	507	6,09
P10	2.295	381	6,03
P11	613	130	4,70
P12	683	145	4,70
P13	619	132	4,70
P14	619	132	4,70
P15	6.665	1.543	4,32
P16	6.854	1.586	4,32
P17	60.974	14.112	4,32
P18	4.402	1.019	4,32
P19	1.208	279	4,32
P20	3.902	642	6,08
P21	2.890	476	6,07

Tab. 3.1: Vergleich der Wiederkehrintervalle eines Wellenüberlaufs an den Profilen P1 bis P21 für den Status Quo und das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%)

3.3. Sekundäre Klimawirkungen

3.3.1 Reaktionsvarianten des Küstenschutzes

Für die vorausschauende Bemessung von Küstenschutzbauwerken wurde bislang mit einem Anstieg des mittleren Meeresspiegels von 0,25 m pro Jahrhundert gerechnet (säkularer Meeresspiegelanstieg). Zusätzlich mussten in der Unterweser die durch den Ausbau zum Großschiffahrtsweg verursachten Erhöhungen des MThw berücksichtigt werden (Kap. 3.1.1). Neben den Deichanlagen war zudem die Be- und Entwässerung der küstennahen Marschen dem natürlichen und ausbaubedingten Anstieg des mittleren Tidehochwassers und der Sturmflutwasserstände anzupassen. Typische Maßnahmen hierfür sind Deicherhöhungen durch Verstärkung des gesamten Deichkörpers bzw. durch das Aufsetzen von Spundwänden oder die Anlage von Sturmflutsperrwerken. Als Reaktionsvarianten des Küstenschutzes werden prinzipiell das Zurückweichen (d.h. die Aufgabe bestimmter Küstenregionen), das Vordringen (d.h. die seewärtige Verlagerung der bestehenden Küstenschutzlinie) und die Verteidigung (d.h. der Anpassung der bestehenden Küstenschutzlinie) unterschieden (PROBST, 1994). Die o.g. Küstenschutzmaßnahmen sind auch für den Fall eines anthropogen beschleunigten Meeresspiegelanstiegs geeignet. Zur Beurteilung möglicher Reaktionen des Küstenschutzes auf geänderte klimatische Randbedingungen wurden im Projekt KLIMU in Abstimmung mit dem KLIMU-Beirat drei unterschiedliche Strategien betrachtet; und zwar:

- die Anpassung der Küstenschutzelemente/-systeme auf vorhandener Linie (Reaktionsvariante 1);
- die partielle Rückverlegung der Hauptdeichlinie im Gebiet der Luneplate sowie die Anlage von drei Sturmflutentlastungspoldern am rechten Weserufer (Reaktionsvariante 2);
- die Errichtung eines Mündungssperrwerks in der Unterweser (Reaktionsvariante 3).

3.3.2 Anpassung auf vorhandener Linie

Unter einer Anpassung der Küstenschutzelemente auf der vorhandenen Linie (= Strategie der Verteidigung) ist die Erhöhung und die damit verbundene Verstärkung der vorhandenen Deichlinie zu verstehen. Bei dieser bei einem steigenden Wasserspiegel zunächst naheliegenden Reaktion ist zu berücksichtigen, dass eine Erhöhung bzw. Verstärkung vorhandener Deiche in der Regel nicht uneingeschränkt möglich ist. Limitierende Faktoren sind das vorhandene Platzangebot sowie die Baugrundverhältnisse. Im Zusammenhang mit derartigen Maßnahmen

ist auch die Funktionsfähigkeit der Siel- bzw. Schöpfwerksanlagen zu überprüfen (MANIAK ET AL., 1999) und gegebenenfalls anzupassen.

Aus den in den Kapiteln 3.1 und 3.2 dargestellten Ergebnissen der probabilistischen Untersuchung wurden für die Reaktionsvariante 1 resultierende neue Deichhöhen ermittelt. Da für die deutschen Küsten bislang keine einheitliche Schutzstrategie hinsichtlich eines anzustrebenden und durch Deichbauten zu realisierenden Wiederkehrintervalls existieren (Kap. 2), wurden im Rahmen von KLIMU zwei Strategien untersucht: zum einen wurde den Berechnungen der zur Anpassung an das gewählte Klimaszenario erforderlichen Deichhöhen das aktuelle Wiederkehrintervall zugrunde gelegt, zum anderen wurde ein für die gesamte Deichlinie einheitliches Wiederkehrintervall von 1.000 Jahren gewählt. Die Ergebnisse der Untersuchungen sind in den Abbildungen 3.21 und 3.22 für die beiden Weserufer dargestellt. Es zeigt sich, dass, für beide Szenarien der Wiederkehrintervalle, nahezu für die gesamte Deichstrecke Erhöhungen vorgenommen werden müssten. Für eine 1.000-jährige Wiederkehrzeit bzw. bei Beibehaltung der derzeitigen Wiederkehrintervalle wären die Deichlinien an beiden Weserufern um Größen zwischen rd. 0,20 m und rd. 2,30 m zu erhöhen. Anzumerken ist hierbei, dass die Anpassung der Deiche unter Beibehaltung des aktuellen Wiederkehrintervalls sicherlich eine Anpassung der bestehenden Deichfehlhöhe im Bereich des Braker Siels bei etwa UW-km 42,5 (P7) beinhalten sollte.

Die Abschätzung der erforderlichen Investitionen zur Umsetzung der Maßnahme „Anpassung auf vorhandener Linie“ (Reaktionsvariante 1) basiert einerseits auf den zuvor beschriebenen Ermittlungen der notwendigen Deichhöhen, andererseits auf einer am FRANZIUS-INSTITUT (1999) durchgeführten Studie zu denkbaren veränderten Deichbautechniken, in deren Rahmen Kostenansätze in enger Kooperation mit den zuständigen Verwaltungen ermittelt wurden. Ausgehend von den ursprünglichen sowie den zukünftigen Geometrien der einzelnen Deichabschnitte wurden unter Beibehaltung der Außen- und Binnenneigung die resultierenden Deichaufstandsflächen ermittelt² sowie die erforderlichen Mengen für die Deichbaumaterialien Sand, Klei und Rasenabdeckung mit Hilfe von Ermittlungsdiagrammen bestimmt. Abbildung 3.23 stellt beispielsweise ein Mengenermittlungsdiagramm für Klei dar. Aus der Differenz des Volumens zwischen bisheriger Deichgeometrie und heutiger können das zusätzlich erforderliche Volumen ermittelt und unter Ansatz eines aktuellen Preises pro m³ Volumen die resultierenden Kosten bestimmt werden.

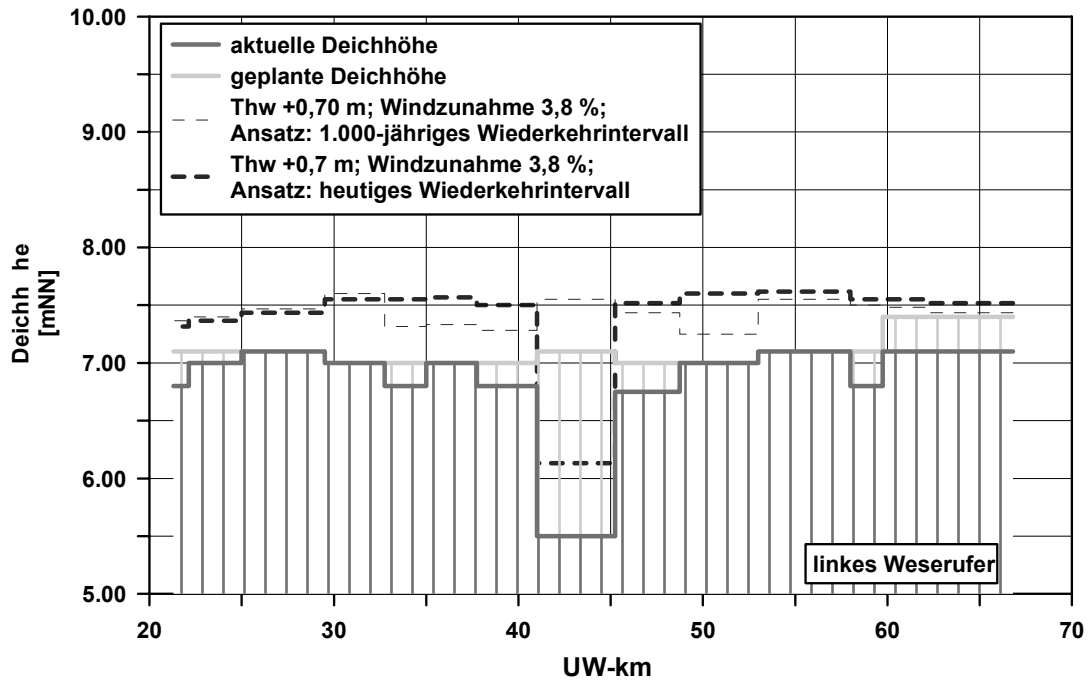


Abb. 3.21: Erforderliche Deichhöhen zur Anpassung an das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) bei Annahme einer gewünschten Wiederkehrzeit von 1.000 Jahren bzw. bei Erhaltung der aktuellen Wiederkehrzeit am linken Weserufer

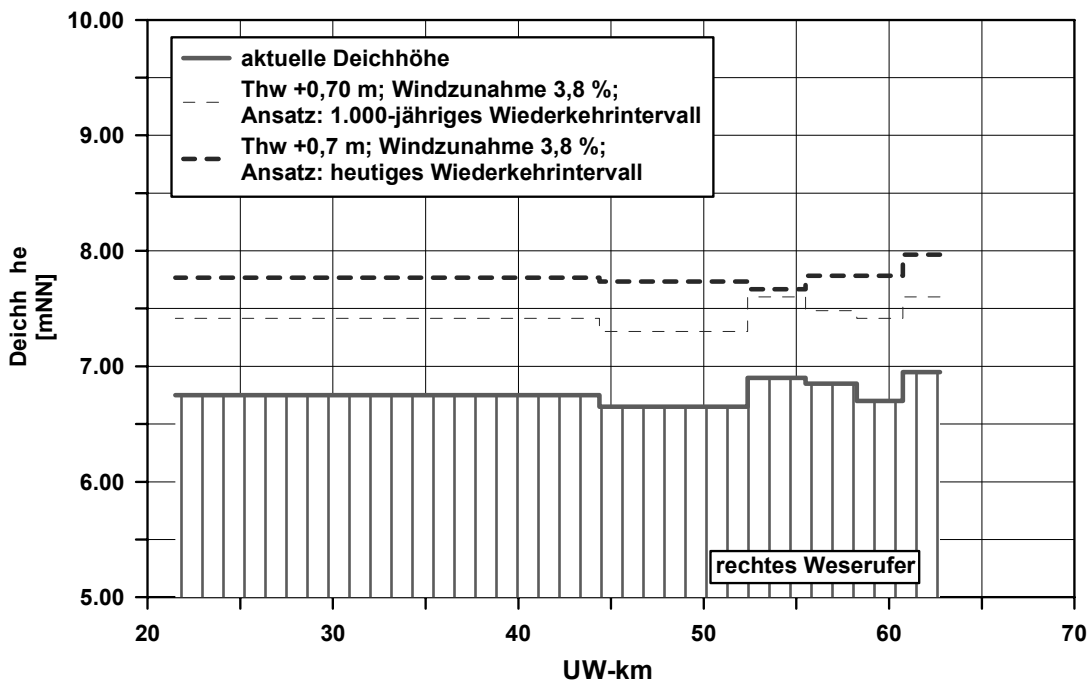


Abb. 3.22: Erforderliche Deichhöhen zur Anpassung an das Klimaszenario (= Tidehochwasserstand + 0,70 m; Windintensität + 3,8%) bei Annahme einer gewünschten Wiederkehrzeit von 1.000 Jahren bzw. bei Erhaltung der aktuellen Wiederkehrzeit am rechten Weserufer

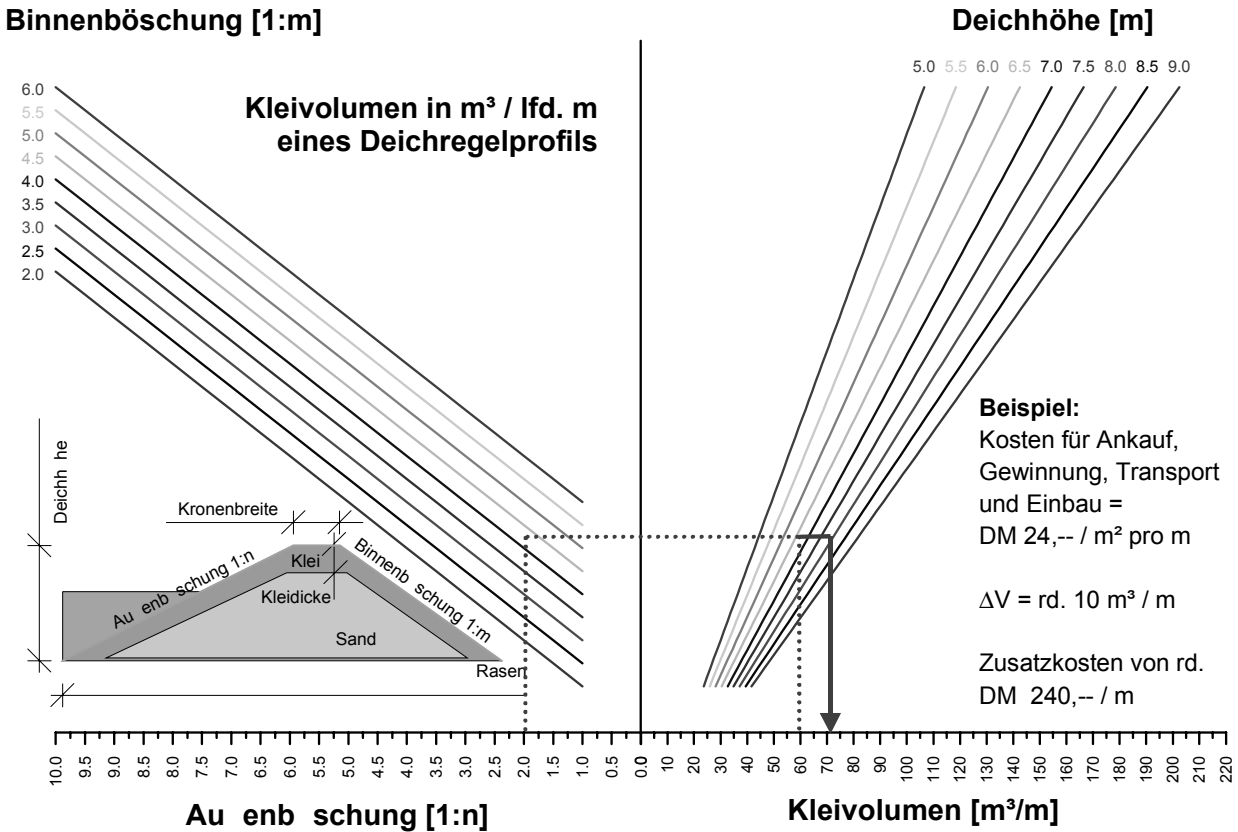


Abb. 3.23: Mengenermittlungsdiagramm für Klei in Abhängigkeit der Eingangsgrößen Deichneigung außen und binnen und Deichhöhe (FRANZIUS-INSTITUT, 1999)

Bei der Kalkulation der Gesamtkosten für Deicherhöhungen blieben Kosten für den Kleiabtrag sowie Kosten für Ausbesserungsarbeiten an den vorhandenen Deichen, zum Beispiel im Bereich der Deichentwässerung, unberücksichtigt. Grundsätzlich fallen im Deichbau Kosten für:

1. Vorarbeiten, Baustelleneinrichtung sowie Risiko- und Gemeinkosten
2. Grunderwerb
3. den Bau des eigentlichen Deichs an.

Diese werden im folgenden näher erläutert.

1. Für die Planung, Beweissicherung, Baugrundbeurteilung und Statik (Vorarbeiten), die Bauleitung und Baustellensicherung sowie die Risiko- und Gemeinkosten können rd. 300 DM/m zzgl. Mehrwertsteuer (MwSt) angenommen werden, unabhängig davon, ob ein Neubau oder eine Erhöhung des Deichs erfolgen soll (NLWK, 1998 / StAWA LÜNEBURG, 1993). Für die Realisierung eines 1.000-jährigen Wiederkehrintervalls ergeben sich für beide Ufer Kosten in Höhe von rd. DM 24 Mio. (inkl. 16% MwSt), bei Beibehaltung der aktuellen Wiederkehrintervalle sind es rd. DM 26 Mio. (inkl. 16% MwSt).

2. Die Kosten für den Grunderwerb sowie alle zur Herrichtung der Grundfläche anfallenden Kosten sind stark abhängig von der Lage des Deichs sowie der Deichbauart. Auf der Grundlage der Untersuchungen im Rahmen des durch den BUNDESMINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1990) beauftragten Bewertungsgutachten für Deichbauvorhaben an der Festlandküste im Gebiet der Wesermarsch und von Daten des STATISTISCHEN BUNDESAMTS können für die Wesermarsch 3,30 DM/m² angenommen werden, für das Roden, Planieren und eventuell erforderliche Auffüllungen 2,50 DM/m.
3. Die Baukosten für den eigentlichen Deich setzen sich aus Kosten für Erdarbeiten für den Sandkern und die Kleischicht, für Rasenflächenarbeiten, für Deichüberfahrten sowie für Deckwerke und Pflasterungen zusammen. Als Kosten für den Sandankauf werden 8 DM/m³ angenommen, als Kosten für den profilgerechten Einbau 2 DM/m³. Näherungsweise kann ein Einheitspreis von 10 DM/m³ für die einzelnen Deichabschnitte angesetzt werden. Die Kosten zur Kleibesorgung belaufen sich auf ca. 22 DM/m³, für den profilgerechten Einbau auf ca. 2 DM/m³. Kos-

² Für die vorgesehenen Deicherhöhungen ergeben sich in Abhängigkeit von der Deichhöhe Vergrößerungen des Deichgrunds von 0,90 m bis 6,30 m (Ansatz eines 1.000-jährigen Wiederkehrintervalls) bzw. rd. 1,20 m bis rd. 6,95 m (Beibehaltung des aktuellen Wiederkehrintervalls). Im Bereich der Deichfehlhöhe des Braker Siels ergeben sich rechnerische Deichgrundverbreiterungen bis zu 20 m, die in der Praxis sicherlich nicht zu realisieren sind. Hier würden sich Lösungen durch aufgesetzte Spundwände anbieten.

ten für Deichüberfahrten und Deichlängswege sowie Deckwerke und Pflasterungen können nur vereinfachend abgeschätzt werden. Hier werden 130 DM / m für Deichüberfahrten und Deichlängswege veranschlagt, sowie 150 DM / m für Deckwerke und Pflasterungen (NLWK, 1998 / STAWA LÜNEBURG, 1993).

In Tabelle 3.2 sind die Kosten für die Deichbaumaßnahmen der Variante „1000-jähriges Wiederkehrintervall“ und in Tabelle 3.3 für die Variante „Beibehaltung des aktuellen Wiederkehrintervalls“ dargestellt. Die Gesamtkosten des Bauvorhabens der Variante „1000-jähriges Wiederkehrintervall“ für beide Weserufer beträgt demnach rd. 64,74 Mio. DM inkl. MwSt, für das Vorhaben der Variante „Beibehaltung des aktuellen Wiederkehrintervalls“ rd.

87,75 Mio DM. Zukünftige Unterhaltungskosten der Deiche wurden nicht berücksichtigt.

Zur Realisierung der Reaktionsvariante 1 werden neben den Deicherhöhungen Höhenanpassungen der Siele und Schöpfwerke sowie der Sperrwerke an den Nebenflüssen vorgenommen werden. Einem Bauentwurf des WWA MEPPEN (1989) kann ein Pauschalpreis in Höhe von DM 284.000,- inkl. MwSt für die Aufstockung der Stirn- und Flügelwände des Auslaufs des Siels und Schöpfwerks Tunxdorf entnommen werden. Vereinfachend wurde für alle zu verstärkenden Bauwerke entlang der Unterweser (18 Siele und Schöpfwerke sowie drei Sperrwerke) ein Preis von DM 300.000,- inkl. MwSt angenommen, so dass zusätzliche Kosten von rd. 6,3 Mio. DM zu erwarten wären.

Ausbauabschnitt, beginnend ab	Allg. Kosten [10 ⁶ DM]	Grund-erwerb [10 ⁶ DM]	Sandkern-arbeiten [10 ⁶ DM]	Klei-arbeiten [10 ⁶ DM]	Rasen-arbeiten [10 ⁶ DM]	Deich-wege [10 ⁶ DM]
ca. UW-km 66,8, links	1,37	0,79	0,49	0,45	0,13	1,27
ca. UW-km 62,3, links	0,75	0,5	0,5	0,28	0,11	0,70
ca. UW-km 59,8, links	0,53	0,64	0,67	0,36	0,08	0,49
ca. UW-km 58, links	1,50	0,12	1,05	0,66	0,20	1,40
ca. UW-km 53, links	1,28	0,06	0,31	0,31	0,12	1,19
ca. UW-km 48,8, links	1,05	0,12	0,82	0,71	0,11	0,98
ca. UW-km 45,3, links	1,28	0,52	4,63	2,95	0,19	1,19
ca. UW-km 41, links	0,98	0,08	0,85	0,46	0,14	0,91
ca. UW-km 37,8, links	0,83	0,05	0,32	0,27	0,09	0,77
ca. UW-km 35, links	0,68	0,06	0,44	0,34	0,08	0,63
ca. UW-km 32,8, links	0,98	0,10	1,10	0,58	0,15	0,91
ca. UW-km 29,5, links	1,35	0,09	0,69	0,49	0,16	1,26
ca. UW-km 25, links	0,86	0,06	0,43	0,34	0,10	0,81
ca. UW-km 22,1, links	0,25	0,02	0,25	0,14	0,04	0,23
Summe links	13,65	1,48	8,29	5,06	0,81	12,74
Gesamtsumme links						42,03
Ausbauabschnitt, beginnend ab	Allg. Kosten [10 ⁶ DM]	Grund-erwerb [10 ⁶ DM]	Sandkern-arbeiten [10 ⁶ DM]	Klei-arbeiten [10 ⁶ DM]	Rasen-arbeiten [10 ⁶ DM]	Deich-wege [10 ⁶ DM]
ca. UW-km 55,5, rechts	0,94	0,08	0,89	0,46	0,14	0,88
ca. UW-km 52,4, rechts	2,40	= 0	= 0	= 0	= 0	2,24
ca. UW-km 44,4, rechts	6,86	0,5	3,37	2,81	0,73	6,41
Summe rechts	10,20	0,58	4,26	3,27	0,88	9,52
Gesamtsumme rechts						28,71
Gesamtsumme beide Ufer						64,74

Tab. 3.2: Gesamtkosten³ der Deicherhöhungen bei Ansatz eines einheitlichen Wiederkehrintervalls von 1.000 Jahren auf beiden Seiten des Weserufer

³ Zum Vergleich: Gemäß den Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS (1999) belaufen sich die durchschnittlichen Kosten für den Neubau eines konventionellen Deichs auf rd. DM 6.500,- pro lfd. m Deichstrecke.

Ausbauabschnitt, beginnend ab	Allg. Kosten [10 ⁶ DM]	Grund- erwerb [10 ⁶ DM]	Sandkern- arbeiten [10 ⁶ DM]	Klei- arbeiten [10 ⁶ DM]	Rasen- arbeiten [10 ⁶ DM]	Deich- wege [10 ⁶ DM]
ca. UW-km 66,8, links	1,37	98.963	613.654	559.032	136.776	1,27
ca. UW-km 62,3, links	0,75	0,06	0,59	0,33	0,11	0,70
ca. UW-km 59,8, links	0,53	0,07	0,73	0,39	0,08	0,49
ca. UW-km 58, links	1,50	0,13	1,21	0,76	0,20	1,40
ca. UW-km 53, links	1,28	0,13	0,79	0,75	0,13	1,19
ca. UW-km 48,8, links	1,05	0,14	0,93	0,79	0,11	0,98
ca. UW-km 45,3, links	1,28	0,14	1,04	0,79	0,15	1,19
ca. UW-km 41, links	0,98	0,12	1,25	0,67	0,15	0,91
ca. UW-km 37,8, links	0,83	0,08	0,56	0,46	0,094	0,77
ca. UW-km 35, links	0,68	0,09	0,65	0,5	0,08	0,63
ca. UW-km 32,8, links	0,98	0,09	1,0	0,5387	0,15	0,91
ca. UW-km 29,5, links	1,35	0,08	0,63	0,44	0,16	1,26
ca. UW-km 25, links	0,86	0,06	0,39	0,31	0,09	0,81
ca. UW-km 22,1, links	0,25	0,02	0,23	0,13	0,04	0,23
Summe links	13,65	1,09	8,81	7,41	1,67	12,74
Gesamtsumme links						45,37
Ausbauabschnitt, beginnend ab	Allg. Kosten [10 ⁶ DM]	Grund- erwerb [10 ⁶ DM]	Sandkern- arbeiten [10 ⁶ DM]	Klei- arbeiten [10 ⁶ DM]	Rasen- arbeiten [10 ⁶ DM]	Deich- wege [10 ⁶ DM]
ca. UW-km 62,75, rechts	0,60	0,02	0,19	0,13	0,07	0,56
ca. UW-km 60,75, rechts	0,75	0,02	0,13	0,1	0,08	0,70
ca. UW-km 58,25, rechts	0,83	0,04	0,24	0,21	0,08	0,77
ca. UW-km 55,5, rechts	0,94	0,09	1.01	0,52	0,15	0,88
ca. UW-km 52,4, rechts	2,40	= 0	= 0	= 0	= 0	2,24
ca. UW-km 44,4, rechts	6,86	0,92	6.47	5.17	0,78	6,41
Summe rechts	12,38	1,31	9,85	6,13	1,16	11,55
Gesamtsumme rechts						42,38
Gesamtsumme beide Ufer						87,75

Tab. 3.3: Gesamtkosten der Deicherhöhungen bei Beibehaltung des aktuellen Wiederkehrintervalls auf beiden Seiten des Weserufer

Bei der Kalkulation der Kosten für die Verstärkung der vorhandenen Deichlinie wurde in erster Näherung angenommen, dass für den erweiterten Deichgrund, d.h. die Deichaufstandfläche, genügend Platz vorhanden ist. Des Weiteren wurden die Baugrundverhältnisse hinsichtlich der Frage der Standsicherheit der Deiche vernachlässigt. Tatsächlich sind jedoch geotechnische (Aufbau von Untergrund und bestehendem Deichkörper) sowie die geohydraulischen Verhältnisse im und unter dem Deich den einer Bemessung vorausgehenden Untersuchungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit (Gefahr der Erosion) zugrunde zu legen (EIBFELDT & TEMMLER, 1999). Ferner wurde für die Berechnungen der Kosten ein binnenseitig trockener, d.h. wie bisher durch einen Binnentwässerungsgraben funktionsfähiger, Deichfuß vorausgesetzt. Nach Angaben des TP „Grundwasser“ und des TP „Wasserwirtschaft“ (s. Abschlussberichte der TP

„Grundwasser“ und „Wasserwirtschaft“) kann der gewünschte trockene Deichfuß auch für das gewählte Klimaszenario mit den bestehenden Siel- und Schöpfwerken gewährleistet werden, so dass hierfür keine zusätzliche Kosten zu berücksichtigen waren. Anzumerken ist jedoch, dass die sich im Deich infolge des erhöhten Außenwasserstands veränderten Sickerlinien nicht ermittelt wurden. In der praktischen Umsetzung empfiehlt es sich häufig, den seeseitigen Fuß offen auszubilden, damit das bei erhöhten Wasserständen eingedrungene Sickerwasser bei Rückgang des Außenwasserstands schnell genug abfließen kann, ohne die Deichabdeckung durch Aufbrüche zu gefährden.

Für die Vergleichbarkeit der Reaktionsvarianten 1 bis 3 ist neben den Investitionskosten auch die Nutzungsdauer der einzelnen Baumaßnahmen zu betrachten. Nach Angaben der LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA,

1993) beträgt die durchschnittliche Nutzungsdauer eines Hauptdeichs 100 Jahre, die von Sommerdeichen, je nach Überflutungshäufigkeit, 30 bis 70 Jahre. Deichsicherungswerke, wie z.B. Deckwerke, Deichsicherungswege und Bauwerke im Deich, z.B. Siele und Schöpfwerke, erreichen in Abhängigkeit vom Material 20 bis 80 Jahre Nutzungsdauer, Deichunterhaltungsanlagen, wie z.B. Deichtore, je nach Typ 10 bis 30 Jahre.

3.3.3 Anlage von Sturmflutentlastungspoldern

In Anlehnung an die Vorschläge der BUND-Arbeitsgruppe „Unterweser“ (BUND, 1996) wurden im Rahmen des Projekts KLIMU auch die Wirkungen der Küstenschutzstrategie „Zurückweichen“ untersucht. Diese Strategie sieht die Entlastung der vorhandenen Küstenschutzelemente durch die Schaffung von zusätzlichem Flutraum zur Senkung von Sturmflutscheitelwasserständen vor. Konkret wurde hier die Wirkung der Anlage von Sturmflutentlastungspoldern am rechten Weserufer untersucht. In Abbildung 3.24 sind die ausgewählten Polderflächen dargestellt. Zusätzlich wird der Vorschlag der BUND-Studie (1996), die Luneplate (rd. 1.350 ha) auszudeichnen, aufgegriffen. Hier wird die Hauptdeichlinie rückverlegt, d.h. abgetragen. Ziel ist es, zusätzlichen Raum für höhere Tiden und Sturmfluten zu bieten. Flächen unterhalb des MThw sind dann tideperiodisch überflutet.

Die Anlage von Sturmflutentlastungspoldern soll durch eine definierte Reduzierung der Deichhöhe auf einer Teilstrecke sowie die Errichtung der erforderlichen Umgebungsdeiche um die Polder erfolgen. Infolge der partiellen Absenkung der Deichlinie vernässen die Polder bei bestimmten Extremwasserständen. Häufigkeit, Ausmaß und Dauer sind durch die Festlegung der Breite und Höhe der Schwellen definiert. Erfahrungen bezüglich einer Anlage von Sturmflutentlastungspoldern liegen aus der Praxis kaum vor. Untersuchungen zur Anlage von Sturmflutpoldern an der Elbe zwischen Hamburg und der Pinnaumündung zeigten, dass insbesondere die Kombination von als günstig eingeschätzten Poldern zu untersuchen ist, da die Ergebnisse für einzelne Polder nicht zwangsweise überlagert werden können (BERNDT ET AL., 1983).

Die in Abbildung 3.24 dargestellten Polder sind im Land Würden bei Dedesdorf (Polder A), in der Drepteniederung (Polder B) und in Osterstade-Süd (Polder C) vorgesehen.

Der mögliche Polder A liegt im Land Würden, grenzt im Norden an die Ortschaft Auf der Jührde und im Nordwesten an Overwarfe; die südliche Grenze bilden Dedesdorf und die Unterweser (UW-km 51 bis UW-km 54). Die Fläche des Polders umfasst rd. 1.530 ha. Das Gelände des Polders A liegt zwischen -0,2 mNN bis -0,8 mNN im südlichen Teil und zwischen 0,2 mNN und 0,8 mNN im übrigen Gebiet. Stellenweise treten Höhenlagen, zum Beispiel in den Ortschaften, von 1,0 mNN bis 1,5 mNN auf. Als durchschnittliche Höhe für die folgenden Betrachtungen wurde ein Wert von 0,5 mNN angesetzt. Im Planungsgebiet befinden sich fünf Hofstellen sowie Landes- und Kreisstraßen. Genutzt werden die Flächen meist zur extensiven Grünlandbewirtschaftung sowie vereinzelt als Äcker. Der vorgesehene Polder befindet sich in der Trasse der Landesstraße L145, so dass die Planung des BUND nur in Form zweier Flächen, nördlich und südlich der L145, realisiert werden kann. Der nördliche Polder (Abb. 3.25, links) umfasst eine Fläche von rd. 950 ha bei einer durchschnittlichen Höhenlage von ca. 0,50 mNN.

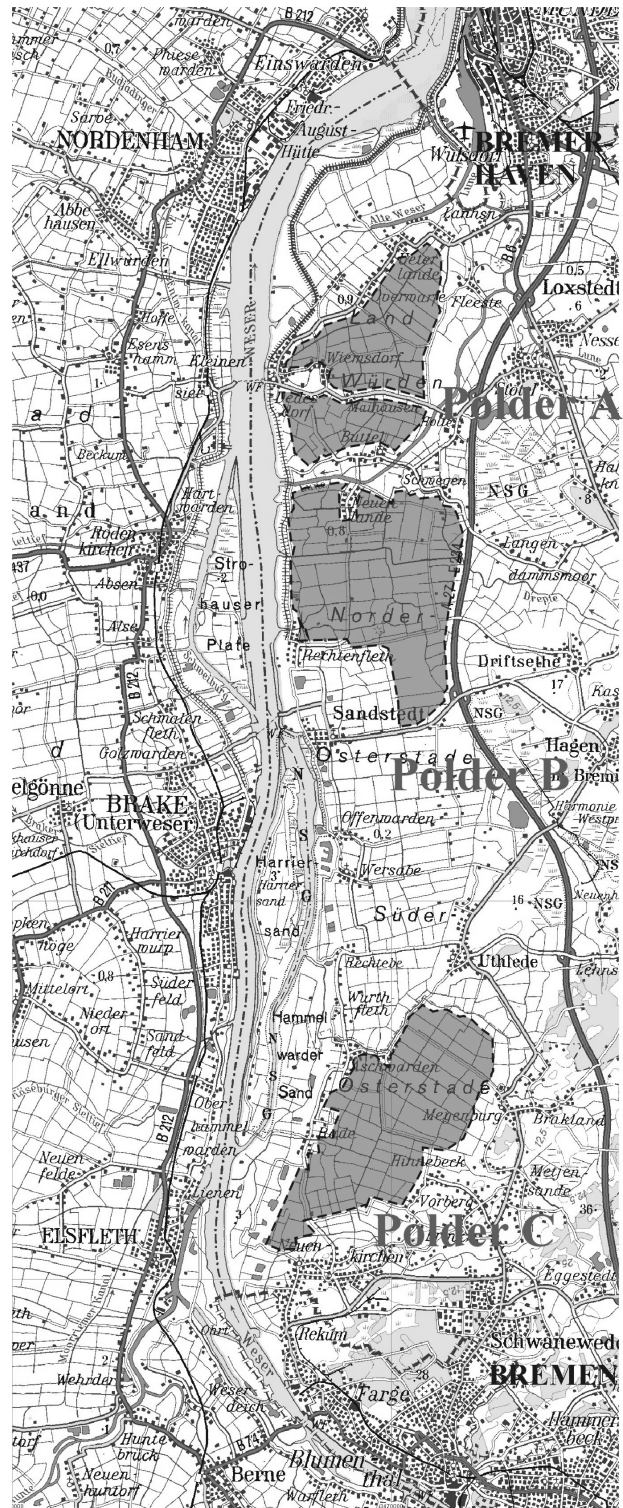


Abb. 3.24: Lage der in der Unterweser untersuchten Sturmflutentlastungspolder (VON LIEBERMAN ET AL., 2000)

tungen wurde ein Wert von 0,5 mNN angesetzt. Im Planungsgebiet befinden sich fünf Hofstellen sowie Landes- und Kreisstraßen. Genutzt werden die Flächen meist zur extensiven Grünlandbewirtschaftung sowie vereinzelt als Äcker. Der vorgesehene Polder befindet sich in der Trasse der Landesstraße L145, so dass die Planung des BUND nur in Form zweier Flächen, nördlich und südlich der L145, realisiert werden kann. Der nördliche Polder (Abb. 3.25, links) umfasst eine Fläche von rd. 950 ha bei einer durchschnittlichen Höhenlage von ca. 0,50 mNN.

Überflutet werden könnte er durch eine Öffnung des Hauptdeichs nördlich von Dedesdorf. Die Öffnung des Hauptdeichs ist aufgrund der räumlichen Gegebenheiten auf 1,20 km begrenzt. Die zusätzlich zum Hauptdeich erforderliche Polderdeichlänge beläuft sich auf rd. 14,50 km (Tab. 3.4). Die Fläche des Polders südlich der L145 (Abb. 3.25, rechts) beträgt rd. 580 ha, die Geländehöhe im Durchschnitt 0,00 mNN. Umgebungsdeiche wären auf einer Länge von rd. 9,60 km erforderlich. Die maximale Öffnungsweite des Deichs beträgt 1,70 km.

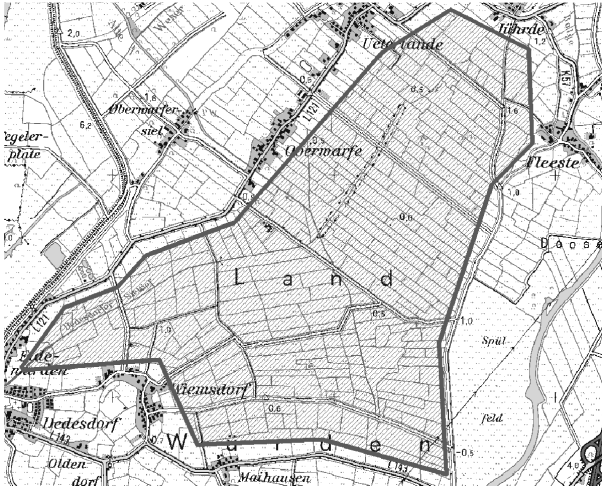


Abb. 3.25: Nördliche (oben) und südliche (unten) Fläche des Polders A (Kartengrundlage: LGN, 1998)

Im Gebiet des geplanten Polders B in der Drepteniederung verläuft die Bundesautobahn A27, so dass realistisch nur die Fläche westlich der A27 als Polderfläche ausgewiesen werden könnte. Diese Fläche wird im Westen durch die Weser (UW-km 44 bis UW-km 51) und im Osten durch die A27 begrenzt. Nördlich des geplanten Polders liegt die Ortschaft Neuenlande, und südlich liegen die Ortschaften Rechtenfleth und Sandstedt. Die Flächengröße beträgt rd. 2140 ha, und die Geländehöhe liegt etwa zwischen - 0,10 mNN und 0,80 mNN, im Mittel auf 0,20 mNN. Geflutet werden kann dieser Polder durch eine maximale Öffnung am Hauptdeich von 3,40 km Länge. Die erforderliche Länge der Umgebungsdeiche beträgt rd. 18,80 km (Tab. 3.4).



Abb. 3.26: Fläche des Polders B (Kartengrundlage: LGN, 1998)

Im Planungsgebiet siedeln elf Hofstellen, und es dient als intensives Ausflugsziel. Genutzt wird das Land überwiegend zur extensiven Grünlandbewirtschaftung und im Übergangsbereich zur Geest als Acker (Abb. 3.26).

Der in der südlichen Osterstader Marsch geplante Polder C liegt südlich von Uthlede und grenzt westlich an den Winterdeich des Hammelwarder Sands. Im Osten der Polderfläche liegt Meyenburg, im Süden Neuenkirchen. Die Fläche beträgt rd. 1.900 ha. Das geplante Poldergebiet grenzt zur Zeit nicht an den Flutraum der Weser (Abb. 3.27, links), so dass eine zusätzliche Fläche südlich des Polders ausgedeicht werden müsste (Abb. 3.27, rechts, gestrichelte Linie). Der Polder C liegt im nördlichen Poldergebiet mit - 0,2 mNN und 0,2 mNN sehr tief; nach Süden steigen die Höhen auf 0,5 und 1,1 mNN an. In den folgenden Berechnungen wird mit einer Durchschnittshöhe von 1,0 mNN gerechnet. Im Polder, der als Grünland und zum Teil als Acker genutzt wird, liegt eine Hofstelle.

Zur Flutung der Polder müssten die vorhandenen Hauptdeiche flussseits geschliffen werden. Die Flutung und Entlastung der Polder könnte automatisch durch ein Überströmen der Deiche an bestimmten Polderöffnungen geschehen. Hierzu werden die Deichkronen auf bestimmte Drempe- bzw. Bestickhöhen abgesenkt oder die Flutung geschieht durch Einlaufbauwerke, wie z.B. Siele, welche im Deich zu errichten sind. Mit Hilfe von Deichsielen bzw. Schöpfwerken wäre zudem eine gezielte und somit schnellere Entleerung der Polder gewährleistet, so dass die Polder bei einer folgenden erhöhten Flut (Kettentide) erneut Wassermengen aufnehmen könnten (VON LIEBERMAN ET AL., 2000).



Abb. 3.27: Fläche des Polders C (oben) und südliche angrenzende Fläche (unten) (Kartengrundlage: LGN, 1998)

Zur Abschätzung der Wirksamkeit der Sturmflutentlastungspolder bietet sich eine, z.B. zweidimensionale, numerische Simulation der Flutung und Entleerung der Polder an. Ein solches Vorgehen ist jedoch zeitintensiv und meist mit programmbedingten Schwierigkeiten verbunden. So müssen Höhendaten der Überflutungsflächen in die vorhandene Bathymetrie eingearbeitet werden und Probleme des Flutens- und Trockenfallens einzelner Zellen berücksichtigt werden. Da eine solche Simulation mit dem eindimensionalen Programm FLUSS des TP „Unterwesersimulation“ nicht möglich war, wurden vereinfachte Rechnungen unter Annahme bestimmter Abflüsse in die Polder durchgeführt. Hierzu wurde im FRANZIUS-INSTITUT der Abfluss in die Polder in erster Näherung mit Hilfe der Formel für einen vollkommenen Überfall berechnet. Bei einem vollkommenen Überfall (Abb. 3.28) muss ein Fließwechsel stattfinden, das heißt, der Unterwasserstand UW (Wasserstand im Polder) darf den Oberwasserstand OW (Wasserstand in der Unterweser) nicht beeinflussen. Diese Situation tritt im Modell so lange ein, bis der Wasserstand in den Poldern höher als die Schwelle ist. Der Abfluss für einen vollkommenen Überfall wird durch die nachfolgende Gleichung bestimmt:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot B \cdot \mu \cdot (2 \cdot g)^{0,5} \cdot h^{1,5} \quad (5)$$

mit:

- Q Abfluss durch die Polderöffnung [m³/s]
- B Breite der Schwelle [m]
- μ Überfallbeiwert [-]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- h Wassertiefe über der Schwelle [m]

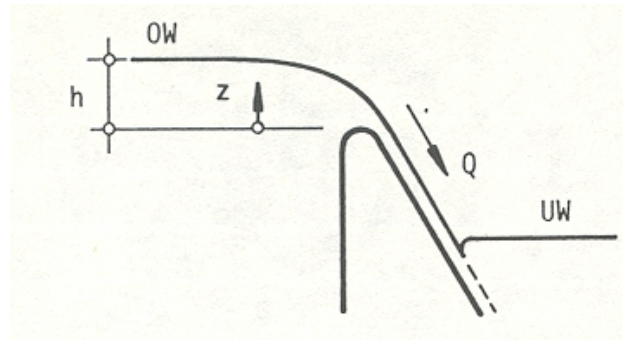
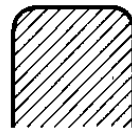


Abb. 3.28: Abflusszustand an einem vollkommenen Überfall (rückstaufreier Abfluss) (SCHRÖDER, 1998)

Den Berechnungen wurde eine Ausführung der Polderöffnung als festes Wehr in Form eines gekappten Deichs zugrunde gelegt. Die Form entspricht etwa denen in Abbildung 3.29 dargestellten mit den Überfallbeiwerten $\mu = 0,50$ bis $0,55$ und $\mu < 0,73$. Für die Abflussberechnungen wurde $\mu = 0,6$ gesetzt.



breit waagrecht,
Kanten abgerundet
 $\mu = 0,50$ bis $0,55$



dachförmig,
gut abgerundet
 $\mu < 0,73$

Abb. 3.29: Geometrische Form von Einlaufbauwerken (nach: SCHRÖDER, 1998)

Die Höhe der Schwelle des Einlaufbauwerks wurde in Abhängigkeit vom maximalen Wasserstand der Bemessungsturmflut vom 28. Januar 1994 bzw. des Szenarios (vgl. Abschlussbericht des TP „Unterwesersimulation“) gewählt. Für die Abflussberechnungen wurde die Differenz zwischen der Höhe der Schwelle und dem maximalen Wasserstand an der Polderöffnung zwischen 1 m, 1,5 m und 2 m, die Schwellenbreite der Polder in 100-Meter-Schritten von 100 m bis 500 m variiert. Größere Polderöffnungen erschienen nicht sinnvoll, da der theoretische Wasserstand in den Poldern sonst über die Höhe der Schwelle ansteigen würde. Zudem würde die gewählte Formel für einen vollkommenen Überfall aufgrund des eintretenden Fließwechsels ungültig. Auf der Basis der Abschätzungen des FRANZIUS-INSTITUTS wurde den Berechnungen des TP „Unterwesersimulation“ schließlich eine Höhenlage der Schwellen von 1,50 m unterhalb des Sturmflutscheitels für alle drei Polder zugrunde gelegt.

Die Schwellenbreite des Polders A betrug 350 m, die der Polder B und C 500 m.

Die Ergebnisse des TP „Unterwesersimulation“ zeigen bei Anschluss aller drei Sturmflutentlastungspolder an die Unterweser und zusätzlicher Ausdeichung der Luneplate für die gewählte Bemessungsturmflut ab ca. UW-km 60 Absenkungen des Weserwasserstands, die bei ca. UW-km 20 0,40 m erreichen. Im Fall einer um 0,70 m erhöhten Bemessungsturmflut (= Klimaszenario) wären bei UW-km 40 rd. 0,35 m Wasserstandsabsenkung und im Bereich Bremen (UW-km 20) maximal 0,70 m zu erzielen. Die Ergebnisse der Simulationen sind ausführlicher im

Abschlussbericht des TP „Unterwesersimulation“ dargestellt.

Ergänzende Untersuchungen zur Wirksamkeit von Sturmflutentlastungspoldern an der Unterweser wurden von VON LIEBERMAN ET AL. (2000) mit dem zweidimensionalen HN-Modell MIKE21 durchgeführt. Besonderes Augenmerk wurde hier einerseits auf die Wirkung der örtlichen Lage der Polder gelegt, andererseits auf die Wirkung der Polder bei Eintreten einer Kettentide. Die Ausdeichung der Luneplate wurde nicht betrachtet. Wie bei den Simulationen durch das TP „Unterwesersimulation“ blieb auch hier ein eventuelles Abpumpen oder Abfließen des Wassers aus den Poldern unberücksichtigt.

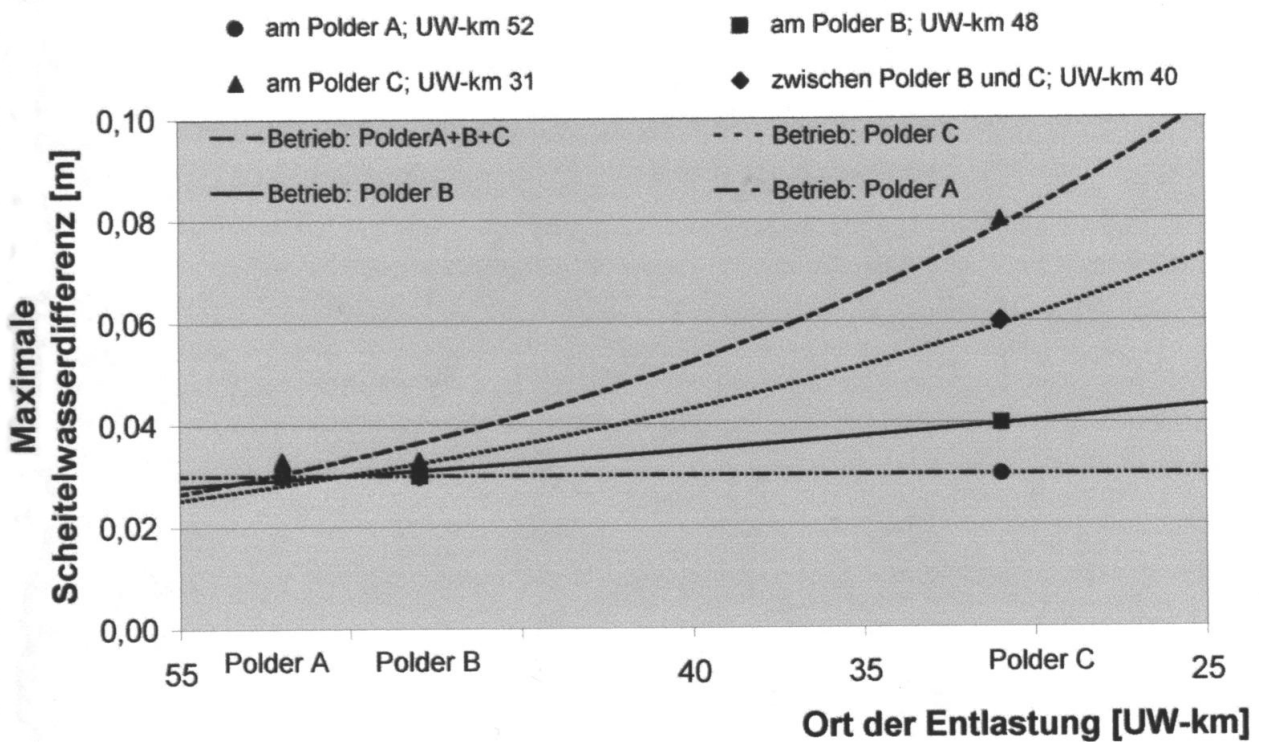


Abb. 3.30: Einfluss der Polder in Abhängigkeit vom Ort der Entlastung (VON LIEBERMAN ET AL., 2000)

Die Untersuchungen zeigten, dass der am weitesten im Landesinneren gelegene Polder C maximale Wasserstandsunterschiede von rd. 0,08 m bewirkt (Abb. 3.30). Diese können durch eine Vergrößerung der Schwellenbreite bzw. ein Herabsetzen der Schwelle verdreifacht werden. Polder A und Polder B haben aufgrund ihrer Nähe zur Nordsee einen geringeren Einfluss auf die Wasserstandsabsenkungen. Oberstrom der Polderöffnungen setzen sich die maximalen Absenkungen mit der einlaufenden Tidewelle fort und können in der gesamten Unterweser zeitgleich mit dem Scheitelwasser eintreten.

Unterstrom der Polderöffnungen verringern sich die Differenzen und setzen zeitlich versetzt zum Scheitel der Tidekurve ein, so dass die maximalen Absenkungen durch eine Entlastung des Polders C stromab verringert werden. In der nördlichen Unterweser können daher nur durch eine Kombination mit den Poldern A und B Scheitelwasserstandsabsenkungen von rd. 0,23 m erzielt werden. Im südlichen Bereich der Unterweser konnte der zweite Scheitel der gewählten Kettentide vom 29. und 30. Oktober 1996 um 0,40 m gesenkt werden.

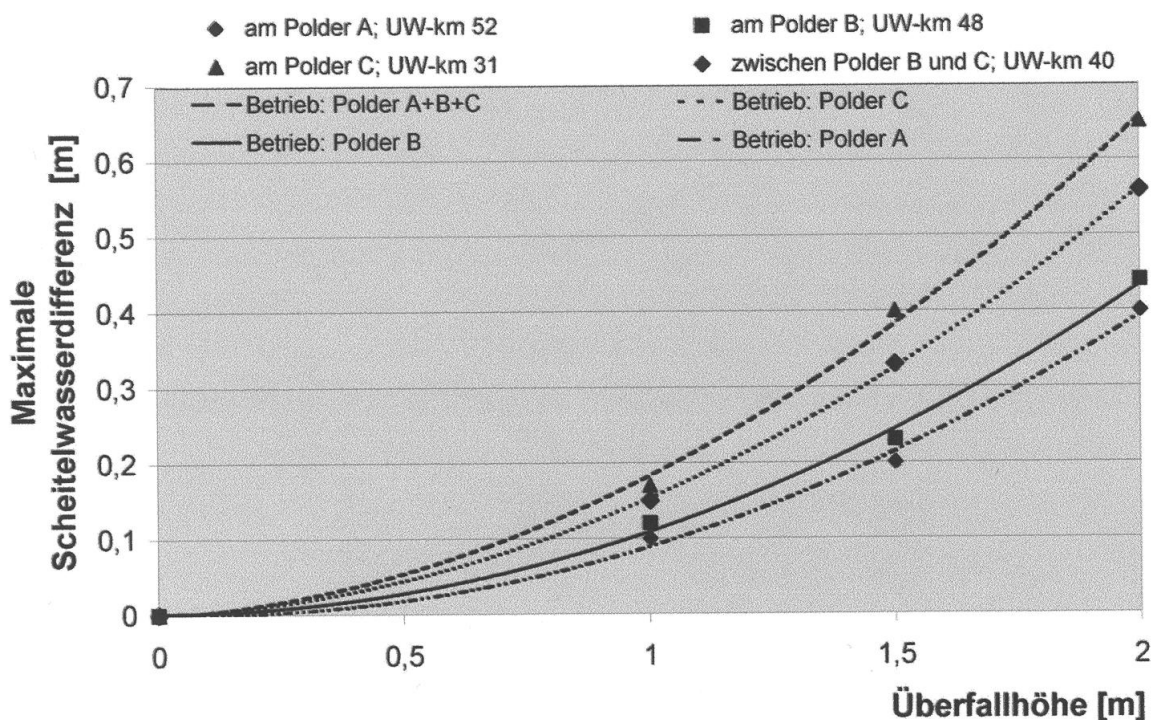


Abb. 3.31: Einfluss der Überfallhöhe auf die Scheitelwasserdifferenzen
(VON LIEBERMAN ET AL., 2000)

Durch die Variation der Schwellenhöhe der Polderöffnungen konnte ein Zusammenhang zwischen maximalem Abfluss und erzielter Scheitelwasserstands-differenz festgestellt werden. Die Absenkungen verteilen sich in der Unterweser bei allen drei gewählten Überfallhöhen gleich. Die größten Differenzen treten im südlichen Bereich auf und verringern sich stromab. Absenkungen, die größer als 0,02 m sind, erreichen bei einer Überfallhöhe von 2 m unter dem Scheitel der Bemessungstide das Gebiet der Lune (s. Abb. 3.1) bei Bremerhaven. Mit sinkender Überfallhöhe verschieben sich diese Differenzen um rd. 10 km bei einer Überfallhöhe von 1,5 m unter dem Scheitel der Bemessungstide bzw. um rd. 20 km bei einer Überfallhöhe von 1,0 m nach Süden. Bei Bremen treten die größten Absenkungen auf. Die Zusammenhänge sind in Abbildung 3.31 für eine Überfallhöhe unter dem Scheitel der Bemessungstide von 1,5 m dargestellt. Oberstrom der Polderöffnung steigen die Differenzen von 0,40 m bis 0,50 m auf über 0,50 m an. So könnte in der Unterweser durch Einlaufbauwerke mit beweglicher Schwelle der Zeitpunkt des Überlaufs über die Polderschwellen gezielt gesteuert und somit größere Abflüsse in die Polder erzielt werden werden. Eine frühzeitige Entlastung des Polders C kann, durch die sich nach Oberstrom fortsetzenden Absenkungen, das eintretende Scheitelwasser in der nördlichen Unterweser senken (VON LIEBERMAN ET AL., 2000).

Zur Abschätzung der Realisierbarkeit dieser Reaktionsvariante 2, d.h. der Anlage von Sturmflutentlastungspoldern sowie der Ausdeichung der Luneplate, wurden die erforderlichen finanziellen Aufwendungen für die abzutragenden Deiche und die Errichtung der Umgebungsdeiche auf der Basis von Literaturstudien und Expertengesprächen, ähnlich wie für die Reaktionsvariante 1, ermittelt. Es wurde vorausgesetzt, dass die zur errichtenden Umgebungsdeiche mit der Höhe der ursprünglichen Hauptdeichlinie erstellt werden, da es das Niedersächsische Deichgesetz (NDG, 1998, §29) vorschreibt. So wurde für diese Anschlussdeiche in Anlehnung an die Variante „1000-jähriges Wiederkehrintervall“ eine mittlere Höhe der Deichkrone von 7,40 mNN festgelegt (vgl. Abb. 3.22). Für die Deichkörper wurden Böschungsneigungen von 1:4 für die Außenböschung und 1:3 für die Binnenböschung angenommen. Die für die Deichbaumaßnahmen der Polder A bis C erforderlichen Längen und Höhen sind in Tabelle 3.4, die Kosten für die Deichbaumaßnahmen in Tabelle 3.5 dargestellt. Die Gesamtkosten der Deichbauarbeiten betragen rd. 593 Mio. DM. Es ist davon auszugehen, dass die Schleifung der Deiche gemeinsam mit der Neubaumaßnahme erfolgt und das Baumaterial zum Neubau wieder eingesetzt werden kann. Daher wurden für die Schleifung der Hauptdeiche im Bereich der Polderöffnungen keine gesonderten Kosten berücksichtigt.

Polder	Maximale Deichlänge [km]	durchschnittliche Geländehöhe [mNN]	Resultierende Höhe des Deichs über GOK [m]
A: Dedesdorfer Marsch			
nördliche Fläche	14,50	+ 0,50	6,90
südliche Fläche	9,60	+ 0,00	7,40
B: Drepteniederung	18,80	+ 0,20	7,20
C: Osterstade Süd	17,50	+ 1,00	6,40
neuer Hauptdeich	4,50	+ 1,00	6,40

Tab. 3.4: Zusammenstellung der zur Realisierung der Polder A bis C erforderlichen Deichlängen und -höhen

Ausbauabschnitt	Allg. Kosten [10 ⁶ DM]	Grund- erwerb [10 ⁶ DM]	Sandkern- arbeiten [10 ⁶ DM]	Klei- arbeiten [10 ⁶ DM]	Rasen- arbeiten [10 ⁶ DM]	Deich- wege [10 ⁶ DM]
Polder A (Nord)	4,4	4,3	26,1	79,7	2,0	4,1
Polder A (Süd)	2,9	3,1	20,0	67,4	1,4	2,7
Polder B	5,6	5,8	39,9	109,6	5,0	5,3
Polder C	5,3	4,9	21,0	59,1	2,3	4,9
Polder C (Schutzdeich)	1,3	1,2	25,8	75,7	1,0	1,2
Summe	19,5	19,3	132,8	391,5	11,7	18,2
Summe gesamt						593,0

Tab. 3.5: Gesamtkosten der Deicherhöhungen bei Ansatz eines einheitlichen Wiederkehrintervalls von 1.000 Jahren auf beiden Seiten des Weserufers

Die Kosten für den Abtrag des die Luneplate umgebenden Hauptdeichs wurden auf der Basis eines Bauentwurfs für den Deichverband „Heede-Aschendorf-Papenburg“ ermittelt. Sie setzen sich aus Kosten für den Abtrag des Deckbodens (8 DM/m³), des Sandbodens (7 DM/m³), des vorhandenen Deckwerks (6 DM/m³), der Deichüberfahrten und Deichlängswege (20 DM/m³) zusammen (WWA MEPPEN, 1989). Allgemerkosten fallen entsprechend einer Deichneubaumaßnahme an. Für den Abtrag des rd. 7,25 km langen Deich um die Luneplate fallen Allgemerkosten in Höhe von rd. 2,5 Mio. DM (inkl. 16% MwSt) und Baukosten von rd. 22 Mio. DM an.

Für den Status Quo fließen bei Ansatz der o.g. Bemessungsturmzeit vom 28. Januar 1994 Abflüsse in den Polder A von rd. 15 Mio. m³, in die Polder B und C von rd. 20 Mio m³. Bei Ansatz des Szenarios ergeben sich rd. 30 Mio. m³ bzw. rd. 40 Mio. m³. Würde von einer reinen Leistung der Schöpfwerke, ohne zusätzliche Sielleistung, von beispielsweise 14.000 l/s ausgegangen, welche eine noch zu realisierende, jedoch sehr große Leistung für Schöpfwerke darstellt, so ergeben sich rechnerisch zwischen 12 und 24 Tagen, die zur vollständigen Leerung der Polder erforderlich wären. Dies ließe sich sicherlich nicht realisieren, da einerseits innerhalb der Entleerungszeit mit dem Eintreten einer erneuten Sturmflut gerechnet werden muss, andererseits eine Schädigung der in den Poldern vorhandenen Flora und Fauna zu befürchten ist

(vgl. Abschlussbericht des TP „Ökologie“). In Kombination mit einem Schöpfwerk würde sicherlich ein Sielbauwerk in die Polderdeiche integriert werden, welches bei fallenden Außenwasserständen den freien Sielzug und somit eine teilweise Entleerung des Polders ermöglichen würde. Es soll daher von einer kombinierten Lösung mit Siel und Schöpfwerk ausgegangen werden. Eine Bemessung von Siel und Schöpfwerk sollte im Rahmen des Projekts KLIMU nicht erfolgen. In erster Näherung wird die erforderliche Schöpfwerksleistung der einzelnen Schöpfwerke der Polder A bis C mit 8.500 l/s definiert. Nach Angaben des BREMISCHEN DEICHVERBANDS AM RECHTEN WESERUFER (1999) für das Jahr 1995 besteht zwischen der Schöpfwerksleistung Y und den erforderlichen Baukosten X für ein Schöpfwerk die nachfolgende Beziehung, die der Ermittlung der Kosten für die Polder-schöpfwerke zugrunde gelegt wurde.

$$Y = 6,878 \cdot 10^{-18} \cdot X^4 - 1,1532 \cdot 10^{-10} \cdot X^3 - 0,00151 \cdot X - 543,59$$

Bei Annahme einer maximalen Schöpfwerksleistung von 8.500 l/s ist mit Kosten von rd. 8 Mio. DM pro Schöpfwerk zu rechnen. Jährliche Unterhaltungs-, Betriebs- und Personalkosten wurden hierbei nicht berücksichtigt.

Das LAND NIEDERSACHSEN (1998) geht von einem Anhaltswert für Schöpfwerksbaukosten von 1 Mio. DM je 1 m³/s Leistung inkl. MwSt und einer Reserve von 15% für Unvorhergesehenes aus, so dass demnach rd.

8,5 Mio. DM anzusetzen sind. Für die gesamte Maßnahme (Errichtung von Schutzdeichen um die Polderflächen, Anlage von drei Schöpfwerken in Kombination mit Sielen, Ausdeichung der Luneplate) beliefen sich somit die zu erbringenden Investitionen auf rd. 593 Mio. DM + 3 x 8,5 Mio. DM + 24,5 Mio. DM = rd. 650 Mio. DM. Unberücksichtigt blieben auch hier zukünftige Unterhaltungskosten der Deiche. Es ist jedoch anzumerken, dass die vorhandene Deichlinie entlang der Unterweser auch bei Umsetzung der Reaktionsvariante 2 weiterhin zu unterhalten ist und entsprechende Kosten anfallen.

Für die Umsetzung der Reaktionsvariante 2 ist zu berücksichtigen, dass die Flächen der Hochwasserentlastungspolder frei gehalten werden müssen und es damit zu Einschränkungen im Siedlungs-, Verkehrswege- und Industriebau kommen würde. Für die im Planungsgebiet existierenden Gehöfte müsste Objektschutz betrieben oder diese umgesiedelt werden. Nach Angaben des BUND (1996) könnten die Polder extensiv als Dauergrünland bewirtschaftet werden und die ökologische Funktion der Flächen „bliebe auf diese Weise langfristig gesichert und kann sogar verbessert werden“. Abgesehen von der Gefahr der Veränderung von Flora und Fauna durch das Eindringen von Salzwasser in die Polderflächen – zumindest in den nördlichen Poldern –, darf jedoch nicht außer Acht gelassen werden, dass möglicherweise seitens der Landwirte nicht die Bereitschaft besteht, extensive Grünlandwirtschaft auf den Polderflächen zu betreiben, sondern vielmehr der Wunsch besteht, die eigenen Grünflächen gewinnbringend zu verkaufen (vgl. Abschlussbericht TP „Flächenbeanspruchung und Regionalplanung“). Hier stellt sich die Frage, wer die Kosten für die Polderflächen tragen würde (Stichwort Entschädigungszahlungen)?

3.3.4 Errichtung eines Mündungssperrwerks

Eine weitere Alternative zum Schutz der Weserregion stellt der Bau eines Sturmflutsperrwerks dar. Sperrwerke sind in ihrer Hauptfunktion eine vorsorgliche und auf zukünftige Sturmflutereignisse ausgelegte Maßnahme des Küstenschutzes. Für die Errichtung solcher Bauwerke ist zunächst die Standortwahl hinsichtlich Umweltverträglichkeit und risikomindernder Wirkung entscheidend. Für den Standort eines Sperrwerks im Mündungsbereich spricht die durch das Sperrwerk erzielte zusätzliche Sicherheit der Küstenschutzanlagen oberhalb des Sperrwerks.

Es ersetzt die Hauptdeichlinie, so dass die vorhandenen Deiche in die zweite Deichlinie rücken. Durch einen mündungsnahen Standort ergibt sich zudem ein größtmögliches Speichervolumen für das anfallende Oberwasser. In der Regel ist jedoch gegenüber einem Standort weiter stromauf mit Mehrkosten durch eine zunehmende Sperrwerksbreite zu rechnen. Ebenso ist die Lage eines Sperrwerks in Hinblick auf die Schifffahrt zu betrachten. Wird das Sperrwerk in einem Ästuar errichtet, in dem Großschifffahrt betrieben wird, so erfordert ein mündungsnahes Sperrwerk zusätzliche Öffnungen für die

Schifffahrt. Zudem ist bei der Standortwahl die Anströmung des Sperrwerks durch Ebb- und Flutstrom zu berücksichtigen. Die Achse des Sperrwerks liegt im Idealfall senkrecht zur Hauptströmungsrichtung, und die Lage im Ästuar ist so zu optimieren, dass Ebb- und Flutstrom das Sperrwerk möglichst ungehindert passieren können. Eine Sperrwerkslösung wird derzeit an der Ems realisiert (LAND NIEDERSACHSEN, 1998), für Hamburg immer wieder diskutiert (OTTO, 1995). Eine am FRANZIUS-INSTITUT durchgeführte Studie (LESEMANN, 2000) in der drei mögliche Standorte eines Mündungssperrwerks untersucht wurden, zeigt, dass die Anlage eines Sperrwerks bei Bremerhaven (Abb. 3.30, Variante 2) mit möglichst geringen Schließzeiten sowohl hinsichtlich der Umweltverträglichkeit als auch hinsichtlich der Risikominimierung die beste Lösung der drei Varianten darstellt.

Eine Kostenschätzung zur Realisierung der Reaktionsvariante 3 konnte nur in einem sehr groben Rahmen erfolgen. Es ist zu betonen, dass im Projekt KLIMU keine detaillierteren Untersuchungen, wie sie z.B. bei einer Machbarkeitsstudie üblich sind, durchgeführt wurden.

Die nachfolgenden Überlegungen beziehen sich daher im wesentlichen auf im Schrifttum vorhandene Informationen zu den Sperrwerken an der Ems, der Themse, der Pinnau, der Krückau und der Este sowie zum Sperrwerk in Rotterdam. Tabelle 3.6 stellt die Abmessungen, Bauzeiten und Kosten der einzelnen Sperrwerke dar.

Als Standort zur Abschätzung der Kosten eines Sperrwerks in der Unterweser wurde in Absprache mit dem Beirat des Projekts KLIMU exemplarisch der in Abbildung 3.28 als Variante 1 gekennzeichnete bei UW-km 55, südlich von Nordenham (Gauss-Krüger-Koordinaten: Hochwert ca. 5925500, Rechtswert ca. 3466300) gewählt. An dieser Stelle hat die Weser eine Breite von rd. 1.000 m und weist Wassertiefen von maximal ca. 11 m (Fahrwassertiefe SKN - 9 m) auf, die nach dem letzten Ausbau der Unterweser, dem sog. 9 m-Ausbau, auf einer Breite von 200 m gewährleistet werden (BFG, 1994).

Aus dem Vergleich der für ein Wesersperrwerk erforderlichen Abmessungen mit den in Tabelle 3.6 dargestellten, wurden die Kosten für die Gesamtmaßnahme – je nach angestrebter Redundanz des Sperrwerks – auf rd. 500 Mio. DM bis 750 Mio. DM abgeschätzt.

Ein Augenmerk der Beurteilung, ob die Reaktionsvariante 3 zu realisieren wäre, wurde auf die Frage nach der Notwendigkeit von Poldern entlang der Weser zur Aufnahme des Oberwassers gelegt. Die im FRANZIUS-INSTITUT für die Variante 1 mit unterschiedlichen Oberwasserzuflüssen (rd. 350 m³/s, 1.500 m³/s) auf Basis der Sturmflut vom 03.01.1976 durchgeführten Untersuchungen zeigten, dass für Schließzeiten des Sperrwerks von bis zu 12 Stunden auch bei stark erhöhtem Oberwasserzufluss (1.500 m³/s) keine zusätzlichen als die bisher vorhandenen Retentionsräume zur Verfügung stehen müssten (LESEMANN, 2000). Daher wurden zur Kalkulation eines Sperrwerks für die Unterweser keine zusätzlichen Kosten für die Anlage von entsprechenden Poldern einkalkuliert.

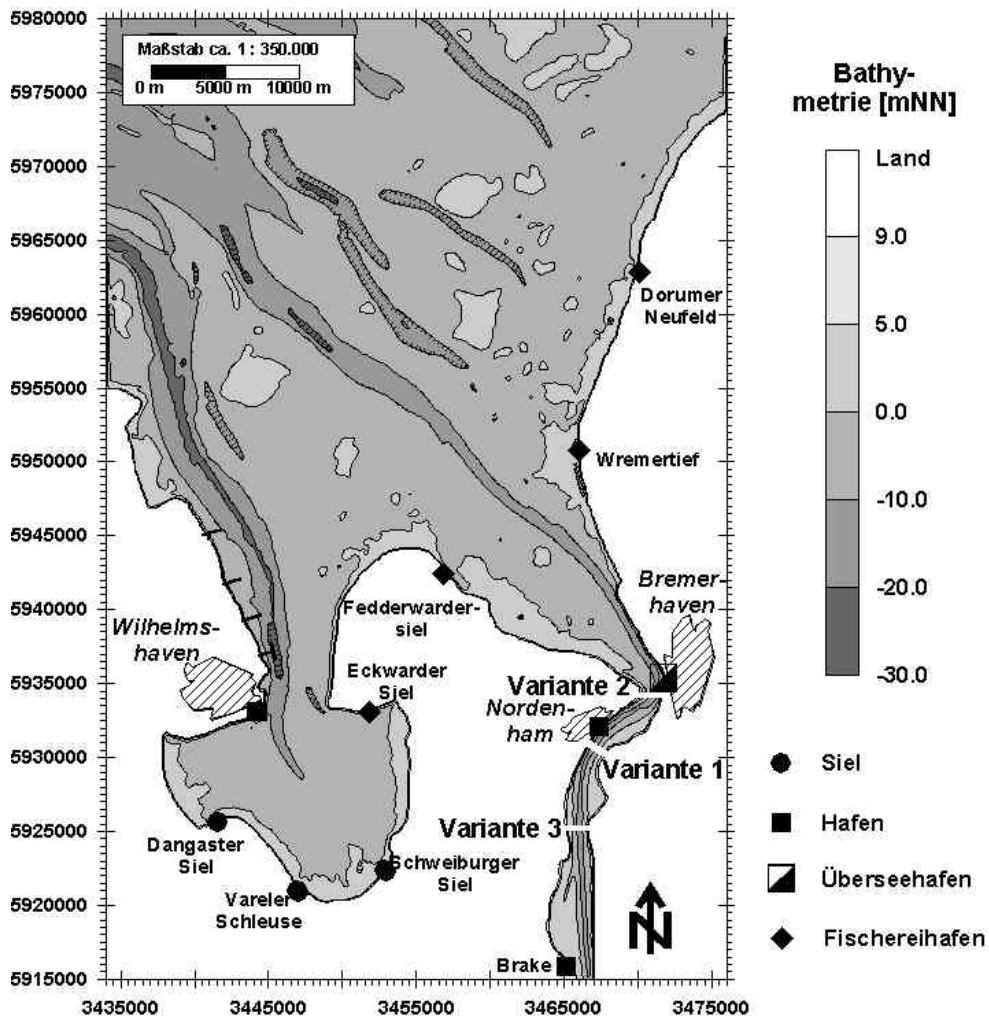


Abb. 3.32: Mögliche Standorte eines Sperrwerks im Mündungsbereich der Unterweser (LESEMANN, 2000)

Sperrwerkstandort	Breite Bauwerk [m]	max. Wassertiefe [m]	Bauzeit [a]	Kosten [10 ⁶ DM]	Jahr der Fertigstellung
Ems	470	9,00	> 3	325	~ 2002
Themse	520	9,25	8	150	1984
Rotterdam	360	17,00	6	760	1997
Este	52,50		4	25	2000
Pinnau	20,00		3	25	
Krückkau	20,00		3	25	

Tab. 3.6: Abmessungen, Bauzeiten und Kosten verschiedener Sperrwerke (Datenbasis: GÄTJEN, 1977/78 / HÖFT, 1989 / LAND NIEDERSACHSEN, 1998)

Nach Angaben der LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA, 1993) beträgt die durchschnittliche Nutzungsdauer des baulichen Teils eines Sperrwerks 80 Jahre, die von Verschlüssen und Uferwänden aus Stahl 40 und die von beweglichen Brücken 30 Jahre. Im Vergleich zur den Reaktionsvarianten 1 und 2, deren Deiche eine theoretische

Nutzungsdauer von 100 Jahren besitzen, zeigt sich auch für die Reaktionsvariante 3 eine vergleichbare Nutzungsdauer. Hieraus ließe sich also kein eindeutiger Vorteil einer Variante ableiten. Zu beachten ist jedoch, dass die Einsatzfähigkeit eines Sperrwerks unmittelbar nach Fertigstellung des Bauwerks vorhanden ist; und

zwar, unter Berücksichtigung der Angaben in Tabelle 3.6, schätzungsweise nach rd. fünf Jahren. Für die Reaktionsvariante 1 ist nicht mit einer vergleichbaren zeitlichen Realisierung zu rechnen. Auch heute sind, insbesondere aus Gründen der Finanzierung, die im Generalplan (BEZIRKSREGIERUNG WESER EMS, 1997) nach den Sturmfluten von 1962 und 1976 ausgewiesenen und umzusetzenden Deicherhöhungen noch nicht abschließend vollzogen. Bauzeiten bis zu 40 Jahren scheinen hier realistisch.

Durch die genannte Maßnahme des Bau eines Sperrwerks in der Wesermündung verkürzt sich die im Untersuchungsgebiet vorhandene und zu unterhaltende Deichlinie um rd. 100 km. Den durch das Sperrwerk entstehenden Investitionskosten von beispielsweise 500 Mio. DM, welche über 80 Jahre abzuschreiben sind, steht – bei Ansatz eines 1.000-jährigen Wiederkehrintervalls – eine Verminderung des Risikos von rd. 4 Mio. DM/a⁴ gegenüber. Volkswirtschaftlich lässt sich daher ein derartiger Sperrwerksbau nicht begründen.

4. Zusammenfassung und Diskussion

Das Hauptschutzelement des Küstenschutzes im Unterwesergebiet ist der Deich mit und ohne Vorland. In Erweiterung der bisher üblichen Bemessungspraktiken wurden im Teilprojekt „Technik des Küstenschutzes“ des Verbundvorhabens „Klimaänderung und Unterweserregion“ (KLIMU) – „Fallstudie Weserästuar“ die Zuverlässigkeit eines Deichs unter probabilistischen Gesichtspunkten untersucht und Ergebnisse für das gewählte Projektgebiet dargestellt. Hierbei wurden infolge geänderter klimatischer Bedingungen geänderte Randbedingungen (hier: Wasserstand und Windintensität) in die Ermittlungen einbezogen. Am Beispiel ausgewählter Profile der Deichlinien der Unterweser zeigt sich, dass die derzeitige Sicherheit der Deiche, mit Ausnahme einzelner Profile im Bereich des linken Weserufer, mit Wiederkehrintervallen eines Wellenüberlaufs größer 1.000 Jahren als gewährleistet angesehen werden kann. Dies gilt bei einem Anstieg des Tidehochwassers um 0,70 m und einer Zunahme der Windintensität von 3,8% (= Klimaszenario) nur bedingt, denn einige Profile am linken Ufer weisen dann Wiederkehrintervalle von rd. 200 Jahren oder sogar weniger auf. Wird für die zukünftige Sicherheit beispielsweise eine 1.000-jährige Wiederkehrzeit von den zuständi-

gen Entscheidungsträgern gefordert und festgelegt, so wären die Deichlinien an beiden Weserufern um Größen zwischen rd. 0,20 m und rd. 2,30 m zu erhöhen. Es wären dazu Investitionskosten von rd. 70 Mio. DM bis rd. 95 Mio. DM erforderlich.

Neben der Verstärkung der vorhandenen Deiche als Reaktionsvariante des Küstenschutzes auf einen möglichen Klimawandel wurden die Varianten „Anlage von Sturmflutentlastungspoldern“ sowie „Errichtung eines Sperrwerks“ untersucht. Für die gleichzeitige Anlage von drei Sturmflutentlastungspoldern von insgesamt rd. 5.500 ha am rechten Weserufer sowie der Ausdeichung der Luneplate (rd. 1.350 ha) konnten mittels numerischer Simulationen maximale Absenkungen des Unterweserwasserstands bei hohen Sturmfluten – verbunden mit Kettentiden – von bis zu 0,70 m ermittelt und damit die Wirksamkeit dieser Küstenschutzmaßnahme prinzipiell nachgewiesen werden. Zur Realisierung dieser Variante wären um die Polderflächen Schutzdeiche anzulegen sowie Siele und Schöpfwerke zur gezielten Entwässerung der Polder nach einer Flutung erforderlich. Die zu erbringenden Investitionen beliefen sich auf rd. 650 Mio. DM.

Eine Kostenschätzung zur Realisierung eines Mündungssperrwerks in der Unterweser konnte nur in einem sehr groben Rahmen erfolgen. Dies geschah im wesentlichen auf der Basis der im Schrifttum vorhandenen Informationen zu den Sperrwerken an der Ems, der Themse, der Pinnau, der Krückau und der Este sowie zum Sperrwerk in Rotterdam. Für die Errichtung eines mündungsnahen Sperrwerks in der Weser wurden Kosten in Höhe von rd. 500 bis 750 Mio. DM geschätzt.

Im Vergleich der drei Reaktionsvarianten des Küstenschutzes zeigt sich die Erhöhung der Deiche auf der vorhandenen Linie als kostengünstigste Variante, die voraussichtlich aber erst in Zeiträumen von mehreren Jahrzehnten umzusetzen ist. Zudem ist zunächst zu klären, in wieweit die Standortbedingungen (vor allem der Baugrund) eine Erhöhung und damit einhergehend eine Verbreiterung des Deichgrunds zulassen. Auch die Frage der anzustrebenden Sicherheit durch Deichbaumaßnahmen kann nicht abschließend verfolgt werden, da derzeit keine entsprechende Regelung existiert. Die politische Entscheidung, ob die traditionelle Deichbemessung zukünftig zu einer probabilistischen erweitert werden soll, steht noch aus. Für die Varianten der Polderlösung und des Sperrwerks stellt sich insbesondere die Frage nach der Akzeptanz der Maßnahmen in der Öffentlichkeit. Während für das Sperrwerk die z.B. auch bezüglich der Untersuchungen zum Bau des Emssperrwerks geäußerten Bedenken hinsichtlich der Umweltverträglichkeit der Maßnahme zu erwarten sind, wird die Anlage von Sturmflutentlastungspoldern wohl bei den Eignern der betroffenen Flächen wenig Unterstützung finden.

Der Frage der Akzeptanz der drei verglichenen Küstenschutzmaßnahmen konnte im Projekt KLIMU nur in geringem Maß nachgegangen werden. Im Rahmen der Interviews des TP „Flächenbeanspruchung und Regio-

⁴ Zur Beurteilung der Schadenvermeidung durch gezielte Küstenschutzmaßnahmen kann in Erweiterung der probabilistischen Bemessung der Begriff des Risikos als Sicherheitsmaßstab eingeführt werden (VON LIEBERMAN & MAI, 2000). Das Risiko der Schädigung eines Küstenabschnitts durch sturmflutbedingte Hochwässer ergibt sich aus dem Produkt der Wahrscheinlichkeit des Versagens eines Küstenschutzsystems, z.B. des Deichbruchs nach Wellenüberlauf, und daraus resultierenden Folgeschäden im Hinterland. Hier wurde in erster Näherung nach Angaben des BUNDESMINISTERS FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1990) von einem Folgeschaden des Hinterlands in Höhe von 400 Mio. DM ausgegangen. Die Versagenswahrscheinlichkeit beträgt bei Ansatz eines 1.000-jährigen Wiederkehrintervalls 0,001/a, so dass sich das Risiko zu $0,001/a \times 400 \text{ Mio. DM} = 4 \text{ Mio. DM/a}$ berechnet.

nalplanung“ sahen Experten und Akteure des Küstenschutzes – eine weiterhin funktionierende Finanzierung vorausgesetzt – die Realisierung einer ausreichenden Deichsicherheit durch die Erhöhung der Deiche auf vorhandener Linie als diskutabile Lösung an, wiesen jedoch darauf hin, dass vor der Baudurchführung einige Flächen umgenutzt und von der aktuellen Bebauung befreit werden müssten. Die befragten Experten erwarten hier einen finanziellen Aufwand infolge Enteignungs- und Entschädigungsverfahren der dem Bau eines Mündungssperrwerks näherungsweise gleichzusetzen ist (KÖNIG ET AL., 2000).

Es zeigt sich, dass die Frage nach der abschließenden Bewertung der Wirkung der Alternativen auf der Basis der vorliegenden Ergebnisse nur ansatzweise beantwortet werden kann. Daher empfiehlt es sich, als Grundlage der Beurteilung der Sicherheit des betrachteten Küstenraums und der Auswahl von Küstenschutzmaßnahmen vor dem Hintergrund knapper werdender Ressourcen und in Erweiterung der vorgestellten probabilistischen Analyse, den Begriff des Risikos einzuführen (vgl. Kap. 3.3.4). Erste Untersuchungen des Risikos einer Küstenregion werden derzeit im BMBF-Forschungsvorhabens “Risiko einer Küstenregion bei Klimaänderung” (Förderkennzeichen: 01 LA 9822/4) durchgeführt.

5 Quellen

- AUSSCHUSS FÜR KÜSTENSCHUTZWERKE (1993): Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken, EAK. - Die Küste, H. 55.
- BAHRENBERG, G., A. HARTRAMPF, K.-M. HESSE & G. KÖNIG (1999): Zur sozioökonomischen Situation im Unterweserraum. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 153-178.
- BATTJES, J.A. (1971): Run-up Distributions of Waves Breaking on Slopes. - Journal of Waterways, Harbours and Coastal Engineering.
- BERNDT, D., H. HARTEN & H. ROHDE (1983): Hydraulische Modellversuche zum Sturmflutgeschehen in der Unterelbe (1976-1980). Die Küste, H. 38: 105-175.
- BEZIRKSREGIERUNG WESER EMS (1997): Generalplan Küstenschutz für den Regierungsbezirk Weser-Ems, Oldenburg.
- BREMISCHER DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER (1999): Bestimmung des Grenzkostenfaktors für Schöpfwerke - Informationen des Bremischen Deichverbands am rechten Weserufer (unveröffentlicht).
- BUND FÜR UMWELT UND NATURSCHUTZ DEUTSCHLAND (BUND, Hrsg.) (1996): Das Weserästuar im Spannungsfeld zwischen Natur- und Küstenschutz; ein integriertes Entwicklungskonzept für die Weser und ihre Marsch in Zeiten des Klimawandels der BUND-Arbeitsgruppe „Unterweser“. - Bremer Beiträge für Naturkunde und Naturschutz, Bd. 2/1996.
- BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE (BfG) (1994): Umweltverträglichkeitsuntersuchung: Anpassung der Fahrhinne der Außenweser an die weltweit gültigen Anforderungen der Containerschifffahrt, SKN-14 m-Ausbau. - BfG-Bericht 0664.
- DER BUNDESMINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (Hrsg.) (1990): Bewertungsgutachten für Deichbauvorhaben an der Festlandsküste - Modellgebiet Wesermarsch. - Untersuchungsbericht.
- CENTRE FOR CIVIL ENGINEERING RESEARCH AND CODES (CUR) (1990): Probabilistic Design of Flood Defences. - CUR-report, 141.
- CERC (COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER) (1984): Shore Protection Manual, Vicksburg, Mississippi.
- EISFELDT, F.P. & H. TEMMLER (1999): EAK-Empfehlungen B2: Geotechnische Untersuchungen zu Standsicherheiten und Verformungen von See- und Tidestromdeichen. – Tagungsband zum HTG/DGGT-Sprechtage „Neue Entwicklungen in Forschung und Praxis des Küstenschutzes“ am 18.11.1999.
- ELSNER, W. & T. KNOGGE (1999): Die Wirtschaftsstruktur der Unterweserregion und ihre Bezüge zum Naturraum. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 179-192.
- FRANZIUS-INSTITUT (1998): 1. Zwischenbericht des TP „Technik des Küstenschutzes“. - Bericht Nr. 625 des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover (unveröffentlicht).
- FRANZIUS-INSTITUT (1999): Abschlussbericht des Vorhabens „Technische Systeme im Küstenschutz – Veränderte Deichbautechniken als Denkmodelle“. - Bericht Nr. 632 des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover (unveröffentlicht).
- FREIE HANSESTADT BREMEN (1995): Hochwasserschutzgrundlagen für das Land Bremen.
- GÄTJEN, B. (1977/78): Die Sturmflutsperrwerke an der deutschen Nordseeküste. - HTG-Jahrbuch Nr. XXXVI: 179-226.
- GRABEMANN, H.-J., I. GRABEMANN, D. HERBERS, P. LOEBEL & A. MÜLLER (1999): Hydrodynamik und Gewässergüte der Unterweser vor dem Hintergrund unterschiedlicher Nutzungen. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 43-64.
- HÖFT, H.-D. (1989): Sturmflutsperrwerke für breite Schiffsöffnungen, ein Weg zur Verbesserung des Hamburger Sturmflutschutzes. - HTG-Jahrbuch Nr. 43: 225-237.
- JORISSEN, R.E. (2000): Coastal Flood-Risk Management in the Netherlands. - Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 85.
- KÖNIG, G, B. SCHUCHARDT & N. VON LIEBERMAN (2000): Zur Akzeptanz verschiedener langfristig möglicher Küstenschutzstrategien an der Unterweser: Eindrücke aus dem Projekt Klimaänderung und Unterweserregion. - (in Vorbereitung).
- KRAFT, D., S. OSTERKAMP & M. SCHIRMER (1999): Die ökologische Situation der Unterweser und ihrer Marsch als Ausdruck der naturräumlichen Situation und der Nutzung. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 1-15.
- KRÄMER, R. (1984): Landesausbau und mittelalterlicher Deichbau in der hohen Marsch von Butjadingen. Ergebnisse historisch-geographischer Untersuchungen. - In: FEHN, K. ET AL.: Siedlungsforschung, Archäologie – Geschichte – Geographie, Bd. 2, Bonn, 1984: 147-164.
- LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA) (1993): Leitlinien zur Durchführung von Kostenvergleichsrechnungen. - LAWA-Arbeitskreis Nutzen-Kosten-Untersuchungen in der Wasserwirtschaft.

- LAND NIEDERSACHSEN (1998): Sturmflutsperrwerk in der Ems zwischen Gandersum und Nendorp mit Staufunktion für Schiffsüberführungen. - Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft und Küstenschutz (NLWK), Projektteam „Bau eines Ems-sperrwerks“.
- LANDESVERMESSUNG GEOBASISINFORMATION NIEDERSACHSEN (LGN) (1998): Amtliche Topographische Karten. - Niedersachsen/Bremen.
- LAUSTRUP, C. (2000): Probabilistic Design for Coastal Defence in Denmark. - Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 85.
- LESEMANN, D. (2000): Einfluss eines Sturmflutsperrwerks in einem Ästuar auf Wasserstand und Strömung. - Studienarbeit am Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover (unveröffentlicht).
- VON LIEBERMAN, N. & S. MAI (1999a): Küstenschutz an der Unterweser vor dem Hintergrund von Naturraum und Nutzung. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 109-127.
- VON LIEBERMAN, N. & S. MAI (1999b): Sturmflutschutz des Natur- und Wirtschaftsraumes zwischen Jade und Weser – eine Beurteilung der Deichsicherheit - Tagungsband der 16. Jahrestagung des Arbeitskreises Meere und Küsten (AMK), Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung.
- VON LIEBERMAN, N. & S. MAI (2000): Risikopotenziale für Nutzflächen und Infrastruktur. - Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, H. 85.
- VON LIEBERMAN, N., S. MAI & N. OHLE (2000): Auswirkungen von Sturmflutentlastungspoldern an der Unterweser. - Dokumentation zum 15. Deutschen Hydrographentag, Bremerhaven.
- MAI, S. & N. VON LIEBERMAN (1999): Untersuchungen zum Risikopotential einer Küstenregion. - Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, Hannover, H. 83: 292-320.
- MAI, S. & N. VON LIEBERMAN (2000a): Belastungen der Seedeiche durch Wasserstände und Wellen. - Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, Hannover, H. 85.
- MAI, S. & N. VON LIEBERMAN (2000b): Sturmflutgefährdung der Hafenstadt Bremerhaven: Eine Risikoanalyse. - Tagungsband der 18. Jahrestagung des Arbeitskreises Meere und Küsten, Vechtaer Studien zur Angewandten Geographie und Regionalwissenschaft.
- MANIAK, U., A. WEIHRACH & G. RIEDEL (1999): Wasserwirtschaftliche Situation in der Kulturlandschaft Unterwesermarsch. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 65-86.
- MEINKEN, M & B. HOFFMANN (1999): Grund- und Bodenwasserhaushalt in der Unterwesermarsch. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 87-108.
- MITSUYASU, H. (1975): Observation of the Directional Spectrum of Ocean Waves Using a Cloverleaf Buoy. - Journal of Physical Oceanography, Nr. 4.
- DER NIEDERSÄCHSISCHE MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (NMELF), DER SENATOR FÜR DAS BAUWESEN DER FREIEN HANSESTADT BREMEN & WWÄ BRAKE / BREMEN (1979): Sturmflutschutz durch Sperrwerke – Hunte, Lesum, Ochtum. - Broschüre.
- NIEDERSÄCHSISCHE LANDESBETRIEBE FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK) (1998): Zusammenstellung der Baukosten für Deicherhöhungs- und Verstärkungsmaßnahmen bzw. Schöpfwerksbauten, Vorflutausbau und landwirtschaftliche Folgemaßnahmen der verschiedenen Deichverbände. - Anlage zum Schreiben der NLWK vom 14.12.1998.
- NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (NU, Hrsg.) (o.Jg.): Wasserwirtschaftlicher Rahmenplan Jade-Unterweser. - Entwurf.
- OTTO, H.-J. (1995): Küstenschutz in Hamburg. - BWK-Heft 5 (Küstenschutz in der Zukunft): 107-114.
- PIEKEN, H. (1991): Die Osterstader Marsch. Werden und Wandel einer Kulturlandschaft. - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 23, Bremen: 1-571.
- PILARCZYK, K.W. (1998): Dykes and Revetments: Design, Maintenance and Safety Assessment. - A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield.
- PLATE, E.J. & L. DUCKSTEIN (1988): Reliability-based Design Concepts in Hydraulic Engineering. - Water Resources Bulletin, Nr. 2.
- PREUSS, H. (1976): Marsch / Aufbau der Wesermarsch (Flußmarsch und Moormarsch). - In: HÖFLE, H.-C.: Erläuterungen zu Blatt Schwanewede Nr. 2717, Geologische Karte von Niedersachsen, M. 1:25.000, Hannover.
- PROBST, B. (1994): Überlegungen für einen Küstenschutz der Zukunft. - Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Universität Hannover, Hannover, H. 75: 52-68.
- RIS, R.C. (1998): Spectral Modelling of Wind Waves in Coastal Areas. - Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report, Nr. 97-4.
- SCHIRMER, M. & B. SCHUCHARDT (1999): Ziel und Ansatz des interdisziplinären Forschungsvorhabens Klimaänderung und Unterweserregion (KLIMU). - Bremer Beiträge zur Geographie und Raumplanung, H. 35: 1-15.
- SCHRÖDER, R.C.M. (1994): Technische Hydraulik – Kompendium für den Wasserbau. – Springer-Lehrbuch, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- SCOUT SYSTEMS (1996): D-SAT 2, Satellitenatlas für Deutschland.
- STAATLICHES AMT FÜR WASSER UND ABFALL (StAWA) LÜNEBURG (1993): Rahmenentwurf – Nacherhöhungen der Hauptdeiche von der Landesgrenze Hamburg bis zur Stautstufe Geesthacht. - Lüneburg.
- TROEN, I. & E.L. PETERSEN (1990): Europäischer Windatlas.
- DE WAAL, J.P. & J.W. VAN DER MEER (1992): Wave Run-up and Overtopping on Coastal Structures. - Proc. ICCE, Venedig.
- WASSERWIRTSCHAFTSAMT MEPPEN (1989): Bauentwurf zur Umplanung der Hauptdeiche im Deichverband „Heede-Aschendorf-Papenburg“. - 3. Ausfertigung (unveröffentlicht).
- ZIMMERMANN, C., N. VON LIEBERMAN & S. MAI (2000): Management von Sturmflutrisiken. - Tagungsband zum Internationalen Symposium „Dithmarschen 2000: Wasserwirtschaft und Küstenschutz, heute und morgen“ am 10.05.2000 in Büsum (im Druck).
- o.V. (1998): Niedersächsisches Deichgesetz (NDG). - Fassung vom 16. Juli 1974 (Nieders.GVBl. S. 387), zuletzt geändert durch Art. 3 des Gesetzes vom 11. Februar 1998 (Nieders. GVBl. S. 86).