

Heft 87
Jahr 2019

Die Küste



Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

87
2019

HERAUSGEBER: KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN
EDITOR: GERMAN COASTAL ENGINEERING RESEARCH COUNCIL

Die Küste

ARCHIV FÜR FORSCHUNG UND TECHNIK
AN DER NORD- UND OSTSEE

ARCHIVE FOR RESEARCH AND TECHNOLOGY
ON THE NORTH SEA AND BALTIC COAST

Heft 87 · Jahr 2019

Herausgeber: Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen
Editor: German Coastal Engineering Research Council

Verlag:

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: 0721 9726-3380 Telefax: 0721 9726-5320
E-Mail: izw@baw.de, www.baw.de
Druck: BSH Druckerei, Rostock

ISSN 0452-7739
ISBN 978-3-939230-45-8

Die Verfasser sind für den Inhalt der Aufsätze allein verantwortlich. Ein Nachdruck aus dem Inhalt ist nur mit Genehmigung des Herausgebers gestattet:
Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Geschäftsstelle,
Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Vorsitzender: Dr.-Ing. Frank Weichbrodt, Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt
Mecklenburg-Vorpommern, Paulshöher Weg 1, 19061 Schwerin
Geschäftsführerin: Dr. Ingrid Holzwarth, Wedeler Landstraße 157, 22559 Hamburg
Forschungsleiter Küste: Prof. Frank Thorenz, Niedersächsischer Landesbetrieb für
Wasserwirtschaft, Küsten und Naturschutz, Jahnstraße 1, 26506 Norden
Redaktionsleitung: Dr.-Ing. Annika Schüttrumpf

Inhaltsverzeichnis

<i>Cordula Berkenbrink und Andreas Wurpts</i> Aktuelle Bemessungspraxis für See- und Ästuardeiche in Niedersachsen	1
<i>Jacobus Hofstede, Birgit Matelski und Martin Stock</i> Schleswig-Holsteins Klima-Anpassungsstrategie für das Wattenmeer 2100	19
<i>EXTREMENESS Gruppe (Ralf Weisse, Iris Grabemann, Lidia Gaslikova, Elke Meyer, Birger Tinz, Natacha Fery, Thomas Möller, Elisabeth Rudolph, Tabea Brodhagen, Arne Arns, Jürgen Jensen, Marius Ulm, Beate Ratter und Jürgen Schaper)</i> Extreme Nordseesturmfluten und mögliche Auswirkungen: Das EXTREMENESS Projekt	39
<i>Elisabeth Rudolph, Tabea Brodhagen, Natacha Fery, Lidia Gaslikova, Iris Grabemann, Elke Meyer, Thomas Möller, Birger Tinz und Ralf Weisse</i> Analyse extremer Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste und ihrer möglichen Verstärkung	47
<i>Jürgen Schaper, Marius Ulm, Arne Arns, Jürgen Jensen, Beate Ratter und Ralf Weisse</i> Transdisziplinäres Risikomanagement im Umgang mit extremen Nordsee-Sturmfluten – Vom Modell zur Wissenschafts-Praxis-Kooperation	75
<i>Jacobus Hofstede, Johannes Becherer und Hans Burchard</i> Morphologische Projektionen für zwei Tidesysteme im Wattenmeer von Schleswig-Holstein: SH-TREND	115
<i>Martin Achmus, Martin Pohl, Holger Schüttrumpf und Helmut Temmler †</i> Infiltrationsbedingte Prozesse in der Abdeckung von See- und Ästuardeichen und deren Einfluss auf die Standsicherheit	133
<i>Moritz Kreyenschulte, David Schürenkamp, Volker Kübling, Markus Brühl, Nils Goseberg und Holger Schüttrumpf</i> Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke	185
<i>Ingrid Holzwarth, Holger Weilbeer and Kai W. Wirtz</i> The effect of bathymetric modification on water age in the Elbe Estuary	261
Korrekturen zu „Die Küste, Heft 65, EAK 2002, korrigierte Ausgabe 2007 und unveränderter Nachdruck 2015“	283
<i>Ingrid Holzwarth</i> Erläuterung zu den weiteren Beiträgen des Heftes	285

<i>Jacobus Hofstede</i> Küstenschutz in Schleswig-Holstein: ein Überblick über Strategien und Maßnahmen	287
<i>Iven Krämer und Jan Janssen</i> Bremen und Bremerhaven	303
<i>Marcus J. Boeblich und Thomas Strotmann</i> Das Elbeästuar	319
<i>Klaus Schwarzer, Klaus Ricklefs, Arne Lohrberg und Jennifer Valerius</i> Die geologischen Entwicklung von Nord- und Ostsee	343

Aktuelle Bemessungspraxis für See- und Ästuardeiche in Niedersachsen

Cordula Berkenbrink¹ und Andreas Wurpts²

¹ Nds. Landesbetrieb für Wasserversorgung, Küsten- und Naturschutz,
Cordula.Berkenbrink@nlwkn-ny.niedersachsen.de

² Nds. Landesbetrieb für Wasserversorgung, Küsten- und Naturschutz

Zusammenfassung

Die Bedeutung des Küstenschutzes gewinnt vor dem Hintergrund des zu erwartenden Klimawandels und dessen Auswirkungen auf den Meeresspiegel und die Entwicklung von Extremereignissen zunehmend an Bedeutung. 14 % der Landesfläche Niedersachsens gelten als sturmflutgefährdet. Große Teile davon liegen bereits heute unterhalb des mittleren Tidehochwassers. Ein rund 610 km lange Hauptdeichlinie schützt Bewohner, Industrie, Landwirtschaft und Infrastruktur vor dem Eindringen der Flut.

Dieser Beitrag stellt den aktuellen Stand der Technik in der Bemessungspraxis von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen dar und erläutert die Methodik, die seit 2008 im Rahmen der Bilanzierung der Sturmflutsicherheit angewendet wird. Aufbauend auf bewährten Grundlagen erfolgt eine stetige methodische Fortentwicklung der Vorgehensweise zur Einbeziehung aktueller wissenschaftlicher Erkenntnisse mit den Zielen der weiteren fachlichen Absicherung sowie der Reduzierung der Vorhersageunschärfe und Verbesserung der Aussagegenauigkeit. Dabei ist stets die Rechtskonformität zu wahren. Gleichzeitig wird der Erkenntnisfortschritt genutzt, um die Wirtschaftlichkeit zu verbessern, wo durch differenziertere Betrachtung der einwirkenden Kräfte eine ressourcenschonendere Bauweise möglich wird.

Schlagwörter

Bemessungswasserstand, Wellenauflauf, Seegang, Bestickhöhe, Deich, Methodenentwicklung

Summary

The relevance of coastal protection becomes increasingly important in view of the fact, that the climate change – with expected influence on the sea level rise and extreme events – is progressing dramatically. 14 % of Lower Saxony's land area are deemed vulnerable to storm tides. Huge parts of those areas are already situated below mean high water. The 610 km main dike line protects inhabitants, industry, agriculture and infrastructure from the advancing flood.

This paper describes the Lower Saxony state of the art design-height-calculation for sea and estuarine dikes which was initiated by an evaluation study of Lower Saxony storm surge safety in 2008. Based on reliable scientific principles the modus operandi is continuously improved aiming to increase the scientific validation and to improve forecast accuracy while strictly maintaining legal conformity. The advancement

of knowledge is also expected to increase economic efficiency, since a differentiated contemplation of the acting forces allows more resource-efficient ways of construction.

Keywords

design water level, wave run-up, sea state, dike height, improved methods

1 Einleitung

In Niedersachsen leben rund 1,2 Millionen Menschen auf 14 % der Landesfläche in sturmflutgefährdeten Regionen, dem sogenannten geschützten Gebiet (Abbildung 1). Eine rund 610 km lange Hauptdeichlinie, unterhalten durch 22 lückenlos aneinander anschließende Deichverbände vom Rheiderland an der Ems bis nach Geesthacht an der Elbe, verhindert das Eindringen des Tidehochwassers und insbesondere der Sturmflut ins Binnenland. Die Deichverbände werden durch die Eigentümer aller im Schutz der Deiche liegenden Grundstücke gebildet.

Zudem wird durch den Küstenschutz in Niedersachsen eine große Zahl von Menschen in den Nachbarländern Bremen und Hamburg sowie in der niederländischen Provinz Groningen mittelbar geschützt. Mögliche Folgewirkungen zukünftiger Klimaänderungen, wie beschleunigter Meeresspiegelanstieg, verstärkte Sturmintensität und sich daraus entwickelnde morphodynamische Reaktionen, stellen den Küstenschutz vor besondere Herausforderungen.

Dieser Bericht erläutert die methodische Vorgehensweise bei der niedersächsischen Ermittlung der rechnerischen Deichbestickhöhe. Diese wird seit 2008 in vergleichbarer Form zunächst im Rahmen der Bilanzierung des niedersächsischen Küstenschutzes angewandt und stellt eine implizite Grundforderung des Niedersächsischen Deichgesetzes (NDG) sicher, wonach für die gesamte Hauptdeichlinie ein einheitliches Schutzniveau sicherzustellen ist.

Die rechnerische Bestickhöhe bildet die Grundlage für die Bestickfestsetzung und wird in einem Zyklus von zehn Jahren wiederholt, um auf die zu erwartende Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs angemessen reagieren zu können. Ihre Fortführung wurde aus diesem Grunde in der Empfehlung für eine niedersächsische Strategie zur Anpassung an die Folgen des Klimawandels (Regierungskommission Klimaschutz 2012) gefordert und fand auf diesem Wege Eingang in die klimapolitische Umsetzungsstrategie Niedersachsen (MU 2013).

Es erfolgt eine stetige methodische Fortentwicklung der Vorgehensweise zur Einbeziehung des Wissensstandes mit den Zielen der weiteren wissenschaftlichen Absicherung sowie der Reduzierung der Vorhersageunschärfe und Verbesserung der Aussagegenauigkeit. Dabei wird unmittelbar die Wirtschaftlichkeit verbessert, da mit einer differenzierteren Betrachtung der einwirkenden Kräfte eine ressourcenschonendere Bauweise möglich wird.

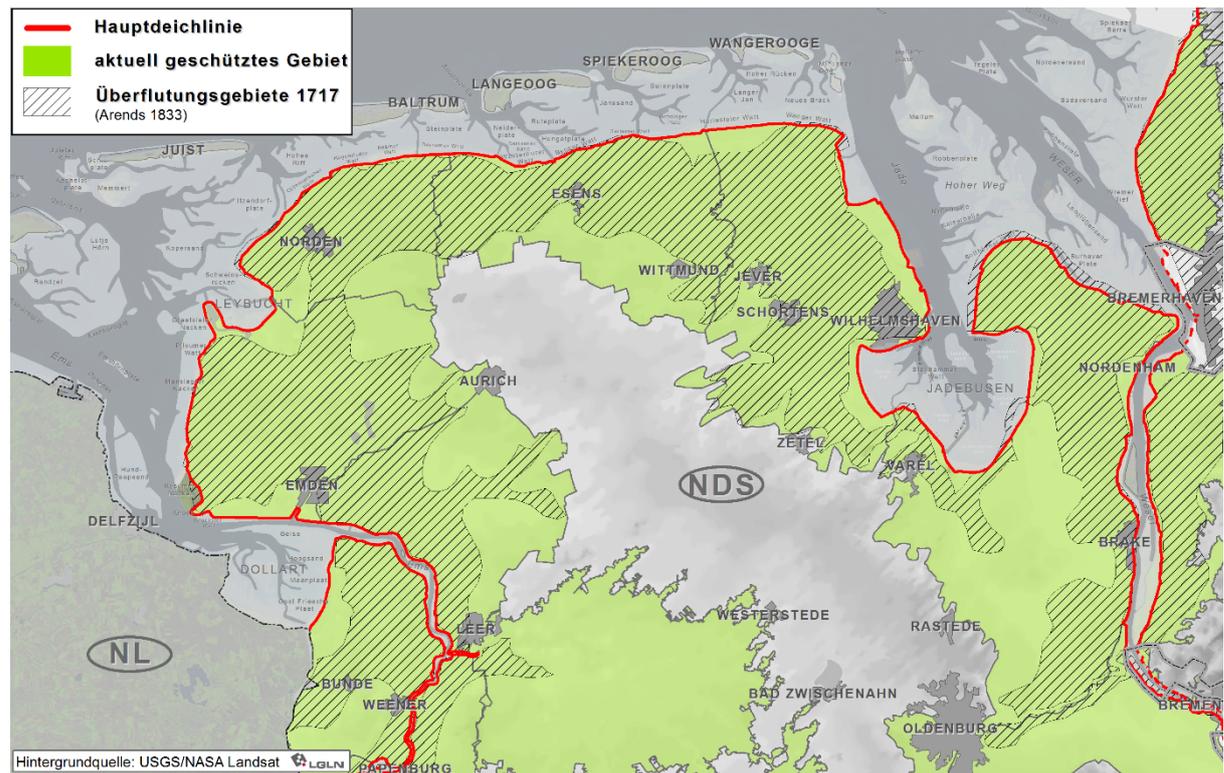


Abbildung 1: Übersicht des durch die Hauptdeichlinie (rote Linie) geschützten Gebietes (grüne Fläche) zwischen Ems und Weser mit der Überflutungskarte der Weihnachtssturmflut 1717 nach Arends (schraffiert) (Niemeyer et al. 2018).

2 Rechtliche und fachliche Grundlagen

2.1 Historische Entwicklung

Nach der Sturmflutkatastrophe von 1953 in den Niederlanden ist in den deutschen Küstenländern die Strategie im Insel- und Küstenschutz von Reagieren auf Vorsorge umgestellt worden. Zudem wurde im Land Niedersachsen nach der Sturmflut vom Februar 1962 mit dem Niedersächsischen Deichgesetz (NDG) eine belastbare planrechtliche Grundlage für Behörden und Deichverbände geschaffen. Für die adäquate Anwendung wurde ein ausführlicher Kommentar erstellt (Lüders und Leis 1964). Die Bemessung im Tidegebiet ist in § 4 des NDG geregelt, wobei folgende Einflussgrößen in der Bestickhöhenermittlung berücksichtigt werden müssen:

- zu erwartendes höchstes Tidehochwasser
- örtlicher Wellenauflauf

Für die Ermittlung des „zu erwartenden höchsten Tidehochwassers“ sind im Kommentar zum NDG konkrete Vorgaben für methodische Umsetzungen angegeben. Da die im Kommentar benannten Verfahren die Oberwasserwirkung in Tideflüssen unberücksichtigt lassen, wurden die Bemessungswasserstände in Tideästuarien weiterhin auf der Grundlage von hydraulischen Modellversuchen ermittelt. Sie sind nach den Sturmfluten vom Januar 1976 über Analogieschlüsse empirisch neu festgelegt worden (Ingenieurkommission 1979); für die Tideelbe wurden sie nach Abstimmungen mit Hamburg und Schleswig-Holstein erneut geringfügig modifiziert (Länderarbeitsgruppe 1988).

Da die im Kommentar zum NDG genannten Verfahren nur dort konkrete Bemessungshöhen liefern, wo Wasserstandsinformationen durch Pegelaufzeichnungen vorliegen und der Einfluss des Oberwassers aus den Binnengewässern nicht berücksichtigt wird, werden heute mathematische Modelle verwendet. Der nach dem Einzelwertverfahren ermittelte Bemessungswasserstand am Küsten- bzw. Mündungspegel im Untersuchungsgebiet bildet den Scheitelwert der mit dem Modell nachgebildeten Sturmflut.

Mangels Informationen über das lokale Seegangsklima in den morphologisch überaus differenzierten Küstengebieten und Ästuaren konnte die Wellenaufbauhöhe anfangs nur auf der Basis vergangener Sturmfluten abgeschätzt werden. Daraus resultierten für lange Deichstrecken pauschale Höhenangaben, die ohne Berücksichtigung der Deichlinienführung und Vorlandsituation angesetzt wurden. Ab 1976 wurden aus eingemessenen Teekgrenzen nach Sturmfluten die zugehörigen kennzeichnenden Seegangparameter abgeleitet und über örtlich konstante Relationen zur Wassertiefe für den Bemessungsfall extrapoliert und mit ihnen dann der Bemessungswellenaufbau ermittelt (Niemeyer 1977), (Niemeyer et al. 1995). Somit konnte – in Orientierung am Naturgeschehen – eine wesentlich differenziertere Festlegung des Bemessungswellenaufbaus als mit der vorher praktizierten pauschalen Festlegung erreicht werden. Seit 1997 wird der Bemessungsseegang unter Verwendung des vollspektralen Seegangmodells der dritten Generation SWAN ermittelt (Niemeyer 2001), welches die Eingangsgrößen für die Berechnung der Wellenaufbauhöhe liefert. Mit dieser Methodik wurde eine sowohl sicherere als auch wirtschaftlichere Bemessung von Deichen gegen Wellenaufbau und Wellenüberlauf als bis dahin praktiziert möglich.

2.2 Berücksichtigung der klimatischen Entwicklungen

Der Anstieg des mittleren Meeresspiegels wirkt sich sowohl auf das küstenschutzrelevante mittlere Tidehochwasser als auch auf das für die Entwässerung der Niederungsgebiete bedeutsame mittlere Tideniedrigwasser aus. Dabei sind im Wesentlichen zwei Effekte ursächlich. Der eustatische Meeresspiegelanstieg ist ein sehr langsamer und aufgrund der Wärmespeicherfähigkeit der Ozeane langanhaltender Prozess. Durch die prognostizierten steigenden Temperaturen wird das Wasser an der Oberfläche erwärmt und dehnt sich aus. Durchmischungsprozesse fördern langsam kälteres Wasser nach oben, was sich wiederum aufwärmt und ausdehnen kann. Vergleichbare Prozesse finden bei einer Änderung des Salzgehaltes durch Süßwassereintrag statt, was ebenfalls die Dichte des Wassers verändert und den Wasserspiegel anhebt. Dieser Einfluss ist jedoch deutlich geringer als die Wärmeausdehnung. Der eustatische Effekt bezieht sich auf die Zufuhr von Wassermassen, die vorher nicht Teil der Ozeane waren. Abschmelzende Gletscher oder Eisschilde können den Meeresspiegel deutlich schneller ansteigen lassen als bisher aufgezeichnet. Beide Effekte können Auswirkungen auf die Meeresströme, wie beispielsweise den Golfstrom, erzielen und damit zusätzliche Änderungen in der Neigung der Meeresoberfläche auslösen, was den Meeresspiegel lokal beeinflusst. Hinzu kommt die Landabsenkung der südlichen Nordseeküste (glazialisostatischer Effekt) mit einer eher untergeordneten Rolle. Erdöl- oder Gasentnahmen können die Landabsenkung jedoch lokal beschleunigen.

Seit dem Tiefpunkt der letzten Kaltzeit steigt der Meeresspiegel bis heute an. Durch das in den eiszeitlichen Eisschilden gebundene Wasser lag der Meeresspiegel rd. 120 m unter dem heutigen Niveau. Die flache Nordsee fiel bis über die Doggerbank hinaus

trocken. Bis ca. 5.000 v. Chr. stieg der Meeresspiegel zunächst mit über einem Meter pro Jahrhundert sehr schnell an (Abbildung 2). Danach nahm die Geschwindigkeit ab, zwischenzeitlich gab es sogar rückläufige Phasen, wobei der Trend steigender Wasserstände aber weiterhin anhielt.

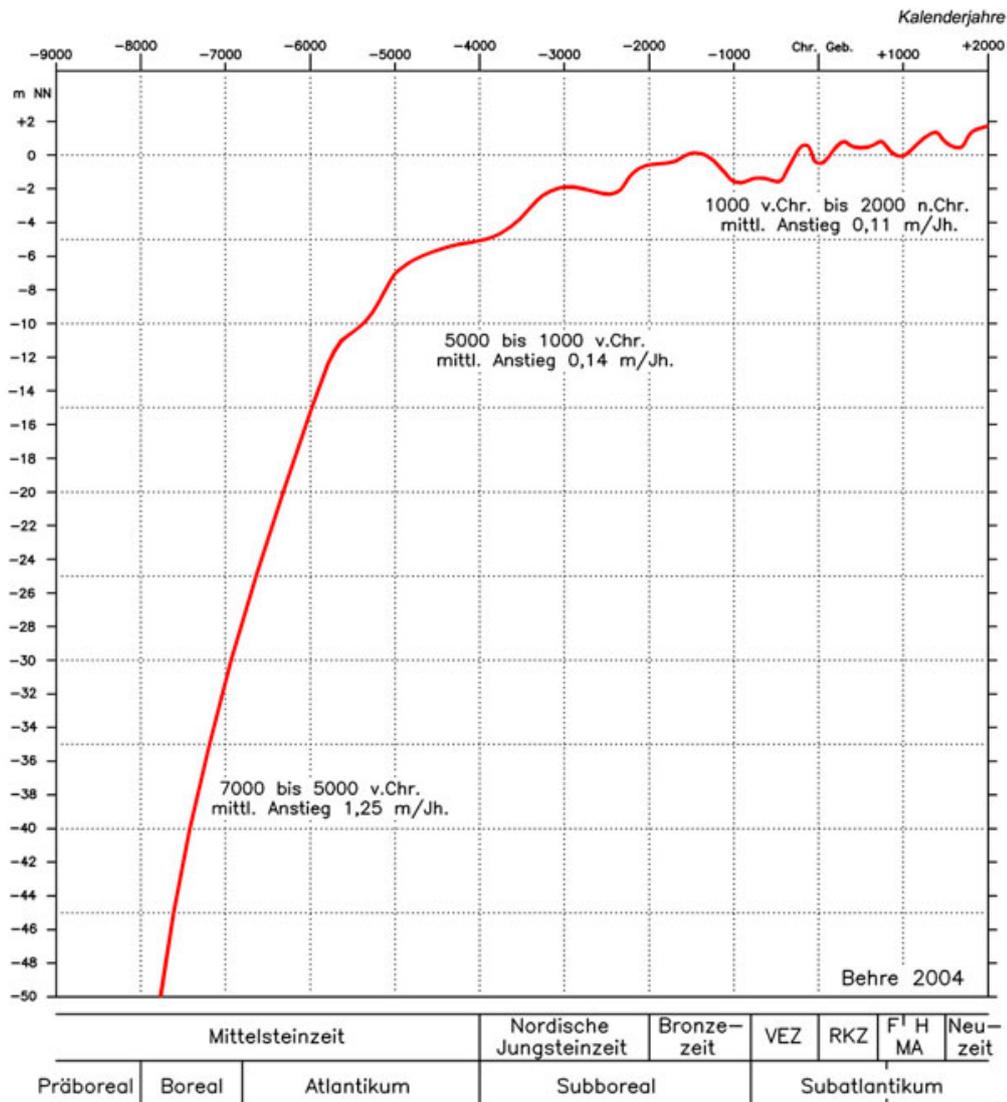


Abbildung 2: Die Anstiegskurve des Mittleren Tidehochwassers an der südlichen Nordsee. Die Altersangaben beziehen sich auf kalibrierte Kalenderjahre. In der Fußleiste sind die Transgressionen in römischen, die Regressionen in arabischen Ziffern angegeben (Behre 2005).

Die jüngste Entwicklung kann anhand von Pegelaufzeichnungen verfolgt werden, sofern diese homogene Datensätze erzeugen, die nicht im Laufe der Jahre durch wasserbauliche oder morphologische Veränderungen in ihrer Umgebung beeinflusst wurden. Man geht davon aus, dass der Norderneyer Messpegel diese Anforderung erfüllt (Abbildung 3). Die Messdaten zeigen im mehrjährigen Mittel einen kontinuierlichen Anstieg der mittleren Tidehoch- und Tideniedrigwasser und einen Anstieg des Tidehubs.

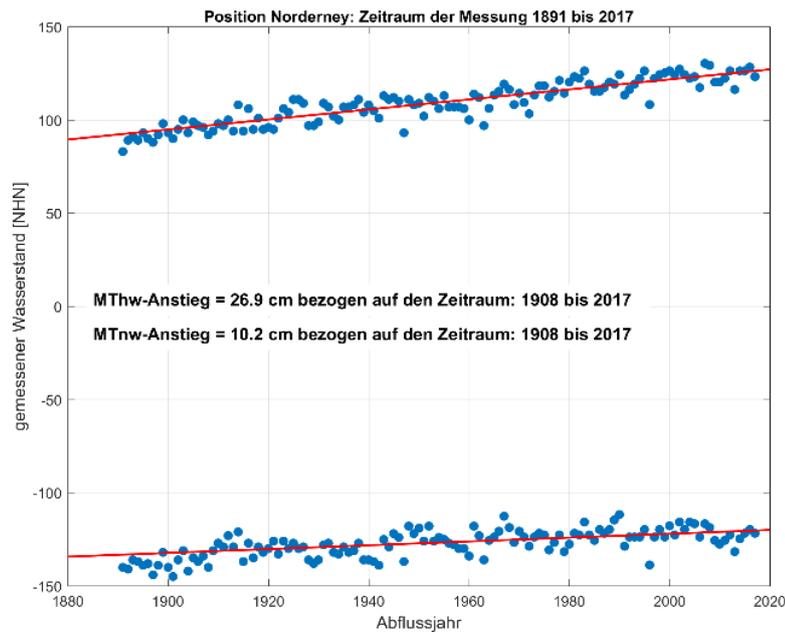


Abbildung 3: Änderung der mittleren Tidewasserstände bezogen auf den Pegel Norderney Riffgat (Pegelbetreiber WSA-Emden).

Die Messwerte unterliegen gewissen natürlichen Schwankungen, zeigen aber insgesamt einen linearen Trend der letzten 120 Jahre von etwa 25 cm pro Jahrhundert MThw-Anstieg. Signifikante Trendänderungen zeichnen sich hier noch nicht ab. Die Schwankungen um die Trendlinie sind unmittelbare Folge der mittleren meteorologischen Situation im betrachteten Zeitraum.

Um die zukünftige Entwicklung des Klimas und – mittelbar – auch des Meeresspiegels abschätzen zu können, werden Klimamodelle eingesetzt, welche die physikalischen Prozesse der Atmosphäre naturnah und energetisch konsistent beschreiben können. Den Antrieb bilden Szenarien der globalen Entwicklung der Treibhausgasemissionen. Für den aktuellen Sachstandsbericht des Weltklimarats (IPCC 2014) wurden aus der Bandbreite der in der Literatur beschriebenen möglichen zukünftigen Emissionsverläufe die sogenannten Repräsentativen Konzentrationspfade (RCP) entwickelt. Diese Szenarien erlauben einen höheren Detaillierungsgrad und führen u. a. durch die Hinzunahme von Prognosen zum Abtauen des Festlandeises zu neuen, höheren Prognosen im Vergleich zu den vorherigen Sachstandsberichten. Die Modelle werden anhand vergangener Klimadaten validiert und schätzen unter Verwendung der Szenarien die Klimaänderung bis zum Ende des Jahrhunderts ab (Abbildung 4). Dargestellt sind die Prognosen für zwei Emissionsszenarien (durchgezogene Linie) bis 2300 einschließlich der Streubreite, die sich aus den Modellergebnissen selbst ergibt (Breite der Schattierung). Das pessimistische Szenario RCP 8.5 geht von einem ungebremsten Anstieg an Treibhausgasemissionen aus. Hierbei wird angenommen, dass bis 2100 keine effektiven Maßnahmen zur Reduzierung der Emissionen wirksam sind. Dagegen steht das Szenario RCP 2.6. Hier werden ab 2020 wirksame Maßnahmen zur Treibhausgasreduktion angenommen, sodass bereits ab den 2050ern die Konzentration sinkt.

Der aktuelle Sonderbericht über Ozeane und Kryosphäre (SROCC/IPCC 2019) beschreibt unter Verwendung der oben genannten Szenarien die Auswirkungen eines sich wandelnden Klimas auf die Ozeane, deren Ökosysteme und die Folgen für die Menschen.

Obwohl die nun veröffentlichten Werte bis zum Ende des Jahrhunderts die bisher genannten nur unwesentlich überschreiten, zeigt der über 2100 hinaus gefasste Untersuchungszeitraum bis zum Jahre 2300 deutlich eine mögliche Wirkung einer ungebremsen CO₂-Emission für die kommenden Jahrhunderte auf.

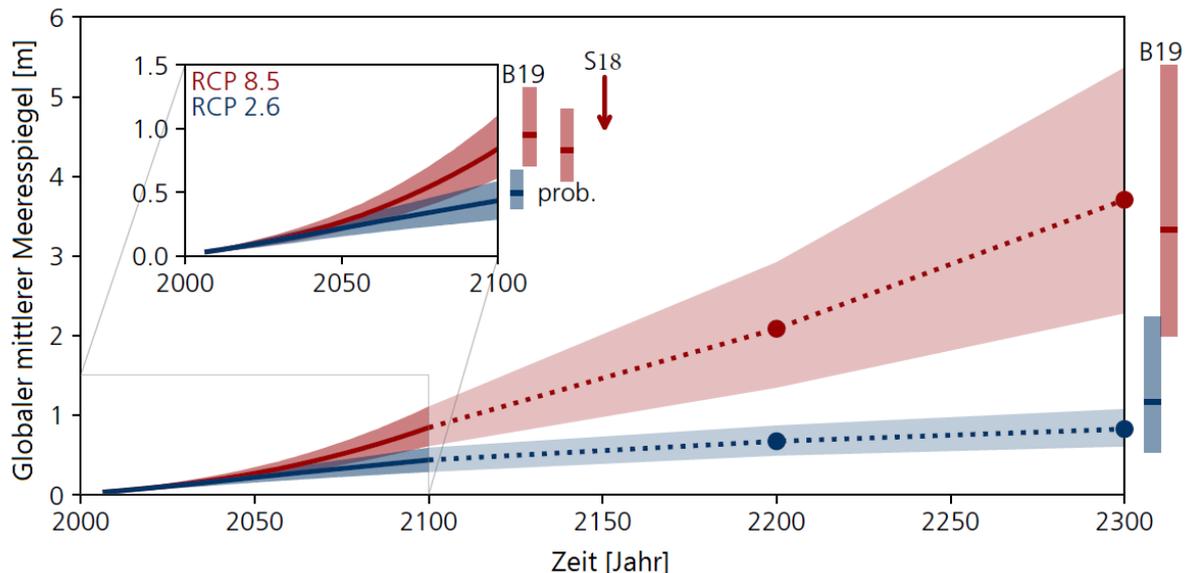


Abbildung 4: Prognostizierter globaler mittlerer Meeresspiegelanstieg bis 2300 für verschiedene Emissionsszenarien (IPCC 2019).

Um die konkreten Auswirkungen des globalen Klimawandels auf die lokalen Bedingungen an der Niedersächsischen Küste abschätzen zu können, ist die sogenannte Regionalisierung der globalen Szenarien erforderlich. Weitere Fragestellungen zur konkreten lokalen Ausprägung von bislang nur global abgeschätzten Effekten sind Gegenstand aktueller Forschung.

Die Aussagen über die zukünftige Entwicklung des Meeresspiegels sind mit großen Unsicherheiten behaftet. Es ist davon auszugehen, dass dieser bis zur nächsten Warmzeit weiter ansteigt; unklar ist jedoch mit welcher Geschwindigkeit. Abhängig vom untersuchten Szenario wird ein mittlerer globaler Meeresspiegelanstieg von rd. 25–100 cm bis 2100 prognostiziert. Auch gibt es bislang kein gesichertes Wissen um die lokale Ausprägung des globalen Anstiegs. Gleiches gilt für den Einfluss der Meteorologie auf die Wasserstände entlang der Niedersächsischen Küste. Die Unterschiede in den Prognosen beruhen im Wesentlichen auf unterschiedlichen Annahmen für Treibhausgase und Aerosole und der Streubreite der Ergebnisse der Klimarechnungen. Ob das Abschmelzen des Festlandeis dabei ausreichend berücksichtigt wurde, ist umstritten.

Trotz der Unsicherheiten müssen die Niederungsgebiete Niedersachsens auf den Meeresspiegelanstieg vorbereitet sein. Insbesondere eine Beschleunigung der derzeitigen Anstiegsrate verkürzt die Reaktionszeiten für Deichverstärkungen im Küstenschutz, wobei durch ein geeignetes Vorsorgemaß sichergestellt sein soll, dass auch für die pessimistischen Szenarien ausreichend Zeit für eine Anpassung der Schutzwerke verbleibt. Zentrales Element einer Schutzstrategie ist daher die regelmäßige Überprüfung der tatsächlichen Entwicklung.

3 Rechnerische Bestickhöhe

3.1 Bemessungswasserstände

3.1.1 Einzelwertverfahren

Die Bemessungswasserstände werden gemäß dem Kommentar zum Niedersächsischen Deichgesetz (Lüders und Leis 1964) nach dem Einzelwertverfahren nach Hundt (1954) in der modifizierten Form nach Lüders (1957) und nach dem Vergleichsverfahren nach Liese bestimmt, wobei der höhere beider Werte gemäß der gesetzlichen Vorgabe anzusetzen ist. An der niedersächsischen Küste ist der Bemessungswasserstand nach dem Einzelwertverfahren maßgebend (Abbildung 5), welches auch die formalen Kriterien des NDG zutreffender erfüllt. Beiden Verfahren ist der deterministische Ansatz gemein, welcher der stringenten formalen Vorgabe des § 4 NDG entspricht, die einerseits eine Wahrscheinlichkeitstheoretische Ermittlung der Bemessungswasserstände für Deiche ausschließt und andererseits ein deterministisch begründetes Maximum verlangt (Niemeyer 2001).

Der Bemessungswasserstand wird für ein Zeitfenster ermittelt, welches die nächsten einhundert Jahre berücksichtigt. Dies wird durch ein Vorsorgemaß realisiert, das einen Zuschlag für Klimaänderungsfolgen für 100 Jahre berücksichtigt. Durch den deterministischen Ansatz kann dem Bemessungswasserstand keine Jährlichkeit im Sinne der Binnenhochwasser, die auf statistischen Auswertungen gemessener Hochwasserereignisse beruhen, zugeordnet werden, hat aber durch die Superposition von Extremereignis und Klimazuschlag ein geringes Wiederkehrintervall.

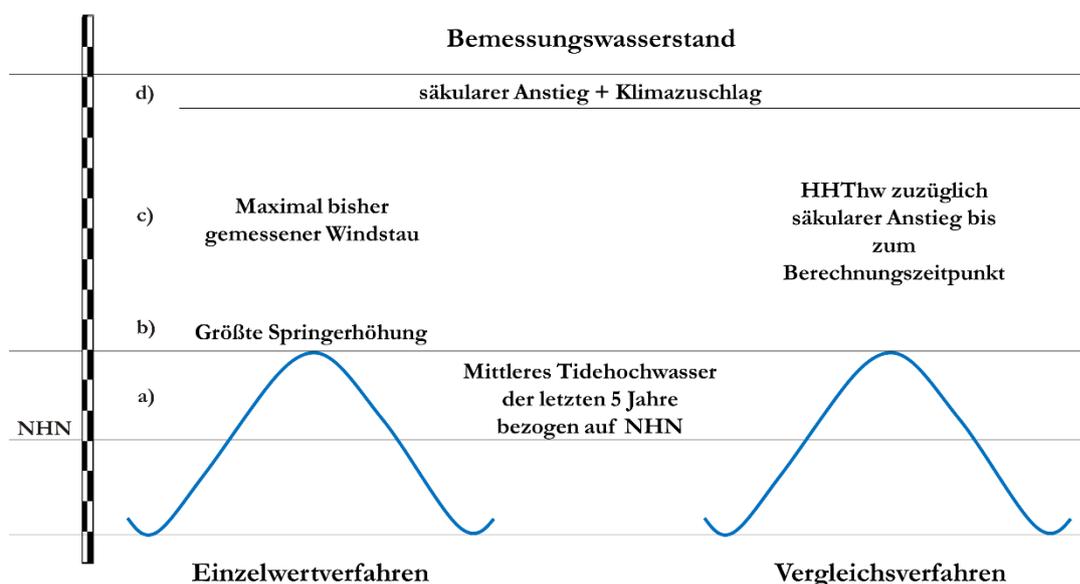


Abbildung 5: Bemessungswasserstände nach dem Einzelwertverfahren und Prüfung durch das Vergleichsverfahren (Lüders und Leis 1964, ML 1973, NLWKN 2007).

Bei dem Einzelwertverfahren werden vier Werte addiert, die den für die Bemessung gültigen höchsten Wasserstand darstellen. Auf das aktuelle fünfjährige mittlere Tidehochwasser (MThw) wird die größte Springerhöhung (b) und der größte bisher aufgetretene Windstau (c) addiert. Hinzu kommt ein Zuschlag für säkulare Effekte bzw. seit 2007 zusätzlich für Klimaänderungsfolgen (d) in Höhe von 50 cm.

Die Addition der maximalen Springtideerhöhung (b) zum MThw und zum gemessenen maximalen Windstau (c) ist keine physikalisch abgeleitete Kombination. Sie stellt vielmehr eine Sicherheitsmarge hinsichtlich eines möglicherweise auftretenden Windstaus dar, der größer ist als die bisher erfassten. Als Windstau wird die Differenz zwischen dem höchsten bisher gemessenen Hochwasser (HHThw) und dem zugehörigen MThw aus gemessenen Werten verwendet.

Die Kenntnisse über die Höhen historischer Sturmfluten sind lückenhaft und teilweise widersprüchlich. Außerdem sind höhere als die bisher beobachteten Sturmfluten nicht nur durch klimatische Veränderungen möglich. Die Rekonstruktionen historischer Windfelder im Rahmen des Forschungsvorhabens „Optimierung empirischer Sturmflutvorhersagen und Modellierung hoch auflösender Windfelder“ belegen, dass bereits in der Vergangenheit Stürme mit deutlich höheren stauwirksamen Windgeschwindigkeiten in der südlichen Nordsee aufgetreten sind, als den höchsten bisher erfassten Stauwerten zugrunde lagen. Diese hatten lediglich aufgrund ihres Auftretens zusammen mit dem Tide-niedrigwasser keine sehr schweren Sturmfluten zur Folge (Brecht und Frank 2015). Beispielfhaft sei hier der Adolph-Berm-pohl-Orkan von 1967 genannt (Abbildung 6b), dessen Spitzenböen nicht gemessen werden konnten, der aber über mehrere Stunden eine mittlere Windgeschwindigkeit von 149 km/h hielt (gemessen an der Station Helgoland).

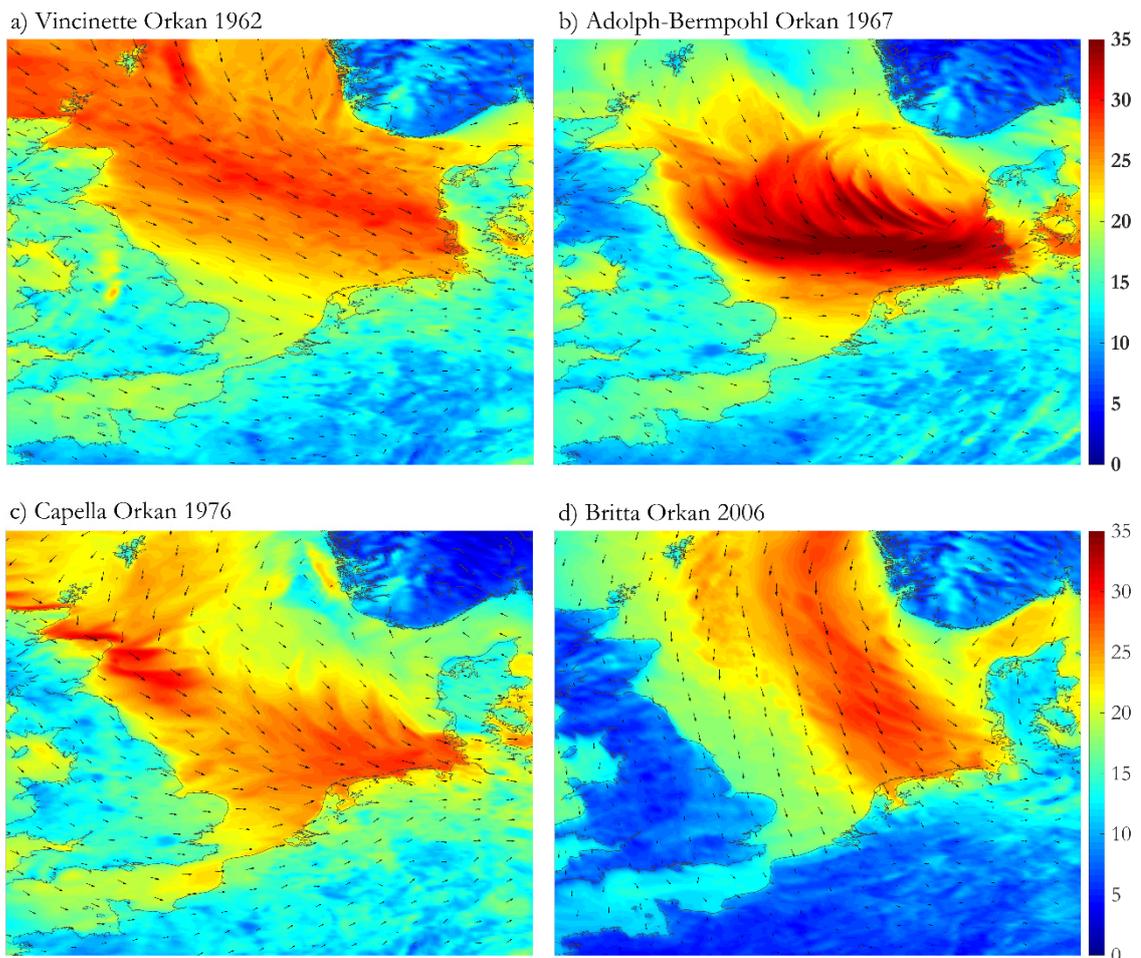


Abbildung 6: Darstellung der maximalen Windgeschwindigkeit in m/s über der Nordsee bei sehr schweren Sturmfluten (a, c und d) und des bisher stärksten gemessenen Sturmes (b).

Neben der Windstärke sind Zugbahn und Dauer des Sturms von hoher Bedeutung. Die Kombination dieser Parameter bietet auch ohne Klimaänderungen schon heute zahlreiche mögliche Ereignisse, die das bisher dokumentierte übersteigen. Außerdem wirkt ein Sturm nicht auf die gesamte niedersächsische Küste gleich stark. So hat z. B. der Orkan Britta (Allerheiligenflut 2006, Abbildung 6d), der zu den bisher höchsten gemessenen Wasserständen in der Ems geführt hat, weniger Einfluss auf die Wasserstände der Elbe als der Orkan von 1976, der dort mit niedrigeren Windgeschwindigkeiten für die höchsten gemessenen Wasserstände sorgte (Abbildung 6c).

Diese Unsicherheiten in dem maßgebenden Faktor Windstau (c) für Sturmfluten werden bei der Bemessung durch eine Erhöhung der Windgeschwindigkeiten als Teil des Vorsorgemaßes für Klimaänderungen (d) und durch die Einbeziehung der maximalen Springerhöhung (b) kompensiert.

3.1.2 Mathematische Modellierung

Das Einzelwertverfahren kann nur dort unmittelbar angewendet werden, wo Wasserstandsdaten durch Pegelaufzeichnungen vorliegen. In Ästuaren und Tideflüssen ist zudem die Wirkung des Oberwasserabflusses aus dem Hinterland auf die Wasserstände relevant. Um die Bemessungswasserstände flächendeckend auszurechnen und den Oberwasserabfluss in Ästuaren berücksichtigen zu können, werden mathematische Modelle unter der Modellumgebung Delft3D (Deltares 2014) erstellt. Das verwendete Modul Delft3D-Flow ist ein multidimensionales hydrodynamisches Simulationsprogramm, das instationäre Strömungs- und Transportvorgänge, verursacht durch Tide und meteorologische Einwirkungen, auf einem orthogonal gekrümmten Gitter berechnet. Das Modell löst die dreidimensionalen Flachwassergleichungen und die Kontinuitätsgleichungen mit einem impliziten Finite-Differenzen-Verfahren. Für die Sturmflutmodellierungen wurde das Modell zu Beginn im zweidimensional-horizontalen Modus betrieben, somit handelt es sich bei den modellierten Strömungsgrößen um tiefengemittelte Werte. Mit der Möglichkeit, die Berechnungen auf mehrere Prozessoren zu splitten (parallelisierte Berechnungen), konnte die Laufzeit für Berechnungen so verkürzt werden, dass auch dreidimensionale Berechnungen möglich wurden.

Zur Berücksichtigung der großräumigen Sturmflutsituation wird mit einer Modellkaskade aus drei miteinander verknüpften Modellen gearbeitet, deren räumliche Auflösung in Richtung Küste zunimmt. Gesteuert werden die Berechnungen durch Wasserstands-, Luftdruck- und Windinformationen. Die erforderlichen Angaben zu Wasserständen als Randbedingungen am seewärtigen Rand des jeweiligen Detailmodells werden aus entsprechenden Modellläufen des sogenannten Deutsche-Bucht-Modells (WL|Delft Hydraulics 1997, Alkyon 2008) ausgelesen. Da auch dieses Modell für eine naturähnliche Reproduktion von schweren Sturmfluten eine noch zu geringe räumliche Ausdehnung hat, wird dieses Modell wiederum in ein den gesamten kontinentalen Schelf umfassendes Modell (Verboom et al. 1992) eingebettet, das auch Teile des Nordatlantiks umfasst (Abbildung 7). Das Deutsche-Bucht-Modell reicht von der niederländischen Insel Terschelling im Süden bis zum nördlichen Rand des Wattenmeers nördlich von Esbjerg in Dänemark. Das Rechengitter verfügt an den seeseitigen Rändern über eine Auflösung von 600 bis 1000 Metern und an den Küsten von 300 bis 500 Metern bei einer Gesamtzahl von 162.370 aktiven Rechenpunkten. Der Abstand der Rechenknoten des

Kontinentalen-Schelf-Modells beträgt ungefähr 8 Kilometer und die Anzahl liegt bei 19.720.

Die topografischen Grundlagen der Detailmodelle bilden die jeweils aktuellsten Peil- und Laserscandaten, die im Rahmen eines behördenübergreifenden Vermessungskonzeptes erhoben wurden.

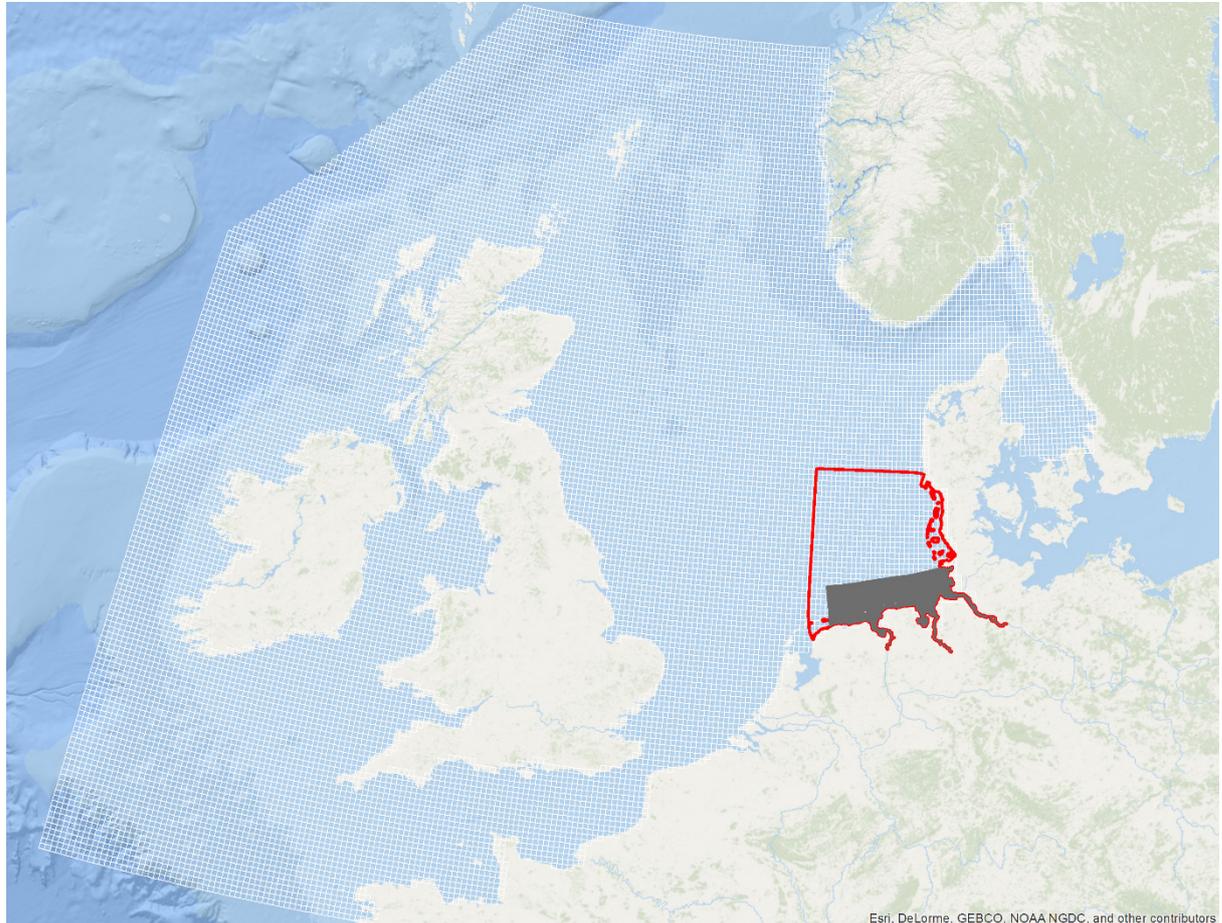


Abbildung 7: Modellkaskade mit Hierarchie der Modellgebiete für die Sturmflutmodellierung.

Um den möglichen Folgen des Klimawandels gerecht zu werden, wird über die Modellkaskade ein dem Vorsorgemaß entsprechender erhöhter Meeresspiegel sowie eine Intensivierung des Windfeldes vorgenommen, sodass an den Küsten- bzw. Ästuar-mündungspegeln der Bemessungswasserstand erreicht wird, der mithilfe des Einzelwertverfahrens als Scheitelpunkt der Bemessungsturmflut festgelegt wird.

Der Oberwasserzufluss in den Ästuaren wird am stromauf des Tidewehrs liegenden Modellrand eingesteuert. Hierbei werden 58 % des maßgebenden höchsten Abflusses berücksichtigt (HQ). Der verwendete Abflusswert stützt sich auf die Empfehlungen der Länderarbeitsgruppe (Länderarbeitsgruppe 1988) und Untersuchungen an der Ems des STAWA Meppen (1996).

3.2 Bemessungsseegang

Zur Bestimmung der notwendigen Bestickhöhen wird neben dem Bemessungswasserstand die Bemessungswellenaufbauhöhe benötigt. Hierfür müssen die Seegangparameter

signifikante Wellenhöhe H_{m0} , Energieperiode $T_{m-1,0}$ und mittlere Wellenangriffsrichtung bekannt sein.

Die Parameter werden mit dem mathematischen Seegangmodell SWAN ermittelt. SWAN (Simulating WAVes Nearshore) ist ein vollspektrales mathematisches Seegangmodell der 3. Generation (Ris et al. 1995, Holthuisen et al. 1998, Booij et al. 1999), das für die Modellierung der Ausbreitung und Energiebilanz von Seegang in Küstengewässern mit stark gegliederten morphologischen Strukturen geeignet ist.

Die Berechnungen basieren auf der Wellen-Aktions-Gleichung und berücksichtigen physikalische Prozesse wie den Energieeintrag durch Wind, die Wellenausbreitung und -interaktion, sowie Refraktion, Shoaling und Wellenbrechen. Die Modellauflösung beträgt hierzu wenige zehn Meter, um die kleinräumig die Seegangsausbreitung beeinflussende Topografie angemessen berücksichtigen zu können und die Seegangparameter hinreichend hoch aufgelöst auf die Deichfußlinie übertragen zu können (Abbildung 8).

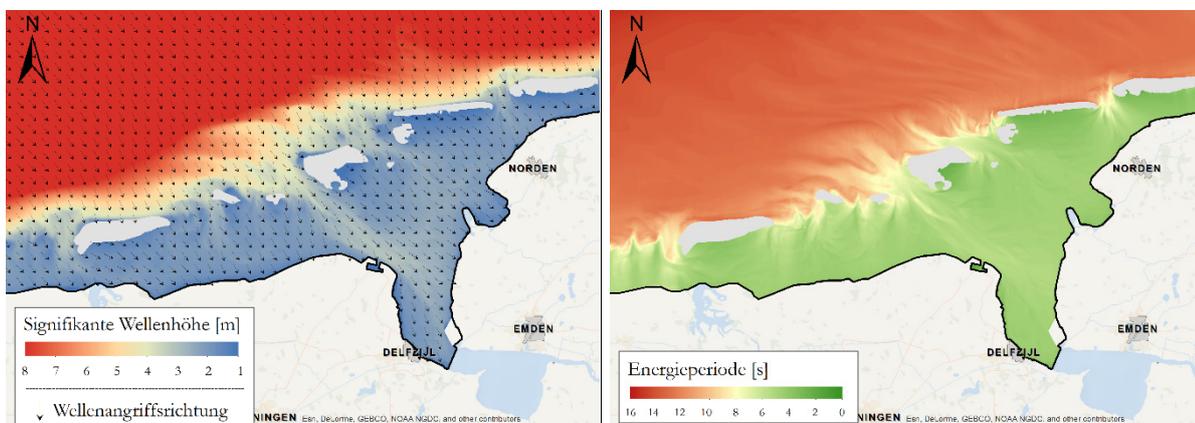


Abbildung 8: Ergebnis einer Seegangmodellierung für den Bemessungsfall für die Hauptdeichlinie der Deichacht Krummhörn. Links: Signifikante Wellenhöhe H_{m0} und Wellenangriffsrichtung. Rechts: Energieperiode $T_{m-1,0}$.

Um die Wechselwirkungen von Seegang und Tideströmung bei der Ermittlung des Bemessungsseegangs zu berücksichtigen, werden Seegangs- und Tidemodell miteinander gekoppelt betrieben. Durch die Kopplung können zusätzlich zu den Wasserständen auch die Strömungen in ihrer Wirkung auf den Seegang berücksichtigt werden. Neben den stationären Seegangsrechnungen unter Zugrundelegung des Scheitelwasserstandes werden deshalb instationäre Seegangsmodellierungen für Zeitfenster um den Eintritt des Sturmflutscheitelwasserstandes herum durchgeführt. Im Fall der instationären Modellierungen kann das für die Bestickermittlung relevante Maximum der Summe aus Wasserstand und Wellenauflauf häufig mit einem Phasenversatz zum Scheitelwert der Bemessungssturmflut auftreten, weil aus Wechselwirkungen von Seegang und Strömung ein höherer Wellenauflauf resultieren kann als zum Zeitpunkt des Sturmflutscheitels.

Am seeseitigen Rand wird ein JONSWAP-Spektrum eingesteuert (mit: $H_{m0} = 10$ m; $T_{m01} = 12$ s, $T_p = 15$ s). Dieses Spektrum entspricht dem zu erwartenden Extremfall für das Küstenvorfeld der südlichen Nordsee: Es orientiert sich an Extremwerten (Niemeyer 1983) hinsichtlich der Wind- und Wasserstandsentwicklungen im Bemessungsfall (Niemeyer und Kaiser 2001) und ist somit in Einklang mit den Vorgaben des Niedersächsisches Deichgesetzes.

3.3 Bemessungswellenauflauf

Die Seegangparameter werden in so hoher räumlicher Auflösung ermittelt, dass sie in geringen Abständen voneinander entlang der Hauptdeichlinie in hinreichend differenzierter Form verfügbar sind und zur Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus A_{97} mit einer Überlauftoleranz von 3 % genutzt werden können. Dabei wird ein für die niedersächsischen Gegebenheiten modifiziertes Verfahren benutzt (nach van Gent 1999):

$$A_{97} = 1,62 \cdot \sqrt{\frac{g}{2\pi} \cdot H_{m0}} \cdot T_{m-1,0} \cdot \tan \alpha \cdot \gamma_R \quad (1)$$

mit:	A_{97}	:	Bemessungswellenauflauf	[m]
	H_{m0}	:	spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
	$T_{m-1,0}$:	Energieperiode	[s]
	g	:	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	$\tan \alpha$:	mittlere Böschungsneigung ohne Berme	[-]

Bei schrägem Wellenangriff wird entsprechend der Untersuchungsergebnisse niederländischer Modellversuche für naturähnlichen, kurzkämmigen Seegang (van der Meer und de Waal 1990) eine Abminderung des Bemessungswellenaufbaus um den Faktor γ_R in Abhängigkeit zum Angriffswinkel β des Seegangs vorgenommen.

$$\gamma_R = 1 - 0,0022 \cdot \beta \quad (2)$$

Die oben angebenen Gleichungen werden für alle stationären und instationären Berechnungen und für alle stauwirksamen Windrichtungen um Nordwest gelöst. Das Maximum bildet den Bemessungsfall. Für die Außenböschung werden die in Niedersachsen geltenden Regelneigungen von 1:6 für Seedeiche und 1:4 für Ästuardeiche angesetzt (NLWKN 2007).

Bei hohen Sturmflutwasserständen kann der Wellenaufbau einzelner Wellen die Deichkrone überschreiten. Die Wassermenge läuft dann ganz oder teilweise auf der Binnenböschung ab. Hierdurch sind bei früheren Sturmfluten die Deichbrüche eingeleitet worden. Es ist daher wichtig, den Wellenüberlauf bei der Bemessung zu begrenzen, um ein Versagen des Deiches zu vermeiden. In Niedersachsen wird – im Wesentlichen aus Gründen planrechtlicher Belastbarkeit – nach den Vorgaben des TWB (1967) ein zulässiger Wellenaufbau von 3 % bei der Ermittlung des Bemessungswellenaufbaus A_{97} einbezogen.

4 Überführung der Ergebnisse in die Planungsebene

Die aus Bemessungswasserstand und Wellenaufbauhöhe resultierende erforderliche Bestickhöhe bildet die Grundlage für die Bestickfestsetzung durch die Genehmigungsbehörde. Hier werden die erforderlichen äußeren Abmessungen des Deiches im Profil einschließlich der Sicherungswerke und in der Linienführung beschrieben. Es beschreibt also das erforderliche Maß des Küstenschutzes, welches im Rahmen der Deicherhaltung zu gewährleisten ist. Das Bestick wird in Niedersachsen in der Form einer Allgemeinverfügung vom NLWKN festgesetzt und im Ministerialblatt öffentlich bekannt gemacht.

Auf diese Weise wird die Rechtsbehelfsfrist in Gang gesetzt und Planungssicherheit geschaffen.

An den Landesgrenzen zu Hamburg, Bremen und den Niederlanden ist außerdem zu beachten, dass trotz der teilweise unterschiedlichen Bemessungsmethoden eine einheitliche Deichlinienführung gewährleistet ist. An der niederländischen Grenze stimmten die erforderlichen Deichhöhen ohne weitere Abstimmungsprozesse überein. An der Weser wurde für Niedersachsen und Bremen das hier beschriebene Bemessungsverfahren für das gesamte Ästuar bis zum Tidewehr angewendet. An der Elbe wurden zwischen Schleswig-Holstein, Hamburg und Niedersachsen die Bemessungswasserstände abgestimmt und Randbedingungen für die Wellenaufbauermittlung festgelegt.

Die festgesetzten Deichhöhen werden als SOLL-Höhen im Generalplan Küstenschutz den vorhandenen Deichhöhen gegenübergestellt. So werden die Bereiche an der niedersächsischen Hauptdeichlinie identifiziert, die einen Nacherhöhungsbedarf aufweisen. Der Küstenschutz ist als Gemeinschaftsaufgabe des Bundes und der Länder im Grundgesetz verankert. Die Investitionskosten werden grundsätzlich zu 70 % vom Bund und zu 30 % vom Bundesland getragen.

Derzeit wird an der Fortschreibung des Generalplans Küstenschutz Niedersachsen/Bremen gearbeitet, der die Ergebnisse bezogen auf die Deichlinienroute darstellt. Die bisher vorliegende Fassung von 2007 (NLWKN 2007) ist insbesondere dahingehend überholt, dass das Vorsorgemaß für säkulare Effekte und Klimaänderungen im Bemessungswasserstand seitdem verdoppelt wurde.

5 Fortentwicklung und Ausblick

Die Tidecharakteristik entlang der niedersächsischen Küste wird durch eine Vielzahl miteinander interagierender Prozesse geprägt. Insbesondere die Wechselwirkungen, die sich aus dem Zusammenspiel der vom Atlantik einschwingenden Gezeitenwelle mit der Küstenmorphologie ergeben, bestimmen das örtliche Tideregime. Diese Tatsache ist insofern von Relevanz, dass die nichtlineare Deformation der Gezeitenwelle auf ihrem Weg vom Nordatlantik bis an die Niedersächsische Küste u. a. eine deutliche Erhöhung der Thw gegenüber dem Wert am Schelfrand zur Folge hat, was sich auf die dortige Ausprägung der halbtäglichen Gezeit ebenso auswirkt wie auf den Anstieg des globalen mittleren Meeresspiegels. Weiterhin spielen die großräumige Wind- und Luftdrucksituation eine entscheidende Rolle bei der Entwicklung der Wasserstände an der Küste in Extremsituationen.

Durch skalenübergreifende Modellierungen des gesamten Einflussgebietes auf Modellgittern, die durch die Verknüpfung von Rechtecken und Dreiecken die Topografie des Gebietes naturähnlich abbilden können (unstrukturiertes Berechnungsgitter), wird im Gegensatz zur oben beschriebenen Modellkaskade mit Gitterstrukturen, die auf orthogonale Rechtecke beschränkt sind, die reale Situation detaillierter und konsistenter beschrieben.

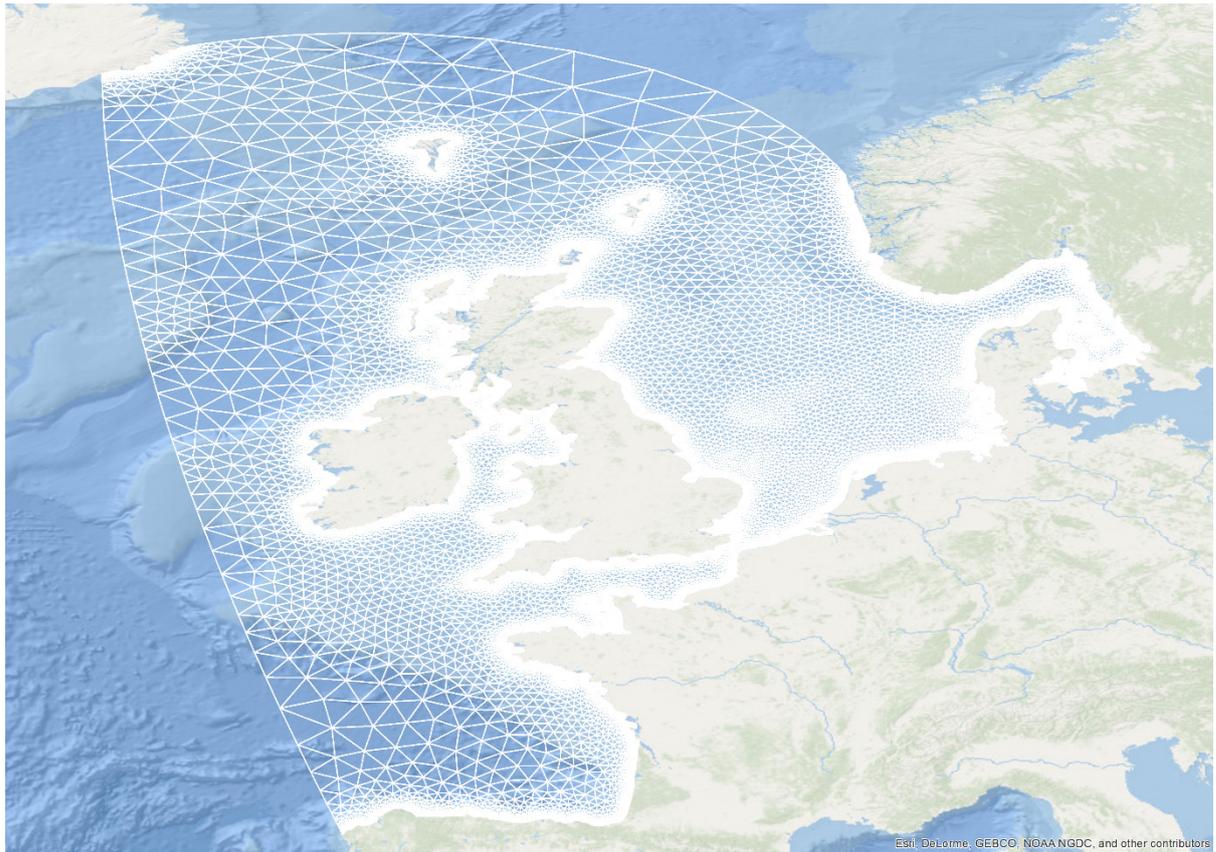


Abbildung 9: Skalenübergreifendes Ästuar-Schelf-Ozean-Modell zur Sturmflutmodellierung (Modellumgebung SCHISM – Hubert et al. 2020, Zhang und Baptista 2008, Zhang et al. 2016).

Das Strömungsmodell kann direkt und vollständig mit vollspektralen Seegangmodellen gekoppelt werden, sodass auch welleninduzierte Strömungen, insbesondere in flachen Bereichen und in Deichnähe, berücksichtigt werden können.

Die zulässige Wellenüberlaufhöhe an der niedersächsischen Hauptdeichlinie wird bisher ohne eine Berücksichtigung der Widerstandsfähigkeit des Deichkörpers festgelegt. Naturversuche zur Überlauftoleranz in den Niederlanden zeigten allerdings erheblich höhere Wellenüberlauftoleranzen je nach Kleiqualität und Grasnarbe (van der Meer et al. 2009).

Vor diesem Hintergrund ist es naheliegend, die hydrodynamische Belastung differenzierter zu betrachten und der Widerstandsfähigkeit des verwendeten Baustoffes gegenüberzustellen, um eine effizientere Bemessung von See- und Ästuardeichen hinsichtlich Sicherheit und Wirtschaftlichkeit zu ermöglichen. Auf dieser Überlegung beruht das Konzept einer integrierten Bemessung (Berkenbrink et al. 2010, Berkenbrink und Niemeyer 2018, Richwien et al. 2010).

Es lassen sich damit nicht nur Sicherheitsreserven oder -defizite bestehender Deiche aufdecken und quantifizieren, was für eine zielgerichtete Priorisierung erforderlicher Verstärkungen hilfreich wäre, sondern es besteht auch erhebliches Potenzial zur Identifikation von Belastungsreserven in Bezug auf höhere Wellenüberlaufmengen. Dies ist insbesondere im Hinblick auf Klimaänderungen von großer Bedeutung, da bei beschleunigtem Meeresspiegelanstieg längere Reaktionszeiten möglich würden als bisher angenommen. Die Umsetzung der diesbezüglichen Erkenntnisse und bereits ausgearbeiteten Bemessungsansätze in die Praxis des Küstenschutzes sollte daher intensiviert werden, um sowohl die Sicherheit als auch die Wirtschaftlichkeit weiter zu verbessern.

Auch auf der rechtlichen und planerischen Ebene sind stetig Anpassungen in Bezug auf neue wissenschaftliche Erkenntnisse erforderlich. Neue Erkenntnisse in der Klimaforschung und der daraus resultierenden Prognosen für den Meeresspiegelanstieg und die Entwicklung von Extremereignissen betreffen die hier vorgestellte Methodik dahingehend, dass das Vorsorgemaß und der im NDG festgelegte Grenzwert für Nacherhöhungsbedarf für den Bemessungswasserstand geprüft und ggf. erhöht werden müssten.

6 Symbole

A_{97}	Bemessungswellenauflauf	[m]
BWSt	Bemessungswasserstand	[NHN+m]
HHThw	Höchstes Tidehochwasser	[NHN+m]
H_{m0}	spektrale signifikante Wellenhöhe	[m]
HQ	Höchster Abfluss	[m ³ /s]
MThw	Mittleres Tidehochwasser	[NHN+m]
MTnw	Mittleres Tideniedrigwasser	[NHN+m]
$T_{m-1,0}$	Energieperiode	[s]
T_p	Peakperiode	[s]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
$\tan \alpha$	mittlere Böschungsneigung ohne Berme	[-]
β	Wellenangriffsrichtung	[°]
γ_R	Empirischer Beiwert für schrägen Wellenangriff	[-]

7 Literaturverzeichnis

Alkyon: German Bight Model Suite – Grid Generation and Set-up of Tidal Flow Models, 2008.

Arends, F.: Physische Geschichte der Nordsee-Küste und deren Veränderungen durch Sturmfluthen seit der cymbrischen Fluth bis jetzt. H. Woortman jun., Emden, 1833.

Behre, K.-E.: Meeresspiegelanstieg-Marschenentwicklung-Küstenlinien. Die letzten 10.000 Jahre an der deutschen Nordseeküste im Zeitraffer. 2005.

Berkenbrink, C.; Kaiser, R.; Niemeyer, H. D.: Mathematische Modellierung hydrodynamischer Belastungen von Deichen. In: Die Küste, 77, 2010.

Berkenbrink, C.; Niemeyer, H. D.: Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen. In: Die Küste, 86, 2018.

Booij, N.; Ris, R. C.; Holthuisen, L. H.: A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions. Part I, Model Description and Validation, J. Geophys. Research, 104, C4, 1999.

Brecht, B.; Frank, H.: Optimierung empirischer Sturmflutvorhersagen und Modellierung hochauflösender Windfelder, Teilprojekt B: Modellierung hochauflösender Windfelder an der deutschen Nordseeküste. 2015.

Deltares: Delft3D-FLOW – Simulation of multi-dimensional hydrodynamic flows and transport phenomena, including sediments. User Manual Hydro-Morphodynamics. Version: 3.15.34158. 2014.

Holthuisen, L. H.; Ris, R. C.; Booij, N.: A Verification of the Third-generation Model "SWAN", 5th Int. Worksh. Wave Hindcast. & Forecast.; Melbourne/Fl. USA, 1998.

Hundt, C.: Maßgebende Sturmfluthöhen für das Deichbestick an der schleswig-holsteinischen Nordseeküste. In: Die Küste, 3, 1953.

Hubert, K.; Berkenbrink, C.; Wurpts, A.: Interaction of Estuarine Morphology and adjacent Coastal Water Tidal Dynamics. In: Die Küste, submitted.

Ingenieurkommission: Erfahrungen und Folgerungen aus den Januar-Sturmfluten 1976 für den Küstenschutz in Niedersachsen. (Autoren: Heinsohn, Kramer, Krause, Luck, Meyer-Toelle, Müller). In: Die Küste, 33, 1979.

IPCC: Zusammenfassung für politische Entscheidungsträger. In: Stocker, T. F.; Qin, D.; Plattner, G.-K.; Tignor, M., Allen, S. K.; Boschung, J.; Nauels, A.; Xia, Y.; Bex, V.; Midgley, P. M. (Hg.): Klimaänderung 2013: Naturwissenschaftliche Grundlagen. Beitrag der Arbeitsgruppe I zum Fünften Sachstandsbericht des Zwischenstaatlichen Ausschusses für Klimaänderungen (IPCC). Cambridge University Press, Cambridge, GB und New York, NY, USA. Deutsche Übersetzung durch Deutsche IPCC-Koordinierungsstelle, Österreichisches Umweltbundesamt, ProClim, Bonn/Wien/Bern, 2014.

IPCC: Ocean and Cryosphere – Sea Level Rise and Implications for Low Lying Islands, Coasts and Communities, SROCC, 2019.

Länderarbeitsgruppe: Bemessungswasserstände entlang der Elbe. (Autoren: Krause, Kroker, Probst, Scherenberg, Siefert). In: Die Küste, 47, 1988.

Lüders, K.: Wiederherstellung der Deichsicherheit an der deutschen Nordseeküste von der holländischen Grenze bis zur Elbe. In: Wasser und Boden, 9, 2, 1957.

Lüders, K.; Leis, G.: Niedersächsisches. Deichgesetz-Kommentar. Verl. Wasser und Boden, Hamburg, 1964.

ML: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen. Niedersächsisches Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forst -Referatsgruppe Wasserwirtschaft, 1973.

MU: Klimapolitische Umsetzungsstrategie Niedersachsen. Niedersächsisches Ministerium für Umwelt, Energie und Klimaschutz, Hannover, 2013.

Niemeyer, H. D.: The Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes in Consideration of Overtopping Security. Proc. 17th IAHR-Congress Baden-Baden, 1977.

Niemeyer, H. D.: Bemessung von See- und Ästuardeichen in Niedersachsen. In: Die Küste, 64, 2001.

Niemeyer, H. D.: Über den Seegang an einer inselgeschützten Wattküste. BMFT-Forschungsbericht MF 0203, 1983.

Niemeyer, H. D.; Berkenbrink, C.; Ritzmann, A.; Knaack, H.; Wurpts, A.; Kaiser, R.: Evaluierung von Küstenschutz-Strategie im Hinblick auf Klimaänderungsfolgen. In: Die Küste, 86, 2018.

Niemeyer, H. D.; Kaiser, R.: Design Wave Evaluation for Coastal Protection Structures in the Wadden Sea. In: Proc. 5th Int. Symp. Waves San Francisco/USA, 2001.

Niemeyer, H. D.; Gärtner, J.; Kaiser, R.; Peters, K.-H.; Schneider, O.: Estimation of Design Wave Run-up on Sea Dykes under Consideration of Overtopping Security by Using Benchmarks of Flotsam, 1995.

NLWKN: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/Bremen – Festland-, Küstenschutz Band 1, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz. Norden, 2007.

Regierungskommission Klimaschutz – Niedersächsisches Ministerium für Umwelt, Energie und Klimaschutz: Empfehlung für eine niedersächsische Strategie zur Anpassung an die Folgen des Klimawandels. Hannover, 2012.

Richwien, W.; Pohl, C.; Vavrina, L.: Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten. In: Die Küste, 77, 2010.

Ris, R. C.; Holthuisen, L. H.; Booij, N.: A Spectral Model for Water Waves in the Near-shore Zone. In: Proc. 24th Intern. Conf. o. Coast. Engg., Kobe/Japan, ASCE, New York, 1995.

STAWA Meppen: Anzusetzender Oberwasserabfluss bei der Überprüfung der Bemessungswasserstände. (Bearb. Ernst). Dienstber. 5-62212 (1219) vom 26.04.1996 (unveröffentlicht), 1996.

TWB (Technisch-Wissenschaftlicher Beirat): Empfehlungen der ehemaligen Arbeitsgruppe „Sturmfluten“ und ihre Nutzenanwendung für den Seedeichbau. Die Küste, 17, 1969.

van der Meer, J. W.; de Waal, J. P.: Waterbeweging up taluds. WL|Delft|Hydraul. Rapp. H 1256, 1993.

van Gent, M. R. A.: Wave Run-up and Wave Overtopping for Double Peaked Wave Energy Spectra. WL|Delft Hydraul., Rapp. H 3551, 1999.

Verboom, G. K.; de Ronde, J. G.; van Dijk, R. P.: A Fine Grid Tidal Flow and Storm Surge Model of the North Sea. Continent. Shelf Res., Vol. 12, 1992.

WL|Delft Hydraulics: Set-up and Calibration of Tidal Flow Models Deutsche Bucht und Dithmarschen Bucht. Rapp. H 1821 (unveröffentlicht), 1997.

Zhang, Y.; Baptista, A. M.: SELFE: A semi-implicit Eulerian-Lagrangian finite-element model for cross-scale ocean circulation. In: Ocean Modelling, 21 (3-4), 71–96. 2008.

Zhang, Y.; Ye, F.; Stanev, E. V.; Grashorn, S.: Seamless cross-scale modeling with SCHISM. In: Ocean Modelling, 102, 64–81, 2016.

Schleswig-Holsteins Klima-Anpassungsstrategie für das Wattenmeer 2100

Jacobus Hofstede¹, Birgit Matelski² und Martin Stock³

¹ *Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung des Landes Schleswig-Holstein, jacobus.hofstede@melund.landsb.de*

² *Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein Husum*

³ *Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein Tönning*

Zusammenfassung

Der anthropogene Klimawandel stellt für das Wattenmeer eine große Herausforderung dar. Unter anderem beschleunigter Meeresspiegelanstieg, erhöhte Temperaturen und geänderte Windverhältnisse können die heutigen Strukturen und Funktionen des Ökosystems signifikant ändern, was zu Beeinträchtigungen sowohl für den Natur- wie auch den Küstenschutz führen kann. In Anerkennung dieser Herausforderungen hat die schleswig-holsteinische Landesregierung im Jahre 2015 eine Klima-Anpassungsstrategie für das Wattenmeer verabschiedet. Ziel ist die langfristige Erhaltung der heutigen Strukturen und Funktionen sowie der ökologischen Integrität des Wattenmeeres bei geänderten Klimabedingungen. Die Strategie Wattenmeer 2100 wurde von einer Projektgruppe, bestehend aus Vertretern der Naturschutz- und Küstenschutzverwaltungen sowie der Lokalbevölkerung und Naturschutzverbände, erarbeitet.

Im Ergebnis ist festzuhalten, dass in den nächsten Jahrzehnten keine zusätzlichen Anpassungsmaßnahmen erforderlich sein werden. In Abhängigkeit des zukünftigen Meeresspiegels werden jedoch früher oder später Küstenerosion und Sedimentdefizite im Wattenmeer derartig zunehmen, dass – ohne Gegenmaßnahmen – langfristig mit einer starken Abnahme von Wattflächen und Salzwiesen gerechnet werden muss. Wenn Anpassungsmaßnahmen zur Begegnung der sich daraus ergebenden Beeinträchtigungen für Natur- und Küstenschutz unabdingbar werden, wären adäquate Optionen mit minimalen ökologischen Auswirkungen möglich. Ein „Wachsen mit dem Meer“ wird als wichtigste Handlungsoption definiert. Entsprechend können die Defizite durch Einbringung von Sedimenten aus externen Quellen in Bereiche, von wo eine Verlagerung zu den Stellen mit Sandbedarf durch natürliche Prozesse erfolgen kann, nachhaltig ausgeglichen werden. Trotzdem bleiben, zur langfristigen Gewährleistung der heutigen Sicherheitsstandards, technische Anpassungen an Küstenschutzanlagen unumgänglich.

Schlagwörter

Wattenmeer, Meeresspiegelanstieg, Klima-Anpassung, integriertes Küstenmanagement, Nationalpark Schleswig-Holsteinisches Wattenmeer, Naturschutz

Summary

Anthropogenic climate change constitutes a main challenge for the Wadden Sea. Accelerated sea level rise, increasing temperatures and changing wind climate may strongly alter present structures and functions of the ecosystem with negative consequences both for nature conservation and for coastal risk management. Being aware of these challenges, Schleswig-Holstein State Government decided to establish an integrated climate change adaptation strategy for the Schleswig-Holstein sector of the Wadden Sea. The strategy was adopted in June 2015. It aims at the long-term maintenance of present functions and structures as well as the integrity of the Wadden Sea ecosystem in a changing climate. The strategy was prepared by a project group consisting of representatives from State authorities as well as from nature conservation organizations and local institutions. First outcome of the strategy is that extra adaptation measures will not be necessary in the coming decades. However, depending on the future rate of sea level rise, shoreline erosion and sediment deficits in the Wadden Sea will increase and sooner or later drowning of tidal flats and terrestrial habitats like beaches, primary dunes and salt marshes will start. At the time when management measures to counteract the negative developments become expedient from a nature conservation viewpoint as well as for coastal risk management, adequate actions with minimized ecological interferences are possible. It is assumed that balancing the sediment deficits as the main adaptation measure may be implemented most efficiently by concentrating sediment suppletion at locations where natural forces organize redistribution in the Wadden Sea. Local technical coastal risk management measures like the strengthening of sea defenses will, nevertheless, remain necessary as well.

Keywords

Wadden Sea, sea level rise, climate change adaptation, integrated coastal management, national park, nature conservation

1 Einleitung

Der Klimawandel und, in seiner Folge, ein beschleunigter Meeresspiegelanstieg stellen eine besondere Herausforderung für das Wattenmeer mit seinen vielfältigen Funktionen und Bedeutungen für Menschen, Tiere und Pflanzen dar. Church et al. (2013) projizieren zum Ende dieses Jahrhunderts globale Meeresspiegelanstiegsraten zwischen 4,5 und 11 mm pro Jahr. Bereits eine Rate von 4,5 mm bedeutet eine Verdreifachung der bisherigen Anstiegswerte (Dangendorf 2014). Mögliche langfristige Konsequenz ist, neben verstärkten Küstenabbrüchen und Erosionen, eine starke Abnahme von Wattflächen und Salzwiesen zugunsten von permanent wasserbedeckten Flächen im Wattenmeer (CPSL 2010). Dies wiederum würde, wegen der dadurch zunehmenden hydrologischen Belastungen der Küsten und Küstenschutzanlagen während Sturmfluten, zu einem höheren Aufwand zur Aufrechterhaltung der bestehenden Sicherheitsstandards führen (Arns et al. 2017). Darüber hinaus würde das Wattenmeer in ökologischer Hinsicht durch Habitatverluste (Watten und Salzwiesen) zunehmend degradieren (Philippart und Epping 2009, Colijn und Fanger 2011). Nicht zuletzt wegen seiner weltweit größten zusammenhängenden Wattflächen wurde das Wattenmeer 2009 zum Weltnaturerbe erklärt (CWSS 2008). Entsprechend hätte die Entwicklung des derzeitigen Ökosystems Wattenmeer in Richtung auf permanent mit Meerwasser bedeckten Flächen sowohl für den Naturschutz wie auch für den Küstenschutz weitreichende Konsequenzen.

In Schleswig-Holstein sind die Zuständigkeiten für den Meeresschutz und für den Küstenschutz im Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung (MELUND) und dort in der Abteilung Wasserwirtschaft, Meeres- und Küstenschutz gebündelt. In Anerkennung der gemeinsamen Herausforderung und Verantwortung wurde im Auftrag der Landesregierung Ende 2012 eine fachübergreifende Projektgruppe unter Leitung des Landesbetriebs für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz (LKN.SH) gegründet mit dem Ziel, eine gemeinsame Klima-Anpassungsstrategie für das schleswig-holsteinische Wattenmeer (Abbildung 1), kurz SW2100, zu entwickeln.

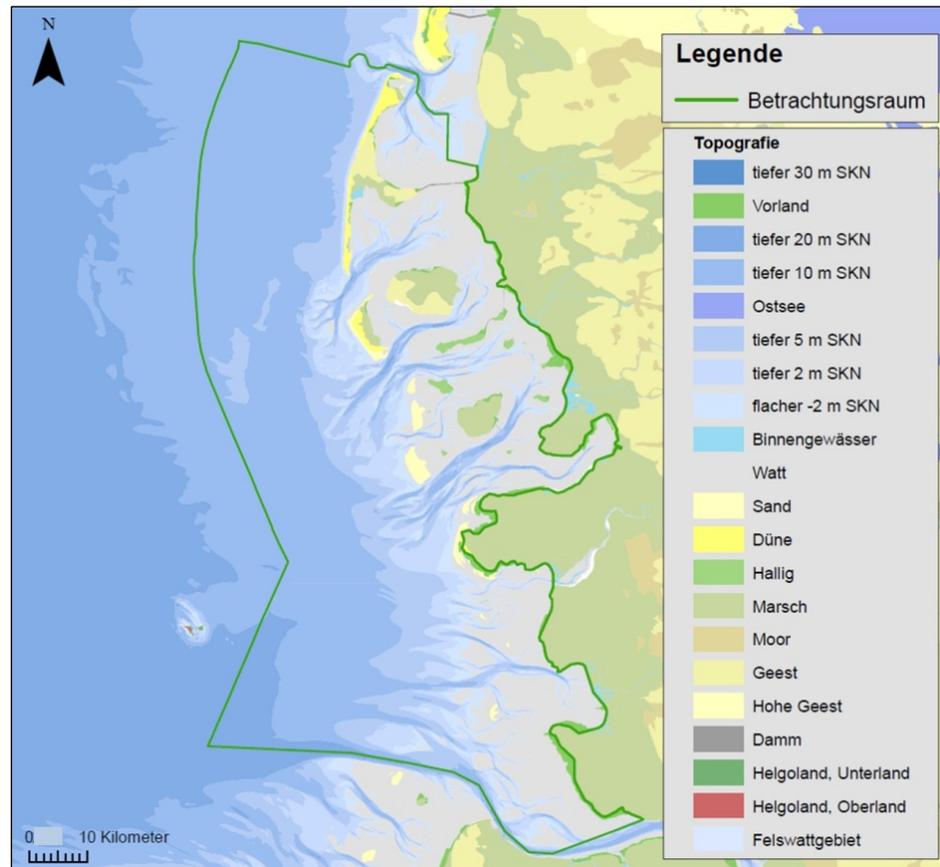


Abbildung 1: Übersichtskarte des Betrachtungsraumes (ca. 6.500 km²).

Zur Erhöhung der Transparenz und Akzeptanz des Prozesses und der Ergebnisse wirkten Vertreter der Bewohner der Inseln und Halligen und Naturschutzverbände von Anfang an aktiv in der Projektgruppe mit. In zwei Kooperationsvorhaben mit dem WWF Deutschland und mit dem Leibniz-Institut für Ostseeforschung Warnemünde (IOW) wurden parallel unterstützend für die Strategie-Erstellung internationale Beispiele für Klima-Anpassung an sandigen Küsten evaluiert (WWF Deutschland 2015) und Modelluntersuchungen zur künftigen morphologischen Entwicklung des Wattenmeeres für mehrere hydrologische Szenarien durchgeführt (Becherer et al. 2017, Hofstede et al. 2019, Abbildung 2). Im Jahre 2015 wurde der Entwurf der Projektgruppe durch die Landesregierung von Schleswig-Holstein als Strategie für das Wattenmeer 2100 verabschiedet (MELUR 2015).

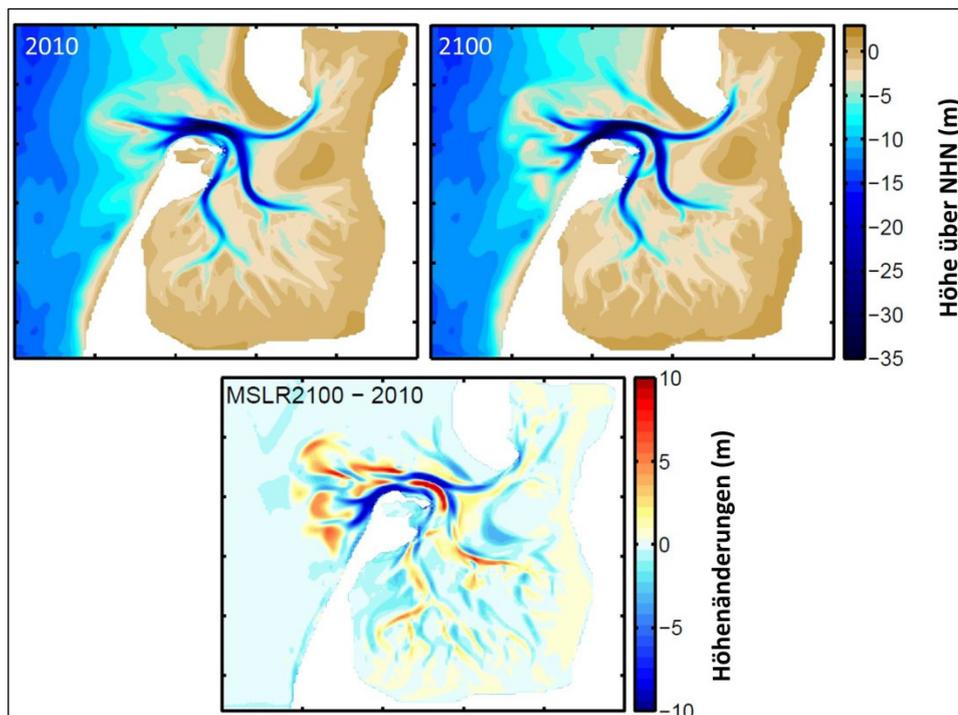


Abbildung 2: Ergebnisse SH-TREND; simulierte Topographien der Jahrgänge 2010 und 2100 für das Tidebecken Lister Tief nördlich von Sylt (oben) sowie die berechneten Höhenänderungen zwischen 2010 und 2100 für ein moderates Meeresspiegelszenario (Anstieg um insgesamt 0,45 m) (unten).

2 Die Strategie

In einem ersten Arbeitsschritt hat die Projektgruppe die vielfältigen Funktionen und Bedeutungen des Wattenmeeres von Schleswig-Holstein zusammengefasst:

- Im geologischen Sinne ist das Wattenmeer ein einmaliges Beispiel für eine junge sandige Gezeitenküste, die sich im Laufe des nacheiszeitlichen Meeresspiegelanstieges mit starkem Sedimenteintrag entwickelt hat und durch ständige Materialumlagerungen und entsprechende Verlagerung von Strukturen gekennzeichnet ist. In der Folge zeichnet sich das Wattenmeer als langfristige Sedimentsenke durch die weltweit größten zusammenhängenden intertidalen Wattgebiete aus; ein wesentlicher Grund für die Auszeichnung als UNESCO Weltnaturerbe.
- Das Leben und die Unversehrtheit der in der Region lebenden Menschen sind das höchste Gut, das nachhaltig vor den Gefahren durch Sturmfluten zu schützen ist. Das Wattenmeer mit seinen ausgedehnten Wattflächen und Sänden hat in diesem Sinne eine große Bedeutung für den Küstenschutz. In diesem Raum sowie in den Vorländern wird ein großer Teil der auf die Küste einwirkenden Energie aus Strömung und Seegang umgewandelt (Möller et al 2014). Salzwiesen bzw. Deichvorländer haben eine zusätzliche Bedeutung, indem sie die Menge des in die Niederungen einströmenden Wassers bei einem Deichbruch und damit die zu erwartenden Schäden an Leib und Gut wesentlich verringern (Thorenz und Lambrecht 2018).
- Das Wattenmeer ist ein sehr effektives Küstenfiltersystem. Große Mengen an mineralischen Sedimenten sowie organischen Stoffen und Nährstoffen werden durch

die oben genannten hydrologischen Kräfte erodiert, transportiert und bei nachlassender Strömungsgeschwindigkeit wieder abgelagert. Diese Ablagerungen bilden die Basis des Nahrungsangebotes und sind damit der „Treibstoff“ für eine außergewöhnlich hohe Primär- und Sekundärproduktion. Insgesamt wird geschätzt, dass das Wattenmeer Lebensräume für bis zu 10.000 Arten von Einzellern, Pflanzen, Pilzen und Tieren bietet. Auch zum Schutz dieser Biodiversität wurde das schleswig-holsteinische Wattenmeer bereits 1985 zum Nationalpark erklärt.

- Nicht nur für Flora und Fauna, auch für die Menschen bietet das Wattenmeer einmalige Lebensbedingungen. In Schleswig-Holstein wohnen etwa 32.000 Menschen auf den Inseln und Halligen sowie weitere 125.000 Menschen in den Küstenmarschen entlang der Festlandküste. Der Lebensraum Wattenmeer spiegelt als gemeinsames kulturelles Erbe die Auseinandersetzungen wider, den seine an Land und Wasser angepasste Gesellschaft schon immer mit dieser reichen und fruchtbaren, wenn auch gefährvolle, vom Meer geprägte Umwelt führte und auch heute noch führt. Als weltweit einmalige Landschaft kann die Halligwelt bezeichnet werden, wo fast 300 Menschen in sehr exponierter Lage auf 32 Warften leben.
- Neben seiner Funktion als Lebensraum ist das Wattenmeer Lebensgrundlage vieler Menschen. Direkt vom Wattenmeer abhängige Arbeitsplätze wie Küstenfischer, Mitarbeiter der Fährbetriebe oder auch Küstenschutz- und Nationalparkmitarbeiter sind ebenso zu nennen wie die vielen Arbeitsplätze im Tourismussektor, die zumindest indirekt von einem intakten Ökosystem Wattenmeer abhängen.
- Das Wattenmeer hat in Anbetracht seiner Funktion als holozäne Sedimentsenke auch Bedeutung für die Entfernung von Schadstoffen aus der Umwelt. Die über die Luft und die Flüsse in das System eingetragenen Schadstoffe werden hier langfristig in die Sedimentablagerungen eingebunden.
- Die hohe Dynamik mit ständigen Formänderungen bietet umfassende Gelegenheit für die Erforschung von komplexen hydrologisch-geomorphologisch-biologischen Wechselbeziehungen und Prozessen. Die exponierten Lebensbedingungen haben zu einmaligen Entwicklungen geführt, die ein reiches Feld für soziologische, historische und kulturelle Forschungen bieten. Nicht zuletzt ist das Wattenmeer als Hotspot des Klimawandels ein Untersuchungsgebiet im Sinne der Klimaanpassung.

Aus diesen Gründen hat die schleswig-holsteinische Landesregierung in der SW2100 als übergeordnetes Ziel formuliert: „das Wattenmeer ist in seiner Einzigartigkeit mit seiner charakteristischen Dynamik entsprechend der Nationalpark-Zielsetzung, der Weltnaturerbe-Anerkennung und in seiner Funktion für den Schutz der Küste und für den Menschen zu erhalten“. Daraus ergeben sich für Naturschutz und Küstenschutz die folgenden gemeinsamen Entwicklungsziele:

- Die Schutzfunktion des Wattenmeeres als Energie-Umwandlungszone zur Gewährleistung der Sicherheit der Insel-, Hallig- und Festlandküsten bleibt erhalten.
- Die Inseln und Halligen werden als wesentliche Strukturen des Wattenmeeres sowie als Kulturräum der Menschen erhalten.
- Die dynamischen Entwicklungsmöglichkeiten der charakteristischen Wattenmeer-Strukturen und Lebensräume mit ihren charakteristischen Arten werden zur Wiederherstellung oder Wahrung eines günstigen Erhaltungszustands gewährleistet.

- Die ökologischen Funktionen des Wattenmeeres werden erhalten.
- In der gesamten Wattenmeer-Region, die auch die an das Wattenmeer angrenzenden Festlands-, Meeres- und Ästuargebiete einschließt, wird eine nachhaltige Entwicklung erreicht, die im Einklang mit den Schutzziele des eigentlichen Wattenmeeres über das Jahr 2100 hinaus den Schutz, die Lebensqualität und die Gestaltungsmöglichkeiten der Menschen sichert.

In Anbetracht der Herausforderungen des Klimawandels und des Meeresspiegelanstiegs für die langfristige Stabilität des Wattenmeeres wurden zur Erfüllung der o. g. Ziele auf der Basis von plausiblen Szenarien nachhaltige Klima-Anpassungsoptionen entwickelt. Szenarien und Optionen werden nachfolgend dargestellt.

2.1 Die Szenarien

Strategien können nur auf der Basis von Szenarien entwickelt werden. Es handelt sich dabei um konsistente und plausible Beschreibungen von möglichen künftigen Zuständen, sog. Zukunftsbilder. Für eine aussagefähige Berücksichtigung der Bandbreite der möglichen künftigen Entwicklung wurde ein gemäßigt (M) und ein gesteigert (G) Szenario definiert. Grundlage für das gemäßigte Szenario ist die Annahme, dass zeitnah bedeutende globale Klimaschutzmaßnahmen zur Verringerung des Ausstoßes von Treibhausgasen umgesetzt werden (IPCC 2013). Für das gesteigerte Szenario wird angenommen, dass zeitnah keine signifikanten globalen Klimaschutzmaßnahmen zur Verringerung des Ausstoßes von Treibhausgasen umgesetzt werden. Außerdem wurden die beiden Zeithorizonte mittelfristig (50, bis Mitte dieses Jahrhunderts) und langfristig (100, bis Ende dieses Jahrhunderts) gegenüber 2000 berücksichtigt, was auch wegen des zeitlich oft nicht-linearen Verlaufes der Entwicklung sinnvoll ist.

Wesentlicher Ausgangsparameter für die Zukunftsbilder ist der zu erwartende jährliche Meeresspiegelanstieg. Ausgehend von Church et al. (2013) wurden für das moderate Szenario basierend auf globalen Projektionen Anstiegswerte von 4 mm/a bis 2050 und 6 mm/a bis 2100 festgelegt, für das gesteigerte Szenario resp. 6 und 10 mm/a. Zum Vergleich, über den Zeitraum 1935 bis 2010 betrug der Anstieg des mittleren Meeresspiegels an der Nordseeküste von Schleswig-Holstein durchschnittlich etwa 1,8 mm/a (MELUR 2013). Rein rechnerisch müssen sich jährlich auf den etwa 1.620 km² großen Wattflächen und Salzwiesen in Schleswig-Holstein fast 3,0 Mio. m³ Sediment ablagern, um diesen Anstieg höhenmäßig auszugleichen. Für die o. g. Szenarien wären die Beträge entsprechend höher. Mögliche natürliche Sedimentquellen sind die Außenküsten, die Nordsee und die Elbe. Wenn, wie von Stengel und Zielke (1994) und Arns et al. (2015) postuliert, infolge des Meeresspiegelanstieges auch der Tidenhub und damit die Tidenströmungsgeschwindigkeiten zunehmen, kommen – bei moderaten Meeresspiegelanstiegsraten – die Tiderinnen als weitere (interne) Sedimentquelle in Betracht (Hofstede et al. 2019).

In Tab. 1 sind die den zwei Szenarien jeweils für 2050 und 2100 zugrunde gelegten 22 Parameter zum Klima, zur Hydrologie, zur Morphologie und zur Biologie aufgelistet. Soweit möglich, würden die Parameter quantitativ nach Auswertung der jeweiligen Fachliteratur dargestellt. Für einige Parameter musste jedoch auf Expertenwissen zurückgegriffen bzw. qualitative Beurteilungen genutzt werden.

Tabelle 1: Änderung relevanter Klimakennwerte und abgeleiteter abiotischer und biotischer Parameter als Experteneinschätzung für die Wattenmeer-Szenarien M und G.

	Mitte des Jahrhunderts		Ende des Jahrhunderts		Quellen
	gemäßigt (M50)	gesteigert (G50)	gemäßigt (M100)	gesteigert (G100)	
Klimaprojektionen					
Zunahme Lufttemperatur (°C)	1,4	1,8	2,0	3,7	2
Zunahme Wassertemperatur (°C)	1,4	1,8	2,0	3,7	1
Änderung Sturmintensität	o	o	o	+	3
Änderung Sommerniederschläge	o	o	o	--	3
Änderung Winterniederschläge	o	o	o	++	3
Hydrologische und morphologische Projektionen und Szenarien (von den Klimaprojektionen abgeleitet)					
Anstieg mittlerer Meeresspiegel (m)	0,2	0,3	0,5	0,8	2
Anstiegsrate mittlerer Meeresspiegel (mm/a)	4	6	6	10	2
Zunahme mittlerer Tidenhub MThb (m)	0,02	0,06	0,03	0,16	4
Zunahme Sturmflutwasserstände (m)	0,2	0,3	0,5	1,2	5
Änderung Seegang	o	o	o	+	6
Vorhandensein bzw. Intensität von Eiswintern	-	--	--	---	3
Änderung Erosion der Außenküste	+	++	++	+++	7
Änderung Ebb-Deltavolumen	-	-	-	--	8
Änderung Tiderinnenvolumen	o	o	o	--	8
Änderung der Fläche des Sublitorals (%)	0	30	30	150	8
Sedimentakkumulation auf den Wattflächen (mm/a)	4	5	5	5	1
Änderung der Fläche der Watten (%)	0	-15	-15	-75	8
Sedimentakkumulation auf den Salzwiesen (mm/a)	6	8	8	10	1, 9, 10
Größe der Salzwiesenfläche	+	o	-	--	1
<i>Legende zu den Klimaprojektionen sowie zu den hydrologischen und morphologischen Projektionen und Szenarien: - = Abnahme, -- = starke Abnahme, --- = sehr starke Abnahme; o = Keine oder geringe Änderung; + = Zunahme, ++ = starke Zunahme, +++ = sehr starke Zunahme</i>					
Biologische Szenarien (von den oben genannten Projektionen und Szenarien abgeleitet)					
Pflanzen (Salzwiesen und Dünen)	o	x	x	xxx	1
Vögel (Brut- und Rastvögel)	o	x	xx	xxx	1
Unterwasserwelt (Eu- und Sublitoral)	o	x	xx	xxx	1
<i>Legende zu den biologischen Szenarien: o = keine oder geringe Veränderung, x = leichte Veränderung, xx = starke Veränderung, xxx = sehr starke Veränderung (die Veränderungen können sowohl Artenzunahmen als auch Artenabnahmen als auch Artenverschiebungen beinhalten)</i>					
Quellen: 1= Expertenschätzung; 2= IPCC 2013; 3 = www.norddeutscher-klimaatlas.de; 4 = Hein et al. (2014); 5 = Woth et al. (2006), Gasloikova et al. (2013); 6 = Grabemann et al. (2014), Groll et al. (2014); 7 = Bruun (1962); 8 = Dissanayake et al. (2012), 9 = Suchrow et al. (2012), 10 = Stock (2011).					

Das gemäßigte Szenario bis 2050 (M50): Zur Mitte des Jahrhunderts liegen die Luft- und Wassertemperaturen etwa um 1,4 °C höher als noch zu Beginn dieses Jahrhunderts, während sich die Wind- und Niederschlagsverhältnisse kaum geändert haben. Es kommt nur noch in Ausnahmen zu Eiswintern mit einem Zufrieren großer Teile des Wattenmeeres. Der mittlere Meeresspiegel (MW) ist insgesamt um etwa 0,2 m bzw. durchschnittlich um 4 mm pro Jahr angestiegen. Dies entspricht in etwa einer Verdoppelung des Meeresspiegelanstieges im letzten Jahrhundert. Infolge der höheren Wasserstände bzw. größeren Wassertiefen an der Außenküste nimmt hier die hydrologische Belastung durch Seegang zu. Der mittlere Tidenhub (MThb) hat unwesentlich um 0,02 m zugenommen, während

auch die Windstau- und Seegangverhältnisse stabil geblieben sind. Die Beschleunigung des Meeresspiegelanstieges hat zu einer verstärkten Erosion der Außenküsten (einschl. der Ebb-Deltas) geführt (Bruun 1962). Das hier freigesetzte Material hat dazu beigetragen, dass die Wattflächen den mittleren Meeresspiegelanstieg insgesamt durch Akkumulation ausgeglichen haben. Die Salzwiesen haben ihre relative Höhenlage zum Meeresspiegel durch verstärkte Akkumulation leicht vergrößert, die Fläche ist weiter angewachsen. In morphologischer Hinsicht ist der Charakter des Wattenmeeres bei leichter Flächenabnahme weitgehend unverändert. Entsprechend haben sich auch Flora und Fauna in diesem Szenario bis Mitte des Jahrhunderts – jedenfalls aus geomorphologischen Gründen – nicht wesentlich geändert. Da Luft- und Wassertemperaturen um 1,4 °C zugenommen haben, sind dadurch jedoch im obersten Bereich der Salzwiesen, im untersten Bereich der Watten sowie im Unterwasserbereich leichte Veränderungen im Artenspektrum erfolgt. Die Verringerung von Eiswintern führt ebenfalls zu einer Verschiebung von Arten. Die Abfolge der Besiedlung in der Gezeitenzone bleibt grundsätzlich gleich oder doch sehr ähnlich, ebenso wie die dominanten Arten. Im Unterwasserbereich kann es jedoch auch zu Veränderungen bei den dominanten Arten kommen.

Das gemäßigte Szenario 2050 bis 2100 (M100): Zum Ende dieses Jahrhunderts liegen die Luft- und Wassertemperaturen um etwa 1,8 °C höher als zu Beginn dieses Jahrhunderts bzw. nochmals um 0,4 °C höher als um 2050. Der Anstieg hat sich in der zweiten Hälfte des Jahrhunderts verlangsamt. Die Wind- und Niederschlagsverhältnisse haben sich dagegen kaum geändert. Es kommt nicht mehr oder nur in extremen Ausnahmen zu Eiswintern mit einem Zufrieren großer Teile des Wattenmeeres. In der Folge des weiteren Temperaturanstieges verstärkt sich der jährliche mittlere Meeresspiegelanstieg (MW-Anstieg) auf etwa 6 mm, wodurch das MW um 2100 insgesamt 0,5 m höher als im Ausgangsjahr 2000 steht. Infolge der zunehmenden Wassertiefen an der Außenküste nimmt hier die hydrologische Belastung durch Seegang weiter zu. Der MThb hat insgesamt um 0,03 m zugenommen. Der leicht erhöhte Tidenhub führt entsprechend zu einem höheren Energieeintrag durch Tidenströmungen in das Wattenmeer. Die Windstau- und Seegangverhältnisse haben sich nicht signifikant geändert. In der zweiten Hälfte des Jahrhunderts reicht das an der Außenküste verstärkt freigesetzte Material nicht mehr aus, um die Wattflächen stabil zu halten. Die mittlere Höhenlage der trockenfallenden Wattflächen zum MW nimmt ebenso ab wie deren Flächengröße (um etwa 15 %). Die Umströmungen der Inseln und Halligen nehmen zu und die Wattbereiche im Umfeld der Inseln und Halligen werden abgetragen. Die subtidalen (ständig wasserbedeckten) Flächen nehmen entsprechend zu, weshalb – trotz leichter Tidenhubzunahme – nicht mit Erosionen bzw. Ausräumungen in den Rinnen zu rechnen ist. Obwohl die Salzwiesen den Meeresspiegelanstieg in der Höhe ausgleichen konnten und weiter angewachsen sind, hat deren Fläche auf den Inseln durch Kantenerosion leicht abgenommen. Zusammengefasst geraten die morphologischen Strukturen und Funktionen des Wattenmeeres in der zweiten Hälfte des Jahrhunderts zunehmend aus dem bisherigen dynamischen Gleichgewicht und zugleich verringert sich auch die Gesamtfläche des Wattenmeeres durch verstärkte Erosionen an der Außenküste. Größere Veränderungen von Flora und Fauna sind aufgrund der höheren Temperaturen vor allem im Unterwasserbereich sowie durch die geomorphologischen Veränderungen eingetreten. So kommt es im Bereich der kaum noch auftretenden Übergangsbereiche wie Quellerwiesen und Primärdünen zu einem starken Rückgang und zu einem Verschwinden von Arten. Auch der Wegfall der Eiswinter führt zu einer

stärkeren Verschiebung von Arten. Die Verringerung der Wattflächen und Salzwiesen sowie die geringere Verfügbarkeit von sicheren Brutplätzen haben zu einer Reduktion der Populationsgröße der für das Wattenmeer typischen Arten geführt. Einige Brutvogelarten wie Zwergseeschwalbe, Sand- und Seeregenpfeifer, die auf besonders betroffene Habitate angewiesen sind, sind stark reduziert.

Das gesteigerte Szenario bis 2050 (G50): Zur Mitte des Jahrhunderts liegen die Luft- und Wassertemperaturen etwa um 1,8 °C über denen des Jahres 2000, während die Niederschlags- und Windverhältnisse sich kaum geändert haben. Es kommt nicht mehr oder nur als extreme Ausnahme zu Eiswintern mit einem Zufrieren großer Teile des Wattenmeeres. Der mittlere Meeresspiegel (MW) ist insgesamt um etwa 0,3 m bzw. durchschnittlich um 6 mm pro Jahr angestiegen. Dies entspricht in etwa einer Verdreifachung des Meeresspiegelanstiegs im letzten Jahrhundert. Infolge der zunehmenden Wassertiefen an der Außenküste nimmt hier die hydrologische Belastung durch Seegang zu. Der mittlere Tidenhub (MThb) hat geringfügig um 0,03 m zugenommen, während die Windstau- und Seegangverhältnisse stabil geblieben sind. Die starke Beschleunigung des Meeresspiegelanstiegs hat zu einer starken Erosion der Außenküsten (einschließlich der Ebb-Deltas) geführt. Obwohl somit vermehrt Material an der Außenküste freigesetzt wird, reichen diese Mengen nicht aus, um den Meeresspiegelanstieg auf den Wattflächen auszugleichen. Die mittlere Höhenlage der trockenfallenden Wattflächen zum MW nimmt ebenso ab wie deren Flächengröße (um etwa 15 %). Die Umströmungen der Inseln und Halligen nehmen zu und die Wattbereiche im Umfeld der Inseln und Halligen werden abgetragen. Die subtidalen Flächen nehmen entsprechend zu, weshalb – trotz leichter Tidenhubzunahme – nicht mit Erosionen bzw. Ausräumungen in den Rinnen zu rechnen ist. Die Salzwiesen gleichen den Meeresspiegelanstieg durch vermehrte Sedimentation in der Höhe aus. Es kommt aber zu Kantenerosion und somit zu einer Abnahme der Vorlandflächen, besonders auf den Inseln. Zusammengefasst geraten die morphologischen Strukturen und Funktionen des Wattenmeeres aus dem bisherigen Zustand und die Gesamtfläche des Wattenmeeres verringert sich durch starke Erosionen an der Außenküste. Obwohl Luft- und Wassertemperaturen um 1,8 °C zugenommen haben, sind dadurch nur im obersten Bereich der Salzwiesen, im untersten Bereich der Watten sowie im Unterwasserbereich leichte Veränderungen im Artenspektrum erfolgt. Die Abfolge der Besiedlung in der Gezeitenzone bleibt grundsätzlich gleich oder doch sehr ähnlich, ebenso wie die dominanten Arten. Doch der Wegfall der Eiswinter führt zu einer stärkeren Verschiebung von Arten. Im Unterwasserbereich kommt es zu Veränderungen bei den dominanten Arten. Der Verlust an Wattflächen und Salzwiesen hat dagegen bereits zu Mitte des Jahrhunderts erhebliche Auswirkungen auf Flora und Fauna. Der Flächenverlust hat dabei im Bereich der Übergangszonen Quellerwiesen und Primärdünen zu einem starken Rückgang und zu einem Verschwinden von Arten sowie zu einer Reduktion der Populationsgröße der auf die betreffenden Lebensräume angewiesenen Arten geführt, zum Beispiel bei den das Wattenmeer prägenden Brut- und Rastvögeln.

Das gesteigerte Szenario 2050 bis 2100 (G100): Zum Ende dieses Jahrhunderts liegen die Luft- und Wassertemperaturen um 3,7 °C höher als zu Beginn dieses Jahrhunderts bzw. nochmals um 1,7 °C höher als um 2050. Die Niederschläge nehmen über das Jahr genommen leicht zu, wobei die Winterniederschläge signifikant um bis zu 30 % zu- und die Sommerniederschläge entsprechend abnehmen. Dies hat für die Entwässerung und landwirtschaftliche Nutzung der Küstenniederungen starke Konsequenzen. Zum

Ende des Jahrhunderts ist mit leicht zunehmenden mittleren und extremen Windgeschwindigkeiten zu rechnen. Es kommt nicht mehr zu Eiswintern mit einem Zufrieren großer Teile des Wattenmeeres. In der zweiten Hälfte des Jahrhunderts verstärkt sich der jährliche MW-Anstieg auf etwa 10 mm, wodurch das MW um 2100 insgesamt 0,8 m höher als im Basisjahr 2000 steht. Infolge der stark zunehmenden Wassertiefen an der Außenküste nimmt hier die hydrologische Belastung durch Seegang signifikant zu. Der MThb hat insgesamt um 0,08 m zugenommen. Der erhöhte Tidenhub führt entsprechend zu einem höheren Energieeintrag durch Tidenströmungen in das Wattenmeer. Die geänderten Windverhältnisse haben dazu geführt, dass die im Sturmseegang enthaltene Energie leicht angestiegen ist, während der Windstau um ca. 0,3 m zugenommen hat. Die maximalen Sturmflutwasserstände können somit um etwa 1,2 m höher auflaufen als zu Beginn des Jahrhunderts. Entsprechend nehmen die hydrologischen Energieeinträge in das Wattenmeer durch Triftströmungen zu. Die bereits zur Mitte des Jahrhunderts begonnene morphologische Entwicklung setzt sich deutlich verstärkt fort. Die Außenküste weicht überall und teilweise sehr stark zurück. Die Wattflächen tauchen verstärkt unter dem Meeresspiegel ab, wodurch ihre Flächengröße um etwa 75 % abnimmt, entsprechend vergrößert sich die Subtidalfläche (siehe hierzu auch Hofstede et al. 2019). Die Umströmungen der Inseln und Halligen nehmen stark zu und die Wattbereiche im Umfeld der Inseln und Halligen werden stark abgetragen. Da das Tideprisma somit mehr Strömungsraum im ständig wasserbedeckten Bereich hat, nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten in den Tiderinnen (mit Ausnahme der Seegats) ab und es kommt hier zur Sedimentation. Die Salzwiesen sind in einigen Bereichen durch zunehmende Akkumulation in der Lage, den Meeresspiegelanstieg auszugleichen, trotzdem gibt es auch hier vermehrt regelmäßige und höhere Überflutungen, während die hydrologischen Belastungen auf die Salzwiesen und damit die Kantenerosion stark zunehmen. Entsprechend verringern sich die Salzwiesenflächen zum Ende des Jahrhunderts deutlich. Zusammengefasst ist zum Ende des Jahrhunderts eine morphologische Systemänderung von wattflächen-dominierten Tidebecken zu flachwasserdominierten Bereiche bei gleichzeitiger Abnahme der Gesamtfläche des Wattenmeeres bereits weit vorangeschritten. Aufgrund der größeren Wassertiefen ist an den Küsten und Küstenschutzanlagen mit einer Zunahme der hydrologischen Belastung durch (Sturm-)Seegang zu rechnen. In biologischer Hinsicht verstärkt sich die ungünstige Entwicklung in der zweiten Hälfte des Jahrhunderts erheblich. Eine sehr starke Abnahme der das Wattenmeer eigentlich prägenden Arten ist eingetreten, sowohl bei der Zahl der Arten wie bei der Größe der Bestände. Dies liegt stark an den geomorphologischen Veränderungen, aber auch an einer temperaturbedingten Verdrängung der heutigen Flora und Fauna zugunsten wärmeliebender Arten. Für Seehunde und Kegelrobben bedeutet dies, dass deren Liege-, Ruhe- und Aufzuchtplätze stark eingeschränkt sind. Das Wattenmeer wird dann nur noch in erheblich verringertem Maß die heutige Funktion eines lebenswichtigen Aufenthaltsorts für viele arktisbewohnende Arten von Watvögeln erfüllen. Auch die typischen Brutvögel sind stark betroffen und ihre Zahl reduziert. Einige Arten wie Zwergseeschwalbe, Sand- und Seeregenpfeifer sind ganz verschwunden, da sie auf besonders betroffene Habitate angewiesen sind.

Beide Szenarien beschreiben somit künftige Entwicklungen, in denen sich das Wattenmeer – ohne entsprechende Anpassungsmaßnahmen – im hydromorphologischen und biologischen Sinne stark wandeln wird. Der Unterschied zwischen beiden Szenarien ist im Wesentlichen der Zeitfaktor. Während im gemäßigten Szenario erst in der zweiten

Hälfte dieses Jahrhunderts mit stärkeren Änderungen zu rechnen ist, finden im gesteigerten Szenario schon zu Mitte des Jahrhunderts signifikante Änderungen statt. Dabei ist die Feststellung wichtig, dass die Änderungen sich in den anschließenden Jahrhunderten, die in dieser Strategie nicht berücksichtigt werden, wahrscheinlich fortsetzen werden.

2.2 Konsequenzen und Anpassungsoptionen

Die in den Szenarien aufgezeigten hydro-morphologischen Änderungen im Wattenmeer führen in unterschiedlichem Ausmaß und zeitlich versetzt zu Konsequenzen für die langfristige Gewährleistung des Schutzes der Küstenbewohner vor Sturmfluten und gegen Landabbruch. Nachfolgend werden relevante Konsequenzen für den Küstenschutz thematisch und, soweit angebracht, regional aufgelistet:

- In Abhängigkeit vom Szenario werden ab Mitte (G-Szenario) bzw. zu Ende (M-Szenario) dieses Jahrhunderts infolge größerer Wassertiefen die hydrologischen Belastungen durch Sturmseegang auf Küstenhochwasserschutzbauwerke auf den Inseln und Halligen sowie an der Festlandsküste zunehmen. Entsprechend nimmt die Hochwassergefahr für die Küstenniederungen und Halligwarften zu.
- In Abhängigkeit vom Szenario werden die Sturmflutwasserstände an den Küstenhochwasserschutzanlagen zu Mitte des Jahrhunderts um 0,2 bis 0,3 m sowie bis Ende des Jahrhunderts um 0,5 bis 1,2 m zunehmen. Beim Versagen dieser Anlagen ist somit auch mit größeren Wassertiefen in den überfluteten Bereichen zu rechnen. Da der Durchflussquerschnitt bei Deichbrüchen limitiert ist, würden die Wassertiefen in den Kögen allerdings nicht in dem Maße wie die Sturmflutwasserstände ansteigen. Größere Wassertiefen in den Küstenniederungen erschweren die Katastrophenabwehr und führen zu einer Zunahme der Schadensereignisse im Katastrophenfall.
- Die Westküsten der Inseln werden bereits im M-Szenario ab Mitte des Jahrhunderts zunehmend erodieren, dann auch an Stellen, die heute noch stabil sind. Hierdurch erhöht sich die Gefahr von Inseldurchbrüchen auf Sylt und Amrum. Diese ungünstige Entwicklung verschärft sich entsprechend zu Ende des Jahrhunderts bzw. im G-Szenario.
- Die Ostküsten von Sylt und Amrum sowie die sandigen Küsten von Föhr und dem westlichen Eiderstedt werden einer ähnlichen erosiven Entwicklung unterliegen, was entsprechend zu zunehmenden Gefährdungen für die dort vorhandenen sozio-ökonomischen Nutzungen führen wird.
- Die Halligen werden in beiden Szenarien künftig öfter überflutet, was hier durch vermehrten Sedimenteintrag zu einem stärkeren Höhenwachstum führen wird. Allerdings wird dieses in keinem Szenario ausreichen, um den schnelleren Meeresspiegelanstieg auszugleichen. Entsprechend werden mögliche sozio-ökonomische Nutzungen auf den Halligen bereits zu Mitte (G-Szenario) bzw. zu Ende dieses Jahrhunderts (M-Szenario) eingeschränkt.
- Um die Halligen herum können die Wattsockel bereits im M-Szenario ab Mitte des Jahrhunderts lokal erodieren. Hierdurch nehmen die Höhenunterschiede zwischen Watt und Hallig und damit die hydrologischen Belastungen der Halligen zu.
- Durch die größeren Wassertiefen wie auch durch die Zunahme des Höhenunterschiedes zwischen Salzwiese und vorgelagertem Watt infolge der unterschiedlichen

Sedimentationsraten werden im G-Szenario zu Mitte des Jahrhunderts und im M-Szenario zu Ende des Jahrhunderts die hydrologischen Belastungen in der Übergangszone zwischen Watt und Salzwiese zunehmen. Die Folge ist Kantenerosion und abnehmende Tiefe (Breite) der Salzwiesen. Bei Unterschreiten einer Tiefe von etwa 200 m wird ihre Schutzwirkung (Verringerung der hydrologischen Belastungen während Sturmfluten) für die dahinterliegenden Küstenschutzbauwerke entsprechend abnehmen, wodurch diese im Sturmflutfall zunehmend belastet werden.

- Die stärkeren hydrologischen Belastungen infolge größerer Wassertiefen im Wattenmeer werden ab Mitte (G-Szenario) bzw. zu Ende (M-Szenario) dieses Jahrhunderts den Küstenschutzbauwerken (Deiche, Warften, Deckwerke, Buhnen, Lahnungen, Sandaufspülungen, usw.) verstärkt zusetzen, was zu Beeinträchtigungen ihrer Funktionalität (Unterhaltungszustand) und damit zu einer Zunahme der Versagenswahrscheinlichkeit im Belastungsfall (gemessen am aktuellen Zustand der Schutzbauwerke) führen wird.

Zusammenfassend sind – bis auf zunehmende Erosionen an den sandigen Küsten der Inseln und im direkten Umfeld der Halligen – im M-Szenario zu Mitte des Jahrhunderts noch keine signifikanten negativen Konsequenzen für den Küstenschutz zu erwarten. Beeinträchtigungen für die Sicherheit der Küstenbewohner werden im M-Szenario im Laufe der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts wahrscheinlich. Im G-Szenario muss dagegen bereits zur Mitte des Jahrhunderts von negativen Konsequenzen für den Küstenschutz bzw. von Beeinträchtigungen der Sicherheit der Küstenbewohner infolge von Sturmfluten und Landabbruch ausgegangen werden. Die Bewertung aus Sicht des Küstenschutzes zeigt auf, dass zur langfristigen Gewährleistung der heutigen Sicherheitsstandards in der zweiten Hälfte des Jahrhunderts – bei gleichbleibenden Techniken und Verfahren – zusätzlicher Aufwand erforderlich wird.

Aus der Sicht des Naturschutzes soll jegliches Management des Nationalparks sich in erster Linie darauf beschränken, der Natur den nötigen Freiraum zu verschaffen, um sich nach ihren eigenen Gesetzmäßigkeiten zu entwickeln. Ein „Hands-off-Management“ ist die oberste Maxime des Naturschutzes bei der Bewertung der Szenarien. Für die Bewertung der Szenarien bedeutet dies zunächst, dass korrigierende Eingriffe nicht erforderlich sind, solange das Wattenmeer ohne substanzielle Verluste hinsichtlich seiner Funktionen und seiner Größe mit den Folgen des menschengemachten und beschleunigten Meeresspiegelanstiegs auch alleine zurechtkommt. Dies könnte für das gemäßigte Szenario (M-Szenario) noch bis zur Mitte des Jahrhunderts zutreffen. In dem Zeitraum danach sind jedoch auch im M-Szenario derart deutliche Veränderungen zu erwarten, wie sie für das gesteigerte Szenario (G-Szenario) schon vor 2050 vorherzusehen sind. Das Wattenmeer würde in seinen entscheidenden Werten geschädigt und zunehmend degradiert werden. Um langfristig den in den Szenarien aufgezeigten negativen Auswirkungen auf die Strukturen und Funktionen des Wattenmeeres entgegenzuwirken, sind entsprechend des M-Szenarios spätestens in der zweiten Hälfte des Jahrhunderts, vorbeugend vermutlich aber auch schon vorher, und im Fall des G-Szenarios auch schon in der ersten Hälfte des Jahrhunderts Maßnahmen zu ergreifen, die die Strukturen und Funktionen und die Integrität des Wattenmeeres gewährleisten. Dazu wird es weiterhin gehören, dem Wattenmeer in erster Linie Raum für eine eigenständige Entwicklung zu bieten und dafür sicherzustellen, dass eventuelle Maßnahmen nicht mehr als notwendig eingreifen und möglichst naturnah ausgeführt werden.

Handlungsoptionen

Ein sogenanntes „Wachsen mit dem Meer“ wird in der SW2100 als wichtigste Handlungsoption definiert. Unter der Voraussetzung, dass das Wattenmeer in seiner Größe und in seinen Funktionen erhalten bleiben und der Schutz der Menschen gewährleistet werden soll, ist es erforderlich, das durch den Meeresspiegelanstieg entstehende Sedimentdefizit auszugleichen. Je nach Szenario kann schon zur Mitte des Jahrhunderts ein maßgebliches Sanddefizit eintreten. Daher ist der Import von natürlichen Sedimenten z. B. von Sand aus der vorgelagerten Nordsee in das Wattenmeer in Form eines Sedimentmanagements nach heutigen Erkenntnissen die wichtigste Anpassungsoption. Eine solche Anpassungsoption erhält das Wattenmeer großflächig als Naturraum so naturnah wie dies unter den Bedingungen des Klimawandels bzw. des beschleunigten Meeresspiegelanstieges möglich ist und wirkt zugleich im Sinne eines flächenhaften Küstenschutzes. Feste Strukturen zur Festlegung von Tidebecken sind grundsätzlich keine Option, da sie großflächig keinen Sedimentgewinn bringen. Auch handelt es sich beim Sedimentmanagement um eine No-Regret-Option, da der erforderliche Umfang der Maßnahmen flexibel an die Anforderungen, d. h. vor allem die Anstiegsrate des Meeresspiegels, angepasst werden kann.

Der wahrscheinlich einfachste, günstigste und am wenigsten in die natürlichen Prozesse eingreifende Weg zur Einbringung des Sedimentes ist es, dieses konzentriert an solchen Stellen einzubringen, von denen aus die dynamischen Kräfte des Wattenmeeres selbst für eine Versorgung der Gebiete mit „Sandhunger“ sorgen. Hierfür erscheint aus heutiger Sicht besonders das Einbringen in das Ebb-Delta der verschiedenen Tidebecken und/oder an die Außenküste zielführend. Nach bisherigem Kenntnisstand ist damit zu rechnen, dass dort ausgebrachtes Sediment letztlich in alle Bereiche der Tidebecken mit „Sandhunger“, also auch bis auf die Wattflächen und Salzwiesen, gelangt. Damit verursacht diese Option wahrscheinlich die geringsten ökologischen Beeinträchtigungen. Es sind hierzu jedoch noch Erkenntnisse zu gewinnen, wie sich das Sediment tatsächlich im Wattenmeer verteilt. An kritischen Stellen kann es erforderlich sein, ein lokales Sanddefizit bzw. eine lokale Erosionsstelle durch Sandaufspülungen auszugleichen. Bisherige Beispiele hierfür sind die Westküste von Sylt und die Föhrer Südküste. Die vor Sylt aufgespülten Sandmengen, bis Ende 2019 insgesamt 51 Mio. m³ (Abbildung 3), haben vermutlich bereits zur Stabilisierung des nordfriesischen Wattenmeeres beigetragen.

Untersuchungen zur Plausibilisierung dieser Annahme laufen im INTERREG-Vorhaben „Building with Nature“ (Teilvorhaben BASEWAD: Balancing Sediment Deficits in the Wadden Sea). Weiterhin kann es erforderlich sein, durch Erosion gefährdete Bauwerke auch durch Sedimentmanagement zu schützen. Alternativ zu konstruktiven Schutzmaßnahmen, wie z. B. Buhnen, kann dies also auch durch Sedimentumlagerung oder Sedimenteintrbringung erfolgen.

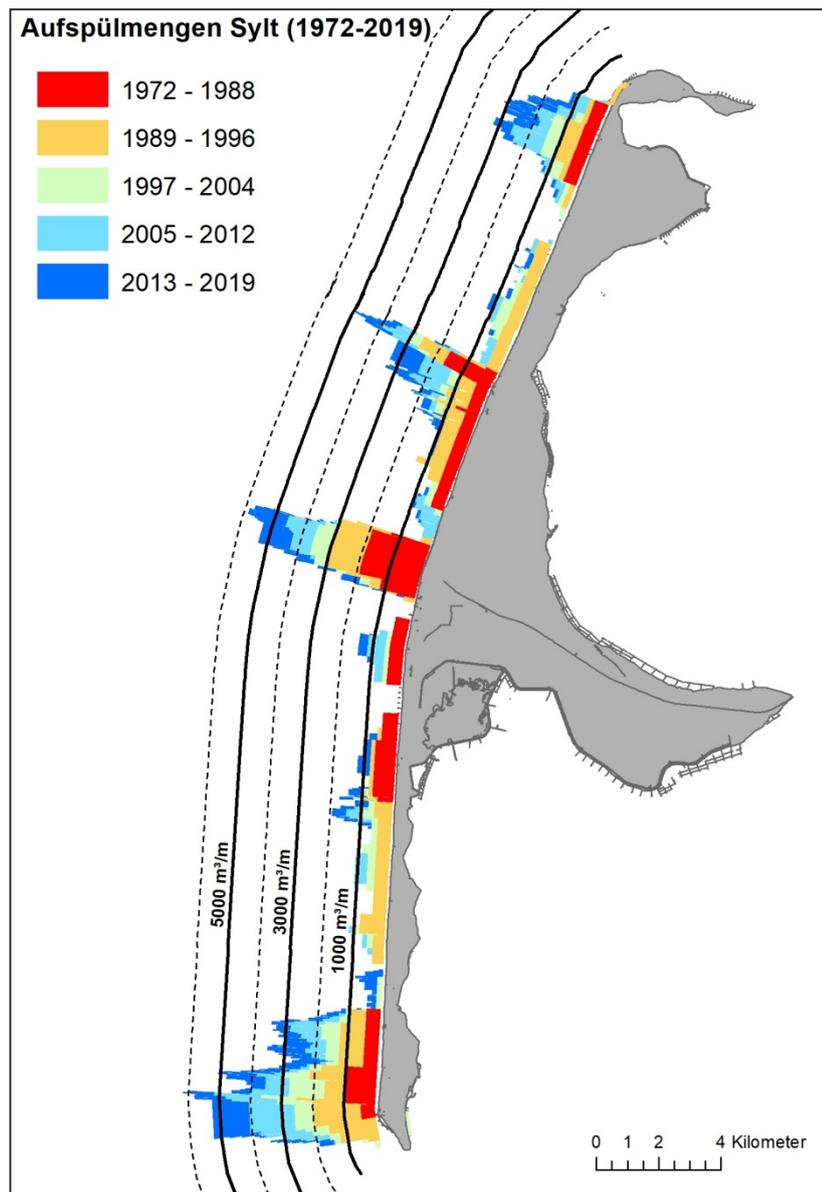


Abbildung 3: kumulierte Sandaufspülungen an der Westküste von Sylt seit 1972 (LKN.SH).

In Abhängigkeit von den örtlichen Risiken und den ökologischen Verhältnissen können ggf. Sedimenteinträge Alternativen zum Lahnungsbau zur Sicherung von Abbruchkanten oder zur Sicherung von Halligrändern mit geringer Abbruchneigung sein. Sedimenteinträge können auch für eine Vermeidung von Umströmungen von Inseln und Halligen sowie für die Anlage von Hochwasserschutzdünen geeignet sein. Auf jeden Fall ist der Einsatz von Sediment geeignet, den ökologischen Belangen des Naturraums Wattenmeer besser gerecht zu werden als starre technische Bauweisen.

Auf den Halligen ist ein Mitwachsen der Flächen mit dem Meeresspiegel durch Maßnahmen zu fördern, die hinreichend viele Überflutungen mit hinreichender Menge an absetzbarem Sediment auf der Hallig begünstigen. Hierbei spielt die Gestaltung der Regionaldeiche und Deckwerke eine wesentliche Rolle. Weitere Anpassungsmöglichkeiten können in der Steuerung des Sielbetriebs oder in der Form der Landbewirtschaftung liegen.

Für die Erhaltung der Salzwiesen spielen eine ausreichende Sedimentzufuhr und eine natürlich ausgebildete Vegetation eine Schlüsselrolle bei der Anpassung an den steigenden Meeresspiegel. Dies sollte weiterhin überwiegend durch Maßnahmen realisiert werden, die sich in das natürliche System einfügen. Lahnungsfelder sind auch weiterhin das Mittel der Wahl, da sie Sedimentationsprozesse in den Feldern fördern. Die Ausführung und Unterhaltung sollte sich an dem natürlichen System orientieren und einen natürlichen Übergang zwischen den Lebensräumen ermöglichen.

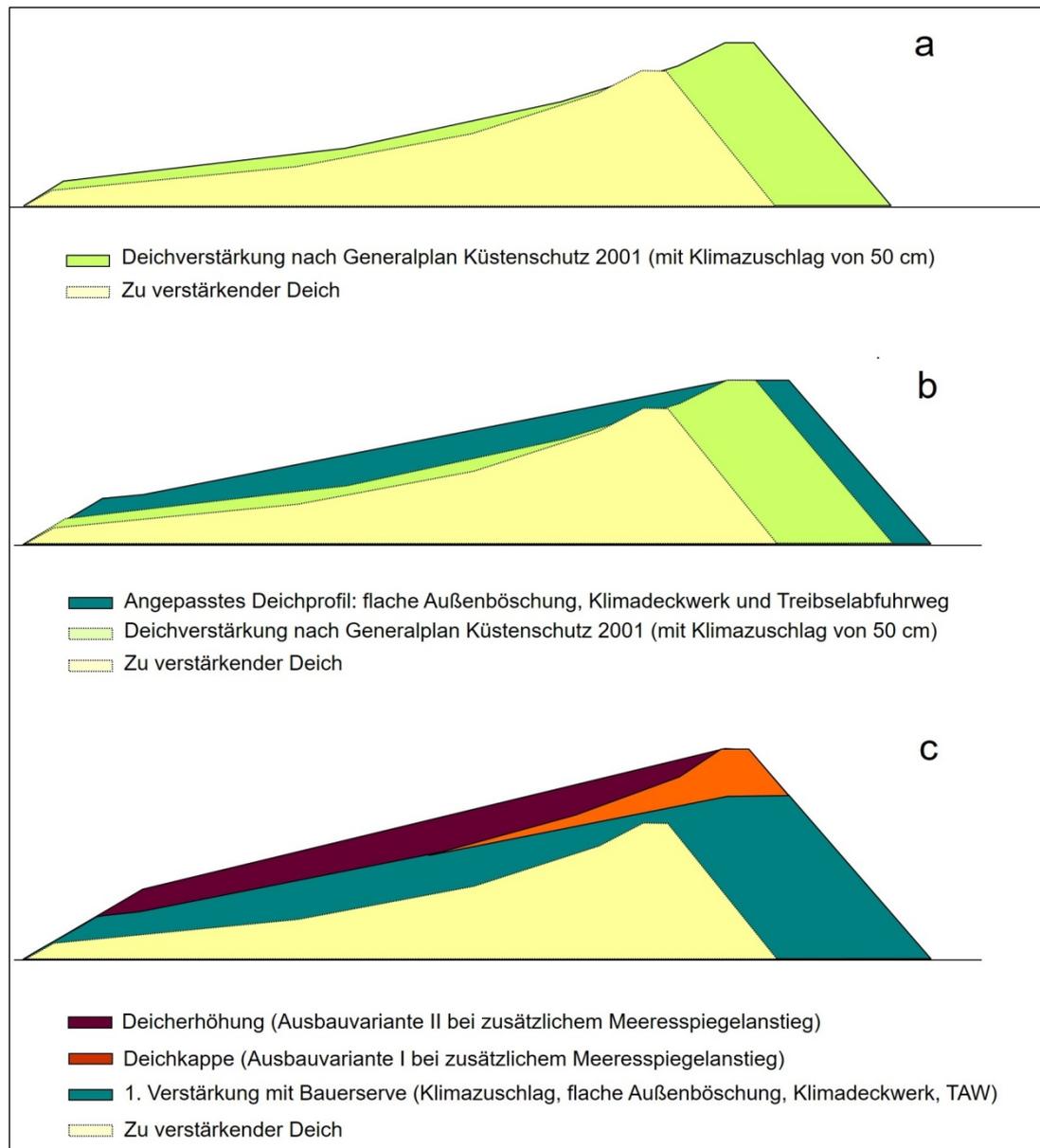


Abbildung 4: Konzept Klimadeich mit Baureserven (MELUND).

Zur langfristigen Gewährleistung der heutigen Sicherheitsstandards bleiben technische Anpassungen der Küstenschutzanlagen unumgänglich. Deiche und konstruktive Hochwasserschutzanlagen wie z. B. Sperrwerke sind vorausschauend und flexibel hinsichtlich des steigenden Meeresspiegels anzupassen. Ein Beispiel hierfür ist das Profil eines Klimadeiches, der für Landesschutzdeiche eine Baureserve für einen stärker ansteigenden Meeresspiegel vorsieht (Abbildung 4). Zur Wahrung der Integrität des Wattenmeeres sind

Verstärkungsmaßnahmen an Küstenhochwasserschutzanlagen nach Möglichkeit so zu gestalten, dass kein zusätzlicher Flächenverbrauch im Wattenmeer erfolgt und die ökologischen Beeinträchtigungen minimiert werden. Es kann sinnvoll sein, die zweite Deichlinie zu verstärken, um die im Falle eines Bruchs der ersten Deichlinie überfluteten Flächen und damit die zu erwartenden Schäden zu begrenzen. Hierbei sind die Größe und Nutzung der Köge zu berücksichtigen.

Als weitere Handlungsoption werden in der SW2100 raumordnerische sowie städte- und bauleitplanerische Regelungen zur Schadensminimierung im Sinne eines Risikomanagements insbesondere bei neuen Planungen genannt. Neben Nutzungsbeschränkungen in besonders gefährdeten Bereichen kann dies die Anlage von Warften (Beispiel Hafencity in Hamburg), das Vorsehen von Verschottungen und Schutzräumen in besonders hochwassergefährdeten Bereichen (Beispiel Halligen) oder auch das Höherlegen von Straßen und Bahndämmen in Kögen zur Überflutungsbegrenzung und/oder als Evakuierungsrouten sein. Hierfür sind innovative und nachhaltige Konzepte zu entwickeln (Abbildung 5).



Abbildung 5: „Häuser auf Stelzen“ auf der Insel Røm (DK) als Beispiel für hochwasserangepasstes Bauen in überflutungsgefährdeten Küstenniederungen (MELUND).

2.3 Forschungsbedarf und erste Umsetzungsansätze

Die Erstellung der Klimaanpassungsstrategie für das Wattenmeer 2100 erfolgte auf der Grundlage vorhandenen Wissens sowie daraus entwickelten möglichen Projektionen in die Zukunft. Bei der flächendeckenden und fachlich übergreifenden Betrachtung wurden jedoch Kenntnislücken erkennbar, aus denen sich Bedarf an Forschung, Entwicklung und Monitoring ergibt. Grundsätzlich ist der fachübergreifende Ansatz bei zukünftiger Forschung zu berücksichtigen.

Um morphologische Veränderungen im Wattenmeer zu erkennen, werden im Wesentlichen Vermessungsdaten verschiedener Jahrgänge miteinander verglichen. Idealerweise ist ein Gebiet in allen Tiefenlagen synoptisch vermessen. Um dies mit den verschiedenen im Wattenmeer vermessenden Institutionen zu erreichen, wurde das überregionale behördenübergreifende Rahmenvermessungskonzept Nordsee zwischen Bund und Ländern erarbeitet (WSV 2017). Darauf aufbauend ist eine Harmonisierung bei der Datenhaltung und -auswertung in Arbeit. Um jedoch Projektionen auf Grundlage der beschriebenen

Szenarien zu erstellen, bedarf es eines leistungsstarken hydro-morphodynamischen Modells des schleswig-holsteinischen Wattenmeeres. Zu diesem Zweck kooperiert der LKN.SH mit der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), die ein Modell für das gesamte Wattenmeer aufstellt und dieses anhand einer Modellregion im nordfriesischen Wattenmeer kalibriert (Abbildung 6). Bei der Modellregion handelt es sich um den Bereich der Südspitze der Insel Sylt, den Norden Amrums und den Westen der Insel Föhr, der in einigen Bereichen morphologisch sehr dynamisch ist. Zudem wurde hier im Rahmen des oben genannten Projektes BASEWAD im Sommer 2017 westlich der Ortslage Hörnum (Südspitze Sylt) im Vorstrand einmalig 400.000 m³ Sand eingebracht, deren natürliche Umlagerung mittels eines Monitorings (Vermessung und Biologie) erfasst wird. Für 2019 ist eine erneute Einbringung von 400.000 m³ Sand vorgesehen.

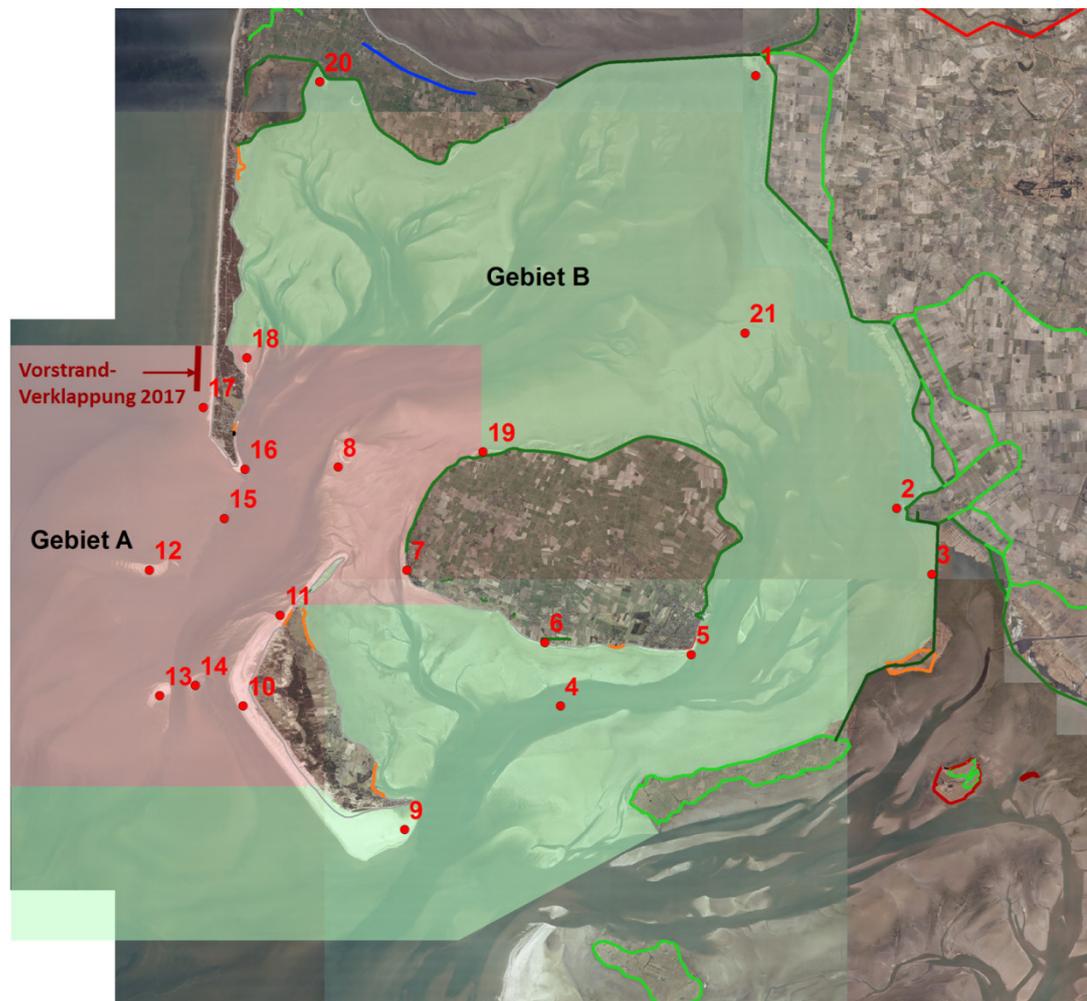


Abbildung 6: Fokusgebiet mit Kalibrierungspunkten für ein hydro-morphodynamisches Wattenmeer-Modell (LKN.SH).

Derzeit wird der Sand für Aufspülungen und Einbringung aus der Entnahmestelle Westerland III gewonnen. Mittelfristig sind jedoch Alternativen zu erkunden, insbesondere in Hinblick auf die in der SW2100 erarbeitete Hauptanpassungsoption „Einbringen von Sediment in das Wattenmeer“. Erste kartographische Recherchen ergaben, dass ein Gebiet westlich Eiderstedt außerhalb des Nationalparks und seewärtig der 15 m-Tiefenlinie geeignet sein könnte. Zu dem Zwecke der „Erforschung des geologisch/sedimentologischen Aufbaus und der Habitatverteilung im Übergangsbereich Watt – Schelf zwischen

der Amrumbank und der Eiderrinne“ sind daher der LKN.SH, das Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume (LLUR) und die Christian-Albrechts-Universität zu Kiel (CAU) und dort die Arbeitsgruppen Sedimentologie, Küsten- und Schelfgeologie sowie Marine Geophysik und Hydroakustik eine Forschungskoooperation eingegangen.

Im Rahmen eines weltweit einzigartigen Erwärmungsexperimentes untersuchen Wissenschaftler der Uni Hamburg in Kooperation mit dem Smithsonian Environmental Research Center in den USA, wie sich unter einer kombinierten oberirdischen sowie unterirdischen Erwärmung entsprechend der Klimaszenarien die Pflanzenwelt, die Bodenfauna und die Ökosystemfunktionen verändern. Salzwiesen tragen unmittelbar zum Klimaschutz bei, indem sie beispielsweise Kohlenstoffdioxid aus der Atmosphäre aufnehmen und langfristig speichern. Die Ergebnisse der Studie sollen dazu beitragen, Strategien für ein nachhaltiges Management der Salzwiesen in Zeiten des Klimawandels zu entwickeln.

Die Ergebnisse obiger Forschungen werden in den kommenden Jahren vorliegen und dazu beitragen, das Systemverständnis für das Wattenmeer zu verbessern. Darauf aufbauend werden weitere Fragen aufkommen, die wiederum Herausforderungen an die Forschung bedeuten. Neben den genannten Projekten sind auch Aspekte der Sedimentation auf den Halligen, das hydrologische Monitoring und biologische Fragestellungen weiter zu verfolgen.

3 Schlussfolgerungen und Ausblick

Wichtigste Schlussfolgerung der SW2100 ist, dass sich das Wattenmeer – wenn keine wirksamen Klimaschutz- und Anpassungsmaßnahmen getroffen werden – spätestens in der zweiten Hälfte dieses Jahrhunderts infolge des menschenverursachten beschleunigten Meeresspiegelanstiegs grundlegend verändern wird. Zunehmende Sedimentdefizite im Wattenmeer werden zu Beeinträchtigungen der Sicherheit der Küstenbevölkerung vor Sturmfluten führen und starke Änderungen der charakteristischen Eigenschaften, aufgrund derer das Wattenmeer zu Nationalpark und Weltnaturerbe wurde, bewirken.

Gemäß SW2100 soll das Wattenmeer mit seinen Funktionen für Natur- und Küstenschutz sowie möglichst auch in seiner Größe langfristig erhalten bleiben. Dabei hat die Sicherheit der Küstenbevölkerung oberste Priorität. Ein wirksamer globaler Klimaschutz ist hierfür die wichtigste Voraussetzung. In der Region sind jedoch zusätzlich Klimaanpassungsmaßnahmen erforderlich. Nach heutigen Kenntnissen ist ein Sedimentmanagement dafür die wichtigste Option. Daraus folgt:

- Anpassungsoptionen und Maßnahmen, die dem Naturgeschehen nicht entgegenstehen, erhöhen die dynamische Entwicklungsmöglichkeit und damit die natürliche Anpassungsfähigkeit (Resilienz) des Wattenmeeres im Klimawandel.
- Bei Küstenschutzmaßnahmen ist bereits heute darauf zu achten, dass sie einem Sedimentmangel im Wattenmeer keinen Vorschub leisten. Wünschenswert wäre es, wenn solche Maßnahmen zu einer Zunahme des Sediments führten.
- Neben den notwendigen Anpassungen des Hochwasserschutzes sind weitere Anpassungsmaßnahmen unumgänglich, vor allem durch Sedimentmanagement. Alle Maßnahmen sind ökologisch verträglich und nachhaltig unter Berücksichtigung sozio-ökonomischer und kultureller Aspekte zu gestalten.

- Obwohl noch genug Zeit für die Vorbereitung solcher Maßnahmen verbleibt, müssen die fachlichen Grundlagen durch Messprogramme, unter anderem als Frühwarnsystem, und durch Pilotprojekte verbessert werden.
- Aufwand und Kosten für die Erhaltung des Wattenmeeres werden sich unvermeidlich erhöhen.

Eine signifikante Beeinträchtigung des Wattenmeeres in seinen heutigen Strukturen und Funktionen konnte für die nächsten Jahrzehnte nicht abgeleitet werden, d. h. kurz- bis mittelfristig sind wahrscheinlich keine Anpassungsmaßnahmen erforderlich, um klimawandelbedingten Sedimentdefiziten im Wattenmeer zu begegnen. Vielmehr besteht ausreichend Zeit, sich auf fachlicher und gesellschaftlicher Ebene mit detaillierten Klimafolgeanpassungen auseinanderzusetzen, Erfahrungen zu sammeln und Erfolgsaussichten abzuschätzen. Es wurden bereits Kooperationen geschlossen und Projekte begonnen, die einen Kenntniserwerb hinsichtlich der Zielerreichung der SW2100 versprechen.

4 Literaturverzeichnis

Arns, A.; Wahl, T.; Dangendorf, S.; Jensen, J.: The impact of sea level rise on storm surge water levels in the northern part of the German Bight. In: *Coastal Engineering*, 81, 51–66, 2015.

Arns, A.; Dangendorf, S.; Jensen, J.; Talke, S.; Bender, J.; Pattiaratchi, P.: Sea-level rise induced amplification of coastal protection design heights. In: *Nature Scientific Reports*, 7:40171, doi: 10.1038/srep40171, 2017.

Becherer, J.; Hofstede, J. L. A.; Gräwe, U.; Purkiani, K.; Schulz, E.; Burchard, H.: The Wadden Sea in transition - consequences of sea level rise. In: *Ocean Dynamics*, doi: 10.1007/s10236-017-1117-5, 2017.

Bruun, P.: Sea-level rise as a cause of shore erosion. In: *Journal of the Waterways and Harbors Division*, 88, 117–130, 1962.

Church, J. A.; Clark, P. U.; Cazenave, A.; Gregory, J. M.; Jevrejeva, S.; Levermann, A.; Merrifield, M. A.; Milne, G. A.; Nerem, R. S.; Nunn, P. D.; Payne, A. J.; Pfeffer, W. T.; Stammer, D.; Unnikrishnan, A. S.: Sea Level Change. In: *Climate Change 2013: The physical science basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, Cambridge, 2013.

Colijn, F.; Fanger, H. U.: Klimabedingte Änderungen in aquatischen Ökosystemen: Elbe, Wattenmeer und Nordsee. In: von Storch, H.; Claussen M (Hg.): *Klimabericht für die Metropolregion Hamburg*. Heidelberg, 177–194, 2011.

CPSL – trilateral working group on coastal protection and sea level rise: CPSL third report - the role of spatial planning and sediment in coastal risk management. In: *Wadden Sea Ecosystem*, 28, 1–51, 2010.

CWSS and World Heritage Nomination Project Group: Nomination of the Dutch-German Wadden Sea as world heritage site. *Wadden Sea Ecosystem*, 24, 1–200, 2008.

- Dangendorf, S.; Calafat, F. M.; Arns, A. j.; Wahl, T.; Haigh, I. D.; Jensen, J.: Mean sea level variability in the North Sea: Processes and implications. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 119, 6820–6841, doi:10.1002/2014JC009901, 2014.
- Dissanayake, D. M. P. K.; Ranasinghe, R.; Roelvink, J. A.: The morphological response of large tidal inlet/basin systems to relative sea level rise. In: *Climatic Change*, 113, 253–276, 2012.
- Gaslikova, L.; Grabemann, I.; Groll, N.: Changes in North Sea Storm Surge Conditions for Four Transient Future Climate Realizations. In: *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 66 (3), 1501–1518, 2013.
- IPCC - Intergovernmental Panel on Climate Change: Working Group I contribution to the IPCC Fifth Assessment Report Climate Change 2013: The Physical Science Basis, Summary for Policymakers. Genf, <https://www.ipcc.ch/>.
- Hofstede, J. L. A.; Becherer, J.; Burchard, H.: Morphologische Projektionen für zwei Tidesysteme im Wattenmeer von Schleswig-Holstein: SH-TREND. In: *Die Küste*, 87, 2019.
- MELUR – Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume Schleswig-Holstein: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein – Fortschreibung 2012. MELUR, Kiel, 2013.
- MELUR – Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume Schleswig-Holstein: Strategie für das Wattenmeer 2100. MELUR, Kiel, 2015.
- Möller, I.; Kudella, M.; Rupprecht, F.; Spencer, T.; Paul, M.; van Wesenbeeck, B. K.; Wolters, G.; Jensen, K.; Bouma, T. J.; Miranda-Lange M.; Schimmels, S.: Wave attenuation over coastal salt marshes under storm surge conditions. In: *Nature Geoscience*, 7, 727–731, 2014.
- Philippart, K.; Epping, E.: Quality status report - climate change and ecology. In: *Wadden Sea Ecosystem*, 25, 3–8, 2009.
- Stengel, T.; Zielke, W.: Der Einfluß eines Meeresspiegelanstiegs auf Gezeiten und Sturmfluten in der Deutschen Bucht. In: *Die Küste*, 56, 93–118, 1994.
- Stock, M.: Patterns in surface elevation change across a temperate salt marsh platform in relation to sea-level rise. In: *Coastline Report*, 17, 33–48, 2011.
- Suchrow, S.; Pohlmann, N.; Stock, M.; Jensen, K.: Long-term surface elevation changes in German North Sea salt marshes. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 98, 71–83, 2012.
- Thorenz, F.; Lambrecht H.-J.: Untersuchungen zur Überflutungsausbreitung im Fall von Deichbrüchen. In: *Die Küste*, 85, 2018.
- Woth, K.; Weisse, R.; von Storch, H.: Climate change and North Sea storm surge extremes: an ensemble study of storm surge extremes expected in a changed climate projected by four different regional climate models. In: *Ocean Dynamics*, 56, 3–15. 2006.
- WSV – Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes: Überregionales behördenübergreifendes Rahmenvermessungskonzept, Version 1.0, Stand: 09.02.2017.
- WWF Deutschland: Klimaanpassung an weichen Küsten: Fallbeispiele aus Europa und den USA für das Schleswig-Holsteinische Wattenmeer. WWF Deutschland, Berlin, 2015.

Extreme Nordseesturmfluten und mögliche Auswirkungen: Das EXTREMENESS Projekt

EXTREMENESS Gruppe (Ralf Weisse¹, Iris Grabemann², Lidia Gaslikova², Elke Meyer², Birger Tinz³, Natacha Fery³, Thomas Möller³, Elisabeth Rudolph⁴, Tabea Brodhagen⁴, Arne Arns⁵, Jürgen Jensen⁵, Marius Ulm⁵, Beate Ratter⁶, Jürgen Schaper⁶)

¹ *Helmholtz-Zentrum Geesthacht, ralf.weisse@hzg.de*

² *Helmholtz-Zentrum Geesthacht*

³ *Deutscher Wetterdienst*

⁴ *Bundesanstalt für Wasserbau*

⁵ *Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt*

⁶ *Universität Hamburg, Institut für Geographie*

Zusammenfassung

Das Projekt EXTREMENESS verfolgte das Ziel, extreme Nordseesturmfluten zu identifizieren und zu beschreiben, die zum einen extrem unwahrscheinlich, zum anderen aber noch physikalisch plausibel sind. Darauf aufbauend wurden in einem transdisziplinären Ansatz mögliche Auswirkungen untersucht und diskutiert, welche Maßnahmen und Handlungsoptionen im Umgang mit solchen Extremereignissen existieren. EXTREMENESS leistet damit wichtige Beiträge zur Diskussion über Anpassung, Formen und Notwendigkeiten eines zukünftigen Küstenschutzes und Risikomanagements.

Schlagwörter

Sturmfluten, Extremereignisse, Risikomanagement, Katastrophenschutz, Küstenschutz, Emden, kaskadierende Ereignisse, EXTREMENESS

Summary

The objectives of the project EXTREMENESS were to provide detailed information and assessment of storm surge events that are highly unlikely but which are potentially linked with extreme consequences. In a transdisciplinary approach scientists together with a group of stakeholders from authorities, disaster risk management, industry and other interest groups identified those elements of severe storm tides that may create risk for strong impacts and cascading effects and analyzed options to mitigate and to deal with potential consequences. This way EXTREMENESS provides a contribution to the ongoing discussion on adaptation and needs for future sustainable coastal protection and risk management.

Keywords

storm surges, storm tides, extreme events, disaster risk management, coastal protection, Emden, cascading effects, EXTREMENESS

1 Einleitung

Sturmfluten und ihre möglichen Auswirkungen stellen für die niedrig gelegenen, zum großen Teil durch Deiche geschützten Regionen der deutschen Nordseeküste eine permanente Bedrohung dar. Historische Stürme und Sturmfluten sind dabei fest im Gedächtnis der Küstenbewohner verankert. Darunter befinden sich auch die beiden Sturmflutkatastrophen des vergangenen Jahrhunderts aus den Jahren 1953 und 1962, die jeweils mehrere tausend Hektar Land überfluteten und grenzüberschreitend in den Niederlanden, Großbritannien und Deutschland über tausend Todesopfer forderten. Seitdem wurde der Küstenschutz an der deutschen Nordseeküste massiv verstärkt und verbessert. So verursachten jüngere Ereignisse, deren Wasserstände zum Teil deutlich über denen aus 1953 und 1962 lagen, keine wesentlichen Schäden.

Im Verlauf der letzten ca. 100 Jahre ist der Meeresspiegel in der Nordsee um etwa 20 cm gestiegen (Wahl et al. 2013). Allein dadurch laufen Nordseesturmfluten heute höher auf als noch vor einhundert Jahren, obwohl sich das Sturmklimate seitdem nicht systematisch verändert hat (Weisse et al. 2012, Krueger et al. 2019, Krieger et al. 2020). Für die Zukunft wird infolge des anthropogenen Klimawandels mit einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg gerechnet (IPCC 2019). Aussagen hinsichtlich möglicher zukünftiger Änderungen der Sturmaktivität sind nach wie vor mit großen Unsicherheiten behaftet (Feser et al. 2015, Christensen et al. 2015).

Die Verantwortlichen im Bereich des Küstenschutzes sehen sich mit der Herausforderung konfrontiert, den Küstenschutz und das Risikomanagement unter diesen Unsicherheiten an mögliche Veränderungen robust und nachhaltig anzupassen. Dabei können sie sich auf historische Beobachtungen, die Auswertung von Messdaten und die Analyse von Klimaprojektionen für die Zukunft stützen. Während diese Daten hilfreiche Aussagen über Veränderungen in Form von Trends statistischer Parameter liefern, ermöglichen sie jedoch keine Aussagen über die für das Risikomanagement wichtigen Ereignisse mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit aber potentiell hohen Auswirkungen. Diese Problematik wurde unseres Wissens nach erstmalig im vom KFKI geförderten Projekt „Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste“ (MUSE) (Jensen et al. 2006) aufgenommen. Mit Hilfe archivierter Ensemblewettervorhersagen wurden eine Reihe historischer Stürme und Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste simuliert und untersucht, inwieweit diese Sturmfluten aufgrund leicht geänderter Wetterabläufe (wie sie aus den Ensemblevorhersagen entnommen wurden) potentiell höher hätten auflaufen können. Während beispielsweise für die Sturmflut von 1962 auf diese Weise keine wesentlichen Veränderungen gefunden wurden, konnten die Scheitelwasserstände während der Sturmflut im Januar 1976, die über denen von 1962 lagen, so gegenüber den Beobachtungen lokal um bis zu 140 cm erhöht werden (Jensen et al. 2006).

Im Projekt EXTREMENESS haben wir die Idee aus MUSE aufgegriffen und weiterentwickelt. Ähnlich wie in MUSE verfolgte EXTREMENESS zunächst das Ziel, in vorliegenden Daten extreme Sturmflutereignisse ausfindig zu machen, die zum einen sehr unwahrscheinlich, zum anderen aber trotzdem noch physikalisch plausibel und möglich sind. Im Vergleich zu MUSE stützte sich EXTREMENESS dabei auf wesentlich umfangreicheres Datenmaterial und untersuchte weitere potentielle Verstärkungsmechanismen, wie zum

Beispiel den Einfluss des Auftretens des Windmaximums relativ zur Tidephase. Ein zusätzlicher, wesentlicher und neuer Aspekt in EXTREMENESS ist die transdisziplinäre Betrachtung und Analyse möglicher Auswirkungen und Möglichkeiten im Umgang mit solchen Extremereignissen, die einen Beitrag zur Diskussion über Anpassung, Formen und Notwendigkeiten eines zukünftigen Küstenschutzes und Risikomanagements liefern sollen.

Im vorliegenden Beitrag werden grob die allgemeine Herangehensweise (Kapitel 2), die wesentlichen Ergebnisse und Erkenntnisse (Kapitel 3) sowie Schlussfolgerungen (Kapitel 4) dargestellt. Detaillierte Beschreibungen der Teilprojekte A, B und C, die sich mit der Identifikation von extremen Ereignissen und möglichen Verstärkungsmechanismen befassen, sind in Rudolph et al. (2019) in diesem Heft dargestellt. Vorgehensweise und Ergebnisse der Teilprojekte D und E, die sich mit den Auswirkungen und der transdisziplinären Analyse befassen, sind in Schaper et al. (2019) ebenfalls in diesem Heft beschrieben.

2 Methoden und Herangehensweise

Ziel von EXTREMENESS war es, mögliche extreme Sturmflutereignisse zu identifizieren, die zum einen extrem unwahrscheinlich, zum anderen aber trotzdem noch physikalisch plausibel sind und die mit extremen Schäden oder Auswirkungen verbunden sein können. Dazu galt es zunächst einmal aus Sicht des Risikomanagements und anderer Akteure herauszuarbeiten, was die verschiedenen am Projekt beteiligten Gruppen unter extremen Sturmfluten verstanden. In der transdisziplinären Herangehensweise stellte sich dabei heraus, dass neben der Höhe der Scheitelwasserstände auch die Verweildauer hoher Wasserstände und Serien von Sturmfluten innerhalb kurzer Zeiträume eine zentrale Rolle spielten (Schaper et al. 2019). Infolge dessen wurden im Projektverlauf neben sehr hohen, auch sehr lange Sturmfluten und Sturmflutserien in die Untersuchungen einbezogen.

In einem ersten Schritt wurde versucht, extreme Realisierungen der oben erwähnten Merkmale in einem möglichst umfangreichen meteo-marinen Datensatz zu identifizieren (Abbildung 1). Dazu wurden unter anderem Ensemble atmosphärischer Reanalysen sowie Daten meteo-mariner Hindcasts und Klimaprojektionen untersucht. Da bei den Klimaprojektionen keine wesentliche Änderung der Sturmaktivität zum Ende des 21. Jahrhunderts diagnostiziert werden konnte, wurde davon ausgegangen, dass identifizierte Realisationen extremer Sturmflutereignisse in diesen Datensätzen mit Ausnahme des Beitrags des steigenden Meeresspiegels bereits heute möglich wären. Weiterhin wurden mit Hilfe archivierter Stationsdaten des Deutschen Wetterdienstes Windfelder für historische Sturmfluten (wie beispielsweise der für Teile Ostfrieslands bisher höchsten Sturmflut vom 13. März 1906) durch Zeichnen und Digitalisieren von Wetterkarten erstellt und anschließend die Sturmfluten mit einem Wasserstandsmodell nachsimuliert. Insgesamt wurde auf diese Weise ein hauptsächlich aus Modelldaten bestehender Datensatz von etwa 13.000 Jahren nach extremen Sturmfluten durchsucht. Details der Vorgehensweise sind in Ganske et al. (2018) und in Rudolph et al. (2019) beschrieben.

Während dieser Teil der Arbeiten für die gesamte deutsche Nordseeküste durchgeführt wurde, wurden die daran anschließenden Arbeiten aufgrund der umfangreichen iterativen und transdisziplinären Herangehensweise exemplarisch für die Region Emden und das Emsästuar durchgeführt. Hier wurden für die ausgewählten Extreme zunächst Sensitivitätsstudien hinsichtlich möglicher Verstärkungsmechanismen, wie z. B. der Einfluss des

Auftretens eines Sturms zu verschiedenen Tidephasen, durchgeführt. Anschließend wurden für die extremsten Fälle hochaufgelöste Rechnungen für das Emsästuar durchgeführt, in denen ebenfalls verschiedene Mechanismen wie z. B. der Einfluss des Abflusses, der Steuerung des Emssperrwerks, oder des steigenden Meeresspiegels analysiert wurden. Details sind in Rudolph et al. (2019) erläutert.

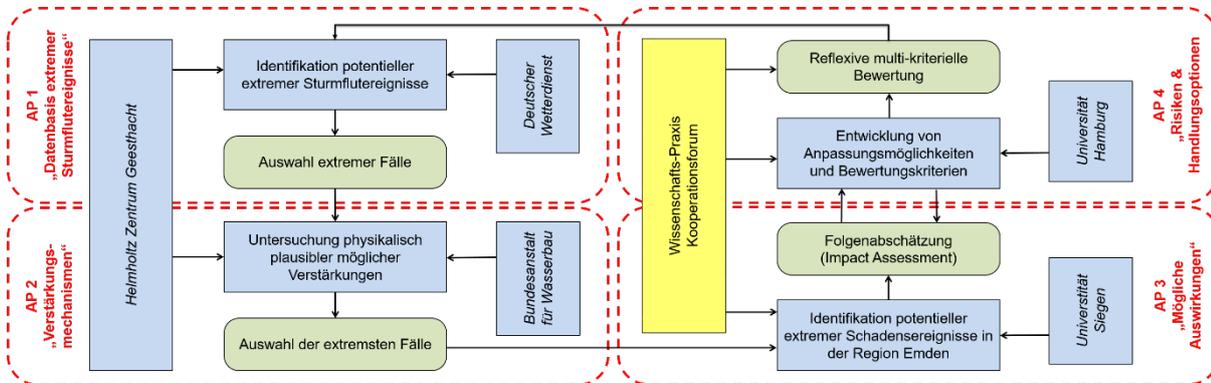


Abbildung 1: Wechselbeziehungen zwischen den Arbeitspaketen (rot), den einzelnen Arbeitsschritten sowie den Rollen der Projektpartner (blau) und den Hauptergebnissen (grün). Zusätzlich ist die Rolle des Kooperationsforums (gelb) dargestellt.

Die verbleibenden extremsten Fälle bildeten daran anschließend die Grundlage für die Analyse möglicher Auswirkungen und Maßnahmen im Risikomanagement (Schaper et al. 2019). Dazu wurden unter anderem die Schadenspotenziale dieser Ereignisse im Vergleich zu einer Referenzflut untersucht. Als Referenzflut wurde die Allerheiligenflut 2006 verwendet, die im kollektiven Gedächtnis in der Region ein seltenes, aber noch aktuelles und erinnerbares Extremereignis darstellt. Diese Darstellungsweise unterstützte die Verknüpfung möglicher Auswirkungen und Schäden in Bezug zu einem bekannten Ereignis („Was wäre gewesen, wenn das 2006 passiert wäre?“) ohne konkrete monetäre Betrachtungsweise. Details sind in Schaper et al. (2019) beschrieben.

Basierend auf den extremen Sturmflutereignissen wurden in einem iterativen Prozess in einer Serie transdisziplinärer Workshops narrative Szenarien entwickelt, Auswirkungen simuliert, neuralgische Punkte identifiziert sowie mögliche Maßnahmen zur Unterbrechung von Versagenskaskaden und zur Anpassung eruiert, um über Formen und Notwendigkeiten eines zukünftigen Küstenschutzes und Risikomanagements zu diskutieren. Details dieser Arbeiten und Vorgehensweise sind in Schaper et al. (2019) beschrieben.

3 Wesentliche Ergebnisse

Im ersten durchgeführten transdisziplinären Workshop beschäftigten sich die Teilnehmer mit der Frage, was aus Sicht des Risikomanagements das *Extreme* an einer außergewöhnlichen, unerwarteten Sturmflut sein kann. Aus Sicht des Katastrophenschutzes kann so zum Beispiel neben der Höhe auch die Verweildauer oder Serien kurz aufeinanderfolgender Sturmfluten aufgrund der Andauer zu extremen Problemen im Risikomanagement führen. Im weiteren Projektverlauf wurde deshalb sowohl hohe, als auch langandauernde und Serien kurz aufeinanderfolgender Sturmfluten betrachtet.

Bei der Suche nach *hohen* Extremereignissen wurden in den Datensätzen Ereignisse identifiziert, deren Scheitelwasserstände zum Teil über den bisher beobachteten Maximalwerten, aber noch unterhalb der Bemessungswasserstände liegen. So beträgt beispielsweise für Borkum der höchste seit 1900 gemessene Wasserstand 4,06 m NHN (März 1906). Analysen mit für diesen Fall rekonstruierten Windfeldern und entsprechende Variationen der Tidephase lieferten für dieses Ereignis kein wesentliches Erhöhungspotential, da der beobachtete Scheitelwasserstand bereits zu einer Springtide auftrat. In den untersuchten meteo-marinen Modelldaten wurden jedoch Sturmfluten mit höheren Wasserständen als der 1906 beobachtete identifiziert. Für Borkum betrug der höchste so ermittelte Scheitelwasserstand beispielsweise 4,71 m NHN, welcher durch Variation der Tidephase um weitere 52 cm auf 5,23 m NHN erhöht werden konnte. Dieser Wert liegt damit plausibel in der Größenordnung, die am selben Pegel im Projekt MUSE für eine Variante der Sturmflut vom Januar 1976 erzielt werden konnte (4,99 m NHN, Jensen et al. 2006).

Bei der Untersuchung *langanhaltender* und von *Serien kurz aufeinanderfolgender* Sturmfluten wurde die Definition des BSH zugrunde gelegt, wonach der Wasserstand bei einer Sturmflut mindestens 1,50 m über dem mittleren Hochwasser liegt. Unter dieser Annahme besteht die extremste in den meteo-marinen Modelldaten identifizierte Sturmflutserie aus einem Cluster von insgesamt sieben Sturmfluten innerhalb einer Woche. Diese Serie enthält gleichzeitig auch die Flut mit der längsten Verweildauer, bei der der Wasserstand bei Borkum über 45 Stunden nicht unter das mittlere Tidehochwasser fällt. Ein weiterer Meeresspiegelanstieg in der Nordsee erhöht die Sturmflutscheitelwasserstände um den Betrag des Meeresspiegelanstieges bis weit in das Emsästuar hinein und verkürzt das für eine Entwässerung (ohne Pumpen) der eingedeichten Niederungsgebiete zur Verfügung stehende Zeitfenster bei Sturmfluten deutlich. Weitere Einzelheiten sind in Rudolph et al. (2019) beschrieben.

Schadenspotenzialanalysen für die entwickelten Szenarien zeigten, dass die möglichen Auswirkungen gegenüber der Referenzflut von 2006 zum Teil deutlich erhöht sind. So lag beispielsweise für die oben beschriebene extreme hohe Flut das über das gesamte Gebiet betrachtete Schadenspotenzial um etwa einen Faktor drei über dem der Referenzflut. Für die langanhaltende Sturmflut ist das Gesamtschadenspotenzial gegenüber dem der Referenzflut in etwa verdoppelt. Die Vergrößerung der Schadenspotenziale ist dabei sowohl auf den höheren seeseitigen Wasserstand bei potentielltem Versagen, als auch auf die längere Zeit, in der der Wasserstand dabei über der Deichfußhöhe läge, zurückzuführen. Details sind in Schaper et al. (2019) beschrieben.

Der Umgang mit möglichen Auswirkungen sowie die Ableitung und Bewertung von Maßnahmen und Handlungsnotwendigkeiten war Teil des transdisziplinären Prozesses im Projektverlauf. Basierend auf den entwickelten Szenarien wurden dazu verschiedene Situationen mit den beteiligten Akteuren in einem Planspiel analysiert. Dabei zeigte sich, dass der Küstenschutz in Ostfriesland gegenwärtig gut aufgestellt ist. Forschungs- und Handlungsbedarfe zeigten sich unter anderem bei möglichen kaskadierenden Effekten. Hier wurde insbesondere die Notwendigkeit verdeutlicht, die Gefahren von Nordseesturmfluten und kritischen Entwässerungszuständen gemeinsam zu betrachten, um die Sicherheit der Region auch in Zukunft bei weiter steigendem Meeresspiegel und möglichen Veränderungen in der Häufigkeit und/oder Intensität von Extremereignissen (z. B. Starkniederschläge) langfristig und nachhaltig zu gewährleisten (Ratter und Schaper 2019). Dabei

spielen insbesondere auch der mögliche Umgang der Akteure mit den Auswirkungen kaskadenartiger Ereignisse auf kritische Infrastrukturen wie Strom-, Gas- und Wasserversorgung sowie auf Entwässerung und Verkehrswege eine Rolle. Weitere Einzelheiten sind in Schaper et al. (2019) beschrieben.

4 Zusammenfassung

Das Projekt EXTREMENESS befasste sich mit Identifikation und der Analyse extremer Sturmflutereignisse, die zum einen sehr unwahrscheinlich aber trotzdem noch physikalisch plausibel und möglich sind. Ein wesentlicher Schwerpunkt dabei war die transdisziplinäre Herangehensweise, bei der zum einen herausgearbeitet wurde, was aus Sicht der regionalen Akteure ein Extremereignis ausmacht, zum anderen potentielle Auswirkungen und Möglichkeiten im Umgang mit solchen Extremereignissen betrachtet wurden. Im Laufe des Prozesses wurden bisher nicht aufgetretene Ereignisse identifiziert und narrative Szenarien über deren Wirkungen und Folgen entwickelt. Die Simulation möglicher Auswirkungen und die Diskussion von Handlungsoptionen zeigten, dass der Küstenschutz in Ostfriesland gegenwärtig gut aufgestellt ist, aber Bedarf an weiteren Untersuchungen zum Auftreten und möglichen Auswirkungen kaskadierender Effekte bestehen. EXTREMENESS hat damit wesentliche Beiträge zur Diskussion über Anpassung, Formen und Notwendigkeiten eines zukünftigen Küstenschutzes und Risikomanagements geliefert, die unter anderem auch Eingang in eine im Dezember 2018 durchgeführte Katastrophenschutzübung der Stadt Emden fanden (Schaper et al. 2019).

5 Danksagung

Unser Dank gebührt dem Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), das das Projekt EXTREMENESS im Rahmen der Fördermaßnahme „Küstenmeerforschung in Nord- und Ostsee“ im Rahmenprogramm FONA 3 (Förderkennzeichen 03F0758A-E) über einen Zeitraum von drei Jahren gefördert hat. Wir danken weiterhin dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die fachliche Begleitung des Projektes in der Bearbeitungsphase. Zu besonderem Dank sind wir den Mitgliedern des Kooperationsforums in Emden verpflichtet, die uns während der Projektlaufzeit sowohl mit ihrem Wissen als auch logistisch unterstützt und das Projekt kritisch und konstruktiv begleitet haben.

6 Literaturverzeichnis

Christensen, Ole Bøssing; Kjellström, Erik; Zorita, Eduardo: Projected Change—Atmosphere. In: The BACC Author Team, II (Hg.): Second Assessment of Climate Change for the Baltic Sea Basin. Cham: Springer International Publishing (Regional Climate Studies), 217–233, 2015.

Feser, F.; Barcikowska, M.; Krueger, O.; Schenk, F.; Weisse, R.; Xia, L.: Storminess over the North Atlantic and northwestern Europe—A review. In: Q.J.R. Meteorol. Soc, 141, 687, 350–382. <https://doi.org/10.1002/qj.2364>, 2015.

Ganske, Anette; Fery, Natacha; Gaslikova, Lidia; Grabemann, Iris; Weisse, Ralf; Tinz, Birger: Identification of extreme storm surges with high-impact potential along the German North Sea coastline. In: *Ocean Dynamics*, 68, 10, 1371–1382. <https://doi.org/10.1007/s10236-018-1190-4>, 2018.

IPCC: Sea Level Rise and Implications for Low Lying Islands, Coasts and Communities. In: Pörtner, H.-O.; Roberts, D.C.; Masson-Delmotte, V.; Zhai, P.; Tignor, M.; Poloczanska, E. et al. (Hg.): *IPCC Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate*, in press, 2019.

Jensen, Jürgen; Mudersbach, Christoph; Müller-Navarra, Sylvain H.; Bork, Ingrid; Koziar, Christian; Renner, Volker: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste. In: *Die Küste*, 71, 123–167, 2006.

Krieger, Daniel; Krueger, Oliver; Feser, Frauke; Weisse, Ralf; Tinz, Birger; Storch, Hans: German Bight storm activity, 1897-2018. In: *Int. J. Climatol.* <https://doi.org/10.1002/joc.6837>, 2020.

Krueger, Oliver; Feser, Frauke; Weisse, Ralf: Northeast Atlantic Storm Activity and Its Uncertainty from the Late Nineteenth to the Twenty-First Century. In: *J. Climate*, 32, 6, 1919–1931. <https://doi.org/10.1175/JCLI-D-18-0505.1>, 2019.

Ratter, Beate M. W.; Schaper, Jürgen: Risiko-Management in der „Badewanne“. Wenn in Ostfriesland bei Sturmflut Wasser von allen Seiten kommt. In: *Geographische Rundschau* 9, 28–39, 2019.

Rudolph, Elisabeth; Brodhagen, Tabea; Fery, Natacha; Gaslikova, Lidia; Ganske, Anette; Grabemann, Iris et al.: Analyse extremer Sturmfluten an der Deutschen Nordseeküste und ihre möglichen Verstärkungen. In: *Die Küste*, 87, 2019.

Schaper, Jürgen; Ulm, Marius; Arns, Arne; Jensen, Jürgen; Ratter, Beate M.W.; Weiße, Ralf: Transdisziplinäres Risikomanagement im Umgang mit extremen Nordsee-Sturmfluten: Vom Modell zur Wissenschafts-Praxis-Kooperation. In: *Die Küste*, 87, 2019.

Wahl, T.; Haigh, I. D.; Woodworth, P. L.; Albrecht, F.; Dillingh, D.; Jensen, J. et al.: Observed mean sea level changes around the North Sea coastline from 1800 to present. In: *Earth-Science Reviews* 124, 51–67. <https://doi.org/10.1016/j.earscirev.2013.05.003>, 2013.

Weisse, Ralf; Storch, Hans von; Niemeyer, Hanz Dieter; Knaack, Heiko (2012): Changing North Sea storm surge climate. An increasing hazard? In: *Ocean & Coastal Management*, 68, 58–68. <https://doi.org/10.1016/j.ocecoaman.2011.09.005>, 2012.

Analyse extremer Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste und ihrer möglichen Verstärkung

Elisabeth Rudolph¹, Tabea Brodhagen², Natacha Fery³, Lidia Gaslikova⁴, Iris Grabemann⁴, Elke Meyer⁴, Thomas Möller³, Birger Tinz³, Ralf Weisse⁴

¹ Bundesanstalt für Wasserbau, elisabeth.rudolph@baw.de

² Bundesanstalt für Wasserbau

³ Deutscher Wetterdienst

⁴ Helmholtz-Zentrum Geesthacht

Zusammenfassung

Kenntnisse über mögliche Auswirkungen schwerer Sturmfluten sowie mögliche Änderungen im Zuge eines anthropogenen Klimawandels sind für die Planung des Küstenschutzes von großer Bedeutung. In EXTREMENESS werden aus einem umfangreichen Modell Datensatz bestehend aus Reanalysen, Hindcasts und Klimaprojektionen für die Fokusregion Emsästuar Sturmflutereignisse extrahiert, die extrem selten und höchst unwahrscheinlich aber potentiell mit extremen Konsequenzen verbunden sein könnten. Diese ausgewählten extremen Sturmfluten sowie ihr Potential für eine mögliche Verstärkung durch z. B. unterschiedliche Wechselwirkungen zwischen Tidephase und Windentwicklung oder durch einen Meeresspiegelanstieg werden mit numerischen Modellen für die Nordsee und die Ästuare von Ems und Elbe untersucht und Sturmflutkenngößen entlang der Ästuare und besonders für die Region Emden analysiert.

Schlagwörter

Extreme Sturmfluten, Nordsee, Elbeästuar, Emsästuar, Meeresspiegelanstieg, Abfluss

Summary

Information about the impact of very severe storm tides and the possible changes that may occur due to anthropogenic climate change is required for planning of coastal protection. In EXTREMENESS a huge number of datasets containing reanalyses, hindcasts and climate change projections is searched for storm tides in the Ems estuary that are highly unlikely but are potentially linked with extreme consequences. Variations of boundary conditions e.g. tidal phase relative to the development of the wind or sea level rise are used to assess the potential for even more severe realizations of these storm tides. Numerical models of the North Sea and the estuaries of Ems and Elbe are used to analyze the extreme storm tides in detail.

Keywords

extreme storm tides, North Sea, Elbe estuary, Ems estuary, sea level rise, fresh water discharge

1 Einleitung

Sturmfluten in der Nordsee sowie in der Deutschen Bucht und den angrenzenden Ästuaren können großen Schaden verursachen und das Leben der Bewohner der Küstengebiete gefährden. Nach den verheerenden Sturmfluten in der Nordsee vom 31. Januar/1. Februar 1953 und vom 16./17. Februar 1962, die zu großen Überflutungen führten und über tausend Todesopfer forderten, wurde der Küstenschutz für die niedrig gelegenen Küstengebiete grundlegend verbessert (siehe z. B. Küstenausschuß Nord- und Ostsee 1962). Die Sturmfluten vom 3. Januar 1976 und vom 1. November 2006, die die höchsten beobachteten Wasserstände in Elbe bzw. Ems erreichten, verursachten deutlich geringere Schäden. Aber weiterhin besteht für den Küstenschutz permanent die Herausforderung, die küstennahen Gebiete vor Sturmfluten heute aber auch zukünftig vor dem Hintergrund eines Klimawandels zu schützen.

Im Projekt MUSE (Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste, Jensen et al. 2006) wurde nach heute möglichen Sturmflutereignissen mit sehr geringer Eintrittswahrscheinlichkeit gesucht. Hierfür wurde mit dem Ensemble-Vorhersagesystem (Ensemble Prediction System, EPS) des EZMW (Europäisches Zentrum für mittelfristige Wettervorhersage) nach zusätzlichen möglichen Stürmen in Wettervorhersagen gesucht, die zu Sturmfluten in der Deutschen Bucht führen könnten. Diese physikalisch möglichen Wetterentwicklungen wurden als Randwerte für die Sturmflutmodellierung mit einem Nordseemodell verwendet. In MUSE konnten für die Deutsche Bucht zusätzliche heute mögliche Sturmfluten mit Wasserständen gefunden werden, die die heute bekannten höchsten Wasserstände übertreffen.

Im Projekt XtremRisK (Extremsturmfluten an offenen Küsten und Ästuargebieten, Oumeraci et al. 2012) wurde u. a. die Bedeutung der in MUSE unter heutigen klimatischen Bedingungen gefundenen extremen Sturmfluten für das Elbeästuar untersucht. Um mögliche Folgen des Klimawandels zu berücksichtigen, wurde zusätzlich der Einfluss eines Meeresspiegelanstieges in der Nordsee von 80 cm auf die Sturmflutscheitelwasserstände im Elbeästuar betrachtet.

Die Risiken von Sturmfluten bleiben bestehen und können sich vor dem Hintergrund eines anthropogenen Klimawandels weiter verschärfen. Das hier vorgestellte Projekt EXTREMENESS (Extreme North Sea storm surges and their consequences, EXTREMENESS Gruppe 2019) verfolgt das Ziel, extreme Sturmflutereignisse an der deutschen Nordseeküste in atmosphärischen und meteo-marinen Modelldatensätzen ausfindig zu machen, die zum einen extrem unwahrscheinlich, zum anderen aber trotzdem physikalisch plausibel und möglich sind und die mit extremen Schäden oder Auswirkungen verbunden sein könnten.

Während die Untersuchungen in MUSE und XtremRisK auf Sturmfluten im heutigen Klima basierten, werden in EXTREMENESS neben Reanalysen und Hindcasts zusätzlich auch Projektionen für mögliche zukünftige Klimaentwicklungen und somit ein sehr umfangreiches Datenmaterial genutzt. Die in EXTREMENESS verwendeten meteo-marinen Klimaprojektionen enthalten keinen Anstieg des mittleren Meeresspiegels, die Wasserstandsänderungen und -schwankungen beruhen auf entsprechenden Änderungen der meteorologischen Bedingungen. Zwar sind Aussagen über mögliche zukünftige Änderungen der Sturmaktivität noch unsicher (z. B. Feser et al. 2015), allerdings zeigen beispielsweise

die jährlichen maximalen Windstauhöhen in den verwendeten CMIP3 Klimaprojektionen in der Deutschen Bucht neben starken Schwankungen keine signifikanten Trends von 1961 bis 2100 (Gaslikova et al. 2013). Daher wird im Folgenden angenommen, dass die ausgewählten Sturmflutereignisse unabhängig von ihrem individuellen Zeitpunkt des Auftretens sowohl heute als auch in der Zukunft vorkommen könnten.

Fokusregion für die Sturmflutuntersuchungen in EXTREMENESS ist das Emsästuar (siehe Abbildung 1 rechts unten). Je nach Zugbahn des Sturmtiefs über die Nordsee können sich Stürme an den Küstenabschnitten der Deutschen Bucht unterschiedlich auswirken. Daher wird vergleichend zum Emsästuar auch das Elbeästuar (siehe Abbildung 1 rechts oben) betrachtet, um die lokal unterschiedlichen Auswirkungen der ausgewählten Sturmflutereignisse abschätzen zu können.

Ausgehend von der oben genannten großen Modelldatenbasis für die Nordsee wird in EXTREMENESS eine Reihe extremer Sturmflutereignisse für Borkum identifiziert. Für ausgewählte extreme Ereignisse wird eine mögliche Verstärkung mit einem Modell für die Nordsee einschließlich des Nordostatlantiks (Nordsee-Modell, Abbildung 1, links) durch Ensemble-Simulationen getestet, wobei als möglicher Verstärkungsmechanismus z. B. die Auswirkung einer zeitliche Verschiebung der Windentwicklung gegenüber der Tidephase analysiert wird. Daten aus den Simulationen mit den höchsten Wasserständen für Borkum bilden die Randwerte einer detaillierteren Untersuchung der Sturmflutereignisse in den Ästuaren von Ems und Elbe mit einem Modell für die Deutsche Bucht einschließlich ihrer Ästuare (Deutsche-Bucht-Modell, Abbildung 1 rechts). Als weitere mögliche Verstärkung der Sturmflutereignisse werden eine Erhöhung des Abflusses in die Ästuare sowie ein Anstieg des mittleren Meeresspiegels von 50 cm und 100 cm, vorgegeben auf dem Modellrand zur Nordsee, untersucht. Die Analyse des Sturmflutscheitelwasserstandes auf Profilen entlang der Fahrrinnenmitte in den Ästuaren ermöglicht die Abgrenzung der Einflussbereiche von Meeresspiegelanstieg oder Abfluss für die Höhe der Sturmflutwasserstände. Im Weiteren dienen die aus diesen Untersuchungen resultierenden Ergebnisse für die Region Emden zur Abschätzung der Auswirkungen auf den Küstenschutz und das Küstenschutzmanagement (Schaper et al. 2019).

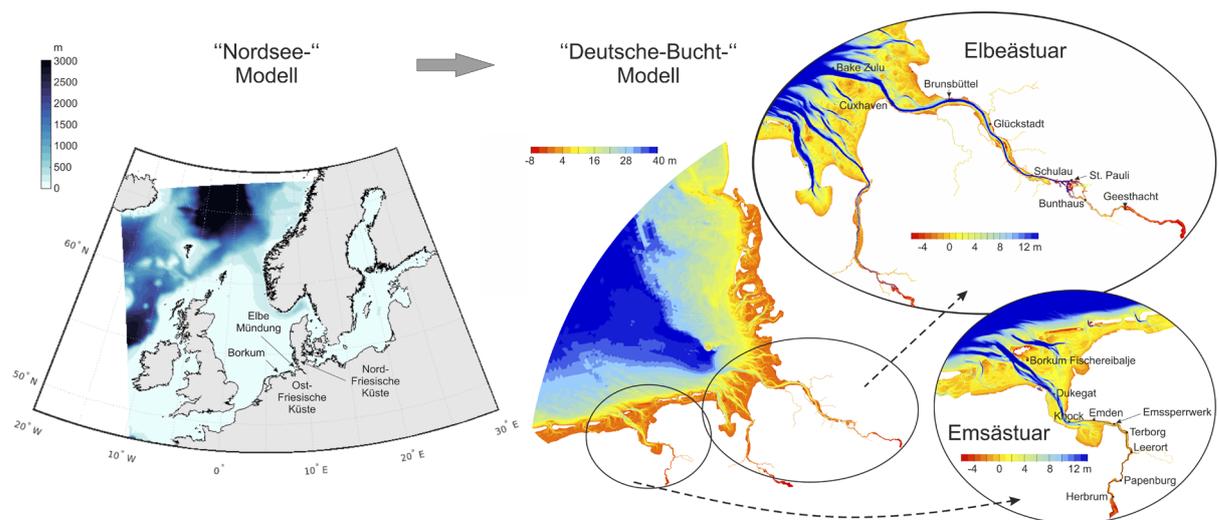


Abbildung 1: Modellgebiete mit Bathymetrie für das „Nordsee“- und das „Deutsche-Bucht“-Modell mit vergrößerten Darstellungen der Ästuare von Ems und Elbe.

2 Datenbasis für die Auswahl von Extremereignissen

Die aus Hindcasts, Reanalysen und Klimaprojektionen bestehende Datenbasis aus Modelldaten umfasst sowohl rein meteorologische als auch meteo-marine Datensätze, die neben den atmosphärischen Daten u. a. auch Wasserstandsdaten enthalten.

Um aus den meteorologischen Modelldatensätzen nicht nur die extremen Stürme herauszufiltern, sondern auch auf dadurch erzeugte Sturmfluten zu schließen, wurde die Methode des „effektiven Winds“ genutzt. Der effektive Wind (Koziar und Renner 2005) ist eine Projektion des Windes in 10 m Höhe auf die Windrichtung, bei der der Effekt des Windes auf den Wasserstand an der Küste am größten ist. In der Deutschen Bucht kommt der effektive Wind aus nordwestlicher Richtung und variiert entlang der deutschen Nordseeküste zwischen 295° und 315°.

Da in EXTREMENESS der Fokus der Untersuchungen auf der ostfriesischen Küste mit Borkum und der Emsmündung lag, wurden aus den Modelldatensätzen Zeitreihen stündlicher Wind- bzw. Wasserstandswerte für den für Borkum jeweils am nächsten liegenden Modellgitterpunkt extrahiert. Dieser Ort wird im Folgenden als „Borkum“ bezeichnet.

Aus der Liste der extremen Sturmereignisse, ermittelt an Hand der Zeitreihen des effektiven Windes (vgl. Abschnitt 2.1), und der Liste von Sturmfluten, die aus den meteo-marinen Datensätzen an Hand der Zeitreihen des Wasserstands ermittelt wurden (vgl. Abschnitt 2.2), wurden die Ereignisse ausgewählt, die für die weitere Analyse genutzt und auf ihr mögliches Verstärkungspotential untersucht wurden (vgl. Abschnitt 3.1).

Neben den Zeitreihen für Borkum wurden auch entsprechende Zeitreihen für die äußere Elbemündung extrahiert, um die Effekte der originalen und die der verstärkten Sturmereignisse an diesen beiden Küstenabschnitten im Vergleich zu analysieren. Dieser Ort in der äußeren Elbemündung wird im Folgenden als „Elbemündung“ bezeichnet.

2.1 Atmosphärische Datensätze

Die genutzten meteorologischen Datensätze umfassen zusammen mehr als 12.000 Modelljahre und beinhalten u. a. bekannte Reanalysen wie COSMO-REA6 (Bollmeyer et al. 2015), NOAA-20CR (Compo et al. 2011), ERA-40 (Uppala 2005), ERA-Interim (Dee et al. 2011), ERA5 (Copernicus Climate Change Service (C3S) (017), COSMO_CLM/NCEP (Rockel 2008, Hollweg et al. 2008) und NCEP/SN_REMO (Feser et al. 2001, Kalnay et al. 1996) und Daten aus dem Projekt OptempS-MohoWif (Brecht und Frank 2014). Des Weiteren wurden 24 Klimaprojektionen ausgewertet, denen die globalen Klimamodelle ECHAM5 (Röckner et al. 2003), ECHAM6 (Stevens et al. 2013), HadGEM2 (Collins et al. 2011), GFDL (GFDL Team 2004) und EC-Earth (Hazeleger 2010) und verschiedene, repräsentative Emissionsszenarien der weiteren Entwicklung der Treibhausgaskonzentrationen bis zum Ende des 21. Jahrhunderts (Representative Concentration Pathways RCP 2.6, 4.5 und 8.5, van Vuuren 2011) zugrunde liegen.

Aus diesen Datensätzen wurden Zeitreihen extrahiert und die höchsten Sturmereignisse an Hand des effektiven Windes größer dem 99,99 Perzentil für Borkum für eine Windrichtung von 315° und für Cuxhaven für eine Windrichtung von 295° identifiziert. Die durch den effektiven Wind ermittelten Sturmflutereignisse wurden für Borkum entsprechend ihrer Stärke eingeordnet.

Die Methode des lokalen effektiven Windes ermöglicht eine schnelle Ermittlung von Sturmereignissen für ausgewählte Orte in der Deutschen Bucht aus umfangreichen Datensätzen, die potentiell zu hohen Wasserständen an der Küste führen können. Allerdings müssen mit diesen Sturmereignissen nicht immer hohe Sturmtiden einhergehen. Durch den effektiven Wind können auch einzelne Sturmereignisse identifiziert werden, die keine hohen Sturmtiden erzeugen. An Hand eines Datensatzes, bestehend aus Wind- und Wasserstandsdaten für Borkum, zeigte sich, dass die Höhe des effektiven Windes alleine nicht immer ausreicht, um zu bestimmen, ob durch den betreffenden Sturm hohe Wasserstände verursacht werden oder nicht. Hoher effektiver Wind, der nur kurz anhält, erzeugt in der Regel keine extremen Wasserstände. Andererseits kann es in einzelnen Fällen auch bei mittelhohem effektiven Wind zu hohen Wasserständen in der Deutschen Bucht kommen, wenn z. B. Fernwellen einen zusätzlichen Beitrag zum Gesamtwasserstand liefern (Ganske et al. 2018).

2.2 Meteo-marine Datensätze

Zusätzlich zu den in 2.1 beschriebenen meteorologischen Datensätzen, wurden meteo-marine Modelldatensätze analysiert, für die bereits modellierte Wasserstände einschließlich der zugrundeliegenden meteorologischen Bedingungen vorliegen. Diese Datensätze erlauben eine direkte Identifikation extremer Sturmflutereignisse.

Die zwei hydrodynamischen Hindcasts (1958-2002 (Weisse und Plüß 2006) bzw. 1948-2016 (Weisse et al. 2014, Weisse et al. 2015)) basieren auf regionalisierten globalen NCEP-NCAR Reanalysen (Kalnay et al. 1996, Kistler et al. 2001).

Den sechs mit dem hydrodynamischen Modell TRIM-NP (vgl. Abschnitt 3.2.1) simulierten Klimaprojektionen (1961-2100, 1971-2100 bzw. Zeitscheiben 1971-2000 und 2071-2100) liegen regionalisierte globale atmosphärische CMIP3 Klimaprojektionen, basierend auf den Emissionsszenarien A1B und B1 sowie CMIP5 Projektionen basierend auf dem Szenario RCP8.5 zugrunde (zu Emissionsszenarien siehe z. B. Nakicenivic und Swart 2000, Houghton et al. 2001, Stocker et al. 2013, Taylor et al. 2010). Diese atmosphärischen Klimaprojektionen wurden mit verschiedenen globalen und regionalen Zirkulationsmodellen und unterschiedlichen Anfangsbedingungen simuliert (Globalmodelle: ECHAM5-MPIOM, z. B. Röckner et al. 2003, EC-EARTH, z. B. Hazeleger et al. 2010 und CMCC, z. B. Scoccimarro et al. 2011; Regionalmodelle: verschiedene Versionen von CCLM, z. B. Rockel et al. 2008 und RCA4, z. B. Samuelsson et al. 2011). Eine detaillierte Beschreibung der vier Wasserstandssimulationen für die Szenarien A1B und B1 mit unterschiedlichen Anfangsbedingungen und derjenigen für RCP8.5 sind in Gaslikova et al. (2013) und Gaslikova et al. (2016) zu finden.

In den Klimaprojektionen beruhen die Wasserstandsschwankungen in der Nordsee auf Änderungen der meteorologischen Bedingungen, ein Anstieg des mittleren Meeresspiegels ist nicht berücksichtigt. Des Weiteren sind in den Hindcasts und den Klimaprojektionen keine im Laufe der Zeit möglichen Änderungen der Bathymetrie der Nordsee einschließlich der Wattgebiete berücksichtigt.

3 Auswahl und Modellierung extremer Sturmflutereignisse

3.1 Auswahl extremer Sturmflutereignisse

In einem transdisziplinären Ansatz wurde zusammen mit Stakeholdern in der Region Emden herausgearbeitet, was diese unter extremen Sturmflutereignissen verstehen (Schaper et al. 2019). Basierend auf diesen Ergebnissen, wurden aus extrahierten Sturmfluten für Borkum die jeweils extremsten Ereignisse für jeden der drei folgenden Fälle ausgewählt und für die weiteren Analysen zugrunde gelegt:

- die Sturmflut mit dem absolut höchsten Wasserstand (Hohe Flut, HF)
- die Sturmflutserie (SFS) mit der größten Anzahl von Sturmfluten innerhalb einer Woche
- die Sturmflut mit der längsten Dauer von Wasserständen über dem mittleren Tidehochwasser (Lange Flut, LF). Dieses Ereignis stellt gleichzeitig das erste Ereignis der Sturmflutserie dar und wird im Folgenden als Teil dieser Serie behandelt

Die Hohe Flut (Abbildung 2 oben) mit einem maximalen Wasserstand von NHN +4,73 m wurde in einer der Klimaprojektionen basierend auf dem Emissionsszenario B1 (Februar 2030) gefunden. Die Sturmflutserie, die gleichzeitig als Lange Flut auch das zweithöchste Ereignis mit einem maximalen Wasserstand von NHN +4,66 m enthält (Abbildung 2 unten), wurde aus einer der Klimaprojektionen basierend auf dem Szenario A1B (November 2030) herausgefiltert.

Beide Extremereignisse stammen aus meteo-marinen Klimaprojektionen, die keinen Meeresspiegelanstieg enthalten. Beruhend auf Änderungen im Windklima zeigen die jährlichen maximalen Wasserstände in diesen Projektionen für Borkum starke Variationen ohne signifikante Trends von 1961 bis 2100 (Abbildung 3). Daher wird davon ausgegangen, dass diese Ereignisse prinzipiell sowohl in der Zukunft, als auch bereits heute möglich sein könnten.

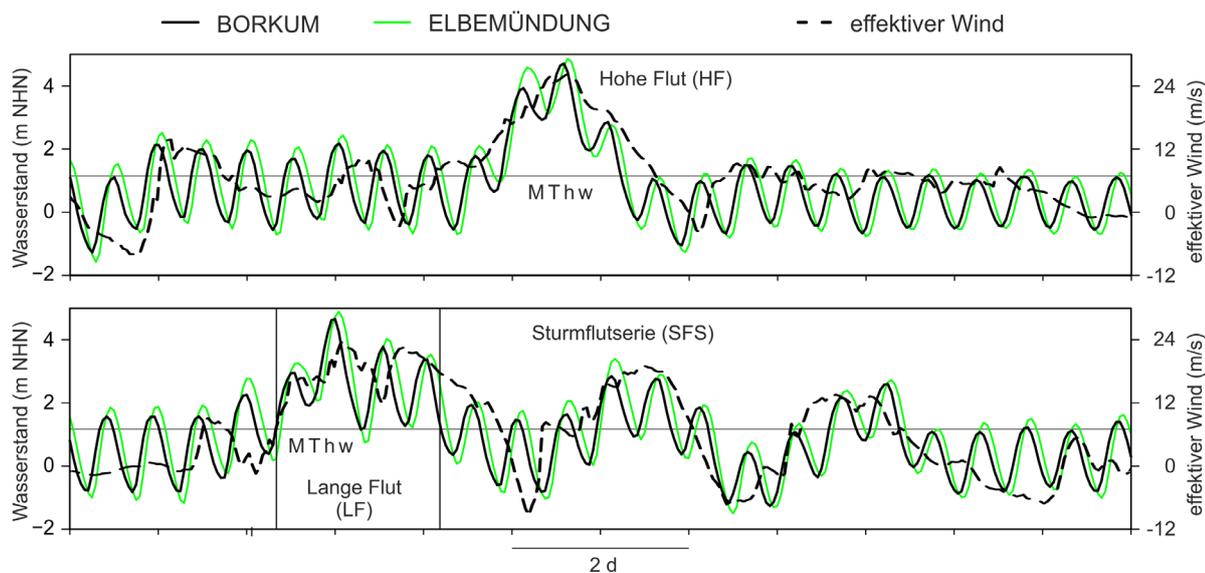


Abbildung 2: Zeitreihen des Wasserstands für die ausgewählten Ereignisse Hohe Flut (HF, oben) und Lange Flut/Sturmflutserie (LF/SFS, unten) aus den Originalmodell Datensätzen für Borkum (schwarz) und Elbemündung (grün) zusammen mit einer Zeitreihe des effektiven Winds für Borkum (schwarz gestrichelt).

Der höchste beobachtete Wasserstand bei Borkum von NHN +4.06 m (NLWKN 2010) trat während der Sturmflut vom 13. März 1906 auf. Die zweit- und dritthöchsten Wasserstände von NHN +3,83 m und NHN +3,80 m wurden während der Sturmfluten vom 1. November 2006 und vom 6. Dezember 2013 gemessen (DGJa 2014). Die Hohe Flut (HF) mit einem maximalen Wasserstand von NHN +4,73 m und die Lange Flut (LF) mit NHN +4,66 m übertreffen damit das beobachtete Hochwasser vom 13. März 1906 um ca. 60 bis 70 cm. Somit sind die beiden ausgewählten simulierten Ereignisse auch bereits ohne weitere potentielle Verstärkung deutlich höher als die bisher beobachteten Ereignisse.

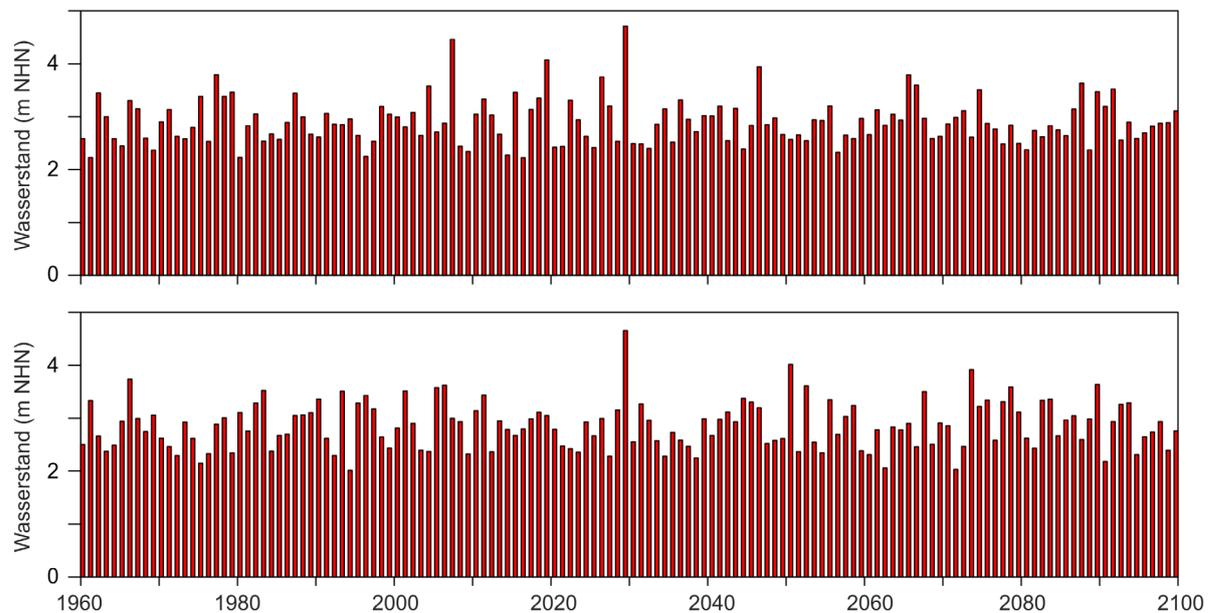


Abbildung 3: Zeitreihen des simulierten jährlichen maximalen Hochwassers für Borkum zwischen 1961 und 2100 für Klimaprojektionen basierend auf den Emissionsszenarien B1 (oben) und A1B (unten). Das Hochwasser 2030 im oberen Bild gibt die Hohe Flut und das Hochwasser 2030 im unteren Bild Lange Flut wieder.

Zur Einordnung der ermittelten Werte wurde zusätzlich ein Vergleich mit in MUSE ermittelten Sturmflutscheiteln vorgenommen. Der in MUSE gefundene höchste Wasserstand betrug bei Borkum NHN +4,99 m für eine Variante der Sturmflut vom Januar 1976 (Jensen et al. 2006).

Um zu untersuchen, ob HF und LF/SFS noch extremer hätten ausfallen können, wurden Ensemble-Simulationen mit dem Modell TRIM-NP (siehe Abschnitt 3.2.1) für die Nordsee einschließlich Nordostatlantik (vgl. Modellgebiet in Abbildung 1) durchgeführt, in denen Auswirkungen der Wechselwirkungen zwischen astronomischer Tide und Windfeld betrachtet wurden. Des Weiteren wurden daran anschließend hochaufgelöste Simulationen der Deutschen Bucht einschließlich der Ästuar durchgeföhrt, um die Auswirkungen der Ereignisse dort genauer zu untersuchen.

Neben den Sturmfluten aus den Modelldatensätzen wurde auch die historische Sturmflut vom März 1906 untersucht, die bei Borkum zu den höchsten bisher beobachteten Wasserständen führte. Um zu einer Abschätzung zu gelangen, wurde auf ein von Rosenhagen und Bork (2009) entwickeltes Verfahren zurückgegriffen. Aus durch den Deutschen Wetterdienst (DWD) digitalisierten historischen Wetteraufzeichnungen wurden Wetterkarten erstellt, die wiederum beim Helmholtz-Zentrum Geesthacht (HZG) digitalisiert wurden. Basierend auf den daraus abgeleiteten Druckgradienten wurden geostrophische Windfelder

und mit Hilfe einer Parametrisierung von Hasse (1974) bodennahe Windfelder berechnet. Diese Windfelder dienten als Antrieb für die mit TRIM-NP durchgeführten Wasserstandssimulationen (vgl. Kapitel 3.2.1). Mit den so ermittelten Windfeldern konnten die 1906 beobachteten Wasserstände reproduziert werden. Zusätzlich wurden Windfelder aus der 20 Century Reanalyse 2c (20CR, Compo et al. 2011) und den ERA-CLIM Projekten als Antrieb für Wasserstandssimulationen mit TRIM-NP genutzt. Simulationen von einzelnen Ensemble-Membren, angetrieben mit 20CR-Daten, reproduzierten nahezu den 1906 beobachteten Wasserstand. Insgesamt sind die Windgeschwindigkeiten aus den Reanalyseprojekten niedriger als die nach Hasse berechneten. Die Ursache hierfür ist vermutlich die unterschiedliche Parametrisierung der Grenzschicht bzw. Bodenrauigkeit der verschiedenen Methoden und die vergleichsweise wenigen zu Beginn des 20. Jahrhunderts in die Reanalyse eingehenden Daten. Die Sturmflut 1906 war während einer Springtide aufgetreten und ihr Verstärkungspotential gering. Insbesondere lagen die Wasserstände nicht über denen der ausgewählten Hohen Flut (HF).

3.2 Modellbeschreibung

3.2.1 Nordsee-Modell

Die Ensemble-Simulationen, die zur Untersuchung einer möglichen Verstärkung der ausgewählten extremen Sturmflutereignisse HF und LF/SFS durchgeführt wurden, wurden ebenso wie die Simulationen der originalen Ereignisse mit dem hydrodynamischen Modell TRIM-NP erzeugt, um die Ergebnisse der Ensemble-Simulationen direkt mit den originalen Ereignissen vergleichen zu können. Das hier im 2D-Modus genutzte Modell TRIM-NP (Nested und Parallelized, Kapitza und Eppel 2000, Pätsch et al. 2017) basiert auf dem Modell TRIM (Tidal Residual Intertidal Mudflat) von Casulli und Cattani (1994). Das Modellgebiet (Abbildung 1) mit einer Auflösung von 12,8 km x 12,8 km und ohne Nesten feinerer Gitter umfasst die Nordsee und angrenzende Teile des Nordostatlantiks. Durch Einbeziehen des Nordostatlantiks werden Fernwellen berücksichtigt. Das Modell löst die Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen auf einem regulären Arakawa-C-Gitter mit kartesischen Koordinaten, wobei tidebedingtes Trockenfallen und Überfluten küstennaher Gitterpunkte gewährleistet ist. Felder des 10-m-Winds und des bodennahen Luftdrucks dienen als Antrieb für die Simulationen des Wasserstands. Hier wurden die Wind- und Luftdruckfelder aus den ursprünglichen Simulationen für HF und LF/SFS (Klimaprojektionen für B1 und A1B) genutzt. Der Einfluss des Windes wird durch eine Parametrisierung von Smith und Banke (1975) berücksichtigt, die ursprünglich auf Windgeschwindigkeitsmessungen zwischen 3 und 21 m/s beruht. Jensen et al. (2006) zeigten, dass diese Parametrisierung für die Nordsee auch bei höheren Windgeschwindigkeiten während Sturmfluten angewendet werden kann. Des Weiteren wurden an den offenen Rändern des Modellgebiets astronomische Tiden aus dem FES-Atlas (Lyard et al. 2006) vorgegeben. Die Ausgabe der Wasserstände und weiterer Parameter erfolgte bei den Ensemble-Simulationen alle 20 Minuten. In Gaslikova et al. (2013) und Weisse et al. (2014) sind eine ausführlichere Beschreibung der ursprünglichen Wasserstandssimulationen mit TRIM-NP und des Modells zu finden. Erläuterungen zur Kalibrierung und Validierung geben Gaslikova et al. (2013) sowie Pätsch et al. (2017).

3.2.2 Deutsche-Bucht-Modell

Für die hochaufgelöste Simulation der Sturmflutereignisse in der Deutschen Bucht und den Ästuaren von Elbe, Jade-Weser und Ems wird das hydrodynamisch numerische Verfahren UnTRIM² (Casulli 2008, Casulli und Stelling 2010) verwendet. Das auf der Methode der finiten Differenzen/finiten Volumen basierende drei-dimensionale mathematische Verfahren UnTRIM² löst die Flachwassergleichungen und die Transportgleichung für Salz auf einem unstrukturierten orthogonalen Gitternetz. Grundlage des Verfahrens sind Differentialgleichungen, die eine mathematische Formulierung der physikalischen Erhaltungssätze für das Wasservolumen und den Impuls darstellen. Der Einsatz der SubGrid Technologie ermöglicht, die Modelltopographie mit einer höheren Auflösung zu berücksichtigen als das Rechengitter (Sehili et al. 2014). Dies erlaubt sowohl eine gute Abbildung des Wasservolumens in den Flachwassergebieten der inneren Deutschen Bucht und der Ästuarie als auch eine detaillierte Modellierung des Trockenfallens und Überflutens von Wattflächen ohne zusätzliche Verfeinerung des Gitters. Das mathematische Verfahren UnTRIM² eignet sich deshalb besonders für Anwendungen in geometrisch komplexen Ästuaren mit regelmäßigem Überfluten und Trockenfallen.

Das Deutsche-Bucht-Modell (siehe Abbildung 1 rechts) umfasst das Gebiet der inneren Deutschen Bucht von Terschelling in den Niederlanden bis Hvide Sande in Dänemark sowie die Ästuarie der Ems bis zum Küstenkanal, der Weser bis Intschede und der Elbe bis Blekede. Für die hier vorgestellten Untersuchungen wird angenommen, dass die Wehre Herbrum und Bollingerfähr in der Ems, Hemelingen in der Weser und Geesthacht in der Elbe im Untersuchungszeitraum gelegt sind. Die landseitige Modellgrenze wird durch den heutigen Verlauf der Deichlinie gebildet. Diese Deichlinie kann im Modell nicht überflutet werden oder brechen. Die Nebenflüsse von Ems, Weser und Elbe sind in der Modelltopographie enthalten, während der Sturmflutuntersuchungen sind sie jedoch durch geschlossene Sturmflutsperrwerke geschützt. Die Wahl dieses Modellgebietes ermöglicht es, die Auswirkungen von ausgewählten Sturmfluten in Ems und Elbe vergleichend zu betrachten.

Die Wasserstandsentwicklung in der Deutschen Bucht und in den Ästuaren wird bestimmt durch die Wasserstandsentwicklung auf dem Rand zur Nordsee, den Wind über dem Modellgebiet und den Abflüssen aus dem Binnenbereich in die Ästuarie. Für die hier vorgestellte Untersuchung werden die bereits in Abschnitt 3.2.1 beschriebenen Windfelder verwendet, die auch für die Nordseemodellierung eingesetzt werden. Der Impulseintrag aus der Atmosphäre wird wie in TRIM-NP mit dem von Smith und Banke (1975) vorgeschlagenen Koeffizienten parametrisiert. Am binnenseitigen Ende der Ästuarie wird der Abfluss vorgegeben. Für die untersuchten extremen Sturmflutereignisse wird für Ems, Weser und Elbe ein konstanter mittlerer Abfluss MQ (Ems: 80 m³/s, Weser: 324 m³/s und Elbe: 714 m³/s, DGJb 2018 und DGJc 2015) gewählt. Auf dem offenen Rand zur Nordsee wird die Wasserstandsentwicklung aus den Modellergebnissen des Nordsee-Modells übernommen. Der Salzgehalt auf dem Rand zur Nordsee wird mit 33, einem für dieses Nordseegebiet charakteristischen Wert (BSH 2016), vorgegeben.

Das Sturmflutsperrwerk Ems bei Gandersum ist in der SubGrid-Topographie abgebildet (Abbildung 1) und kann während der Simulation der Sturmflutereignisse gesteuert werden. In Abwägung der Belange des Küstenschutzes und des Naturschutzes soll das Emsperrwerk vor Sturmfluten schützen, die Wasserstände höher als NHN +3,70 m erreichen. Das Sperrwerk wird bei einem Wasserstand von NHN +3,50 m bei Gandersum

geschlossen und wieder geöffnet, sobald der Binnen- und der Außenwasserstand gleich sind. Um die Schutzfunktion des Sperrwerkes auch bei einem angenommenen Meeresspiegelanstieg von 100 cm zu gewährleisten, wird die Höhe der Sperrwerkttore von NHN +7 m bzw. NHN +8 m in der Natur auf NHN +9 m im Deutsche Bucht Modell angehoben. Kalibrierung und Validierung des Modells sind im FuE Bericht EXTREMENESS-C (BAW 2020) dargestellt.

3.3 Modelluntersuchungen zur potentiellen Verstärkung der ausgewählten Sturmtiden in der Nordsee

Je nach Auftreten des astronomischen Hochwassers relativ zum vorgegebenen Windfeld können die maximalen Wasserstände höher oder weniger hoch ausfallen.

Durch Ensemble-Simulationen für die Nordsee mit TRIM-NP wurde untersucht, inwieweit die beiden ausgewählten Ereignisse (HF und LF/SFS) noch Verstärkungspotential besitzen. Mit diesen Ensemble-Simulationen wurden mögliche Verstärkungen der maximalen Hochwasser durch verschiedene stündliche Verschiebungen zwischen antreibendem Wind und an den Modellrändern vorgegebener astronomischer Tide von +/- 6 Stunden getestet (Ensemble „Verschiebung“). Des Weiteren wurde durch weitere Ensemble-Simulationen untersucht, wie sich die Ereignisse bei Springtide und zusätzlichen zeitlichen Verschiebungen zwischen Windfeld und astronomischer Tide innerhalb von +/- 6 Stunden verändern (Ensemble „Verschiebung+Springtide“). Für jedes Ensemble-Member wurden wieder Zeitreihen des Wasserstands für Borkum und die Elbemündung extrahiert. Die Zeitreihen für Borkum wurden auf die größte Verstärkung untersucht und mit den Auswirkungen für die Elbemündung verglichen.

Entsprechende Daten von dem Ensemble-Member mit dem höchsten verstärkten Hochwasser für die Hohe Flut und für die Lange Flut/Sturmflutserie (im Folgenden durch „_v“ gekennzeichnet) wurden für hochaufgelöste Simulationen der Deutschen Bucht und der Ästuare genutzt.

3.4 Modelluntersuchungen zur potentiellen Verstärkung der ausgewählten Sturmtiden in Ems und Elbe

Für die Sturmflutereignisse Hohe Flut HF_v, Lange Flut LF und Sturmflutserie SFS werden für die Ästuare von Ems und Elbe als zwei mögliche Verstärkungen eine Erhöhung des Abflusses aus dem Binnenbereich in die Ästuare und ein Meeresspiegelanstieg in der Nordsee untersucht. Hierfür wird der Abfluss in Ems und Elbe von MQ auf den höchsten beobachteten Abfluss HHQ, d. h. für die Ems auf 1200 m³/s (Februar 1946, DGJb 2018) und für die Elbe auf 4080 m³/s (Juni 2013, DGJc 2015) angehoben. Zusätzlich wird der Meeresspiegel auf dem Rand des Deutsche-Bucht-Modells zur Nordsee um 50 cm bzw. 100 cm angehoben. Diese Werte liegen innerhalb der Bandbreite des auf Grund eines erwarteten Klimawandels möglichen Meeresspiegelanstieges in der Nordsee bis zum Jahr 2100 (IPCC 2013).

Die Bedeutung dieser möglichen Verstärkung extremer Sturmtiden für die Sturmflutscheitelwasserstände HW, die Eintrittszeit der Sturmflutscheitelwasserstände THW sowie die Dauer hoher Wasserstände DHW wird analysiert.

4 Ergebnisse

4.1 Extreme Sturmfluten in der Deutschen Bucht und mögliche Verstärkungen

Verschiedene Wettersituationen können schwere Sturmfluten entlang der Küste der Deutschen Bucht erzeugen (zur Klassifikation der Wettersituationen siehe z. B. Kruhl 1978), wobei die einzelnen Küstenabschnitte in Abhängigkeit von der Zugbahn des Tiefdruckgebietes unterschiedlich betroffen sein können. Die beiden ausgewählten Sturmflutereignisse Hohe Flut und Lange Flut/Sturmflutserie gehören hinsichtlich ihrer zugrundeliegenden Zugbahnen zum „Nord-West-Typ“ (z. B. Abbildung 3 in Gerber et al. (2016) zeigt Zugbahnen für die verschiedenen Kategorien). Abbildung 4 in Ganske et al. (2018) zeigt beispielsweise die Zugbahn von LF (schwarze Kurve 11.2030).

Im Folgenden wird der effektive Wind als lokaler Repräsentant des das Ereignis verursachenden Windfeldes genutzt. In Abbildung 2 ist zu erkennen, dass die Variationen des Wasserstands bei den einzelnen Ereignissen den zeitlichen Variationen des effektiven Windes folgen.

Da die astronomische Tide von der ostfriesischen Küste über die Elbemündung und weiter über die nordfriesische Küste fortschreitet, tritt das Hochwasser in der Elbemündung etwa 1,3 Stunden später ein als in Borkum. Des Weiteren nimmt der Tidenhub von ca. 2,4 m an der ostfriesischen Küste bei Borkum auf ca. 3 m in der Elbemündung zu und dann auf ca. 2,6 m an der nordfriesischen Küste nahe Amrum ab.

Obwohl Hohe Flut und Lange Flut für Borkum ausgewählt wurden, repräsentieren beide Ereignisse auch für die Elbemündung extreme, fast gleichhohe Sturmfluten mit NHN +4,86 m und NHN +4,88 m. Die Auswirkungen beider Ereignisse und die ihrer Verstärkungen werden für Borkum und Elbemündung vergleichend analysiert.

4.1.1 Hohe Flut bei Borkum und in der äußeren Elbemündung

Bei der hohen Flut geht dem Sturmflutscheitelwasserstand (höchster Wasserstand im Sturmflutzeitraum, HW2 in Abbildung 4) ein ebenfalls erhöhtes Hochwasser (HW1) sowohl bei Borkum als auch in der Elbemündung voraus. Während in der Elbemündung HW1 und HW2 mit NHN +4,58 m und NHN +4,86 m ähnlich hoch sind, ist HW1 bei Borkum 80 cm niedriger als HW2.

HW2 liegt im Zeitraum sehr hohen effektiven Windes, während HW1 in der Phase ansteigenden effektiven Windes vorkommt. Allerdings liegt HW2 das wegen der täglichen Ungleichheit kleinere der astronomischen Tidehochwasser zugrunde; das astronomische Tidehochwasser bei HW2 ist etwa 20 cm kleiner als dasjenige bei HW1.

Wird angenommen, dass der Zeitraum maximalen Windes mit anderen Tidephasen zusammentrifft, d. h., werden astronomische Tide und Windfeld stundenweise gegeneinander verschoben, zeigen sowohl HW1 als auch HW2 Veränderungen in ihrer Höhe (Abbildung 4). Das höchste Hochwasser von NHN +4,88 m für Borkum tritt bei einer zeitlichen Verschiebung der astronomischen Tide von +5 Stunden gegenüber dem atmosphärischen Antrieb für HW1 ein. Das astronomische Hochwasser von HW1 liegt in diesem Fall im Zeitraum des starken Windes und erhöht sich um 95 cm. Allerdings kommt es gegenüber

dem originalen Ereignis HF mit NHN +4,73 m beruhend auf HW2 insgesamt nur zu einer Verstärkung des maximalen Wasserstands von 15 cm für Borkum.

Wird zusätzlich die astronomische Tide bei HW2 durch das höchste im Datensatz vorkommende astronomische Springtidehochwasser ersetzt, und werden astronomische Tide und Windfeld wieder stundenweise gegeneinander verschoben, ergibt sich als größte Verstärkung ein auf HW2 beruhendes Hochwasser von NHN +5,23 m (Abbildung 4). Das höchste astronomische Springtidehochwasser im Datensatz ist etwa 40 cm höher als das HW2 zugrundeliegende originale astronomische Tidehochwasser.

Das originale Ereignis Hohe Flut fand etwa zwischen Spring- und Nipptide statt. Durch den Austausch der originalen astronomischen Tide mit der Zeitreihe um die höchste Springtide und unter Berücksichtigung der täglichen Ungleichheit erhöhen sich auch insbesondere das Hochwasser vor HW1 und das zweite Hochwasser nach HW2.

Die Auswirkungen der Verstärkungsprozeduren sind in der Elbemündung ähnlich wie bei Borkum (Abbildung 4). In der Elbemündung zeigt die Verschiebung der astronomischen Tide um +5 Stunden gegenüber dem Windfeld ebenfalls für HW1 eine Erhöhung. Diese Erhöhung von ca. 75 cm tritt in der Elbemündung ca. 1,3 Stunden später ein als in Borkum. Wie für Borkum liefert diese Simulation aus dem Ensemble „Verschiebung“ die bezogen auf das originale maximale Hochwasser (HW2) größte Verstärkung (etwa 50 cm). Die Simulation aus dem Ensemble „Verschiebung+Springtide“, die für Borkum die größte Verstärkung liefert, erhöht auch in der Elbemündung HW2 um 37 cm auf NHN +5,23 m. Allerdings ist diese Verstärkung etwas kleiner als diejenige durch das Member aus dem Ensemble „Verschiebung“.

Die Member aus den beiden Ensembles wurden derart ausgewählt, dass sich für Borkum jeweils die stärkste Erhöhung der Wasserstände ergab, d. h., die Verstärkung war für Borkum angepasst. Daher sind höhere Wasserstände für andere Verschiebungen der Tidephase gegenüber dem Windfeld für den ausgewählten Ort in der äußeren Elbemündung möglich. So liefert ein anderes Ensemble-Member aus dem Ensemble „Verschiebung+Springtide“ für die Elbemündung ein Hochwasser von NHN +5,58 m und damit die größte Verstärkung von 72 cm bezogen auf den originalen höchsten Wasserstand von NHN +4,86 m (Abbildung 4).

Das originale Ereignis Hohe Flut gibt für Borkum nicht nur das höchste Hochwasser wieder, sondern präsentiert auch einen langanhaltenden Zeitraum von 33 Stunden mit Wasserständen größer als das mittlere Tidehochwasser von NHN +1,15 m. Bei den einzelnen Simulationen beider Ensembles ändert sich dieser Zeitraum in der Regel nur um +/- eine Stunde. Bei zwei der Ensemble-Member, die keine oder nur eine geringe Erhöhung des Sturmflutscheitelwasserstands zeigen, verlängert sich dieser Zeitraum um knapp einen Tidezyklus, da das Tideniedrigwasser vor HW1 und dasjenige nach HW2 nicht unter das mittlere Tidehochwasser fallen. In den anderen Simulationen ist entweder das Tideniedrigwasser vor HW1 oder das Tideniedrigwasser nach HW2 niedriger als NHN +1,15 m. Entsprechende Analysen zeigen für die ausgewählte Position in der äußeren Elbemündung ähnliche Ergebnisse.

Das Ensemble-Member mit der größten Verstärkung für die Hohe Flut bei Borkum (Sturmflutscheitelwasserstand von NHN +5,23 m) wird mit HF_v bezeichnet und für die weitere Untersuchung in Ems und Elbe ausgewählt.

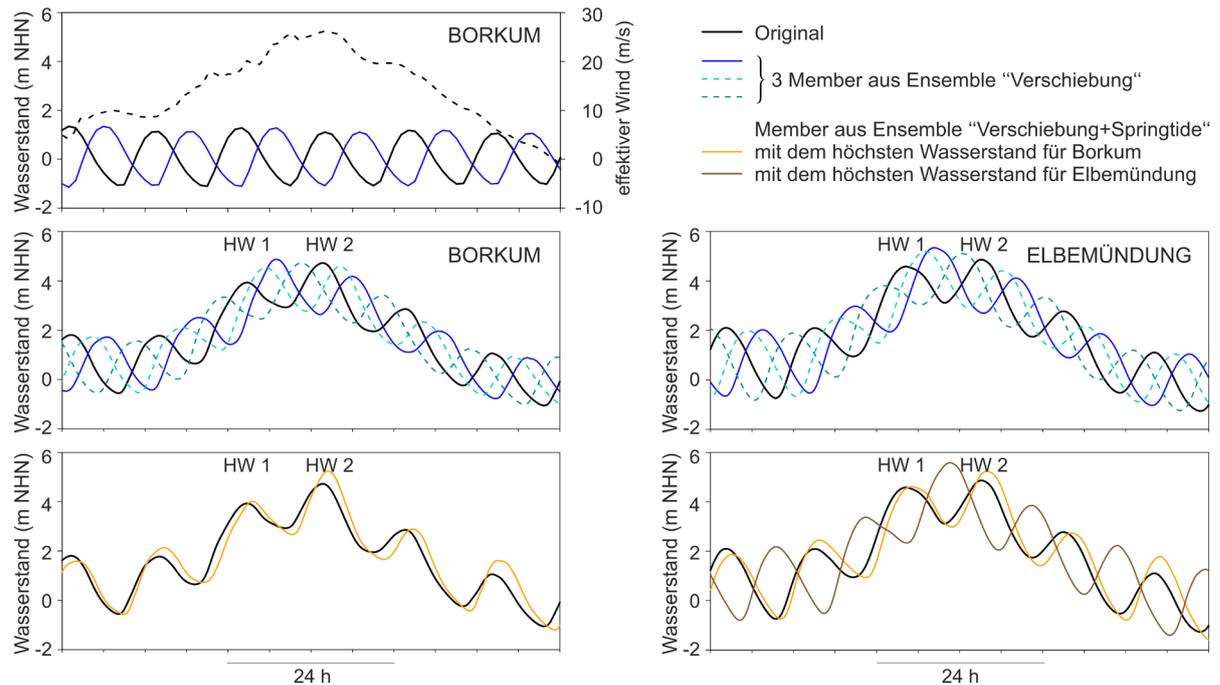


Abbildung 4: Hohe Flut: Zeitreihen des effektiven Windes (links oben, schwarz gestrichelt) und der astronomischen Tide (links oben, original: schwarz, +5h-Verschiebung: blau) für Borkum. Zeitreihen des Wasserstands für Borkum (links Mitte und unten) und Elbemündung (rechts Mitte und unten) für das originale Ereignis (schwarz) und für Ensemble-Member aus dem Ensemble „Verschiebung“ (blau, hell- und dunkelzyan) und aus dem Ensemble „Verschiebung+Springtide“ (orange, braun nur Elbemündung). Die blauen und orangen Kurven geben jeweils das Member mit der größten Verstärkung für Borkum wieder, wobei die orangen Kurven HF_v repräsentieren.

4.1.2 Lange Flut/Sturmflutserie bei Borkum und in der äußeren Elbemündung

Die Sturmflutserie für Borkum besteht aus einer Serie von sieben Sturmtiden innerhalb von knapp acht Tagen (Abbildung 5). Der Definition von Sturmtiden liegt die Klassifikation des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) zugrunde, nach der ein Wasserstand von 1,5 m über dem mittleren Tidehochwasser eine Sturmflut wiedergibt (EXTREMENESS Gruppe 2019). In dieser Serie ist auch die Lange Flut enthalten, bei der die Wasserstände bei Borkum über 45 Stunden nicht unter das mittlere Tidehochwasser (MThw) von NHN +1,15 m sinken und im Mittel etwa 1,5 m darüber liegen.

Auch die Zeitreihe für die Elbemündung weist sieben Sturmtiden auf. Aufgrund der größeren Wasserstandsschwankungen in der Elbemündung zeigt die Zeitreihe allerdings keine 45 Stunden über dem dortigen MThw; im Zeitraum um das Tideniedrigwasser nach dem höchsten Hochwasser sinkt der Wasserstand kurzfristig unter das mittlere Tidehochwasser (Abbildung 5).

Die Lange Flut fällt mit einer astronomischen Springtide zusammen und zeigt kein weiteres Verstärkungspotential. Im Ensemble „Verschiebung“ ändert sich der Sturmflutseitelwasserstand aufgrund der verschiedenen zeitlichen Verschiebungen zwischen Tidephase und Windfeld für die Lange Flut nur um wenige Zentimeter. Allerdings können die Hochwasser der folgenden Sturmfluten, je nach Variation zwischen Wind und Tidephase, bis zu etwa 30 cm höher ausfallen (Abbildung 5). Wie bei der Hohen Flut ändert sich auch bei der Langen Flut die Zeitdauer mit Wasserständen größer MThw in der Regel um

+/- 1 Stunde. Bei Borkum kann sich die Zeit in einzelnen Fällen auch deutlich verkürzen, wenn die Wasserstände um das Tideniedrigwasser nach dem Sturmflutscheitelwasserstand unter MThw sinken. Dagegen gibt es für die Elbemündung einzelne Ensemble-Member, bei denen das genannte Tideniedrigwasser nicht wie in der Originalserie unter das MThw sinkt und sich die Zeitdauer mit Wasserständen kontinuierlich über MThw verlängert.

Für die weiteren Untersuchungen in den Ästuaren von Ems und Elbe wurden die originalen Ereignisse LF/SFS genutzt.

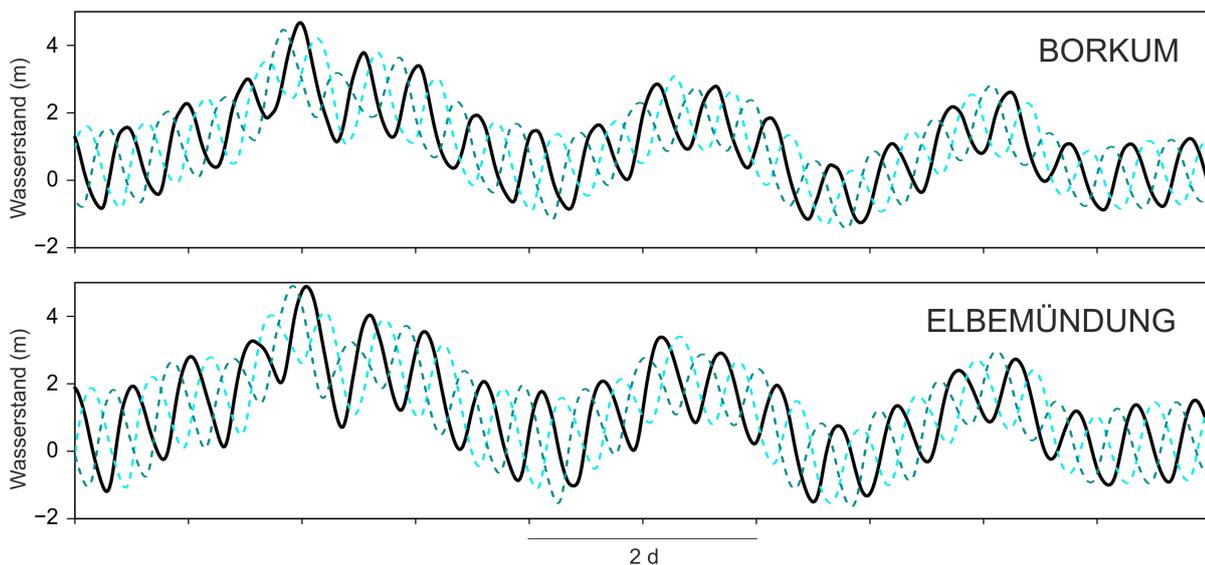


Abbildung 5: Sturmflutserie einschließlich Langer Flut: Zeitreihen des Wasserstands für das originale Ereignis (schwarz) und beispielhaft für zwei Ensemble-Member mit Verschiebung der astronomischen Tide gegenüber dem Windfeld (blau und zyan gestrichelt) für Borkum und Elbemündung.

4.2 Ästuare von Ems und Elbe

4.2.1 Bedeutung von Abfluss und Meeresspiegelanstieg für den Wasserstand an ausgewählten Orten

Mit dem räumlich und zeitlich hochaufgelösten Modell der Deutschen Bucht wird die Auswirkung einer zusätzlichen Verstärkung der extremen Sturmflutereignisse HF_v und LF/SFS mit offenem und mit gesteuertem Emssperrwerk untersucht. Die Wahl des Modellgebietes erlaubt es, das gleiche Sturmflutereignis für Ems und Elbe gleichzeitig zu betrachten und die Auswirkungen des gewählten Sturmflutereignisses zu vergleichen. Beispielhaft ist für das Sturmflutereignis HF_v mit offenem Emssperrwerk der Wasserstandsverlauf für zwei Hafenstädte, Emden im Emsästuar und Hamburg im Elbeästuar (für die Lage der Orte siehe Abbildung 1) in Abbildung 6 dargestellt. Zusätzlich ist der Wasserstandsverlauf für einen Meeresspiegelanstieg sowie für einen erhöhten Abfluss abgebildet. Bereits die Tidehochwasser Thw und Tideniedrigwasser Tnw der Vortiden dieses Sturmflutereignisses liegen bei Emden (MThw: NHN +1,48 m, MTnw: NHN -1,80 m) und Hamburg (MThw: NHN +2,12 m, MTnw: NHN -1,60 m) auf Grund der Wasserstandsentwicklung in der Nordsee (siehe Abbildung 4) deutlich höher als bei mittleren Tiden. HF_v erreicht einen Sturmflutscheitelwasserstand (höchster Wasserstand im Sturmflutzeitraum) von NHN +6,36 m in Emden und von NHN +6,89 m in Hamburg. Für beide

Ästuar wird dieses Sturmflutereignis nach der Klassifikation des BSH als sehr schwere Sturmflut bezeichnet, da die Sturmflutscheitelwasserstände mehr als 3,50 m über dem MThw (z. B. Emden NHN +1,48 m, Hamburg St. Pauli NHN +2,12 m) liegen. Ähnlich wie bei „Borkum“ und „Elbemündung“ erzeugt die gleiche meteorologische Situation auf Grund der unterschiedlichen Überlagerung von astronomischer Tide und Windentwicklung in Ems und Elbe, in der Ems zwei Sturmflutscheitel mit deutlich unterschiedlicher Höhe und in der Elbe zwei Sturmflutscheitel mit nahezu gleicher Höhe.

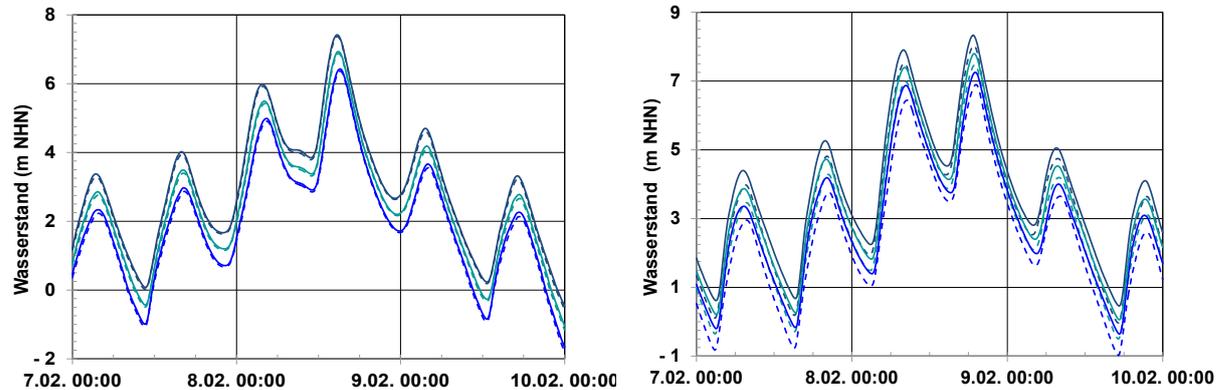


Abbildung 6: Hohe Flut HF_v: Wasserstandsverlauf bei Emden (Emsästuar, links) und Hamburg St. Pauli (Elbeästuar, rechts) ohne Meeresspiegelanstieg (blau) sowie mit einem Meeresspiegelanstieg von 50 cm (hellblau) und von 100 cm (dunkelblau). Die gestrichelte Linie kennzeichnet mittleren Abfluss MQ, die durchgezogene Linie HHQ.

Eine Erhöhung des Abflusses von MQ auf HHQ hebt die Wasserstände im gesamten Sturmflutzeitraum an. Der Sturmflutscheitelwasserstand steigt in Emden um einige Zentimeter und in Hamburg um einige Dezimeter. Im weiten und tiefen Bereich des Emsästuars bei Emden hat der Abfluss einen deutlich kleineren Einfluss auf den Wasserstand als im engeren Bereich des Elbeästuars bei Hamburg (siehe auch Abbildung 1 bzw. Tabelle 1).

Tabelle 1: Hohe Flut: Sturmflutscheitelwasserstand HW und Eintrittszeit des Sturmflutscheitelwasserstands THW bei Emden mit offenem bzw. gesteuertem Emssperrwerk und Hamburg für unterschiedlichen Abfluss (Q) und Meeresspiegelanstieg (SLR). Die Eintrittszeit ist für Emden bezogen auf Ems-km 107 (Hubertgat) in der Emsmündung und für Hamburg auf Elbe-km 758 (Bake Z) in der Elbmündung. Zusätzlich ist das HHThw (höchster beobachteter Wasserstand) für Emden (13.03.1906, DGJb 2018) und Hamburg (03.01.1976, DGJc 2015) eingetragen.

	Emden (Ems-km 40) Emssperrwerk offen		Emden (Ems-km 40) Emssperrwerk gesteuert		Hamburg (Elbe-km 623N)	
	HW m NHN	THW Minuten	HW m NHN	THW Minuten	HW m NHN	THW Minuten
HF_v_MQ_SLR000	6,36	89	6,61	80	6,89	207
HF_v_HHQ_SLR000	6,43	88	6,65	74	7,25	201
HF_v_MQ_SLR050	6,88	88	7,13	77	7,46	202
HF_v_HHQ_SLR050	6,93	87	7,16	76	7,80	195
HF_v_MQ_SLR100	7,37	82	7,61	70	8,02	198
HF_v_HHQ_SLR100	7,42	79	7,65	69	8,33	191
HHThw	5,18	-	-	-	6,45	-

Ein Meeresspiegelanstieg in der Nordsee führt sowohl in Emden als auch in Hamburg zu einer Erhöhung der Sturmflutscheitelwasserstände in der Größenordnung des angenommenen Meeresspiegelanstiegs (Tabelle 1). Eine Zunahme des Abflusses erhöht die Sturmflutscheitelwasserstände zusätzlich (Tabelle 1). Der Einfluss von Meeresspiegelanstieg und Abfluss auf die Sturmflutscheitelwasserstände bei HF_v stimmt mit den Ergebnissen einer Sensitivitätsstudie von Rudolph (2014) zur Bedeutung von Abfluss und Meeresspiegelanstieg für die Sturmflutscheitelwasserstände auf Grundlage sehr hoher historischer Sturmflutereignisse überein.

Eine Erhöhung des Abflusses führt in Emden und Hamburg zu einer geringfügigen Veränderung der Eintrittszeit des Sturmflutscheitelwasserstandes. Die Zunahme der Wassertiefe durch einen angenommenen Meeresspiegelanstieg von 50 cm bzw. 100 cm erhöht die Fortschrittsgeschwindigkeit der Tidewelle. Der Sturmflutscheitelwasserstand tritt bezogen auf einen Ort in der Ems- bzw. Elbmündung in Emden bzw. Hamburg um einige Minuten früher ein. In Tabelle 1 ist für HF_v die Eintrittszeit THW des Sturmflutscheitelwasserstandes HW für Emden bezogen auf Hubertgat in der Außenems und für Hamburg bezogen auf Bake Z in der Außenelbe aufgeführt.

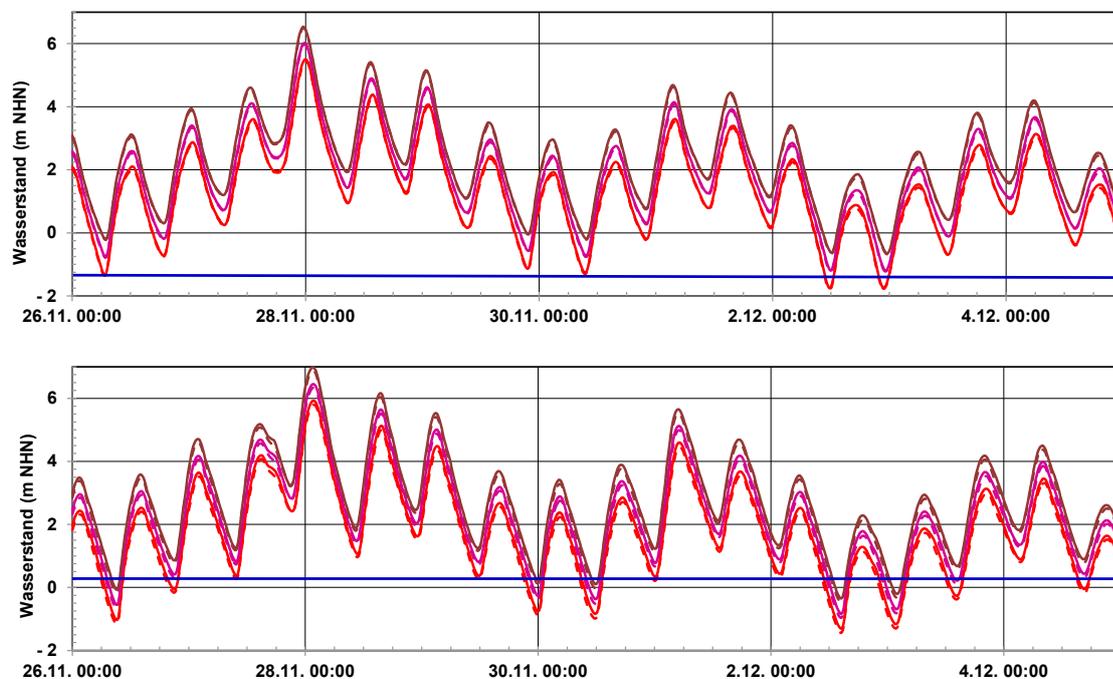


Abbildung 7: Lange Flut/Sturmflutserie LF/SFS: Wasserstandsverlauf bei Knock (Emsästuar, oben) und Brunsbüttel (Elbeästuar, unten) ohne Meeresspiegelanstieg (rot) sowie mit einem Meeresspiegelanstieg von 50 cm (violett) und 100 cm (dunkelrot). Die gestrichelte Linie kennzeichnet MQ, die durchgezogene Linie HHQ. Die blaue Linie markiert einen Wasserstand von NHN $-1,40$ m bei Knock bzw. NHN $+0,25$ m bei Brunsbüttel.

Für die Sturmflutereignisse LF/SFS mit offenem Emssperrwerk ist beispielhaft der Wasserstandsverlauf für zwei für die Entwässerung des Hinterlandes bedeutende Orte, Knock im Emsästuar und Brunsbüttel im Elbeästuar (für die Lage siehe Abbildung 1), in Abbildung 7 dargestellt. Zusätzlich ist der Wasserstandsverlauf für einen Meeresspiegelanstieg von 50 cm und 100 cm sowie für einen von MQ auf HHQ erhöhten Abfluss abgebildet. LF/SFS erreicht einen Wasserstand von NHN $+5,47$ m bei Knock und NHN $+5,81$ m bei Brunsbüttel. Für beide Ästuarie ist auch dieses Sturmflutereignis nach der Klassifikation des

BSH eine sehr schwere Sturmflut, da die Sturmflutscheitelwasserstände mehr als 3,50 m über dem MThw (z. B. Knock NHN +1,39 m, Brunsbüttel NHN +1,48 m) liegen.

Ein Meeresspiegelanstieg in der Nordsee führt sowohl bei Knock (Emsästuar) als auch bei Brunsbüttel (Elbeästuar) zu einer Erhöhung der Sturmflutscheitelwasserstände in der Größenordnung des angenommenen Meeresspiegelanstiegs. Eine Zunahme des Abflusses erhöht die Sturmflutscheitelwasserstände zusätzlich um wenige Zentimeter. An diesen ausgewählten Orten im Mündungsbereich der Ästuarie ist der Einfluss des Abflusses auf die Sturmflutscheitelwasserstände deutlich geringer als im zentralen Bereich der Ästuarie bei z. B. Emden oder Hamburg.

4.2.2 Bedeutung von Abfluss und Meeresspiegelanstieg für den Sturmflutscheitelwasserstand

Um den Einfluss einer Abflusserhöhung sowie eines Meeresspiegelanstieges entlang der Ästuarie von Ems und Elbe zu untersuchen, wird der Sturmflutscheitelwasserstand HW von HF_v und LF/SFS auf einem Längsprofil entlang der Fahrrinnenmitte von Ems und Elbe analysiert. Abbildung 8 zeigt HW für den heutigen Meeresspiegel sowie einen Meeresspiegelanstieg von 50 cm bzw. 100 cm jeweils in Kombination mit dem Abfluss MQ bzw. HHQ. Der Meeresspiegelanstieg erhöht die Sturmflutscheitelwasserstände bis tief in die Ästuarie hinein um einen Betrag in der Größenordnung des Meeresspiegelanstieges. Abbildung 9 zeigt die Änderung des Sturmflutscheitelwasserstandes aufgrund eines Meeresspiegelanstieges entlang der Ästuarie von Ems und Elbe für die Sturmflutereignisse HF_v und LF/SFS. Bis Leerort in der Ems und Zollenspieker in der Elbe wird der Sturmflutscheitelwasserstand um den vorgegebenen Meeresspiegelanstieg ± 10 cm angehoben. Stromauf dieser Orte verringert sich der Einfluss des Meeresspiegelanstieges. Eine Erhöhung des Abflusses von MQ auf HHQ führt im oberen Bereich der Ästuarie von Ems (stromauf von Papenburg) und Elbe (stromauf von Zollenspieker) bei den betrachteten Sturmflutereignissen zu einer Erhöhung von HW um mehrere Dezimeter. In beiden Ästuarie wird stromauf des breiten und tiefen Mündungsbereiches, d. h. stromauf von Knock in der Ems bzw. Brunsbüttel in der Elbe, der Sturmflutscheitelwasserstand sowohl durch den Meeresspiegelanstieg als auch durch eine Zunahme des Abflusses erhöht.

Der Vergleich der Sturmflutscheitelwasserstände der Hohen Flut HF_v mit den höchsten beobachteten Wasserständen HHThw (siehe Tabelle 1) zeigt, dass das für Borkum in der Emsmündung ausgewählte Ereignis HF_v bei Emden mehr als 110 cm über dem HHThw liegt, in Hamburg dagegen lediglich ca. 45 cm. In Emden erreicht der Wasserstand die Höhe des Bemessungswasserstandes (NHN +6,50 m, NLWKN 2007) während er in Hamburg deutlich darunter bleibt (NHN +8,10 m, FHH 2013).

Das Emsästuar ist bereits heute durch ein Sturmflutsperrwerk vor Sturmfluten geschützt. Das geschlossene Sperrwerk trennt die Unterems von der Außenems, sodass der Einfluss der Sturmfluten nur bis zum Sperrwerk reicht. Abbildung 10 zeigt die Sturmflutscheitelwasserstände entlang des Emsästuars für ein gesteuertes Emssperrwerk. Da das Sperrwerk bei einem Wasserstand von NHN +3,50 m geschlossen wird, ist die Unterems vor hohen Wasserständen geschützt. Die Scheitelwasserstände in der Unterems hängen nun lediglich vom Abfluss und der Dauer, für die das Sperrwerk geschlossen ist, ab. Bei MQ bleiben die Scheitelwasserstände für alle betrachteten Sturmflutereignisse stromauf des Sperrwerkes deutlich unter NHN +4,00 m. Aber auch bei Sturmfluten verstärkt durch

einen Meeresspiegelanstieg in Kombination mit HHQ ist der geschützte Bereich stromauf des Sperrwerkes groß genug, um den Abfluss aufzunehmen, der im Sturmflutzeitraum in die Unterems fließt.

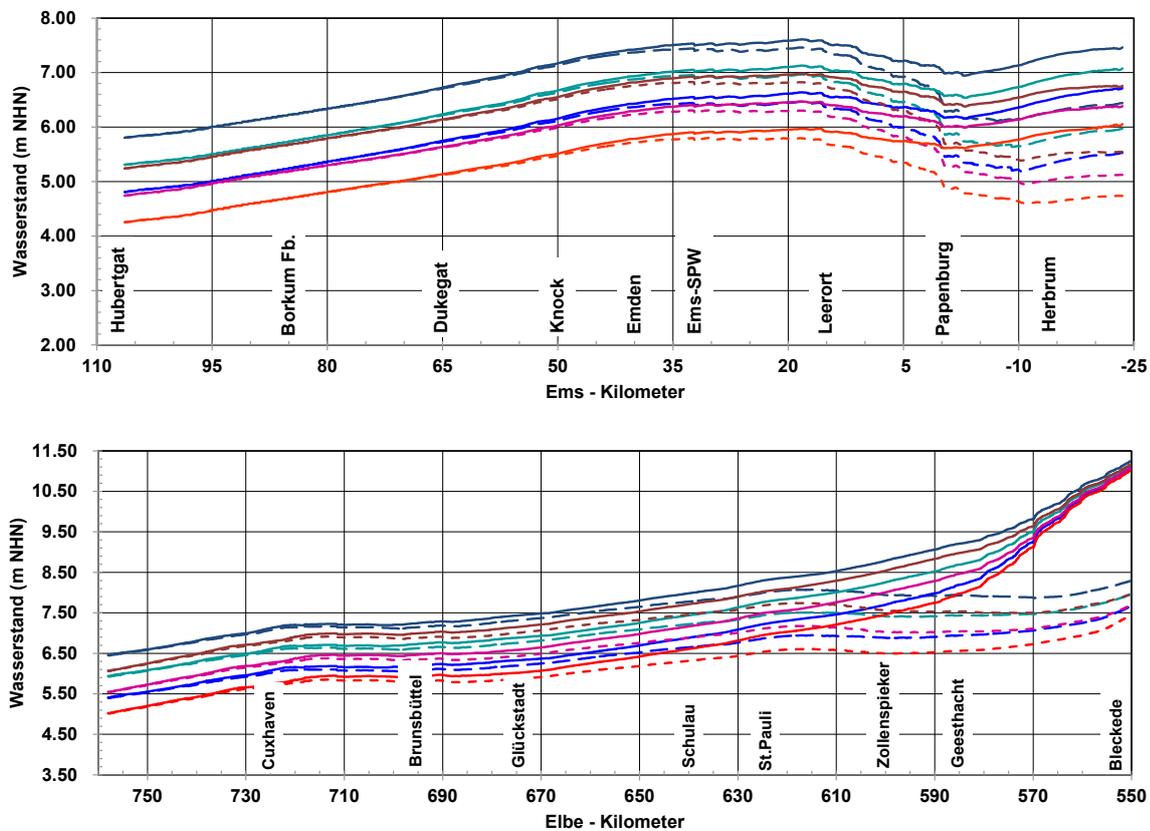


Abbildung 8: Sturmflutscheitelwasserstand entlang des Emsästuars (oben) und des Elbeästuars (unten) für die Sturmflutereignisse HF_v (blau) und LF/SFS (rot). Ein Meeresspiegelanstieg von 50 cm ist türkis (HF_v) bzw. violett (LF/SFS) und von 100 cm dunkelblau (HF_v) bzw. dunkelrot (LF/SFS) markiert. Die gestrichelte Linie kennzeichnet mittleren Abfluss MQ, die durchgezogene Linie HHQ.

Im Emdener Fahrwasser sind für die Sturmfluten HF_v und LF/SFS die Sturmflutscheitelwasserstände bei gesteuertem Sperrwerk ca. 20 cm höher als bei offenem Sperrwerk (vergleiche HW in Abbildung 8 oben mit HW in Abbildung 10, bzw. siehe Tabelle 1). Das geschlossene Sperrwerk verkürzt bei Sturmflut das Emsästuar und verändert somit die Dissipation und auch das Reflektionsverhalten des Ästuars. Eine zusätzliche Erhöhung der HW kann durch die beim Schließen auf Grund der Flutstromgeschwindigkeit entstehende Sunk- und Schwallwelle entstehen. Die Schwallwelle kann den Dollart (Bucht bei Emden) zu einer Eigenschwingung anregen, die eine zusätzliche kurzzeitige Erhöhung der Wasserstände erzeugt. Eine detaillierte Beschreibung der Wasserstandsentwicklung beim Steuern des Emssperrwerkes gibt BAW (2007).

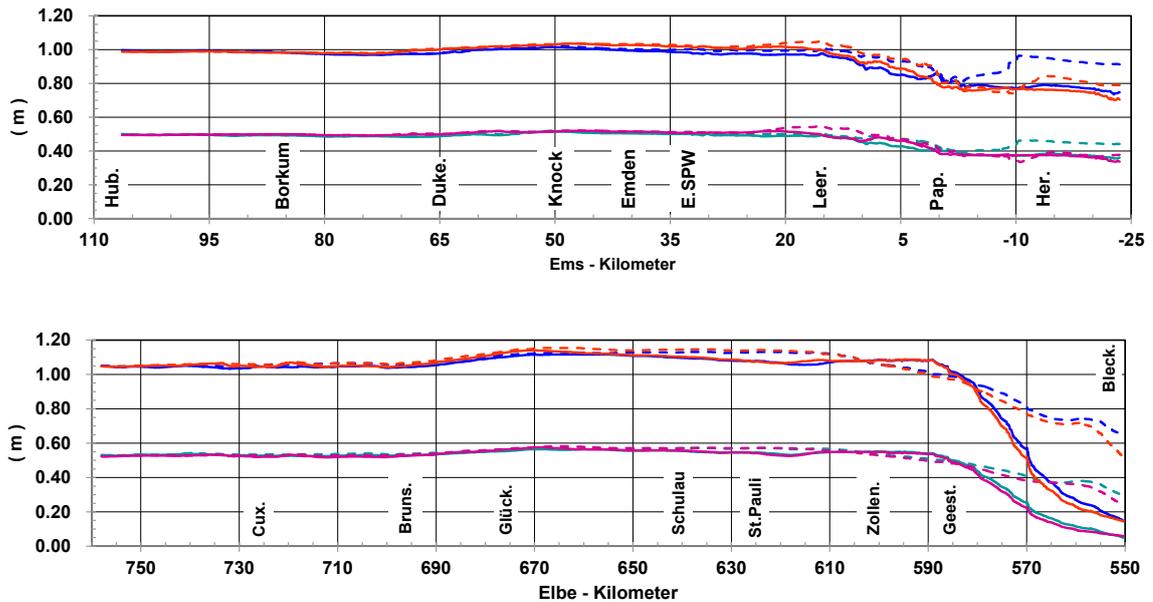


Abbildung 9: Änderung des Sturmflutseitelwasserstandes HF_v und LF/SFS entlang des Emsästuares (oben) und des Elbeästuares (unten) auf Grund eines Meeresspiegelanstieges von 100 cm (HF_v in Blau, LF/SFS in Rot) und 50 cm (HF_v in Violett, LF/SFS in Türkis). Die gestrichelte Linie kennzeichnet mittleren Abfluss MQ, die durchgezogene Linie HHQ.

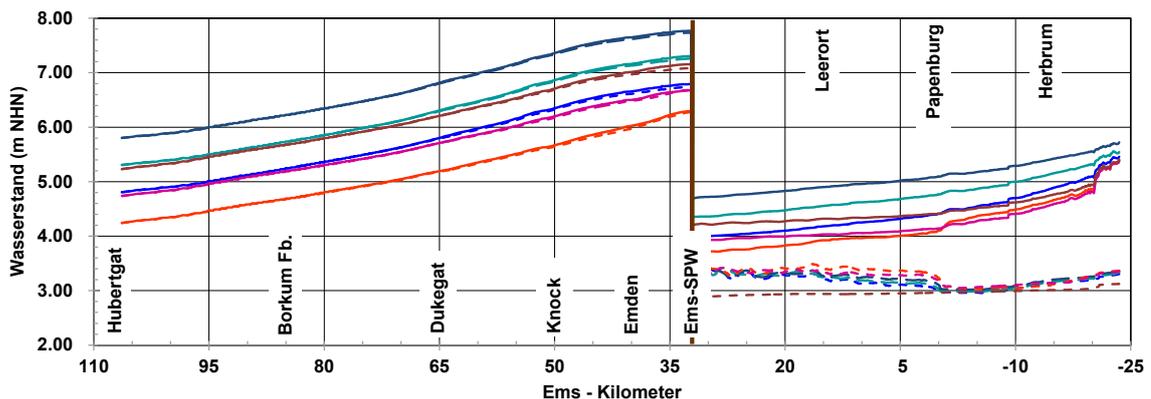


Abbildung 10: Sturmflutseitelwasserstand entlang des Emsästuares für die Sturmflutereignisse HF_v (blau) und LF/SFS (rot). Ein Meeresspiegelanstieg von 50 cm ist türkis (HF_v) bzw. violett (LF/SFS) und von 100 cm dunkelblau (HF_v) bzw. dunkelrot (LF/SFS) markiert. Die gestrichelte Linie kennzeichnet mittleren Abfluss MQ, die durchgezogene Linie HHQ. Die Lage des Ems-Sperrwerkes ist durch die braune Linie markiert.

4.2.3 Entwässerung und Meeresspiegelanstieg

Die Entwässerung der eingedeichten Niederungsgebiete entlang der Nordseeküste bildet eine zentrale Voraussetzung für die Nutzung der Küstenregion als Kulturlandschaft und Siedlungsraum (KLEVER 2018). Die tiefliegenden Gebiete im Bereich von Elbe und Ems werden über eine Reihe von Sielen und Pumpwerken entwässert. Das Knockster Siel entwässert das vor allem landwirtschaftlich genutzte Hinterland und hält den Binnenwasserstand bei Knock auf NHN $-1,40$ m. Mit einem MT_{nw} bei Knock von NHN $-1,58$ m ist eine Entwässerung ohne Pumpen auch bei mittleren Tiden lediglich in sehr kurzen Zeiträumen möglich. Bei Sturmflut verkürzen sich diese Zeiträume weiter. Während der Sturmflutserie SFS (Abbildung 7 oben) muss auch ohne Verstärkung fast im gesamten Zeitraum

von 176 Stunden (Tabelle 2) gepumpt werden, wobei ca. 90 Stunden lang gegen einen Wasserstand höher als NHN +1,39 m (MThw) in der Ems gepumpt werden muss. Durch einen Meeresspiegelanstieg von 50 cm verlängert sich der Zeitraum mit Wasserständen höher als NHN +1,39 m um 20 Stunden, bei einem Meeresspiegelanstieg von 100 cm um 40 Stunden.

Große Gebiete Schleswig-Holsteins werden über den Nord-Ostsee-Kanal (NOK) entwässert. Um einen uneingeschränkten Schiffsverkehr im Kanal zu gewährleisten, darf der Wasserstand im NOK einen Wasserstand von NHN -0,20 m nicht unterschreiten aber auch nicht über NHN +0,25 m steigen (BSHb 2016). Die Entwässerung des NOK erfolgt heute zum größten Teil (ohne Pumpen) in die Elbe bei Brunsbüttel (MThw: NHN +1,48 m). Während der 176 Stunden dauernden Sturmflutserie SFS (Abbildung 7 unten) liegt der Wasserstand in der Elbe bei Brunsbüttel ca. 24 Stunden unter NHN +0,25 m. Nur in diesem Zeitraum wäre während der Sturmflutserie eine Entwässerung des NOK in die Elbe möglich. Durch einen Meeresspiegelanstieg von 50 cm verkürzt sich dieser Zeitraum auf ca. 16 Stunden und bei einem Meeresspiegelanstieg von 100 cm auf ca. 8 Stunden (siehe Tabelle 2).

Tabelle 2: Lange Flut/Sturmflutserie: Dauer von Wasserständen über einem ausgewählten Grenzwasserstand für Knock in der Ems NHN -1,40 m und für Brunsbüttel in der Elbe NHN +0,25 m für unterschiedliche Abfluss- und Meeresspiegelanstiegsszenarien. Der Untersuchungszeitraum umfasst 176 Stunden.

Sturmflutereignis	Knock (Ems km 50)	Brunsbüttel (Elbe km 696)
	≥ NHN -1,40 m Stunden	≥ NHN +0,25 m Stunden
SFS_MQ_SLR000	172	151
SFS_HHQ_SLR000	172	154
SFS_MQ_SLR050	176	159
SFS_HHQ_SLR050	176	162
SFS_MQ_SLR100	176	167
SFS_HHQ_SLR100	176	169

5 Zusammenfassung und Ausblick

In EXTREMENESS ist es gelungen, für die Fokusregion Emsästuar in einem umfangreichen Modelldatensatz Sturmflutereignisse zu finden, die extrem selten und höchst unwahrscheinlich aber potentiell mit extremen Konsequenzen (Schaper et al. 2019) verbunden sein könnten. Diese aus etwa 13.000 Modelljahren bestehende Datenbasis umfasst atmosphärische und meteo-marine Reanalysen, Hindcasts und Klimaprojektionen. Die verwendeten Klimaprojektionen beinhalten keinen Anstieg des mittleren Meeresspiegels und die jährlichen maximalen Wasserstände bei Borkum zeigen keinen signifikanten Anstieg von 1961 bis 2100 (vgl. Abbildung 3). Daher wird davon ausgegangen, dass die in diesen Datensätzen gefundenen Ereignisse sowohl in Zukunft als auch bereits heute möglich sein könnten. Je nach Stärke und Zugbahn des Tiefdruckgebietes wirken sich Sturmfluten an Küstenabschnitten entlang der Deutschen Bucht unterschiedlich aus. Die Auswirkungen der ausgewählten Ereignisse werden für Ems- und Elbeästuar deshalb vergleichend betrachtet.

Für das Sturmflutereignis Hohe Flut mit dem höchsten Wasserstand, das Ereignis Sturmflutserie mit der größten Anzahl von Sturmfluten innerhalb einer Woche und das Ereignis Lange Flut mit der längsten Dauer von Wasserständen über dem mittleren Tidehochwasser bei Borkum werden weitere Verstärkungsmöglichkeiten untersucht, indem Windentwicklung und astronomische Tide zeitlich variiert werden und der Einfluss einer Springtide berücksichtigt wird. Der Sturmflutscheitelwasserstand des Sturmflutereignisses HF steigt durch diese Verstärkung bei Borkum von NHN +4,73 m auf NHN +5,23 m (HF_v). Diese Sturmflut HF_v überschreitet deutlich den höchsten bisher in Borkum beobachteten Wasserstand von NHN +4,06 m vom 13. März 1906 (DGJb 2018). Ihre Höhe liegt ebenfalls etwa einen viertel Meter über der Höhe von NHN +4,99 m, die im Projekt MUSE für die für die Elbe höchste Variante der Sturmflut vom Januar 1976 (MUSE Sturmflut 1976 EPS 45) berechnet wurde (Jensen et al. 2006).

Die in EXTREMENESS gewählten Verstärkungen sind für Borkum optimiert. Für die Elbmündung verursacht HF_v zwar ebenfalls eine Erhöhung des maximalen Scheitelwasserstands, jedoch würde eine andere Phasenverschiebung zwischen Windfeld und Tide zu einer weiteren Verstärkung führen. Das zeigt, dass es für die einzelnen Küstenabschnitte der Deutschen Bucht individuelle ereignisabhängige Phasenverschiebungen zwischen Windentwicklung und Tidephase gibt, die jeweils die höchsten Scheitelwasserstände verursachen würden. Die Ergebnisse dieser Untersuchung zur Wechselwirkung zwischen astronomischer Tide (Phasenverschiebung und Springtide) und antreibendem Windfeld legen nahe, dass auch bisher beobachtete Sturmfluten lokal höher hätten auflaufen können.

Als weitere mögliche Verstärkungen der Sturmflutereignisse in den Ästuaren von Ems und Elbe werden eine Erhöhung des Abflusses aus dem Binnenbereich und ein Meeresspiegelanstieg in der Nordsee untersucht. Eine Erhöhung des Abflusses aus dem Binnenbereich von MQ auf HHQ erhöht die Sturmflutscheitelwasserstände im mittleren Bereich der Ästuarum um einige Zentimeter und im oberen Bereich der Ästuarum um einige Dezimeter. Ein Meeresspiegelanstieg in der Nordsee dagegen erhöht die Sturmflutscheitelwasserstände bis tief in die Ästuarum von Ems (bei offenem Emssperrwerk) und Elbe hinein um den Wert des angenommenen Meeresspiegelanstiegs, d. h. hier um 50 cm bzw. 100 cm. Im oberen Teil der Ästuarum nimmt der Einfluss des Meeresspiegelanstiegs auf den Sturmflutscheitelwasserstand ab und der Einfluss des Abflusses zu. Das Steuern bzw. Schließen des Emssperrwerkes schützt den stromauf des Sperrwerkes gelegenen Teil der Ems vor den durch die extremen und zusätzlich verstärkten Sturmflutereignisse verursachten Wasserständen. Dieser Bereich stromauf des Sperrwerkes ist groß genug, um den im Sturmflutzeitraum aus dem Binnenbereich zufließenden Abfluss aufzunehmen.

Die Betrachtung der Wasserstandsentwicklung der Sturmflutserie SFS bei Knock zeigt, dass in Zeiten eines Klimawandels und einem damit verbundenen Meeresspiegelanstieg nicht nur die Sturmflutscheitelwasserstände und die damit verbundenen Fragen zu einem zukünftigen Küstenschutzkonzept betrachtet werden müssen. Die Sturmflutserie in Kombination mit einem Meeresspiegelanstieg würde zusätzlich zu einer Verschärfung der bereits heute bestehenden Entwässerungsproblematik der eingedeichten tiefliegenden norddeutschen Niederungsgebiete führen.

Für Fragen des Küstenschutzes konnte bis in das letzte Jahrhundert hinein lediglich auf Erfahrungen aus tatsächlich eingetretenen Sturmfluten zurückgegriffen werden. Der Küstenausschuß Nord- und Ostsee (1962) weist darauf hin, dass die verhängnisvolle Sturmflut vom 16./17. Februar 1962 gleichzeitig eine Bewährungsprobe für den

Küstenschutz darstellte, da sie einerseits erwiesen hat, wo und wann der Küstenschutz den Angriffen der See nicht standgehalten hat, aber andererseits gezeigt hat, wie der Küstenschutz gestaltet sein muss, um auch schwersten Angriffen widerstehen zu können. Der Einsatz numerischer Modelle wie in EXTREMENESS ermöglicht es, zusätzlich zu historischen Sturmfluten auch Sturmflutszenarien aus möglichen Zukünften, d. h. Klimaprojektionen, zu untersuchen. So besteht die Möglichkeit, nicht nur aus vergangenen Ereignissen zu lernen, sondern auch den Küstenschutz bzw. das Küstenschutzkonzept auf zukünftige durch einen Klimawandel verursachte mögliche Entwicklungen vorzubereiten. Die Ergebnisse aus EXTREMENESS können ein Baustein bei der Entwicklung von flexiblen Anpassungsmaßnahmen an die Auswirkungen des Klimawandels im Küstenbereich unter Berücksichtigung des Küstenschutzes, der Entwässerung des Hinterlandes und der Belange der Wasserstraßen sein.

Im Rahmen von EXTREMENESS werden die hier vorgestellten extremen Sturmflutereignisse, die sehr unwahrscheinlich aber trotzdem physikalisch plausibel und möglich sind, verwendet, um eine Analyse ihrer Auswirkungen durchzuführen. Eine transdisziplinäre Bewertung unterschiedlicher (Sturmflut-)Risikomanagementoptionen im Küstenschutz in der Region Emden – Krummhörn wird mit Fachleuten des regionalen Küsten- und Katastrophenschutzes erarbeitet. Die Ergebnisse dieser weiterführenden Untersuchungen zu extremen Nordseesturmfluten und ihren möglichen regionalen Auswirkungen werden in Schaper et al. (2019) vorgestellt.

6 Danksagung

Wir danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung BMBF, vertreten durch Norbert Blum vom Projektträger Jülich, für die gewährte Finanzierung im Rahmen der Fördermaßnahme „Küstenmeerforschung in Nord- und Ostsee“ im Rahmenprogramm FONA 3 (Förderkennzeichen 03F0758A, 03F0758D und 03F0758E). Wir danken dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die fachliche Begleitung des Projektes in der Bearbeitungsphase. Wir danken Frank Thorenz als Forschungsleiter Küste des KFKI und Gabriele Gönnert als Obfrau der projektbegleitenden Gruppe und den weiteren Mitgliedern der projektbegleitenden Gruppe Cordula Berkenbrink, Anette Ganske, Katharina Heinrich, Jacobus Hofstede, Ferk Jensen, Sylvin Müller-Navarra, Frank Rosenberg, Karina Stockmann und Andreas Wurpts, für fruchtbare Diskussionen und weiterführende Anregungen. Unser Dank geht an Etor Emanuel Lucio Eceiza und Robert Scholz vom DWD für die Handanalysen der Wetterkarten der historischen Stürme.

7 Literaturverzeichnis

Bollmeyer, C.; Keller, J. D.; Ohlwein, C.; Wahl, S.; Crewell, S.; Friederichs, P.; Hense, A.; Keune, J.; Kneifel, S.; Pscheidt, I.; Redl, S.; Steinke, S.: Towards a high-resolution regional reanalysis for the European CORDEX domain. In: Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 141, 1–15, 2015.

Brecht, B.; Frank, H.: High resolution modelling of wind fields for optimization of empirical storm flood predictions. In: Adv. Sci. Res., 11, 1–6, 2014.

BSH Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie: Nordseezustand 2008–2011. Berichte des BSH 54, 2016.

BSH Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie: ExpN TF1 SP108 Meilenstein: Analyse von Windstau, Wasserstand und Niederschlag für problematische Entwässerungssituationen des Nord-Ostsee-Kanals im Beobachtungszeitraum 1979–2012, 2016.

BAW Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): FuE-Abschlussbericht EXTREMENESS-C: Analyse von extremen Sturmfluten in den Ästuaren von Elbe und Ems und mögliche Verstärkung. Bericht BAW. https://www.baw.de/content/files/forschung_entwicklung/documents/B3955.03.04.70237.pdf, 2020.

BAW Bundesanstalt für Wasserbau: Endbericht zur Durchführung einer wasserbaulichen Systemanalyse der Sturmflut 5. Allerheiligenflut vom 1.11.2006. Bericht BAW A3955 03 10161, 2007.

Casulli, V.: A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. In: *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 60, 391–408, 2008.

Casulli, V.; Cattani, E.: Stability, accuracy and efficiency of a semi-implicit method for three-dimensional shallow water flow. In: *Computers Math Appl*, 27, 4, 99112, 1994.

Casulli, V.; Stelling, G. S.: Semi-implicit subgrid modelling of three-dimensional free-surface flows. In: *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 67, 441–449, 2010.

Collins, W. J.; Bellouin, N.; Doutriaux-Boucher, M.; Gedney, N.; Halloran, P.; Hinton, T.; Martin, G.: Development and evaluation of an Earth-System model–HadGEM2. In: *Geoscientific Model Development*, 4, 4, 1051–1075, 2011.

Compo, G. P.; Whitaker, J. S.; Sardeshmukh, P. D.; Matsui, N.; Allan, J. R.; Yin, X.; Gleason, B. E.; Vose, R. S.; Rutledge, G.; Bessemoulin, P.; Brönnimann, S.; Brunet, M.; Crouthamel, R. I.; Grant, A. N.; Groisman, P. Y.; Jones, P. D.; Kruk, M.; Kruger, A. C.; Marshall, G. J.; Maugeri, M.; Mok, H. Y.; Nordli, Ø.; Ross, T. F.; Trigo, R. M.; Wang, X. L.; Woodruff, S. D.; Worley, J. S.: The Twentieth Century Reanalysis Project. In: *Quarterly J. Roy. Meteorol. Soc.*, 137, 1–28, <https://doi.org/10.1002/qj.776>, 2011.

Copernicus Climate Change Service (C3S): ERA5: Fifth generation of ECMWF atmospheric reanalyses of the global climate. Copernicus Climate Change Service Climate Data Store (CDS). Stand: 2017, <https://cds.climate.copernicus.eu/cdsapp#!/home>.

Dee, D. P.; Uppala, S. M.; Simmons, A. J.; Berrisford, P.; Poli, P.; Kobayashi, S.; Andrae, U.; Balmaseda, M. A.; Balsamo, G.; Bauer, P.; Bechtold, P.; Beljaars, A. C. M.; van de Berg, L.; Bidlot, J.; Bormann, N.; Delsol, C.; Dragani, R.; Fuentes, M.; Geer, A. J.; Haimberger, L.; Healy, S. B.; Hersbach, H.; Holm, E. V.; Isaksen, L.; Kallberg, P.; Köhler, M.; Matricardi, M.; McNally, A. P.; Monge-Sanz, B. M.; Morcrette, J.-J.; Park, B.-K.; Peubey, C.; deRosnay, P.; Tavolato, C.; Thépaut, J.-N.; Vitart, F.: The ERA-Interim reanalysis: configuration and performance of the data assimilation system. In: *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, 137, <https://doi.org/10.1002/qj.828>, 2011.

DGJa: Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch - Küstengebiet der Nordsee 2013. Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume Schleswig-Holstein, 2014.

DGJb: Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch - Weser- und Emsgebiet 2015. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, 2018.

DGJc: Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch - Elbegebiet, Teil III, Untere Elbe ab der Havelmündung 2014. Hamburg Port Authority, 2015.

EXTREMENESS Gruppe (Ralf Weisse, Iris Grabemann, Lidia Gaslikova, Elke Meyer, Birger Tinz, Natacha Fery, Thomas Möller, Elisabeth Rudolph, Tabea Brodhagen, Arne Arns, Jürgen Jensen, Marius Ulm, Beate Ratter, Jürgen Schaper): Extreme Nordseesturmfluten und mögliche Auswirkungen: Das EXTREMENESS Projekt. In: Die Küste, 87, <https://doi.org/10.18171/1.087110>, 2019.

Feser, F.; Weisse, R.: Multi-decadal atmospheric modeling for Europe yields multi-purpose data. In: Eos, Transactions American Geophysical Union, 82, 28, 305–310, 2001.

FHH Freien und Hansestadt Hamburg - Behörde für Justiz und Gleichstellung: Wasserstände für die Planung öffentlicher Hochwasserschutzanlagen. In: Amtlicher Anzeiger, 63, 1282–1283, 2013.

Ganske, A.; Tinz, B.; Rosenhagen, G.; Heinrich, H.: Interannual and multidecadal changes of wind speed and directions over the North Sea from climate model results. In: Meteorologische Zeitschrift, <https://doi.org/10.1127/metz/2016/0673>, 2016.

Ganske, A.; Fery, N.; Gaslikova, L.; Grabemann, I.; Weisse, R.; Tinz, B.: Identification of extreme storm surges with high-impact potential along the German North Sea coastline. In: Ocean Dynamics, 68, 1371–1382, <https://doi.org/10.1007/s10236-018-1190-4>, 2018.

Gaslikova, L.; Grabemann, I.; Groll, N.: Changes in North Sea storm surge conditions for four transient future climate realizations. In: Nat Hazards, 66, 3, 1501–1518, <https://doi.org/10.1007/s11069-012-0279-1>, 2013.

Gaslikova, L.; Grabemann, I.; Weisse, R.; Groll, N.: Storm surge climatology for the NE Atlantic and the North Sea – where the new RCP 8.5 scenario lead us to? Proceedings of the 14th International Workshop on Wave Hindcasting and Forecasting and Coastal Hazard Symposium, <http://www.waveworkshop.org/>, 2016.

Gerber, M.; Ganske, A.; Müller-Navarra, S. H.; Rosenhagen, G.: Categorisation of meteorological conditions for storm tide episodes in the German Bight. In: Meteorologische Zeitschrift, 25, 447–462, <https://doi.org/10.1127/metz/2016/0660>, 2016.

GFDL Global Atmospheric Model Development Team; Anderson, J. L.; Balaji, V.; Broccoli, A. J.; Cooke, W. F.; Delworth, T. L.; Garner, S. T.: The new GFDL global atmosphere and land model AM2–LM2: Evaluation with prescribed SST simulations. In: Journal of Climate, 17, 24, 4641–4673, 2004.

Hasse, L.: Note on the Surface-to-Geostrophic Wind Relationship from Observations in the German Bight. In: Boundary-Layer Meteorology, 6, 197–201, <https://doi.org/10.1007/BF00232484>, 1974.

Hazeleger, W.; Severijns, C.; Semmler, T.; Ștefănescu, S.; Yang, S.; Wang, X.; Wyser, K.; Dutra, E.; Baldasano, J. M.; Bintanja, R.; Bougeault, P.; Caballero, R.; Ekman, A. M. L.; Christensen, J. H.; van den Hurk, B.; Jimenez, P.; Jones, C.; Källberg, P.; Koenigk, T.; McGrath, R.; Miranda, P.; van Noije, T.; Palmer, T.; Parodi, J. A.; Schmith, T.; Selten, F.;

- Storelvmo, T.; Sterl, A.; Tapamo, H.; Vancoppenolle, M.; Viterbo, P.; Willén, U.: EC-Earth. A Seamless Earth-System Prediction Approach in Action. In: *Bulletin of the American Meteorological Society*, 91, 1357–1364, <https://doi.org/10.1175/2010BAMS2877.1>, 2010.
- Hollweg, H. D.; Böhm, U.; Fast, I.; Hennemuth, B.; Keuler, K.; Keup-Thiel, E.; Lauten-schlager, M.; Legutke, S.; Radtke, K.; Rockel, B.; Schubert, M.; Will, A.; Woldt, M.; Wunram, C.: Ensemble simulations over Europe with the regional climate model CLM forced with IPCC AR4 global scenarios. Technical report 3, Support for Climate- and Earth System Research at the Max Planck Institute for Meteorology, 2008. ISSN 1619-2257.
- Houghton, J. T.; Ding, Y.; Griggs, D. J.; Noguer, M.; van der Linden, P. J.; Dai, X.; Maskell, K.; Johnson, C. A. (Hg.): *Climate Change 2001: The Scientific Basis. Contribution of Working Group I to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. Cambridge University Press, United Kingdom and New York, 2001. ISBN 052101495 6.
- Jensen, J.; Mudersbach, C.; Müller-Navarra, S. H.; Bork, I.; Koziar, C.; Renner, V.: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste. In: *Die Küste*, 71, 123–167, 2006.
- IPCC (Hg.): *Climate Change 2013: The physical science basis. Contribution of working group I to the fifth assessment report of the intergovernmental panel on climate change*. Unter Mitarbeit von Thomas F. Stocker, Dahe Qin, Gian-Kasper Plattner, Melinda Tignor, Simon K. Allen, Judith Boschung et al. Cambridge, United Kingdom and New York: Cambridge University Press, 2013.
- Kalnay, E.; Kanamitsu, M.; Kistler, R.; Collins, W.; Deaven, D.; Gandin, L.; Iredell, M.; Saha, S.; White, G.; Woollen, J.; Zhu, Y.; Chelliah, M.; Ebisuzaki, W.; Higgins, W.; Janowiak, J.; Mo, K.; Ropelewski, C.; Wang, J.; Leetmaa, A.; Reynolds, R.; Jenne, R.; Joseph, D.: The NCEP/NCAR reanalysis project. In: *Bull. Amer. Meteor. Soc.*, 77, 437–471, 1996.
- Kapitza, H.; Eppel, D. P.: Simulating morphodynamical processes on a parallel system. In: Spaulding, M. L.; Butler, H. L. (Hg.): *Estuarine and Coastal Modeling*, 1182–1191. American Society of Civil Engineers, 2000.
- Kistler, R.; Kalnay, E.; Collins, W.; Saha, S.; White, G.; Woollen, J.; Chelliah, M.; Ebisuzaki, W.; Kanamitsu, M.; Kousky, V.; van den Dool, H.; Jenne, R.; Fiorino, M.: The NCEP–NCAR 50-Year Reanalysis: Monthly Means CD-ROM and Documentation. In: *Bull. Amer. Meteor. Soc.*, 82, 247–268, [https://doi.org/10.1175/1520-0477\(2001\)082<0247:TNNYRM>2.3.CO;2](https://doi.org/10.1175/1520-0477(2001)082<0247:TNNYRM>2.3.CO;2), 2001
- KLEVER. Zukunft der Binnenentwässerung: Strategische Ausrichtung in Zeiten des Wandels. Eine Betrachtung für das Verbandsgebiet des I. Entwässerungsverbandes Emden. Stand: Oktober 2019: https://uol.de/fileadmin/user_upload/proj/klever/KLEVER/KLEVER-Ergebnisbroschuere.pdf, 2018.
- Kruhl, H.: Sturmflutwetterlagen. In: *Promet*, 8, 6–8, 1978.
- Küstenausschuß Nord- und Ostsee, Arbeitsgruppe Küstenschutzwerke: Empfehlungen für den Deichschutz nach der Februar-Sturmflut 1962. In: *Die Küste*, 10, 1, 113–130, 1962.
- Lyard, F.; Lefevre, F.; Letellier, T.; Francis, O.: Modelling the global ocean tides: modern insights from FES2004. In: *Ocean Dynamics*, 56, 394–415, 2006.

Nakicenovic, N.; Swart, R., editors: Special Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change on Emission Scenarios. Cambridge University Press, United Kingdom, Summary available online at <http://www.ipcc.ch/pub/reports.htm>, 2000.

NLWKN: Generalplan Küstenschutz Niedersachsen/Bremen - Festland. Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, <http://www.nlwkn.niedersachsen.de>, 2007.

Oumeraci, H.; Gönnert, G.; Jensen, J.; Kortenhaus, A.; Fröhle, P.; Gerkenmeier, B.; Wahl, T.; Mudersbach, C.; Naulin, M.; Ujeyl, G.; Pasche, E.; Dassanayake, D. R.; Burzel, A.: XtremRisk: Extremsturmfluten an offenen Küsten und Ästuargebieten - Risikoermittlung und -beherrschung im Klimawandel. Abschlussbericht, 2012.

Pätsch, J.; Burchard, H.; Dieterich, C.; Gräwe, U.; Gröger, M.; Mathis, M.; Kapitza, H.; Bersch, M.; Moll, A.; Pohlmann, T.; Su, J.; Ho-Hagemann, H.; Schulz, A.; Elizalde, A.; Eden, C.: An evaluation of the North Sea circulation in global and regional models relevant for ecosystem simulations. *Ocean Modelling*, 116, 70–95, <https://doi.org/10.1016/j.oceanmod.2017.06.005>, 2017.

Rockel, B.; Will, A.; Hense, A.: The Regional Climate Model COSMO-CLM (CCLM). In: *Meteorologische Zeitschrift*, 17, 4, 347–348, <https://doi.org/10.1127/0941-2948/2008/0309>, 2008.

Röckner, E.; Bäuml, G.; Bonaventura, L.; Brokopf, R.; Esch, M.; Giorgetta, M.; Hagemann, S.; Kirchner, I.; Kornbluh, L.; Manzini, E.; Rhodin, A.; Schlese, U.; Schulzweida, U.; Tompkins, A.: The atmospheric general circulation model ECHAM5. Part I: model description. MPI - rep 349, Max Planck Institute for Meteorology, 2003.

Rosenhagen, G.; Bork, I.: Rekonstruktion der Sturmflutwetterlage vom 13. November 1872. In: *Die Küste*, 75, 51–70, 2009.

Rudolph, E.: Storm Surges in the Elbe, Jade-Weser and Ems Estuaries. In: *Die Küste*, 81, 291–300, 2014.

Samuelsson, P.; Jones, C.; Willen, U.; Ullerstig, A.; Gollvik, S.; Hansson, U.; Jansson, C.; Kjellström, E.; Nikulin, G.; Wyser, K.: The Rossby-Center-Climate Model RCA3: model description and performance. In: *Tellus A*, 63, 4–23, <https://doi.org/10.1111/j.1600-0870.2010.00478.x>, 2011.

Schaper, J.; Ulm, M.; Arns, A.; Jensen, J.; Ratter, B. M. W.; Weiße, R.: Transdisziplinäres Risikomanagement im Umgang mit extremen Nordsee-Sturmfluten: Vom Modell zur Wissenschafts-Praxis-Kooperation. In: *Die Küste*, 87, <https://doi.org/10.18171/1.087112>, 2019.

Scoccimarro, E.; Gualdi, S.; Bellucci, A.; Sanna, A.; Fogli, R. G.; Manzini, E.; Vichi, M.; Oddo, P.; Navarra, A.: Effects of tropical cyclones on ocean heat transport in a high-resolution coupled general circulation model. In: *Journal of Climate*, <https://doi.org/10.1175/2011JCLI4104.1>, 2011.

Sehili, A. M.; Lang, G.; Lippert, C.: High resolution subgrid models: background, grid generation and implementation. In: *Ocean Dynamics*, 64, 4, 519–535, 2014.

Stevens, B.; Giorgetta, M.; Esch, M.; Mauritsen, T.; Crueger, T.; Rast, S.; Salzmann, M.; Schmidt, H.; Bader, J.; Block, K.; Brokopf, R.; Fast, I.; Kinne, S.; Kornbluh, L.; Lohmann, U.; Pincus, R.; Reichler, T.; Roeckner, E.: Atmospheric component of the MPI-M earth system model: ECHAM6. In: *Journal of Advances in Modeling Earth Systems*, 5, 2, 146–172, <https://doi.org/10.1002/jame.20015>, 2013.

Smith, S. D.; Banke, E. G.: Variation of Sea Surface Drag Coefficient with WindSpeed. In: *Quart. Jour. of the Royal Meteorological Society*, 101, 665–673, 1975.

Stocker, T. F.; Qin, D.; Plattner, G.-K.; Tignor, M.; Allen, S. K.; Boschung, J.; Nauels, A.; Xia, Y.; Bex, B.; Midgley, P. M. et al.: *Climate Change 2013: the physical science basis. Contribution of working group I to the fifth assessment report of the intergovernmental panel on climate change.* Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, 2013.

Taylor, K. E.; Stouffer, R. J.; Meehl, G. A.: An overview of CMIP5 and the experiment design. In: *Bull. Am. Meteorol. Soc.*, 93, 485–498, <https://doi.org/10.1175/BAMS-D-11-00094.1>, 2010.

Uppala, S. M.; Kållberg, P. W.; Simmons, A. J.; Andrae, U.; da Costa Bechtold, V.; Fiorino, M.; Gibson, J. K.; Haseler, J.; Hernandez, A.; Kelly, G. A.; Li, X.; Onogi, K.; Saarinen, S.; Sokka, N.; Allan, R. P.; Andersson, E.; Arpe, K.; Balmaseda, M. A.; Beljaars, A. C. M.; van de Berg, L.; Bidlot, J.; Bormann, N.; Caires, S.; Chevallier, F.; Dethof, A.; Dragosavac, M.; Fisher, M.; Fuentes, M.; Hagemann, S.; Hólm, E.; Hoskins, B. J.; Isaksen, I.; Janssen, P. A. E. M.; Jenne, R.; McNally, A. P.; Mahfouf, J.-F.; Morcrette, J.-J.; Rayner, N. A.; Saunders, R. W.; Simon, P.; Sterl, A.; Trenberth, K. E.; Untch, A.; Vasiljevic, D.; Viterbo, P.; Woollen, J.: The ERA-40 reanalysis. In: *Quart. J. R. Meteorol. Soc.*, 131, 2961–3012, <https://doi.org/10.1256/qj.04.176>, 2005.

van Vuuren, D. P.; Edmonds, J.; Kainuma, M.; Riahi, K.; Thomson, A.; Hibbard, K.; Hurtt, G. C.; Kram, T.; Krey, V.; Lamarque, J.-F.; Masui, T.; Meinshausen, M.; Nakicenovic, N.; Smith, S.J.; Rose, S. K.: The representative concentration pathways: an overview. In: *Climatic Change*, 109, 5, <https://doi.org/10.1007/s10584-011-0148-z>, 2011.

Weisse, R.; Gaslikova, L.; Geyer, B.; Groll, N.; Meyer, E.: coastDat - Model data for science and industry. In: *Die Küste*, 81, 5–18, 2014.

Weisse, R.; Bisling, P.; Geyer, B.; Gaslikova, L.; Hortamani, M.; Groll, N.; Matthias, V.; Maneke, M.; Meinke, I.; Meyer, E. M. I.; Schwichtenberg, F.; Stempinski, F.; Wiese, F.; Wöckner-Kluwe, K.: Climate services for marine applications in Europe. *Earth Perspectives*, <https://doi.org/10.1186/s40322-015-0029-0>, 2015.

Weisse, R.; Plüß, A.: Storm-related sea-level variations along the North Sea coast as simulated by a high-resolution hindcast 1958–2002. In: *Ocean Dynamics*, 56, 16–25, 2006.

Transdisziplinäres Risikomanagement im Umgang mit extremen Nordsee-Sturmfluten – Vom Modell zur Wissenschafts-Praxis-Kooperation

Jürgen Schaper^{1, 4}, Marius Ulm², Arne Arns², Jürgen Jensen², Beate Ratter^{3, 4}, Ralf Weisse⁴

¹ Universität Hamburg, Institut für Geographie, juergen.schaper@uni-hamburg.de

² Universität Siegen, Forschungsinstitut Wasser und Umwelt

³ Universität Hamburg, Institut für Geographie

⁴ Helmholtz-Zentrum Geesthacht, Institut für Küstenforschung

Zusammenfassung

Die Region Emden-Krummhörn in Ostfriesland wird aufgrund ihrer besonderen Lage zur angrenzenden Nordsee von einer Vielzahl hydrologischer Risiken bedroht. Da z. B. große Teile der Region unter dem Meeresspiegel liegen, werden Deiche zum Schutz vor Sturmfluten benötigt. Zudem muss Niederschlag aus dem tiefliegenden Hinterland mit Hilfe von Sielen und Schöpfwerken entwässert werden. Im Zuge des Klimawandels droht sich diese multiple Risikolage von mehreren Seiten zu verschärfen, da Ereignisse wie Starkregen und Sturmfluten zukünftig häufiger und/oder extremer auftreten können. Um diesen steigenden Herausforderungen im Küsten- und Katastrophenschutz zu begegnen, wurden im Forschungsprojekt „EXTREMENESS – Extreme Nordseesturmfluten und mögliche Auswirkungen“ Sturmflutrisiken für die Region Emden-Krummhörn transdisziplinär untersucht. Im vorliegenden Beitrag werden (a) das transdisziplinäre Risikomanagement im Umgang mit extremen, möglichen Nordseesturmfluten in einem Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforum beschrieben und (b) die auf hydrodynamisch-numerischen Simulationen basierenden Schadenspotenzialanalysen vorgestellt, die für die Bewertung und Diskussion der Konsequenzen im Rahmen des Kooperationsforums verwendet wurden. Wissenschaftler und Fachleute aus der Praxis haben dabei zunächst die Risikovorstellungen und -wahrnehmungen sowie unwahrscheinliche Extremereignisse identifiziert (*Was ist denkbar?*), anschließend mögliche Auswirkungen von Katastrophenereignissen auf neuralgische Punkte anhand von Versagensketten entwickelt und numerisch modelliert (*Was passiert, wenn?*) sowie abschließend Handlungsoptionen und Maßnahmen abgeleitet und bewertet (*Was tun?*).

Schlagwörter

Sturmflut, transdisziplinäres Risikomanagement, numerische Überflutungssimulation, Schadenspotenzial, Katastrophenschutz, Emden, Extremereignisse, Klimawandel, Neuralgische Punkte, Kaskadeneffekte, Versagenskaskaden, Szenario-Entwicklung, Multi Stakeholder Workshops, Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforum

Summary

The Emden-Krummhörn region in Eastern Frisia (Lower Saxony, Germany), is threatened by a variety of hydrological risks due to its special location in relation to the adjacent North Sea. Since large parts of the region lie below sea level, dikes are needed to protect against storm surges. In addition, precipitation from the low-lying hinterland must be drained with the aid of sluice gates and pumping stations. In the context of climate change, this multiple risk situation tends to intensify from several sides, as events such as heavy rainfall and storm surges may occur more frequently and/or more severely in the future. In order to meet these growing challenges in coastal and disaster risk management, the research project “EXTREMENESS – Extreme North Sea Storm Surges and their Consequences” transdisciplinarily examined storm surge risks for the Emden-Krummhörn region. In this paper (a) the transdisciplinary risk management in dealing with extreme, but physically possible North Sea storm surges is described in a science stakeholder cooperation forum. Scientists and practitioners first identified risk conceptions and perceptions as well as unlikely extreme events (What is conceivable?), then developed and numerically modeled possible effects of catastrophic events on neuralgic points by means of failure cascades (What happens if?), and finally derived and evaluated options for action and measures (What do?).

Keywords

storm surge, transdisciplinary risk management, numerical flood simulation, damage potential, emergency management, Emden, extreme events, climate change, neuralgic points, cascading effects, cascading failure events, scenario development, multi stakeholder workshops, science stakeholder cooperation forum (SSCF)

1 Einleitung

Im Verbundprojekt „EXTREMENESS – Extreme Nordseesturmfluten und mögliche Auswirkungen“ wurden Sturmflutereignisse untersucht, die extrem selten und höchst unwahrscheinlich, aber potentiell mit extremen Konsequenzen verbunden sind. In Anlehnung an den Begriff des „Black Swans“, der synonym für ein sehr folgenreiches aber unvorhersehbares Ereignis steht (Taleb 2007), wurden im Verbundprojekt physikalisch mögliche Extremereignisse identifiziert: extreme Stürme und daraus folgende Sturmfluten, die allein auf Basis historischer Daten nicht vorhersehbar sind, wohl aber bei Berücksichtigung physikalischer Gesetzmäßigkeiten und Randbedingungen (Lin und Emanuel 2015). Im Gegensatz dazu arbeiten bisherige Untersuchungen zu Nordseesturmfluten hauptsächlich mit extremwertstatistischen Methoden, um zukünftig mögliche Extremereignisse abzuschätzen. Dabei werden Bemessungswasserstände für zuvor festgelegte Eintrittswahrscheinlichkeiten bestimmt (z. B. Arns et al. 2013a, Gönnert et al. 2012). Das Projekt EXTREMENESS geht darüber hinaus und betrachtet extreme meteorologische Bedingungen und Verstärkungsmechanismen, die zu eher unwahrscheinlichen, aber denkbaren Szenarien führen.

Dazu wurden zunächst aus einer Vielzahl existierender Beobachtungsdaten, Reanalysen und Klimaszenarienrechnungen extreme Sturmflutereignisse sowie die zugrundeliegenden meteorologischen Situationen identifiziert/ selektiert. Anschließend wurde mit Hilfe von numerischen Modellstudien untersucht, inwieweit diese Ereignisse innerhalb physikalisch plausibler Grenzen zu noch extremeren Sturmfluten hätten führen können. Dabei wurden z. B. Effekte des Meeresspiegelanstiegs oder der Tatsache, dass der zeitliche Ablauf eines

Sturms unabhängig von der Tidephase ist, berücksichtigt (Ganske et al. 2018, Rudolph et al. 2019). Mit regionalen Stakeholdern der Stadt Emden wurde anschließend eine transdisziplinäre reflexive Bewertung für die extremsten Fälle durchgeführt, wobei Konsequenzen bei unterstelltem Versagen von Schutzanlagen beispielhaft untersucht und in einem sozialwissenschaftlich begleiteten Diskussionsprozess mit Entscheidungsträgern hinsichtlich ihrer regionalen Auswirkungen und möglicher Anpassungsmaßnahmen bewertet wurden.

Das Projekt EXTREMENESS wurde dafür in fünf Teilprojekte (TP) gegliedert, die aufeinander aufbauend und zum Teil miteinander in wechselseitigen Iterationsschritten der übergeordneten Fragestellung nach Auswirkungen extremer Sturmfluten nachgehen. Im vorliegenden Beitrag wird die erfolgreiche Zusammenarbeit zweier konzeptionell wie auch praktisch eng verzahnter Teilprojekte D und E in EXTREMENESS dargestellt. Das Gesamtprojekt EXTREMENESS und die detaillierte Projektstruktur wird im Übersichtsbeitrag von Weisse et al. (2019) in diesem Heft zusammengefasst. Die Untersuchung der meteorologischen und astronomischen Randbedingungen, die zur Genese extremer Sturmfluten beitragen, erfolgte in den TP A, B und C. Die Arbeiten dieser TP werden im Detail im Beitrag von Rudolph et al. (2019) in diesem Heft erläutert und eingeordnet.

Der vorliegende Beitrag befasst sich im Detail mit der Simulation der Konsequenzen extremer Sturmfluten am Beispiel der Stadt und des Umlands von Emden (TP D) sowie dem transdisziplinären Risikomanagementansatz (TP E). Durch eine enge Verzahnung der beiden Teilprojekte konnte zunächst ein Vertrauensverhältnis aufgebaut und ein guter Wissenstransfer zwischen Forschung und Praxis erreicht werden.

Die gelungene interdisziplinäre Zusammenarbeit basierte auf einem engen wissenschaftlichen, dialogorientierten und kooperativen Arbeitsprozess durch ein gemeinsam schrittweise abgestimmtes methodisches und empirisches Vorgehen von Workshop zu Workshop. Die Arbeiten des TP E wurden am Institut für Geographie der Universität Hamburg durchgeführt und sind in Kapitel 2 beschrieben. Das TP D wurde vom Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen bearbeitet und wird in Kapitel 3 erläutert. In Kapitel 4 wird schließlich am Beispiel der Emdener Katastrophenschutzübung im Dezember 2018 gezeigt, wie die Forschungsarbeiten von EXTREMENESS bereits in die Praxis eingeflossen sind und sowohl für die Forschung als auch für die Praxis einen entscheidenden Mehrwert bieten. In Kapitel 5 sind die zentralen Erkenntnisse und Lehren der teilprojektübergreifenden, transdisziplinären Kooperation zusammengefasst.

2 Transdisziplinäres Risikomanagement

Unter *transdisziplinärem Risikomanagement* versteht man den gemeinsamen Umgang von Wissenschaft und Praxis mit Risiken. Es erweitert Risikomanagement in einer integrativen Form (vgl. Gerkenmeier und Ratter 2018). Dabei ist es wichtig, wie nachfolgend gezeigt wird, sich auf ein einheitliches Risikokonzept, eine gemeinsame Problemlage und eine methodische Vorgehensweise zu einigen.

2.1 Konzepte und Problemlage

Das Konzept Risiko ist unscharf und wird in verschiedenen Disziplinen uneinheitlich definiert. Risiko bedeutet sprachgeschichtlich „die Klippe, die es zu umschiffen gilt“ und wird

mit Wagnis, Gefahr, Unsicherheit, Verlust, Nachteil assoziiert (vgl. DWDS 2019). Alltags-sprachlich ist Risiko „eine in gewissem Maße bedrohliche Situation mit ungewissem Ausgang“ (Müller-Mahn 2007). Im Gegensatz zur Gefahr – der Bedrohung von außen – ist Risiko eine selbsteingegangene Bedrohung (Geipel 1992), d. h. Risiken geht man durch Entscheidungen ein, Gefahren ist man ausgesetzt (Reese-Schäfer 1996).

2.1.1 Risikobegriffe und Definitionen

EXTREMENESS unterscheidet die Begriffe „*objektives*“ und „*subjektives*“ Risiko und legt für den Projektzusammenhang folgende Definition fest: Ein objektives Risiko ist eine technisch-mathematisch berechenbare Konstruktion, die sich in der Risikoformel ($\text{Risiko} = \text{Eintrittswahrscheinlichkeit} \times \text{möglicher Schaden}$) ausdrücken lässt (vgl. z. B. Renn 2008). Subjektive Risiken sind „Ergebnisse eines gesellschaftlichen Konstruktionsprozesses“ und mehr als Unsicherheit oder die Abwesenheit von Sicherheit (Beck 1986).

EXTREMENESS-D, -E verwenden das Konzept Risiko als individuelle, subjektive Konstruktion im Rahmen von Schadenspotentialanalysen und des gesellschaftlichen Managements und Umgangs mit diesen Risiken.

Risikomanagement umfasst die Handhabung und den Umgang mit Risiken (vgl. Gerkenmeier et al. 2017): Entscheidungen treffen, Unsicherheiten adressieren, Strategien entwickeln, umsetzen und dabei zwischen unterschiedlichen Interessen vermitteln. Es zielt darauf ab, sich an die Ursachen anzupassen und die Folgen zu mindern und integriert dabei bestehende Risikowahrnehmungen sowie unterschiedliche Interessen, verknüpft multiple Risiken und berücksichtigt gesellschaftliche, politische und kulturelle Rahmungen in einem sozialen Prozess (vgl. UNISDR 2015, DKKV 2000, Gerkenmeier und Ratter 2018).

Transdisziplinarität und deren wissenschaftliche Anwendung als *transdisziplinäre Forschung* ist ein Konzept im Bereich der Nachhaltigkeitswissenschaft. „Transdisziplinäre Forschung liefert Beiträge zur Lösung gesellschaftlich relevanter Probleme. Sie ist dabei zwangsläufig interdisziplinär und vernetzt unterschiedliche Wissenschaftsdisziplinen. Zudem bezieht sie nichtwissenschaftliche Akteure des Problemfeldes in ihre Forschung ein, um zu umsetzbaren Handlungsempfehlungen zu kommen“ (Schneidewind und Singer-Brodowski 2014).

Die Verknüpfung beider Konzepte zu einem *transdisziplinären Risikomanagement* betont das gesellschaftliche Management und den kooperativen Umgang mit möglichen extremen Nordseesturmfluten und die gemeinsame Zusammenarbeit zwischen verschiedenen Disziplinen innerhalb der Wissenschaft (wie Klimaforschung, Küstenbauingenieure und Sozialwissenschaften) als *interdisziplinäre* und darüber hinaus unter Beteiligung nichtwissenschaftlicher Praxisakteure (wie regionale Entscheider und Fachleute im Küsten- und Katastrophenschutz) als *transdisziplinäre* Wissenschafts-Praxis-Kooperation in einem Wissenschafts-Praxis Kooperationsforum in Emden (*Science Stakeholder Cooperation Forum, SSCF*).

2.1.2 Multi-Risiko-Problemlage in der Region Ostfriesland

Die empirische Forschungsregion Emden-Krummhörn in Ostfriesland ist aufgrund ihrer besonderen geographischen Lage und historischen Entwicklung heute gleich von mehreren Risiken im Kontext des Wassers einer dauerhaften Bedrohung ausgesetzt (Ratter und Schaper 2019). Das fruchtbare Marschen-Land war ursprünglich als Teil der Nordsee von

Wasser bedeckt und konnte nur langsam, in einem Jahrhunderte andauernden Kampf der dort lebenden Menschen, dem Meer nach und nach, zunächst durch Warften und später durch Eindeichung, abgerungen werden (Behre 2014). Heute schützen meterhohe Deiche die gesamte Nordseeküste Ostfrieslands. Das dahinterliegende Land liegt in großen Teilen unter dem Meeresspiegel. Es würde ohne die Deiche wie eine „Badewanne“ durch einströmendes, salzhaltiges Nordseewasser volllaufen. Neben der meerseitigen Bedrohung, strömt Wasser noch aus mehreren Richtungen in die Region hinein: Über Niederschläge (Regen, Schnee) von oben, seitlich über Flüsse und Bäche aus dem Binnenland, und als aufsteigendes Grundwasser von unten. Da sich das Wasser in der Region sammelt, muss es ständig durch ein weit verzweigtes Entwässerungsnetz bestehend aus Kanälen, Gräben, Unterschöpfwerken, Schöpfwerken und Sielen nach außen in die Nordsee befördert werden, damit die Region nicht vollläuft. Das überschüssige Wasser kann entweder passiv bei niedriger Tide über Siele ins Meer fließen oder es muss aktiv von Schöpfwerken gegen einen Gradienten ins Meer gepumpt werden. Diese multiple Multi-Risiko-Problem- und Bedrohungslage ist in Ostfriesland dauerhaft gegeben und damit Alltag für die Menschen. Sicherere Deiche hin zur Meereseite und die Regulierung des Wasserstands durch eine ständige Entwässerung im Binnenland von Ostfriesland sind als Daseinsvorsorge für ein sicheres Leben der Menschen in der Region dauerhaft notwendig. In einem fortschreitenden Klimawandel mit einem Meeresspiegelanstieg und einer möglichen Zunahme von extremen Nordseesturmfluten oder Starkregen kann sich diese Gefahrenlage in der Zukunft verschärfen. Diese multiple Bedrohungslage ist Anlass und Ausgangslage für ein transdisziplinäres Realexperiment: die Gründung und Etablierung eines Forums in Emden, in dem Wissenschaft und Praxisakteure aus Küsten- und Katastrophenschutz gemeinsam in einem Prozess miteinander kooperieren und vertrauensvoll zusammenarbeiten, um in einem Gedankenexperiment den Umgang mit dem Undenkbaren und dem Extremen im Sturmflutrisikomanagement in einem geschlossenen und vertrauensvollen Kreis zu erproben und daraus mögliche Konsequenzen für den Küsten- und Katastrophenschutz zu ziehen. Aus der Vielfalt und Heterogenität der Risiken in einer von Wasser aus mehreren Seiten bedrohten Küstenlandschaft erwächst die Notwendigkeit, diese Problemlage gemeinsam von Wissenschaftlern, Fachleuten, Entscheidern und regional Betroffenen in einem kooperativen Lern-, Interaktions- und Diskussionsprozess zu bearbeiten.

2.1.3 Das Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforum (SSCF)

Die Gründung, Gestaltung und Analyse der transdisziplinären Zusammenarbeit in einem SSCF war der Kern des Teilprojekts EXTREMENESS-E, das folgende drei Ziele verfolgte:

- Analyse der bestehenden wahrgenommenen *Risiken* von Akteuren im Küsten- und Katastrophenschutz
- Kooperative Entwicklung von *Handlungsoptionen* im Sturmflutrisikomanagement
- Transdisziplinäre *Kooperation* zwischen Wissenschaft und Fachleuten im SSCF

Das geplante Kooperationsforum sollte ein geschlossener vertrauensvoller Raum für Entscheider und Beteiligte im Küsten- und Katastrophenschutz in Emden, ohne Öffentlichkeit, sein. In einem „freien Gedankenexperiment“ sollten die Mitglieder unwahrscheinliche aber mögliche Sturmflutszenarien gemeinsam denken, durchspielen und bewerten, um im

Dialog mit dem Kooperationsforum mögliche Reaktionsstrategien zu entwickeln, Handlungsoptionen zu bewerten und im transdisziplinären Austausch Horizonte und Handlungsfähigkeit zu erweitern. Die methodische Vorgehensweise zielte auf regelmäßigen Kontakt in Emden, gegenseitigen Wissensaustausch und einen wechselseitigen Lernprozess auf Basis persönlicher Interviews und moderierter Multi-Stakeholder-Workshops (Kapitel 2.2). Die inhaltlichen Rahmenbedingungen im Forum umfassten dabei die Unterscheidung zwischen Vorsorge (Prävention) und Emergency Response (reaktives Management), eine gemeinsame Suche nach sturmflutrelevanten Themen, die Entwicklung relevanter Szenarien und die Bewertung von Maßnahmen zum Sturmflutrisikomanagement. Ein besonderes Augenmerk wurde von Anfang an auf eine vertrauensvolle Zusammenarbeit und auf Vertraulichkeit gelegt: so sollte die Verwertung der Forschungsergebnisse nicht unabhestimmt während des laufenden Prozesses, sondern gemeinsam und im Austausch mit dem Forum im Nachhinein erfolgen. Ziel der Wissenschaft war es, aufgrund der politischen Brisanz des Themas keine Katastrophendramatisierung zu erzeugen und keine Angst in der regionalen Bevölkerung zu schüren.

Das Charakteristikum des SSCF ist die inter- und transdisziplinäre Zusammensetzung seiner Mitglieder. Neben wissenschaftlichen Akteuren aus verschiedenen Fachdisziplinen sind nichtwissenschaftliche Praxisakteure beteiligt. Dabei handelt es sich um Fachleute, Entscheider und Betroffene aus dem Küstenschutz, der Entwässerung und dem Katastrophenschutz in Ostfriesland sowie weitere relevante Akteure aus der regionalen Wirtschaft, der Verwaltung und dem Naturschutz. Die Auswahl der Mitglieder erfolgte im Rahmen der Vorstudie auf Basis qualitativer Interviews. Ziel war es, alle wichtigen Akteure zu beteiligen und zugleich auf ein handbares Maß (von ca. 20 Personen) zu begrenzen, um eine gute kooperative Zusammenarbeit der Mitglieder im Forum zu ermöglichen. Die Tabelle 1 zeigt die Zusammensetzung des SSCF anhand der beteiligten Institutionen in alphabetischer Reihenfolge.

Tabelle 1: Mitglieder im EXTREMENESS-Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforum.

Mitglieder im EXTREMENESS-Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforum (SSCF)
Bund für Umwelt und Naturschutz Deutschland (BUND) Regionalverband Ostfriesland
Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW) Ortverband Emden
Deichacht Krummhörn
Deichacht Moormerland
GASSCO AS Branch Emden
Helmholtz-Zentrum Geesthacht – HZG (Institut für Küstenforschung)
I. Entwasserungsverband Emden
Landkreis Aurich (Deichbehorde, Fachdienst Katastrophenschutz)
Landwirtschaftlicher Hauptverein für Ostfriesland (Kreisverband Norden-Emden)
Niedersachsen Ports Emden
Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN) (Betriebsstelle Aurich, Norden, Forschungsstelle Küste Norderney)
Stadt Emden (Fachdienst Umwelt, Fachdienst Katastrophenschutz)
Universität Hamburg (Institut für Geographie)
Universität Siegen (Forschungsinstitut Wasser und Umwelt – fwu)
Volkswagen Emden
Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt (WSA) Emden

Diese besondere Form einer anwendungs-, dialog- und praxisorientierten Zusammenarbeit verschiedener Fächer, Institutionen und unterschiedlicher Perspektiven sowie persönliche Einschätzungen auf eine regionalspezifische, multiple Risikogemengelage in Ostfriesland erfordert besondere Formen des risikobezogenen Umgangs, der persönlichen Kommunikation und des fachübergreifenden Wissensaustausches. Die Herausforderungen in dem transdisziplinären Forschungsprozess bestanden darin, bei den unterschiedlichen Personen vor Ort und ihren spezifischen Sichtweisen auf die Problemlage anzufangen, ihnen zunächst zuzuhören und sie dann für den weiteren Prozess zu gewinnen und langfristig mitzunehmen. Von diesen Herausforderungen und der methodischen und schrittweisen Vorgehensweise im SSCF wird im folgenden Abschnitt berichtet. Dabei werden die (Forschungs-) Ziele, der Methodeneinsatz und die Durchführung (Kapitel 2.2) sowie die erzielten Ergebnisse (Kapitel 2.3) und abgeleiteten Schlussfolgerungen (Kapitel 2.4) erläutert und begründet.

2.2 Methodische Vorgehensweise

Bei der Vorgehensweise im transdisziplinären Forschungsprozess im Rahmen des Teilprojekts EXTREMENESS-E wurden unterschiedliche Methoden der empirischen Sozialforschung sowie Moderationstechniken und Arbeitsmethoden in Kleingruppen verwendet.

Das Vorhaben EXTREMENESS-E umfasst die transdisziplinäre Bewertung unterschiedlicher (Sturmflut-) Risikomanagementoptionen im Küstenschutz der Region Emden-Krummhörn. Ziel ist die transdisziplinäre Kooperation und Bewertung von (Sturmflut-) Risiken und (Handlungs-) Optionen im Küsten- und Katastrophenschutz. Das TP E gliedert sich in eine Vorstudie und eine Hauptstudie.

2.2.1 Vorstudie: Die Mitglieder und ihre Sichtweisen im Kooperationsforum

Im Rahmen einer Vorstudie wurden mit den potenziellen Mitgliedern des Forums qualitative leitfadengestützte persönliche Face-to-face Interviews einzeln durchgeführt. Ziel war es, vertiefte Sichtweisen und persönliche Einschätzungen der Akteure zur Risikowahrnehmung und zu relevanten Themenbereichen im Kontext von Risikomanagement, Küsten- und Katastrophenschutz in Ostfriesland zu erfahren. Der Gesprächsleitfaden umfasste Fragen zu den folgenden sechs Themen:

1. *Region* (Heimat, Ortsbindung, Probleme und Bedrohungen)
2. *Extreme Sturmfluten* (denkbare Ereignisse, Szenarien, Auswirkungen)
3. *Risikoeinschätzung* (Küstenschutz, Deichsicherheit, Vulnerabilität, Klimawandel)
4. *Risikokonzept* (Maßnahmen, Akteure, Zuständigkeiten, Bevölkerung)
5. *Konflikte* (Streitpunkte, Akteure, Interessen)
6. *Kooperationsforum* (Ziele, Themen, Erwartungen, Wünsche, Mitglieder)

Die Interviews wurden aufgezeichnet, wörtlich transkribiert und analysiert. Sie lieferten differenzierte Akteurssichtweisen und spezifisches Wissen der Akteure, zudem regten sie die Befragten zum Nachdenken über die verschiedenen Themenbereiche an. Dies war wichtig, um bei den Befragten eine Reflexion über extreme Nordseesturmfluten zu initiieren und die Notwendigkeit und Zielsetzung von EXTREMENESS zu verdeutlichen. Die Ergebnisse der Interviews sind in ausgewählter Form in Kapitel 2.3.1 dargestellt.

Überdies ging es insbesondere darum, die Mitglieder kennenzulernen, gemeinsames Vertrauen aufzubauen und sie für den weiteren Prozess im Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforum zu gewinnen. Zudem wurden weitere relevante Akteure abgefragt, um einen vollständigen Kreis aller wichtigen Personen und Institutionen zu erhalten. Zusammengefasst lieferten die Interviews wertvolles Wissen und Einschätzungen zur gesamten Problemlage aus verschiedenen Perspektiven und Institutionen. Dieses umfangreiche aktEURsspezifische Wissen wurde nach qualitativer Datenanalyse und Auswertung der Interviews anhand ausgewählter Ergebnisse gleich zu Beginn des moderierten Workshop-Prozesses den Akteuren im Forum zurückgespiegelt, damit alle Akteure ein gemeinsames, wechselseitiges Problemverständnis hatten. Die Vorstudie war eine unabdingbare Voraussetzung und die Basis für den nachfolgenden Workshop-Prozess im Kooperationsforum im Rahmen der Hauptstudie, da in den persönlichen Gesprächen die vertrauensvolle Beziehung zu jedem Einzelnen geknüpft wurde, die notwendig war, um sich auf den mehrjährigen transdisziplinären Kooperationsprozess einzulassen und dauerhaft mitzuarbeiten.

2.2.2 Hauptstudie: Der Workshop-Prozess im Kooperationsforum

Der mehrjährige Workshop-Prozess im Kooperationsforum bildete den Kern der transdisziplinären Zusammenarbeit im EXTREMENESS-Projekt insgesamt und insbesondere zwischen den Teilprojekten EXTREMENESS-D und EXTREMENESS-E. In einer Reihe von drei moderierten Multi-Stakeholder-Workshops im Zeitraum von 2017 bis 2019 wurden mit den Mitgliedern des SSCF

1. extreme Sturmflutereignisse mit partizipativen Methoden identifiziert,
2. mögliche Auswirkungen dieser Ereignisse mit Hilfe von Szenario-Modellierungen der High-Impact-Events des fwu (TP D) im Kooperationsforum untersucht
3. und mögliche Anpassungsmaßnahmen und Konsequenzen für den Küsten- und Katastrophenschutz abgeleitet und evaluiert.

Ziel war es, schrittweise in einem iterativen Prozess, ausgehend von den Risikovorstellungen der Mitglieder, eine überschaubare Anzahl konkreter Extremereignisse zu identifizieren, die wichtigsten auszuwählen, diese anhand von narrativen Szenarien und Modellierungen zu veranschaulichen, die möglichen Auswirkungen zu analysieren und Handlungsnotwendigkeiten zu formulieren und zu bewerten. Die Workshop-Reihe fand in Emden zu den folgenden Themenbereichen statt:

I. Identifikation extremer Sturmflutereignisse und Risiken – Was ist denkbar?

Im November 2017 wurde das SSCF in der Stiftung Ökowerk Emden gegründet: Im ersten von der Universität Hamburg (UHH – Beate Ratter, Jürgen Schaper) durchgeführten und moderierten Workshop wurden extreme, denkbare Sturmflutereignisse und Risikovorstellungen der Mitglieder in Kleingruppen methodengestützt identifiziert, priorisiert und die drei wichtigsten Sturmflutereignisse anhand von narrativen Szenarien von den Mitgliedern im SSCF analysiert. Die Ergebnisse der Risikovorstellungen und Szenarien waren Grundlage sowohl für die Auswahl und Modellierung der extremen Ereignisse in den TP A-C (Rudolph et al. 2019), als auch für die Versagensmodellierungen (TP D des fwu) und den weiteren Workshop-Prozess in 2018.

II. Mögliche Auswirkungen extremer Nordseesturmfluten – Was passiert, wenn?

Im September 2018 fand der zweite Workshop des SSCF in Emden statt. 20 Fachleute und Entscheider sowie UHH, HZG und fwu haben erneut teilgenommen. Es wurden mögliche Auswirkungen extremer Nordseesturmfluten anhand der drei priorisierten Sturmflutereignisse mit den Mitgliedern im Forum analysiert. Dabei konnten neuralgische Punkte (kritische Stellen und Infrastrukturen wie Strom, Wasserversorgung, Entwässerung, Versorgung, Verkehr, Landwirtschaft u. a.) in der Region Emden-Krummhörn identifiziert werden. Die dynamischen Prozesse dieser möglichen Extremereignisse wurden anhand von Versagenskaskaden (Ereignisketten im Katastrophenfall) von den Mitgliedern antizipiert, diskutiert und mithilfe von numerischen Modellierungen (TP D) simuliert. Zudem wurden Beurteilungskriterien für erfolgreiche Maßnahmen im Katastrophenmanagement von den Akteuren im Forum erarbeitet. Es fand erneut ein intensiver Austausch und eine transdisziplinäre Zusammenarbeit sowie wechselseitiges Lernen zwischen den Praxisakteuren des institutionellen Küstenschutzes und den beteiligten Wissenschaftlern in dem geschlossenen vertrauensvollen Raum im SSCF statt. Die neuralgischen Punkte, Versagenskaskaden, Modellierungen und Beurteilungskriterien waren wichtige Ergebnisse und Grundlage für den dritten Workshop (vgl. dazu Kapitel 2.3.2).

III. Anpassungsmaßnahmen im Sturmflutrisikomanagement – Was tun?

Im dritten und letzten Workshop im März 2019 sollte der Umgang mit möglichen Maßnahmen erprobt und Handlungsnotwendigkeiten für die Praxis abgeleitet werden. Dazu wurde mit den Mitgliedern eine spielerische szenariobasierte Realitätssimulation durchgeführt. Im Planspiel „Schwarzer Schwan“ wurde ein denkbares, sehr extremes Katastrophenszenario schrittweise in mehreren Runden weiterentwickelt. Die Mitglieder verteilten sich auf fünf verschiedene Arbeitsgruppen mit unterschiedlichen funktionalen und räumlichen Zuständigkeiten. Sie mussten in jeder Runde, durch die Auswahl und den Einsatz geeigneter Maßnahmen und Mittel durch Dokumentation auf Moderationskarten und Visualisierung auf einer Metaplanwand die neuralgischen Punkte (kritische Infrastrukturen) in ihren (Zuständigkeits-) Bereichen (Stadt Emden, Hafen, Region Krummhörn, Entwässerung, Landwirtschaft) schützen. Ziel war es, durch die kooperative Zusammenarbeit innerhalb und zwischen den Gruppen sowie einen geeigneten Maßnahmeneinsatz, die Versagenskaskade(n) zu unterbrechen oder aufzuhalten und die neuralgischen Punkte vor dem (System-) Versagen zu bewahren. Das Planspiel lieferte wertvolle Hinweise zur Zusammenarbeit und zeigte Schwachstellen auf. Es gelang den meisten Arbeitsgruppen, aufgrund der hohen Intensität der Ereignisse, des vorgegebenen Zeitdrucks und der Dynamik an Veränderungen in den Versagensketten nicht, die neuralgischen Punkte dauerhaft zu schützen. In der nachfolgenden Diskussion und Reflexion wurden Handlungsnotwendigkeiten diskutiert und Schlussfolgerungen für den Umgang mit Extremereignissen gezogen. Diese zeigten Ähnlichkeiten zu den Erfahrungen der LÜKEX 15 Sturmflutübung insbesondere bei den Themen Evakuierung, Ausfall kritischer Infrastrukturen, Kommunikation und Warnung der Bevölkerung sowie Ressourcenmanagement (vgl. BBK 2019). Im Unterschied zur LÜKEX 2015 wurde der Fokus im Planspiel noch stärker auf den Umgang mit dynamischen Katastrophen bei Versagenskaskaden gelegt.

In der folgenden Abbildung 1 ist die transdisziplinäre Zusammenarbeit der beteiligten Wissenschaftler und der Multi-Stakeholder-Workshop-Prozess im SSCF schematisch dargestellt. Er verdeutlicht die iterative und wechselwirkende Vorgehensweise und die

Verknüpfungen zwischen den Teilprojekten EXTREMENESS-A, -B, -C, -D und -E. Darüber hinaus fand eine weitergehende Verbindung von EXTREMENESS mit der regionalen Praxis im Katastrophenmanagement der Stadt Emden statt.

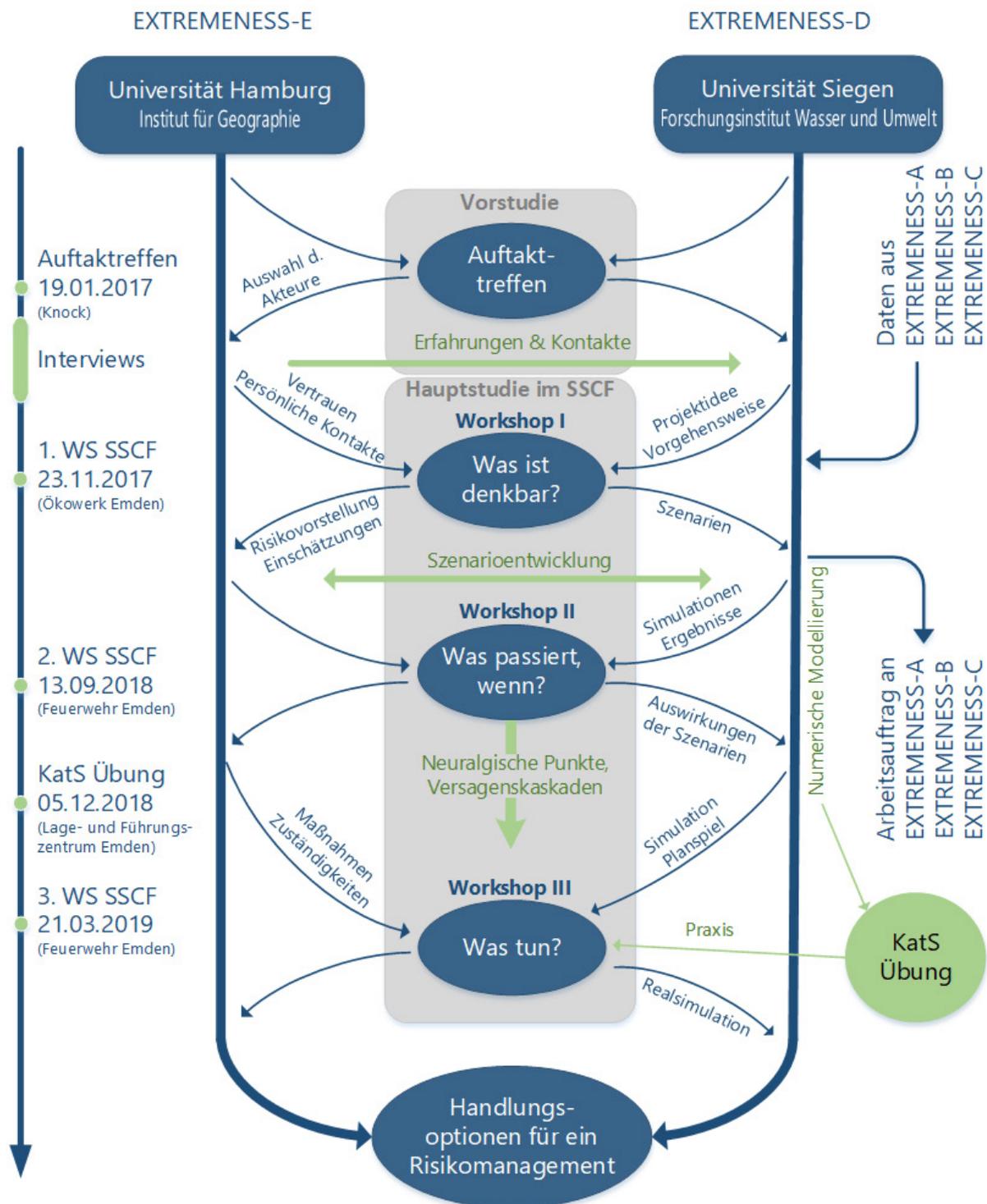


Abbildung 1: Der dreijährige Arbeits- und Forschungsprozess der transdisziplinären Zusammenarbeit im SSCF.

2.3 Ergebnisse

2.3.1 Vorstudie: Ergebnisse qualitativer Leitfadeninterviews

Die folgenden Akteurssichtweisen sind ausgewählte Einschätzungen, die in 15 persönlichen Einzelgesprächen mit potenziellen Mitgliedern des SSCF im Rahmen qualitativer Leitfadeninterviews von der Universität Hamburg vorab erhoben wurden.

Die *Region* Emden-Krummhörn ist Heimat, Zuhause und Arbeitsort für viele Befragte. Leben hinter dem Deich bedeutet direkte Nachbarschaft zum Blanken Hans (der stürmischen Nordsee). Dies ist der Ort, an dem Familie und Freunde leben. Eine weite flache Marschenlandschaft, in der die fruchtbaren Marschböden eine gute Landwirtschaft ermöglichen. Die Region ist wie eine „Badewanne“ in weiten Teilen unter dem Meeresspiegel gelegen, die Menschen sind daher einer dauerhaften naturräumlichen Gefahrensituation ausgesetzt. Die Menschen begegnen sich ehrlich, hilfsbereit und auf Augenhöhe. Die Befragten schätzten die Ruhe und Gelassenheit der Menschen und dass man hier gut leben und arbeiten kann, wo andere Urlaub machen. Insgesamt besteht bei den meisten Befragten eine starke regionale Bindung und große Heimatverbundenheit zur Region. Bei den vergangenen *Sturmflutereignissen* wurde die Allerheiligenflut am 1. November 2006 als besonders bedeutsam wahrgenommen, da sie unerwartet hoch war, „aus dem Nichts kam“ und die Menschen überraschte. Das Wasser drang in den Hafen von Emden und zudem ins Schöpfwerk Knock (Höchstwasserstand: 5,13 m über Normalhöhennull, NHN). Aber, zusammenfassend wurde angemerkt: die Deiche hielten der Bedrohung zum Glück stand und es hätte nach Ansicht der Befragten noch schlimmer kommen können. Bei der *Risikoeinschätzung* bewerten die Befragten die Deichsicherheit und den Küstenschutz heute mehrheitlich als sehr hoch, aber langfristig gilt es, die Finanzierung dafür zu sichern. Die Befragten sind sich der dauerhaften Risikolage bewusst, aber das Sicherheitsgefühl und Vertrauen in den Küstenschutz und die zuständigen Institutionen ist groß. Das derzeitige *Risikokonzept* und die Zusammenarbeit im Küsten- und Katastrophenschutz werden als gut und wirksam eingeschätzt. *Konflikte* oder *gegensätzliche Interessen* werden zwischen Landwirtschaft (Deichsicherheit), Naturschutz, Tourismus und zugezogenen Anwohnern bei den Themen Deichbeweidung (Vieh), Teek (-abfuhr), Kleientnahme, Baumaßnahmen und Pflege der Entwässerungsgräben gesehen. Es wurde betont: Man redet miteinander und kommt insgesamt gut aus. Vom *Kooperationsforum* erhofften sich die Befragten u. a. neues Wissen und wissenschaftliche Erkenntnisse zum Klimawandel und zur Deichsicherheit. Sie wünschten sich einen Austausch mit der Wissenschaft über aktuelle Erkenntnisse, zukünftige Entwicklungen, mögliche Schwachstellen und zu überprüfen, ob die Region wirklich sicher ist oder ob man nachbessern muss.

Die Sichtweisen der Interviewpartner der Vorstudie lieferten tiefgehendes Wissen und ein grundlegendes Verständnis der Akteure auf die gegenwärtigen und zukünftigen Risiken und Herausforderungen im Küstenschutz Ostfrieslands. Sie erzeugten auf beiden Seiten, Wissenschaft und Küstenschutz, eine gemeinsame Wissensbasis und den Aufbau einer wechselseitigen Vertrauensbasis. Beides war unabdingbare Voraussetzung für den geplanten Workshop-Prozess der Hauptstudie. Die Akteure signalisierten alle ihre Bereitschaft, im Forum mitzumachen und das Projekt als Mitglied im SSCF zu begleiten und zu unterstützen.

2.3.2 Hauptstudie: Ergebnisse des Multi-Stakeholder-Workshop-Prozesses

Die Ergebnisse in dem iterativen Workshop-Prozess und die schrittweise und wechselseitig bedingende Zusammenarbeit zwischen den Wissenschaftlern von HZG, UHH und fwu werden in diesem Teil gezeigt. Dabei werden die Ergebnisse und Resultate aus jedem Workshop zusammenfassend dargestellt. Zudem sollen die gemeinsame Zusammenarbeit der Zwischenschritte, d. h. die Nacharbeiten und Vorarbeiten für die Workshops von UHH und fwu als zentrales und erfolgreiches Ergebnis bei der Planung und Durchführung des gelungenen kollaborativen Arbeitsprozesses betont werden.

Workshop I: Identifizierung von Risikovorstellungen und Extremereignissen

Die Risikovorstellungen und Visionen der Akteure zu den schwersten vorstellbaren Extremereignissen wurden im ersten Workshop gesammelt, dokumentiert, priorisiert und anhand von narrativen Szenarien entwickelt. Das Verfahren umfasste mehrere Schritte und Methoden im Wechsel von Präsentationen, Kleingruppenarbeit und moderierten Gruppendiskussionen. Die folgende Tabelle 2 zeigt die Auswahl und letztlich die Priorisierung der identifizierten Extremereignisse durch die Akteure. Die drei in fett markierten Ereignisse sollten anschließend im Projekt konkretisiert und weiterverfolgt werden.

Tabelle 2: Auswahl und Priorisierung der identifizierten Extremereignisse durch die Akteure. Die drei fett markierten wurden im Projekt weiterverfolgt.

Identifizierte Extremereignisse und Priorisierung		
<i>Sturmflutereignisse (gesammelt)</i>	<i>Priorisierung</i>	<i>Bewertungspunkte</i>
Serie von kurz aufeinanderfolgenden Sturmfluten (Kette)		25
Eisdruck auf Deiche oder technische Bauwerke		3
Sommersturmfluten		2
Schiffshavarie in Deich einbrechend		15
Langanhaltende Niederschläge		1
Schäden im Deich durch Tiere (Nutria)		4
Beschleunigter Meeresspiegelanstieg		14
Technisches Versagen von Sperrwerken, Schleusen		15
Politische Fehlentscheidungen		0
Terrorangriff / Hackerattacken		0
Überspülung der Deiche auf längeren Abschnitten		4
Stromausfall / Versagen der Kommunikation		3
Falsche Wetter- oder Sturmflutvorhersagen		0
Epidemien, Seuchen		0
Fernwellen		7
Geotektonische Veränderungen (Gasentnahmen)		5
Ästuarerweiterung		0

Diese Extremereignisse (Serie von Sturmfluten bzw. Ketten-Sturmflut, Schiffshavarie und Technisches Versagen) wurden anschließend in den Arbeitsgruppen in Bezug auf mögliche Auswirkungen auf die Bereiche Mensch und Gesellschaft, Wirtschaft und Infrastruktur, Natur und Umwelt, Politik und Verwaltung diskutiert und daraus narrative Szenarien auf

der Metaplanwand entwickelt. Die entwickelten Narrative der Szenarioentwicklung werden nachfolgend wiedergegeben:

Szenario 1: Bei dem Szenario „*Ketten-Sturmfluten*“ treten drei extreme Sturmflutereignisse hintereinander *im Dollart* in einer Sturmflutkette auf. (Der erste Sturm verursacht eine Vorfüllung der Bucht mit Wasser durch Wind aus Nord-West. Der zweite Sturm mit Wind aus Nord bewirkt den Stau in der Ems. Und drittens tritt zudem ein Extremereignis, eine Springtide oder Fernwelle, über eine Dauer von 48 Stunden und Windgeschwindigkeiten > 30 m/s auf.) Es werden die Auswirkungen auf das Binnenland betrachtet unter der Vorgabe, dass der Deich hält (bzw. nicht bricht) und der Küstenschutz funktioniert. Ein Deichbruch und Versagen der Küstenschutzsysteme war in dem Szenario für die Beteiligten weder vorstellbar noch akzeptabel.

Szenario 2: Bei dem Szenario „*Schiffshavarie*“ (in den Deich einbrechend) treibt ein manövrierunfähiges Schiff infolge des Sturms in den Deich oder verliert Ladung (z. B. Container), die den Deich schädigen kann. Das Schiff kann dabei selbst in den Deich geraten. Der Ort der Deichschädigung ist dabei egal, da sich das Wasser prinzipiell immer am tiefsten Ort sammeln wird. Entscheidend aus Sicht der Akteure ist nicht, wo der Deich bricht, sondern wie groß das Loch ist, durch das das Wasser einströmt. Kleinere Elemente werden als gefährlicher angesehen, weil größere gleichzeitig auch eine blockierende Wirkung haben können. Problematisch wird es aus Sicht der Akteure, wenn der Sandkern der Deiche offengelegt wird und/oder Öl austritt. Für die weitere Betrachtung im Projekt soll sich die Schiffshavarie mit Deichbruch an der Krummhörner Westküste am Schardeich (ohne schützendes Vorland) *beim Campener Leuchtturm* ereignen.

Szenario 3: Das Szenario „*Technisches Versagen*“ bezieht sich auf das technische Versagen der Öffnungs- und Schließmechanismen von technischen Küstenschutzbauwerken (Schleusen, Sperrwerke oder Deichscharte) während einer Sturmflut. Hier wird das Versagen der *Großen Seeschleuse* in Emden betrachtet. Der Zeitpunkt im Worst-Case ist zwei Stunden vor Tide-Hochwasser. Durch den steigenden Wasserdruck kann die geöffnete Schleuse kaum noch manuell reguliert werden. Wasser strömt dann aus der Ems durch die Öffnung in den Emdener Binnenhafen und weiter in die Stadt Emden.

Besonders gewinnbringend und aufschlussreich waren die transdisziplinären Diskussionen zwischen den Wissenschaftlern und Fachleuten bei der Identifizierung der Risikovorstellungen und Extremereignisse: Es wurde dabei deutlich, dass die beteiligten Wissenschaftler vorher andere Extremereignisse (besonders hohe Sturmfluten) im Blick hatten, als die die Fachleute im SSCF priorisierten (besonders lange Sturmfluten, Ketten-Sturmfluten, und Ereignisse höherer Gewalt). Für die Identifizierung und Konkretisierung der Extremereignisse, war der gewählte, szenariobasierte Ansatz der UHH besonders geeignet und hilfreich für den weiteren Prozess. Die identifizierten Extremereignisse wurden von allen gemeinsam entwickelt und getragen.

Die Szenarien wurden in Steckbriefen als narrative Erzählungen dokumentiert. Sie waren Grundlage für die Betrachtung möglicher Auswirkungen in und für die Region Emden-Krummhörn.

Workshop II: Entwicklung der Auswirkungen von Extremereignissen auf Versagenskaskaden und neuralgische Punkte

Im zweiten Workshop zum Thema „Mögliche Auswirkungen extremer Sturmflutereignisse – Was passiert, wenn?“ wurden die drei ausgewählten Extremszenarien aus dem ersten Workshop anhand ihrer Auswirkungen, denkbarer Ereignisabfolgen und kaskadischer Verkettungen auf neuralgische Punkte in der Region weiterentwickelt. Ziel war es, a) in drei transdisziplinär zusammengesetzten Arbeitsgruppen, für jedes einzelne Katastrophenszenario die Identifizierung der neuralgischen Punkte, die betroffen wären, wenn das jeweilige Extremereignis auftritt und b) die Erarbeitung von Versagenskaskaden für das Szenario in jeder Arbeitsgruppe. Ein neuralgischer Punkt ist eine kritische Stelle oder Infrastruktur in der Region, die besonders vulnerabel ist oder deren Ausfall besonders weitreichende Folgen haben. Versagenskaskaden sind verkettete Ereignisabfolgen (Ereignisketten), bei denen das primäre Ereignis (das Katastropheneignis) weitere sekundäre Ereignisse auslösen kann (Dominoeffekt) oder sich zunehmend selbst verstärkt (Lawineneffekt). Kaskadierende Katastrophen sind Extremereignisse, in denen Kaskadeneffekte im Laufe der Zeit zunehmen und unerwartete sekundäre Ereignisse von starker Wirkung erzeugen (als Beispiel hierfür sei die in Folge eines Tsunamis entstandene Nuklearkatastrophe von Fukushima im Jahr 2011 genannt). Diese sekundären Ereignisse sind mindestens so ernst wie das ursprüngliche Ereignis und tragen zur Dauer und zum Ausmaß der Katastrophe bei. Kaskadierende Katastrophen zeigen Schwachstellen (neuralgische, kritische Punkte) und Verwundbarkeiten der menschlichen Gesellschaft (vgl. Pescaroli und Alexander 2015).

Nachfolgend sind die identifizierten neuralgischen Punkte und die entwickelten Versagenskaskaden für jedes Szenario in der Region der Arbeitsgruppen dargestellt:

Neuralgische Punkte und Versagenskaskade im Szenario „Ketten-Sturmfluten“

Das Szenario Ketten-Sturmfluten erzeugt an der gesamten Küstenlinie sehr hohe Wasserstände über mehrere Tidehochwasser hinweg mit Überspülungen und Überflutungen an den niedrigsten Stellen oder an den Schädstellen nicht mehr wehrhafter, aufgeweichter Deiche. Das Wasser verteilt sich von dort in den Kanälen und Gräben des Entwässerungsnetzes flächig und sammelt sich zunächst an den niedrigsten Stellen in der gesamten Region Krummhörn und der Stadt Emden, die langsam vollläuft und überflutet. Neuralgische Punkte sind in der Region die besonders tiefliegenden *Ortschaften*, das *Entwässerungssystem* mit Sielen, Schleusen und Schöpfwerken (Greetsiel, Leysiel, Knock und Borssum), die *Stromerzeugung und Versorgung* (Kraftwerke, Umspannwerke und Transformatoren) und die *Wasserversorgung* (Klärwerk und Wasserspeicher). Weiterhin können die Gasversorgungseinrichtungen der GASSCO sowie die *Straßen und Schieneninfrastrukturen* in Stadt und Region überflutet werden. Damit sind die Verkehrswege unterbrochen. *Ländliche* wie landwirtschaftliche Flächen, Betriebe und Viehzucht, und *städtische Wirtschaftsstandorte* wie Volkswagen und der *Emder Hafen* sind ebenfalls neuralgische Punkte, die überflutet werden können. Straßenzüge stehen unter Wasser und behindern den Verkehr. Der Stromausfall führt zu starken Einschränkungen im gesellschaftlichen Leben, da beispielsweise Türen und Kassen in Supermärkten und viele andere öffentliche Einrichtungen nicht mehr funktionieren.

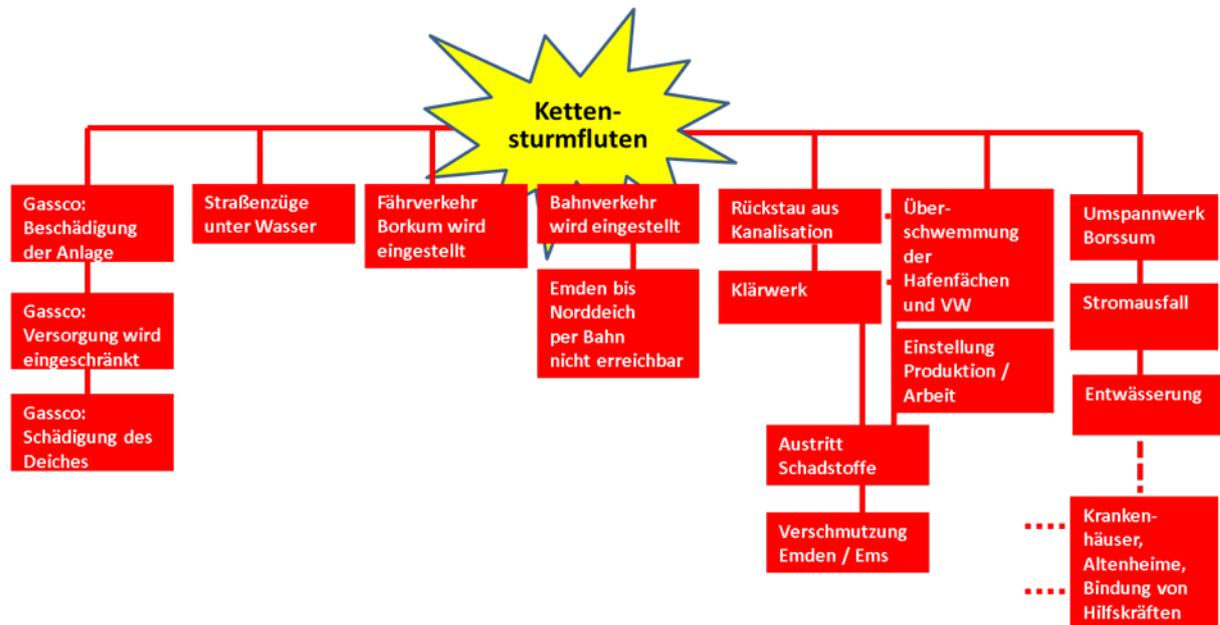


Abbildung 2: Versagenskaskade Szenario „Ketten-Sturmfluten“.

Neuralgische Punkte und Versagenskaskade im Szenario „Schiffshavarie“

Beim Szenario Schiffshavarie mit Deichbruch an der Krummhörner Westküste sind es die angrenzenden *betreffenen Ortschaften*, die in der Gefahrenlage zu evakuieren sind. Eine Evakuierung der regionalen *Viehbestände* in der Krummhörn wird vermutlich kaum möglich sein. Die *landwirtschaftlichen Flächen* und *Gräben* werden geflutet und können zudem auch nicht mehr als Lieferant für Futter und Trinkwasser für das Vieh dienen. In den regionalen *Gasanlagen* (Gaskavernen und Verdichtungsanlagen) wird Gas unterirdisch komprimiert gelagert und in einem Leitungsnetz bis nach Nordrhein-Westfalen geleitet. Unklar ist, was im Überflutungsfall dort passiert. Ein *Stromausfall* bedroht die *Pumpen der Schöpfwerke*, die *Melkmaschinen* der Viehzucht. Folgen der Überflutung wären Verlust von Tieren (Seuchengefahr), Versalzung von Ackerböden und Binnengewässern, Überflutung der Umspannwerke und Transformatoren. Der Stromausfall erzeugt weitreichende wirtschaftliche und soziale Folgen in der gesamten betroffenen Region.

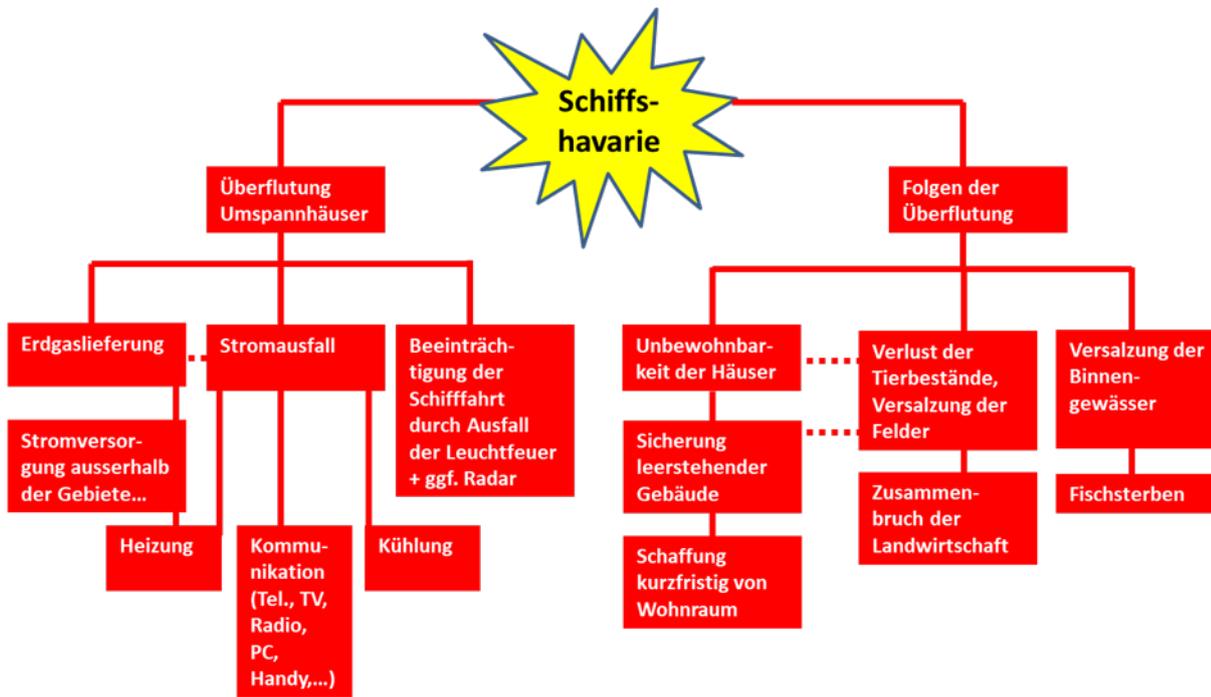


Abbildung 3: Versagenskaskade Szenario „Schiffshavarie“.

Neuralgische Punkte und Versagenskaskade im Szenario „Technisches Versagen“

Das Szenario Technisches Versagen der Großen Seeschleuse betrifft zunächst besonders die Stadt Emden und den Emdener Hafen, da hier das Wasser zuerst einströmt und sich ausbreitet, aber im weiteren Verlauf auch in der Region in die Fläche fließt. Ein besonderer Fokus lag bei diesem Szenario auf dem Gefährdungspotenzial von freigesetzten Giftstoffen und deren Auswirkungen. Bei der Kaskade wurden daher Umweltauswirkungen, Auswirkungen auf die Verkehrsinfrastruktur und die Wasserversorgung unterschieden. Für jeden Bereich wurden Verkettungen von Folgeereignissen und Konsequenzen für Menschen, Tiere, Umwelt und Infrastrukturen abgeleitet.

Neuralgische Punkte in der Stadt sind *Infrastruktureinrichtungen*, wie Straßen, Umspannwerke, Eisenbahnlinien, Klärwerk, das Reserveschöpfwerk Borssum. Zudem sind *soziale Einrichtungen* wie Schulen, Altenheime, die Feuerwehr und das Krankenhaus gefährdet. Neuralgische Punkte im Hafen sind ein Bauhof, ein Biomassekraftwerk, Düngerlager, die Treibstofftankanlage, eine Müllverladestation, eine Raffinerie und der Trinkwasserspeicher. Eine Überflutung im Hafen ist besonders gefährlich durch die mögliche Freisetzung von Giftstoffen (Chemie, Müll, Dünger, Öl).



Abbildung 4: Versagenskaskade „Technisches Versagen Seeschleuse“.

Für alle drei Szenarien kann festgehalten werden, dass drei wesentliche Klassen neuralgischer Punkte identifiziert wurden:

- kritische Infrastrukturen* (Strom, Gas, Wasser und Entwässerung einschließlich, wirtschaftlicher Produktionsstandorte (VW, Hafen, Landwirtschaft) und Verkehrsinfrastrukturen (Straße, Schiene), deren Ausfall weitreichende Folgen für die Region hat,
- gemeinschaftliche Versorgungseinrichtungen* (Altenheime, Schulen, Krankenhaus),
- direkte Nähe* (Ortschaften) und unmittelbare Betroffenheit (Mensch, Flächen, Vieh) zum Katastrophenereignis.

In der anschließenden Diskussion der Szenarien und den möglichen Auswirkungen deuteten einzelne Mitglieder im SSCF an, dass ihnen die entwickelten Extremereignisse nicht extrem genug waren. Die Szenarien seien alle noch im Bereich des Denkbaren. Da das Projekt EXTREMENESS aber das Undenkbare, Extreme bearbeiten wolle, wurden dazu die drei ausgewählten Szenarien in ihrem Verlauf in einer fortschreitenden Katastrophe miteinander kombiniert. Die Kombination und Wechselwirkung aller drei Extremereignisse in einem parallelen Zeitverlauf sollte ein sehr seltenes, aber mögliches Gesamt ereignis erzeugen. Aus der Diskussion konnten folgende Schlussfolgerungen gezogen werden: Die Auswirkungen der drei Versagensereignisse nähern sich im Zeitverlauf und in der Wirkung für die Gesellschaft an. Nicht die Extremereignisse allein sind das zu bewältigende Problem im Katastrophenschutz, sondern lediglich der primäre Impuls und Auslöser für weitere

nachfolgende Ereignisse und Versagensketten. Die Probleme entstehen durch die Verwundbarkeit von Mensch, Tier und Infrastruktur. Verwundbarkeiten entscheiden über die Dauer und das Ausmaß einer Katastrophe.

Für den weiteren Prozess im SSCF stellte sich die Frage, welche Folgen die identifizierten neuralgischen Punkte und die entwickelten Versagenskaskaden für Prävention und Notfallplanung im Katastrophenmanagement haben und in welcher Form sie bei der Maßnahmenplanung berücksichtigt werden können.

Workshop III: Ableitung von Maßnahmen im Katastrophenmanagement beim Umgang mit Extremereignissen im Planspiel „Schwarzer Schwan“

Der dritte Workshop diente der Erprobung des Umgangs mit kaskadischen Extremereignissen im Katastrophenmanagement. Übergeordnetes Ziel war es, ausgehend von einem Katastrophenereignis die vier Schritte im Katastrophenmanagement (vgl. González-Riancho et al. 2014): Notfallmaßnahmen (*Emergency response*), Wiederherstellung (*Recovery*), Anpassung (*Longterm adaptation*) und Vorsorge (*Preparedness*) bei dynamischen Versagenskaskaden spielerisch in einem Realexperiment zu üben und nachfolgend zu bewerten: In einem gemeinsam von der UHH und fwu entwickelten und ausgestalteten Planspiel, dem ein in den TP A-C identifiziertes und modelliertes Extremereignis zugrunde liegt, haben die Akteure im dritten Workshop deshalb spielerisch in einer Realitätssimulation das Katastrophenmanagement und den Maßnahmenereinsatz während eines Extremereignisses geübt. Ziel des Workshops war 1) die Identifizierung erfolgreicher Maßnahmen zur Unterbrechung der Versagenskaskaden insbesondere an neuralgischen Punkten und 2) Schlussfolgerungen für Prävention und Notfallplanung. Impulsgeber für das Planspiel war auch die teilnehmend beobachtete Katastrophenübung der Stadt Emden, die im Vorfeld des Workshops stattfand und in der der Umgang mit einem abgewandelten Szenario geübt wurde (siehe Kapitel 4). Im dritten Workshop wurde im Verlauf des Planspiels ein Multi-Katastrophenszenario in 14 Spielrunden vorgegeben. Dazu wurde der zeitliche Ablauf einer Sturmflutserie vorgegeben, in den schrittweise immer neue Ereignisse eingespielt wurden. Das Planspiel beinhaltete alle priorisierten Extremereignisse aus dem ersten Workshop und die neuralgischen Punkte und Versagenskaskaden aus dem zweiten Workshop. Es wurden fünf Kleingruppen gebildet, deren Zuständigkeit der Schutz unterschiedlicher neuralgischer Punkte war. Aufgabe war es, im Spielverlauf Maßnahmen zu identifizieren, zu treffen und einzusetzen, die die Versagenskaskade an den neuralgischen Punkten unterbrechen können. Ein Infoboard des fwu lieferte in jeder Spielrunde die zeitlich fortschreitende Entwicklung des Wasserstands (Ganglinie) sowie deren „Vorhersage“ für den nächsten Spielschritt und Informationen zur „Lage“, (Karten von Überflutungssimulationen infolge der Versagensereignisse). Den Gruppen standen dabei nur eine begrenzte, aber realistische, Ausstattung an Material, Personal und Finanzen, zur Verfügung, mit denen Maßnahmen eingeleitet werden konnten. Jede Gruppe verfügte zudem über eine topografische Karte des Gebietes mit den zu schützenden neuralgischen Punkten und eine Metaplanwand, auf der in jeder Runde der Maßnahmenereinsatz auf Karten notiert und gesammelt wurde. Während des Spiels hatten die Gruppen zudem die Möglichkeit der Kommunikation und Kooperation mit den anderen Arbeitsgruppen. Der Spielverlauf beinhaltete eine vorgegebene hohe Dynamik der Veränderungen und erzeugte damit beabsichtigten Zeitdruck bei den Beteiligten. Im Anschluss an das Spiel erfolgte eine Reflexion zur Aufarbeitung in den Gruppen (Fragen: Wurden die neuralgischen Punkte erfolgreich geschützt?

Wurde die Versagenskaskade unterbrochen? Was ist gut und nicht gut gelaufen? Was sollte anders laufen?) und im Plenum (Fragen: Welche Maßnahmen wurden (nicht) umgesetzt? (Wie) wurden die Probleme gelöst? Wurde die Versagenskette unterbrochen? War die Arbeit kooperativ?). Zudem wurden die Themen Verantwortung und Zuständigkeit sowie planerische und bauliche Vorsorgemaßnahmen (Prävention) diskutiert (Fragen: Welche Maßnahmen sind entscheidend, um die Kettenreaktionen zu verhindern oder zu unterbrechen? Welche Handlungsnotwendigkeiten ergeben sich für die Praxis? Wer muss was machen? Was muss getan werden?).

Diskutiert wurden für den Bereich planerische und bauliche Vorsorgemaßnahmen unter anderem der Einsatz mobiler Hochwasserschutzmaßnahmen, die rechtzeitige Information und Warnung der breiten Bevölkerung über geeignete Kanäle (Handy-App KAT-WARN, Mundpropaganda), die Öffentlichkeitsarbeit und Bildung an Schulen, Freiwilligenausbildung (Möglichkeiten und Grenzen), technische Sicherungssysteme (doppelte Pumpleistung) in der Entwässerung und stabile Deiche im Küstenschutz. Als Schlussfolgerungen für Handlungsnotwendigkeiten in der Praxis sowie Verantwortlichkeiten und Zuständigkeiten wurden genannt:

- mehr Schöpfleistung in der Entwässerung und mehr Redundanzen (Pumpen, Notstrom) sowie Schaffung der dafür notwendigen gesetzlichen Grundlagen
- Strom müsste stärker autark und dezentral verfügbar sein (z. B. in Krankenhäusern und in landwirtschaftlichen Viehzuchtbetrieben für Melkmaschinen)
- mehr Personal insbesondere im Hafen sinnvoll

Bei der Frage der Verantwortlichkeit wurde dies als eine gesellschaftliche Aufgabe angesehen, d. h. eine Verbände-Politik-Verwaltungsverantwortung. Fazit des dritten Workshops war, dass die neuralgischen Punkte zwar vereinzelt geschützt werden konnten, aber die Versagenskaskade aufgrund der großen Auswirkungen und der hohen Dynamik der Ereignisse nicht gestoppt werden konnte. Aus Sicht der Akteure wurde festgehalten, dass Vorbereitung (Prävention) wichtig und notwendig, aber nicht ausreichend ist. Prävention ist nicht gleich Schützen, d. h. notwendige Maßnahmen zur Vorbeugung und Verhütung können nicht unbedingt ausreichenden Schutz vor Versagensketten in dynamischen Katastrophen bieten, da die Auswirkungen und die Dynamik der multiplen Ereignisse zu hoch sind. Zudem wurde in der abschließenden Diskussion gemeinsam betont, dass Küstenschutz und Entwässerung immer zusammengehören und daher auch zusammen gedacht werden müssen.

2.4 Schlussfolgerungen zur transdisziplinären Zusammenarbeit

Zum Abschluss von Kapitel 2 werden die Erkenntnisse aus der transdisziplinären Kooperation für die beteiligten Wissenschaftler und Praxisakteure vorgestellt und der kooperative Mehrwert für die Akteure bilanziert. Welche Lehren (*Lessons Learnt*) und Schlüsse können aus der mehrjährigen transdisziplinären Zusammenarbeit im SSCF für die Zukunft gezogen werden?

1. *Interesse und Offenheit*: Zu Beginn des Prozesses war die gegenseitige Skepsis der Praxisakteure gegenüber den Wissenschaftlern noch vergleichsweise groß. Auf einem ersten Vorbereitungstreffen am Schöpfwerk Knock deuteten die Fachleute der Deichachten und der Entwässerungsverbände an, dass sie das Projekt

EXTREMENESS gerne unterstützen, Interesse an wissenschaftlichen Erkenntnissen haben und deshalb offen sind, aber sich auch einen praktischen Mehrwert für den regionalen Küstenschutz davon wünschen. Je länger der Prozess andauerte, desto größer wurde die gegenseitige Offenheit und Anerkennung auf allen Seiten.

2. *Vertrauen und Vertraulichkeit*: Ein Schlüssel für das Gelingen war das gegenseitige Vertrauen der Akteure untereinander (vgl. Edmondson und Levy 2019). Dieses war nicht von Anfang an da, sondern musste auf allen Seiten langsam wachsen und gebildet werden. Als vertrauensbildende Maßnahme werden die persönlichen Interviews der Vorstudie gewertet. Die Interviews waren die entscheidende Vorarbeit, um die Menschen kennenzulernen, akteursbezogenes Wissen und persönliche Sichtweisen zu erfahren, eine vertrauensvolle Beziehung aufzubauen und die Mitglieder für das SSCF zu gewinnen. Wichtig war ebenso der ehrliche Umgang miteinander während des Projektverlaufs. Mit dem Forum wurde ein vertrauensvoller, geschlossener Raum geschaffen und etabliert (vgl. dazu Gerkenmeier et al. 2017), in dem alle Beteiligten jederzeit frei denken, reden und handeln konnten, ohne Angst haben zu müssen, dass etwas Kritisches oder Udenkbares an Öffentlichkeit oder Medien gelangt. Es galt während des Prozesses die Vereinbarung, dass nichts ohne Zustimmung der Mitglieder das Forum nach außen verlässt. Nach dem letzten Workshop waren die Teilnehmer damit einverstanden und haben es sich auch gewünscht, dass die Ergebnisse publiziert werden.
3. *Menschen*: Die Bewohner der Region sind unserer Erfahrung nach charakterlich besonders kooperativ. In allen persönlichen Begegnungen der Zusammenarbeit waren sie immer sehr hilfsbereit, offen, zugewandt und kooperativ – niemals strategisch, ablehnend oder abweisend. Im Zuge des fortschreitenden Prozesses verstärkte sich diese Wahrnehmung und war entscheidend zum Gelingen im SSCF.
4. *Konfliktfähigkeit und Umgang*: Es gab zwischen den Akteuren unterschiedliche Meinungen und Vorstellungen in den Diskussionen, die aber nie einseitig, negativ oder destruktiv verhandelt wurden. Im Kern wurde bei der gemeinsamen, diskursiven Problembearbeitung immer „am gleichen Strang gezogen“, auch wenn sich Meinungen unterschieden haben.
5. *Wissen und voneinander lernen*: Die Workshops erzeugten einen moderierten Arbeits- und sozialen Lernprozess im Forum. Beide Seiten – Wissenschaft und Praxis – hatten ausreichend Zeit, um Wissen auszutauschen, Erfahrungen und Sichtweisen zu wechseln, Perspektiven des andern zu verstehen und in einem methodisch gesteuerten Prozess im Wechsel von Interviews, Vorträgen, Gruppenarbeit, Diskussionen, Exkursionen und informellen Runden (Pausengespräche und Mahlzeiten) in persönlicher Kommunikation und guter Atmosphäre miteinander zu reden und voneinander zu lernen. Wichtig war, dass jeder reden konnte und gehört wurde.
6. *Transdisziplinäre Vernetzung*: Die persönlichen Begegnungen und Diskussionen im kleinen Kreise in den Workshops förderten die Verknüpfung von Beziehungen und transdisziplinäre Vernetzung zwischen den Experten in Wissenschaft und Praxis. Die Netzwerkbildung förderte, dass die Akteure zukünftig bei

Sturmfluten bereits bestehende und erweiterte Netzwerke reaktivieren können und schnell im Risikomanagement handeln können. Zudem war die sehr gute interdisziplinäre Zusammenarbeit der wissenschaftlichen Partner entscheidend, für den gelungenen Workshop-Prozess im SSCF.

7. *Das „undenkbare“ Gedankenexperiment:* Ein entscheidender Grund für die erfolgreiche Zusammenarbeit war die Bereitschaft aller Beteiligten, sich auf das Experiment einzulassen, gemeinsam in einem mehrjährigen iterativen Arbeits- und Kooperations-Prozess, das Extreme und Undenkbare zu denken, Szenarien zu entwickeln und daraus Handlungsnotwendigkeiten und Konsequenzen zu ziehen. Dieser kontinuierliche Arbeitsprozess auf Basis von gegenseitigem Vertrauen, Verlässlichkeit, Ausdauer, Motivation und Dialog erzeugte die Offenheit, etwas Neues zu wagen, Undenkbares zu denken und auszuprobieren. Die Überwindung von gedanklichen Schranken und Grenzen im Kopf etablierter Routinen der Akteure war für manche eine große Herausforderung, aber letztlich ein entscheidender Erfolgsfaktor der transdisziplinären Zusammenarbeit.

Erfolgreiche transdisziplinäre Zusammenarbeit im Risikomanagement braucht einen langfristigen, sozialen Arbeits-, Kommunikations- und Interaktionsprozess auf Basis von Vertrauen, Erfahrung, Wissen und Kontinuität (vgl. Gerkenmeier und Ratter 2018).

3 Risikoanalyse möglicher Auswirkungen

Ein wesentlicher Grundstein der diskutierten transdisziplinären Zusammenarbeit war eine begleitende Risikoanalyse, d. h. die Abschätzung und Auswertung potenzieller Konsequenzen extremer Nordseesturmfluten. Aufgrund der Multi-Risiko-Situation in der Region Emden-Krummhörn (vgl. Kapitel 2.1.2) sind detaillierte Untersuchungen erforderlich, um das Schadenspotenzial zu erfassen und mögliche Gegenmaßnahmen zu entwickeln. Im Rahmen früherer Forschungsprojekte wurden in der Modellregion bereits Untersuchungen zum Entwässerungsmanagement (Projekt KLEVER, Bormann et al. 2018, Spiekermann et al. 2018), zur drohenden Grundwasserversalzung (Projekt SAL TSA, Karrasch und Schaper 2017) und zur nachhaltigen Landnutzung (Projekt COMTESS, Förster et al. 2015) durchgeführt. Die Betrachtung extremer Sturmfluten als weitere Gefahrenquelle rundet diese bereits durchgeführten Untersuchungen mit Blick auf die seeseitige Belastung der Region ab.

Besonders für den Küsten- und den Katastrophenschutz sind Informationen über potenzielle Auswirkungen von Sturmfluten wichtig, um auch auf unwahrscheinliche, aber mögliche Ereignisse vorbereitet zu sein. Darüber hinaus bieten die Auswertungen eine Grundlage für die Risikobewertung im Rahmen der Workshops und die Diskussion über den Umgang mit den Risiken (siehe Abbildung 1).

Im Folgenden wird zunächst der gewählte Ansatz für die Risikoanalyse erläutert und die zugrundeliegenden Sturmflutszenarien statistisch und wissenschaftlich eingeordnet. Die anschließend beschriebenen numerischen Modellierungen der Region Emden-Krummhörn gingen aus Workshop I hervor und stellten das Werkzeug zur Ermittlung der Schadenspotenziale dar. In den Schlussfolgerungen wird zudem, über die hier vorgestellten Modellierungen hinaus, auf die Veränderung des Risikos im Zuge des Klimawandels eingegangen.

3.1 Ansatz und Vorgehensweise

Eine generelle Herausforderung bei hydrodynamisch-numerischen Simulationen und darauf aufbauenden Schadensbetrachtungen ist der Umgang mit Unsicherheiten. Jeder einzelne Schritt dieser Modellkette, von der zur Verfügung stehenden Geländegeometrie, über die Berechnung der Wassertiefen, bis hin zur Schadensberechnung, enthält Unsicherheiten aufgrund von Annahmen und Vereinfachungen. De Moel und Aerts (2011) zeigen, dass sich die einzelnen Unsicherheiten aufsummieren und die Ergebnisse einer Hochwasserschadensmodellierung bei Betrachtung absoluter Schadensgrößen mit dem Faktor 5 bis 6 variieren können. Deutlich robuster sind hingegen relative Betrachtungen, bei denen der Unterschied der Schäden zwischen zwei Szenarien betrachtet wird. Da die Unsicherheiten der grundlegenden Annahmen gleich bleiben, heben sich deren Auswirkungen auf das Ergebnis in der Vergleichsbetrachtung zum Großteil auf. Für die Abschätzung der Konsequenzen wurden deshalb relative Betrachtungen der Schadenspotenziale vorgenommen.

Die vorangegangenen Analysen der TP A und B liefern für die Überflutungssimulationen und die darauf aufbauenden Schadenspotenzialanalysen der einzelnen Vergleichsszenarien die benötigten meteorologischen Randbedingungen im Bereich des Nordatlantiks und der Nordsee. In TP C wurden mithilfe dieser Randbedingungen die zu erwartenden Sturmflutwasserstände entlang der deutschen Nordseeküste und in den Ästuaren simuliert. Die Wasserstände im Emsästuar wurden schließlich als Ausgangssituation für detaillierte Überflutungssimulationen verwendet. Bei den ersten Auswertungen zeigt sich, dass die höchsten zu erwartenden Wasserstände noch unterhalb der Deichkronenhöhe bleiben und dementsprechend ein großflächiges Überströmen der Deiche nicht zu erwarten ist (vgl. TP C, Rudolph et al. 2019). Aufgrund dessen wurde eine Herangehensweise gewählt, die es dennoch erlaubt, potenzielle Überflutungsflächen zu ermitteln und die zugehörigen Konsequenzen abzuschätzen.

In Anlehnung an die niederländische Vorgehensweise zur Ermittlung des Überflutungsrisikos (vgl. z. B. Jongejan und Maaskant 2015) wird die Deichlinie des Untersuchungsgebiets zunächst in Abschnitte gegliedert, für die jeweils separat ein Versagen des Bauwerkes (hier: Bruch) angenommen werden kann. Hierdurch lässt sich der Einfluss der Bruchstelle auf das Schadenspotenzial quantifizieren (siehe Abbildung 5). Für die Modellregion wurden insgesamt 20 Abschnitte mit einer mittleren Länge von 2 km differenziert. Für jeden dieser Abschnitte wird somit eine Simulation der sich einstellenden Überflutungsflächen durchgeführt, wobei für alle Abschnitte die gleiche Breschengeometrie gewählt wurde. Für diese „Einheitsbresche“ wurden Annahmen auf Basis von Beobachtungen während und nach der Sturmflut im Jahr 1962 getroffen (Kramer et al. 1962). Die Einheitsbresche öffnet die Deichlinie trapezförmig. Am Deichfuß beträgt die Öffnungsweite 90 m, an der Deichkrone 150 m. Eine Entwicklung der Bresche über die Zeit wurde vernachlässigt, sodass die Öffnung der Deichlinie im Modell plötzlich und vollständig erfolgt. Die Ergebnisse der anschließenden Überflutungssimulationen liegen dadurch auf der sicheren Seite und die Unsicherheiten werden nicht durch weitere Annahmen (Erosionsgeschwindigkeit in Abhängigkeit von Parametern wie Bodenart, -schichtung, -feuchte usw.) vergrößert. Die Überflutungsflächen wurden schließlich für jede Bruchstelle mit Hilfe eines zweidimensional hydrodynamisch-numerischen Modells berechnet und zur weiteren Analyse in ein Geoinformationssystem übertragen. Anschließend wurden Schadenspotenzialanalysen durchgeführt, bei denen aus den Überflutungsflächen und der Landnutzung die durch das

einströmende Wasser entstehenden Schäden abgeschätzt wurden. Diese Schadenspotenzialanalysen führen schließlich zur Bewertung der einzelnen Deichabschnitte hinsichtlich der jeweils geschützten Werte und zur Abschätzung zur Schwere der extremen Sturmflut-szenarien. Im Folgenden werden die einzelnen Schritte der Vorgehensweise genauer beschrieben.

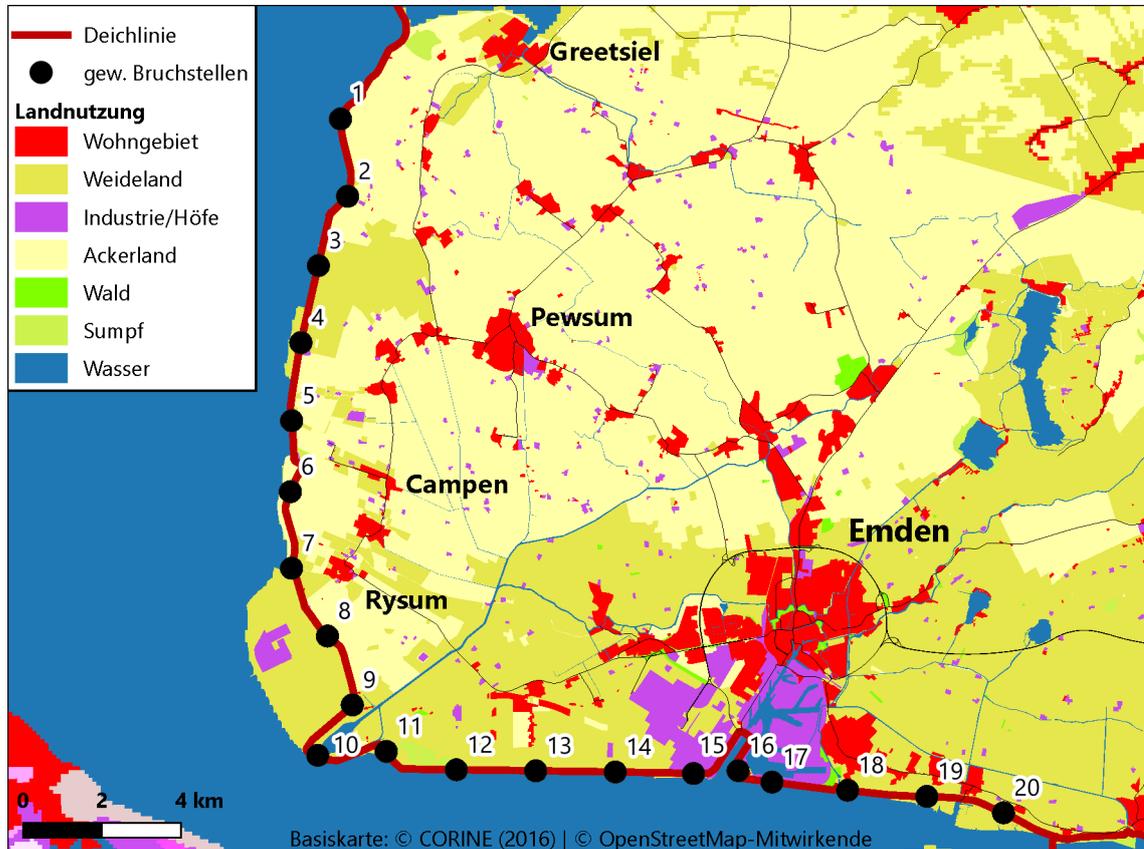


Abbildung 5: Untersuchte Bruchstellen (schwarze Punkte) entlang der Deichlinie (rot). Der Abstand zwischen den Bruchstellen, gemessen entlang der Deichlinie, beträgt jeweils ca. 2 km. Im Hintergrund liegt die Landnutzung aus CORINE (2016) und OSM (2018).

3.2 Sturmflutszenarien

Für die Schadenspotenzialanalysen, die im Workshop II für die Identifikation der neuralgischen Punkte herangezogen wurden, wurde eine relative Betrachtungsweise gewählt. Die abgeleiteten Schadenspotenziale wurden mit einem Referenzszenario verglichen und die Veränderung der Schadenspotenziale gegenüber diesem Referenzszenario wird schließlich als Bewertungskriterium herangezogen. Für das Referenzszenario werden die Wasserstände der bisher höchsten beobachteten Sturmflut vom 01.11.2006 unter Annahme identischer Abschnitte und Breschen verwendet. Die Verwendung dieses Ereignisses als Referenz bietet den Vorteil, dass Hochwasser und Sturm der Bevölkerung noch sehr gut in Erinnerung sind und ein Vergleich mit den im Rahmen des Projektes abgeleiteten Sturmfluten auch für Fachfremde greifbar und nachvollziehbar ist. Auch wenn die Deiche bei der Sturmflut 2006 praktisch nicht beschädigt wurden, wurde die besondere Bedeutung der Sturmflut durch die wiederholte Einschätzung der Teilnehmer des Forums, „*dass die Region bei dieser Sturmflut Glück gehabt*“ habe, deutlich.

Die Überflutungssimulationen wurden an allen gewählten Bruchstellen für jeweils drei Szenarien durchgeführt: das Referenzszenario mit den Sturmflutwasserständen von 2006 (hier: REF), das hohe Szenario nach Rudolph et al. (2019) (hier: HIGH) und das lange Szenario nach Rudolph et al. (2019) (hier: LONG). Für das Szenario HIGH wurde entsprechend der höchste Sturmflutwasserstand gewählt, der infolge der veränderten Randbedingungen im Emsästuar resultiert (siehe TP C). Im Bereich des Emdener Hafens stellt sich beim HIGH-Szenario ein Wasserstand von 6,61 m ü. NHN ein und liegt damit 1,40 m über dem REF-Szenario. Die Abschätzungen und Modellrechnungen des vorangegangenen KFKI-Projekts MUSE erlauben eine Plausibilisierung dieses Szenariowasserstandes (Jensen et al. 2006). Dabei ergaben die 2006 durchgeführten Rechnungen des Bundesamts für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) einen Maximalwasserstand für Emden von 6,09 m ü. NHN für extreme Sturmflutwetterlagen. In Rudolph et al. (2019) konnten weitere Verstärkungsmechanismen identifiziert werden, sodass sich im HIGH-Szenario ein 52 cm höherer Wasserstand aufgrund der extremeren Randbedingungen einstellt. Für das LONG-Szenario wurde eine Wetterlage gewählt, die zu mehreren sehr hohen Tidehochwassern (Thw) in Serie führt und dementsprechend eine zeitlich andauernde bzw. über mehrere Tage immer wiederkehrend hohe Belastung der Deiche verursacht. Der maximale Wasserstand ist mit 5,96 m ü. NHN geringer als beim HIGH-Szenario, allerdings immer noch höher als beim REF-Vergleichsszenario und zudem folgen auf den Maximalwasserstand noch zwei weitere, ähnlich hohe Tidehochwasser (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Betrachtete Sturmflutszenarien.

Szenario	Scheitelwasserstand (Hafen Emden) [m ü. NHN]	Beschreibung
REF	5,21	Vergleichsszenario, Sturmflut vom 01.11.2006
HIGH	6,61	Das höchste ermittelte Thw
LONG	5,96; 4,85; 4,52	Drei sehr hohe Thw in Folge

Zur statistischen Einordnung der Extremwasserstände wurde basierend auf multidekadischen Aufzeichnungen am Pegel „Emden Neue Seeschleuse“ eine Extremwertstatistik erstellt. Dafür wurde die Schwellenwertmethode (engl. *Peak Over Threshold*, kurz POT) verwendet, d. h. betrachtet werden alle aufgezeichneten Tidehochwasser, die eine definierte Höhe (Schwellenwert) überschreiten. Diese Überschreitungen folgen, sofern der Schwellenwert groß genug gewählt wird, der verallgemeinerten Pareto-Verteilung, kurz GPD (engl. *Generalized Pareto Distribution*) (Coles 2001). Auf Basis der Untersuchungen von Arns et al. (2013b) wurde die POT-Stichprobe zunächst aus den 0,3 % höchsten Tidehochwassern gebildet (99,7-Perzentil). Durch ein Declustering wurden aufeinanderfolgende und dadurch als nicht unabhängig anzusehende Tidehochwasser auf einen einzelnen, maximalen Wert reduziert, sodass die Stichprobe die 118 höchsten Tidehochwasser enthält, was bei einer Zeitreihenlänge von 68 Jahren zu rund 1,74 Peaks pro Jahr führt. Die Parameter der GPD wurden über die Maximum Likelihood-Methode anhand der POT-Stichprobe geschätzt. Über die GPD lassen sich schließlich die Wiederkehrintervalle der Szenariowasserstände bestimmen (siehe Abbildung 6). Da die Szenariowasserstände deutlich über die bisherigen Beobachtungen hinausgehen, sind die extremwertstatistischen Einordnungen als

grobe Abschätzung zu verstehen. Die mit zunehmendem Wiederkehrintervall wachsenden Unsicherheiten sind am 95 %-Konfidenzintervall in Abbildung 6 erkennbar. Zur Prüfung der Sensitivität und zur Einschätzung des Konfidenzintervalls wurde der Schwellenwert deshalb im Rahmen einer Sensitivitätsbetrachtung variiert (99,6- und 99,8-Perzentil). Hierbei wird deutlich, dass besonders bei Betrachtung der großen Wiederkehrintervalle die Wahl des Perzentils das Ergebnis der Statistik stark beeinflusst. Das 99,6-Perzentil enthält mehr Sturmfluthochwasser, sodass der untere Rand der Verteilung zu stark gewichtet wird und somit ein unrealistischer, progressiver Verlauf der GPD entsteht. Das 99,8-Perzentil hingegen führt zu einem degressiven Verlauf. Das gewählte 99,7-Perzentil führt zu einem annähernd linearen Verlauf. Die Untersuchungen von Arns et al. (2013b) zeigen, dass die Statistik auf Basis dieses Perzentils zu den robustesten, d. h. auch bei Veränderung der Stichprobe stabilen, Ergebnissen an der deutschen Nordseeküste führen.

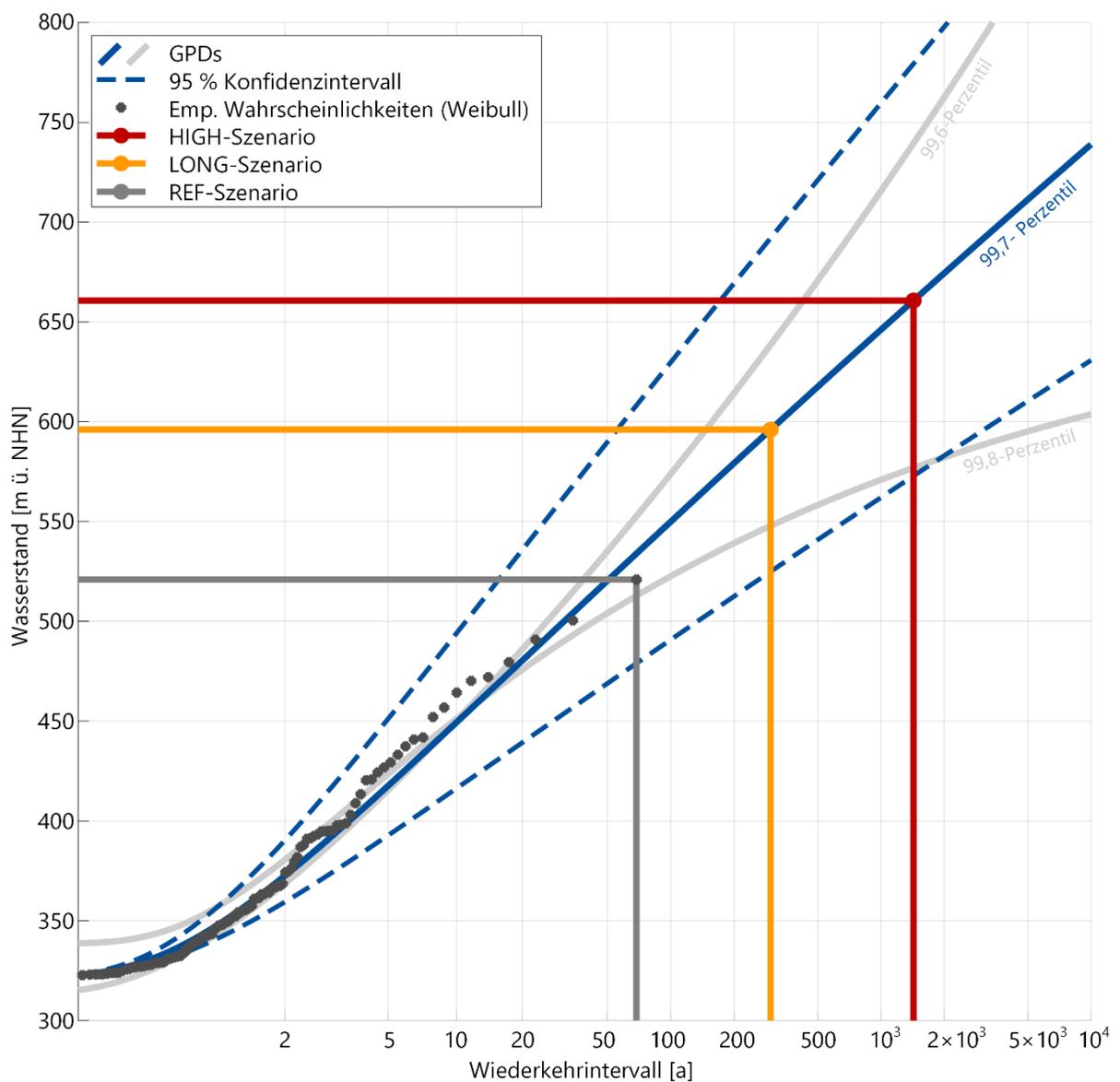


Abbildung 6: Extremwertstatistische Einordnung der Szenarien (nach Ulm et al. 2019).

3.3 Numerische Modellierung

Zur Simulation und anschließenden Analyse der möglichen Auswirkungen extremer Sturmfluten wurde ein zweidimensional hydrodynamisch-numerisches Modell der gewählten Modellregion Emden-Krummhörn erstellt. Die Simulation erfolgte mit der Software MIKE 21 des Herstellers DHI. Für das Pre- und Postprocessing wurden neben den integrierten Werkzeugen der Simulationssoftware insbesondere MATLAB® als Entwicklungsumgebung für die Verarbeitung großer Datenmengen und QGIS® als Geoinformationssystem eingesetzt.

Die Modellregion umfasst eine Fläche von rund 414 km². Für die Simulation der Überflutungen muss dieses Gebiet zunächst durch ein Rechengitter abgebildet werden, an dessen Zellen die eigentlichen Berechnungen durchgeführt werden. Die Wahl der Zellgröße hat dabei folgende Konsequenzen: Je kleiner die Zellen gewählt werden, desto besser können Details des Geländes abgebildet werden; im Vergleich zu einem gröber aufgelösten Rechengitter ist die Simulation jedoch langsamer, da an mehr Zellen Rechenoperationen durchgeführt werden müssen. Aufgrund der geplanten Vorgehensweise im Projekt, bei der verschiedene Sturmflutszenarien an verschiedenen Deichbruchstellen simuliert werden sollen und somit eine Vielzahl an Rechnungen nötig ist, ist eine Optimierung des Rechengitters hinsichtlich der Rechenzeit erforderlich. Die eingesetzte Software MIKE 21 erlaubt die Verwendung von unregelmäßigen Rechennetzen, die aus Dreieckszellen zusammengesetzt werden. Dies bietet den Vorteil, dass die Zellgröße nicht einheitlich sein muss, sondern flexibel an die örtlichen Strukturen angepasst werden kann („flexible mesh“).

In der Modellregion ergeben sich damit mehrere kleinräumige Strukturen, die ein dichteres Rechengitter erfordern. Insbesondere Wohnbebauungen in den Städten und Dörfern, die Industrieflächen, das weit verzweigte Netz aus Entwässerungskanälen und die Deichlinie können nur durch eine vergleichsweise hohe Gitterauflösung adäquat abgebildet werden. Die Wohn- und Industriebebauung muss darüber hinaus möglichst detailliert im Gitter abgebildet werden, damit eine realistische Darstellung der Überflutungsflächen und der anschließenden monetären Bewertung erreicht wird. Auch das Entwässerungsnetzwerk sollte möglichst detailliert im numerischen Modell abgebildet werden, da die Kanäle oft die einzigen Fließwege sind, über die anstehendes Wasser abgeführt wird. Um die Überflutungsflächen nicht zu überschätzen, ist eine möglichst genaue Abbildung der realen Situation erforderlich. Als entscheidendes Element für den Ursprung und die Ausbreitung der Überflutung muss zudem die Deichlinie in Lage und Höhe korrekt in das Modell integriert werden. Die großen landwirtschaftlich genutzten Flächen hingegen benötigen kein hochaufgelöstes Rechengitter. Da die Geländehöhen und Rauheiten auf diesen Flächen nur wenig variieren, können die Zellen des Rechengitters dort größer sein, ohne dass die Qualität der Simulationsergebnisse im primären Untersuchungsgebiet nachteilig beeinflusst wird. In MATLAB® wurde basierend auf Landnutzungsdaten ein Rechennetz erstellt, das die genannten Besonderheiten und Anforderungen berücksichtigt. Im Bereich der Städte wird eine Auflösung von bis zu 10 m erreicht, wohingegen die Zellen der landwirtschaftlichen Flächen Kantenlängen im Bereich von 60 bis 75 m aufweisen. Aufgrund des hohen Anteils an landwirtschaftlicher Fläche an der gesamten Modellfläche (ca. 78 %), kann dadurch die Rechenzeit des Modells deutlich verkürzt werden.

Für die Landnutzungsdaten wurde als Grundlage die frei verfügbaren Daten der OpenStreetMap-Datenbank (OSM 2018) verwendet. Die OSM-Daten werden von

freiwilligen Unterstützern gesammelt und basieren i. d. R. auf Ortskenntnissen bzw. Datensammlungen vor Ort und Luftbildauswertungen. Neben den Landnutzungsdaten stehen auch Straßen-, Gewässer- und Gebäudedaten in der Datenbank zur Verfügung. Die OSM-Daten weisen in weiten Teilen des Modellgebiets einen hohen Detailgrad auf. Die Landnutzung steht dabei in Form von Polygonen zur Verfügung. Validiert und in lückenhaften Bereichen ergänzt wurden die OSM-Daten mithilfe der europaweit verfügbaren CORINE (2012)-Daten, die die Landnutzung mit einer Auflösung von 100 m beschreiben. Die Landnutzung wird schließlich auch zur Festlegung der Rauheiten herangezogen. Beispielsweise bieten Aigner und Bollrich (2015) eine gute Übersicht über die verschiedenen Rauheiten unterschiedlicher Oberflächen. Kaiser et al. (2011) schlüsseln die Landnutzungsarten im Küstenbereich detailliert auf und bietet somit gute Erfahrungswerte für die einzusteuernde Rauheit, speziell bei der Verwendung von MIKE 21 als Simulationssoftware. Mithilfe dieser Erfahrungswerte konnten im Rahmen der Modellerstellung realistische Werte für das Untersuchungsgebiet gewählt werden. Da Erfahrungswerte für großflächige Überflutungen der Region Emden oder vergleichbaren Flächen an der deutschen Küste nicht existieren, wurde die Leistungsfähigkeit des Modells und die Aussagekraft der Ergebnisse mithilfe einer Sensitivitätsanalyse plausibilisiert. Dazu wurden leichte Veränderungen an den Rauheiten vorgenommen und in wiederholenden Simulationen die daraus resultierende Veränderung der Ergebnisse analysiert.

Im Kontext der hier verfolgten Fragestellung werden des Weiteren präzise Informationen zu Geländehöhen benötigt, die aus mehreren digitalen Geländemodellen (DGM) zusammengestellt wurden und auf das Berechnungsgitter interpoliert wurden. Für die Bathymetrie im Emsästuar sowie für die angrenzenden Deiche wurde das Digitale Geländemodell des Wasserlaufes (DGM-W) der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes mit einer räumlichen Auflösung von 5 m verwendet (WSV 2015). Das Stadtgebiet Emdens wurde ebenfalls auf Basis eines DGM mit 5 m Gitterweite modelliert. Für sonstige Gebiete (insbesondere außerhalb der Stadt) wurden gröber aufgelösten Höhendaten genutzt (10 bis 15 m).

Die Simulation der Überflutungsflächen erfolgte sukzessive für alle Sturmflutszenarien und alle in Abbildung 5 markierten Deichbruchstellen. Die von der BAW (TP C) ermittelten Wasserstände im Emsästuar wurden am seeseitigen Rand des Modells eingesteuert und der Deichbruch für eine Deichbruchstelle durch ein Absenken des Deichelements auf die Deichfußhöhe abgebildet. Auf diese Weise wurden nacheinander alle 20 Deichbruchstellen simuliert. Die Entwicklung und Ausdehnung der Überflutungsflächen wurden für jeden Durchlauf kontinuierlich abgespeichert und zur weiteren (Schadenspotenzial-) Analyse in QGIS® aufbereitet.

Durch die Größe der Modellregion und der großräumigen Analyse der Simulationsergebnisse ist die zum Teil hohe Auflösung des Rechengitters für die Ergebnisdarstellung wenig geeignet. Zudem ist eine visuelle Beurteilung der Ergebnisse auf Basis des unmittelbaren Modelloutputs unpraktisch, da sich der Betrachter schnell in Details verliert, die jedoch aufgrund der Randbedingungen und Modellannahmen mit Unsicherheiten behaftet sind. Deshalb wurde ein separates, gröberes Gitter zur Ergebnisdarstellung entworfen. Das Gitter besteht aus achteckigen Zellen (Hexagone bzw. „Waben“) mit einem Innendurchmesser von 250 m. Durch die relativ großen Waben werden bei der Ergebnisdarstellung jeweils Gebäudekomplexe bzw. einzelne Straßenzüge zusammengefasst und damit den Modellunsicherheiten Rechnung getragen, indem stets ein Mittelwert über mehrere

Rechenzellen gebildet wird. Eine hexagonale Zerlegung der Ebene hat, im Gegensatz zu Viereck- oder regelmäßigen Dreiecksgittern, den Vorteil, dass alle benachbarten Zellen immer über eine Zellkante verbunden sind (Randall et al. 2002). Dadurch lassen sich unregelmäßige Strukturen, wie z. B. der Verlauf eines Kanals besser darstellen. Im Folgenden wird in allen Karten das Wabengitter zur Darstellung der Ergebnisse verwendet. Um den zugrundeliegenden Detaillierungsgrad zu erhalten, wurden die Berechnungen auf dem ursprünglichen Rechengitter durchgeführt. Die Zusammenfassung in übergeordnete räumliche Strukturen (hier Wabengitter) erfolgte aus o. g. Gründen lediglich im letzten Schritt.

3.4 Schadenspotenzialanalysen

Die Bewertung der Konsequenzen der simulierten Sturmflutszenarien erfolgte mithilfe von Schadenspotenzialanalysen. Für Workshop II wurden zwei im vorangegangenen Workshop festgelegte Bruchstellen besonders intensiv analysiert und ausgewertet, wie in den folgenden Abschnitten erläutert wird.

3.4.1 Methodik und Datengrundlage

Mithilfe der hydrodynamisch-numerischen Simulationen werden Überflutungsflächen für drei Szenario-Sturmfluten an einer Vielzahl von Deichbruchstellen ermittelt. Allein die Größe der Überflutungsflächen ist jedoch kein aussagekräftiges Maß, um die tatsächlichen Folgen eines Szenarios zu beschreiben. Erst eine Verknüpfung der Überflutungsflächen mit den potentiellen, infolge der Überflutung resultierenden Schäden ergibt das Schadenspotenzial, d. h. ein Maß, mit dem die einzelnen Szenarien auf wirtschaftlicher und gesellschaftlicher Ebene bewertet werden können. Dabei werden in der Regel zwei Schadenskategorien differenziert: Tangible Schäden sind jene, die durch Kosten zur Behebung beschrieben werden können, während intangible Schäden nicht monetär erfasst werden können. Zudem wird unterschieden, ob die Schäden direkt auf die Einwirkung der Überflutung zurückgeführt werden können (direkte Schäden) oder ob die Schäden erst als Folge der Überflutung entstehen (indirekte Schäden) (Patt und Jüpner 2013). Somit sind zum Beispiel der Wertverlust eines Fahrzeugs oder die Kosten für die Trockenlegung und Renovierung eines Kellers direkte, tangible Schäden. In der Schadenspotenzialanalyse für die Modellregion werden zunächst direkte, tangible Schäden berücksichtigt. Anschließend werden zur weiteren Bewertung der Szenarien auch indirekte Schäden miteinbezogen.

Je nach Zielsetzung lässt sich der Detailgrad einer Schadenspotenzialanalyse praktisch beliebig steigern. Nicht unüblich ist eine Bewertung einzelner Gebäude in Abhängigkeit des Wasserstandes über Schadensfunktionen (BWK 2001, DWA 2008). Dies setzt jedoch detaillierte Informationen über die einzelnen Gebäude eines betroffenen Gebiets voraus. Aufgrund der Größe der Modellregion (rund 38.500 Gebäude-Objekte in OSM, 2018) wird im Projekt eine mesoskalige Betrachtungsweise gewählt, die hauptsächlich auf den Landnutzungsdaten basiert, jedoch um Gebäudedaten wie folgt erweitert wurde. Für die Ermittlung der möglichen Schäden wurden zunächst existierende Studien zusammengetragen. Kanig und Schröder (2014) haben eine makroskalige Schadenspotenzialanalyse für die deutsche Nordseeküste durchgeführt und stellen landnutzungsabhängige Schadenswerte bereit. Ebenso bieten der Rhein-Atlas (IKSR 2001), der Hochwasser-Aktionsplan Lippe (Hydrotec 2002) und Untersuchungen an der Diemel (StUA Bielefeld 2004)

Schadenswerte, die auf die Modellregion übertragen werden können. Da die Studien aus unterschiedlichen Jahren stammen, wurden die Schadenswerte zunächst um die Inflation bereinigt, auf das Jahr 2019 hochgerechnet und anschließend zu einem mittleren Schadenswert je Landnutzungskategorie zusammengeführt. In einem weiteren Schritt wurden die Gebäudedaten aus OSM (2018) genutzt, um die Bebauungsdichte der Wohngebiete zu berücksichtigen. Die alleinige Berücksichtigung des Schadenswertes je Landnutzungskategorie würde dazu führen, dass dicht bebauten Flächen der gleiche Schaden zugewiesen würde, wie einer Fläche, auf der nur wenige Wohnhäuser in größeren Abständen vorhanden sind. Dabei wurde ein mittlerer Schaden von 15.000 €/m² angesetzt, der sich aus einem Anteil für das Gebäude und einem Anteil für den Hausrat zusammensetzt. Zurückgegriffen wurde dafür auf eine Untersuchung des StUA Bielefeld (2004), in der durchschnittliche Werte für Deutschland angegeben sind. Der angesetzte Schadenswert für Wohngebiete erfasst dann sämtliche Schäden außerhalb von Gebäuden, wie z. B. an geparkten Fahrzeugen und Grundstücken sowie deren Infrastruktur. Die verwendeten Schadensmittelwerte sind in Tabelle 4 zusammengefasst.

Die Kombination der Überflutungsflächen mit den für jede Rechenzelle ermittelten Schäden ergibt schließlich eine über Landnutzungs- und Gebäudedaten gewichtete räumliche Verteilung der Schadenspotenziale. Die in den Schadenswerten enthaltenen Unsicherheiten spielen durch die relative Betrachtung eine untergeordnete Rolle. Die für den Vergleich wichtige, möglichst exakte Zuordnung der Schäden wird durch die hochaufgelöste Geodatengrundlage erreicht, sodass die verschiedenen Überflutungen hinsichtlich ihrer Konsequenzen im Sinne von direkten tangiblen Schäden bewertet werden können.

Tabelle 4: Angesetzte Schadensmittelwerte zur Gewichtung der Überflutungsflächen.

Landnutzung	Schadenswert [€/m ²]
Wohngebiet	305,00
Industrie und landwirtschaftliche Höfe	749,00
Landwirtschaftliche Nutzfläche	3,56
Forst	0,83
Wohngebäude	15.000,00

3.4.2 Ergebnisse der Schadenspotenzialanalysen

Ein wesentlicher Fokus der Untersuchungen lag auf den Szenarien, die im Rahmen des ersten Workshops vom beteiligten SSCF ausgewählt wurden. Demnach sind die Bruchstellen 6 und 16 von besonderer Bedeutung (vgl. Karte in Abbildung 5). Bruchstelle 6 liegt in der Nähe des Campener Leuchtturms an einem scharliegenden Deichabschnitt. Der unterstellte Deichbruch an dieser Stelle kann dem Szenario „Schiffshavarie“ zugeordnet werden, bei dem beispielsweise direkt durch ein Schiff oder aber auch durch verlorene Ladung des Schiffes der Deichkörper vor oder während einer Sturmflut so stark geschädigt wird, dass der Deich bricht. Bruchstelle 16 liegt im Bereich der Großen Seeschleuse im Emdener Hafen. Hier wird das Szenario „Technisches Versagen“ als Auslöser angenommen, bei dem durch die Seeschleuse unkontrolliert Wasser in das Hafenbecken strömt.

Für beide Szenarien sowie für die weiteren angenommenen Bruchstellen liegen simulierte Überflutungsflächen vor. Die Verknüpfung der Überflutungsflächen mit den potenziellen Schäden erfolgte schließlich für alle angenommenen Bruchstellen. Die Überflutungsfläche wird dabei als betroffene Fläche angegeben, die beschreibt, wie groß die von

der Überflutung betroffene Fläche bezogen auf die Gesamtfläche einer Wabe auf dem Wabengitter ist, ohne Berücksichtigung der Überflutungstiefe. Waben mit weniger als 10 % betroffener Fläche werden zudem in den folgenden Abbildungen der Übersichtlichkeit halber nicht mehr dargestellt. Für Bruchstelle 6 ist exemplarisch die Verteilung der Schäden in Abbildung 7 (rechts) neben der durch die Überflutung betroffenen Fläche (links) dargestellt.

Die insgesamt durch Schäden betroffene Fläche korrespondiert entsprechend mit der durch die Überflutung betroffenen Fläche. Gleichzeitig ist erkennbar, dass die größten Schäden besonders in Ortschaften und landwirtschaftlich genutzte Gebieten entstehen. Flächen mit Industrie- und landwirtschaftlicher Bebauung sowie Wohnbebauung sind im oberen Bereich der angegebenen Schadensspanne vorzufinden, wohingegen die monetären Schäden an landwirtschaftlich genutzter Fläche geringer ausfallen und das untere Ende der Spanne darstellen. Von der Überflutung betroffene Flächen ohne Schadensangaben sind darauf zurückzuführen, dass dort nur kleine Flächen betroffen sind, denen gleichzeitig ein geringer Schadenswert zugeordnet wird (z. B. Forst). Im Gegenzug treten vereinzelte Gebiete auf, deren betroffene Fläche sehr klein ist, jedoch werden dort z. B. aufgrund von sehr dichter Bebauung hohe Schadenswerte angesetzt, sodass in der Schadenskarte ein nennenswerter Schaden dargestellt wird.

Der Vergleich des REF-Szenarios mit den beiden extremen Sturmfluten aus dem HIGH- und dem LONG-Szenario (vgl. Abbildung 8) zeigt schließlich, dass bei diesen sehr hohen und außergewöhnlichen Sturmfluten die Überflutungen und Schäden deutlich zunehmen. Die im REF-Szenario bereits betroffenen Ortschaften bilden auch weiterhin den Kern des Schadensgebiets, jedoch führen die hohen seeseitigen Wasserstände dazu, dass die Überflutungsflächen deutlich größer werden. Die zahlreichen Entwässerungsgräben begünstigen dabei die Ausbreitung, bieten jedoch auch einen gewissen Schutz durch ein schnelles Abführen geringerer Wassermassen, wie am Beispiel des LONG-Szenarios erkennbar ist (Abbildung 8 rechts). Hier bildet das Knockster Tief die südliche Grenze des durch Überflutungen geschädigten Gebiets, da über das Schöpfwerk Knock im Südwesten Wasser abgeführt wird. Anhand des HIGH-Szenarios wird jedoch auch deutlich, dass diese Schutzfunktion des Entwässerungssystems begrenzt ist und bei höheren seeseitigen Wasserständen im Falle eines Deichbruchs auch über das Knockster Tief hinaus Überflutungen und damit verbundene Schäden möglich sind.

Die Ausdehnung der geschädigten Gebiete bietet dabei jedoch nur eine erste, visuelle Bewertungsmöglichkeit. Im Weiteren wird besonders das Verhältnis zwischen dem zu erwartenden Schaden beim REF-Szenario und dem Schaden beim HIGH- bzw. LONG-Szenario betrachtet, da durch diese Vorgehensweise die Unsicherheiten, die in den Schadensangaben enthalten sind, umgangen werden können. Über die gesamte Modellregion gemittelt zeigt sich, dass die Schäden im HIGH-Szenario in etwa 3-fach höher liegen als im REF-Szenario. Für das LONG-Szenario ist immerhin noch eine Verdopplung der Schäden zu verzeichnen. Die Vergrößerung der Schäden ist dabei sowohl auf den höheren seeseitigen Wasserstand beim Einströmen, als auch auf die längere Zeit zurückzuführen, in der der Wasserstand über der Deichfußhöhe liegt.

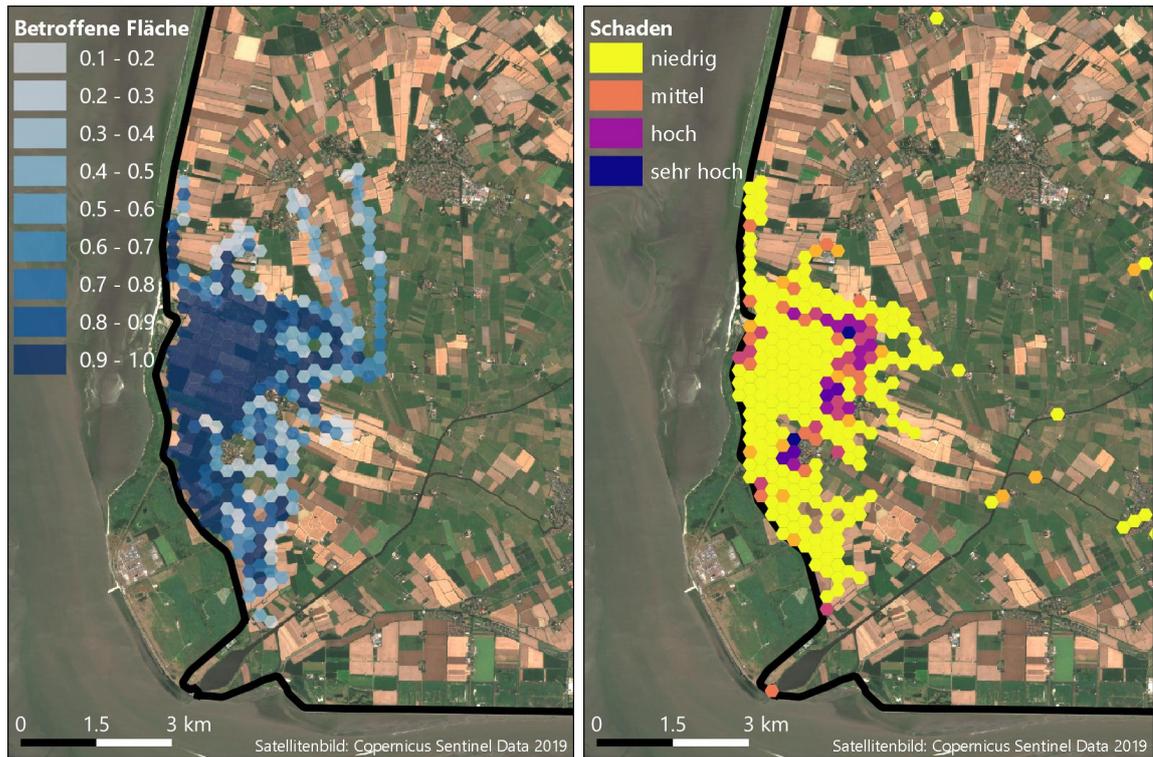


Abbildung 7: Betroffene Fläche (links) und Schäden (rechts) des Deichbruchszenarios an Bruchstelle 6 als Folge des REF-Sturmflutszenarios.

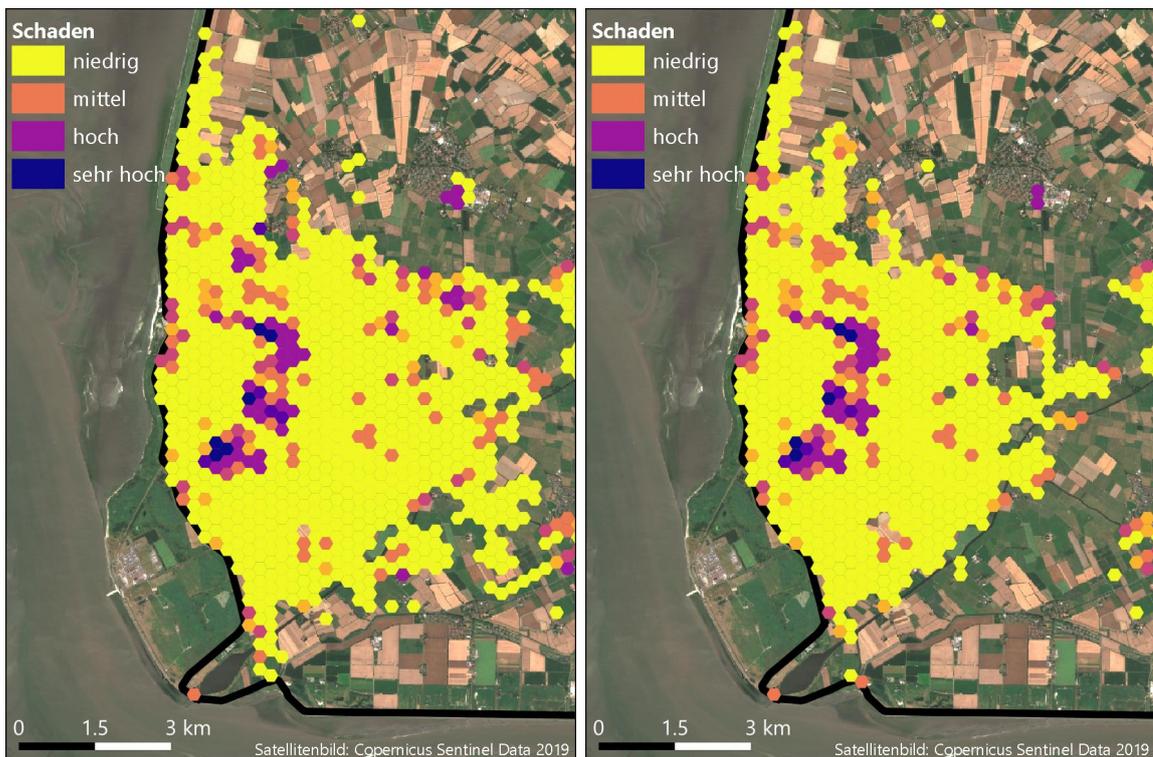


Abbildung 8: Schäden des Deichbruchszenarios an Bruchstelle 6 als Folge des HIGH-Sturmflutszenarios (links) und des LONG-Sturmflutszenarios (rechts).

Ein ähnliches Bild zeigt sich für die Bruchstelle 16 im Bereich der Großen Seeschleuse im Emdener Hafen, die im Workshop I für das Szenario 3 „Technisches Versagen“ vom SSCF ausgewählt (vgl. Kapitel 2.3.2 Workshop I) und anschließend simuliert wurde. Jedoch ist

der Gesamtschaden in jedem Szenario (REF, HIGH, LONG) infolge der urban und industriell geprägten Landnutzung deutlich höher als bei Deichbruchstelle 6, wie in Abbildung 9 (links) dargestellt. Für das REF-Szenario beschränken sich die Schäden auf den Hafenbereich und die östlich gelegenen Gebiete (Abbildung 9 rechts). In den beiden Extremszenarien (Abbildung 10) sind hingegen große Teile des Emder Stadtgebietes betroffen. Auch hier zeigt sich, dass das Entwässerungssystem die Ausbreitung der Überflutungen begünstigt. In den eigentlich von der Deichbruchstelle weiter entfernt liegenden, kleineren Ortschaften treten lokal nennenswerte Schäden auf, da das eindringende Wasser durch das Entwässerungssystem im Hinterland verteilt wird. Die Ausbreitung entlang der Gräben führt dabei nur zu geringfügigen Schäden.

Darüber hinaus ergeben sich durch die im Hafengebiet angesiedelte kritische Infrastruktur weitere Auswirkungen, die im zweiten Workshop bei der Entwicklung der Versagenskaskaden diskutiert wurden. Die durch die Kaskaden zusätzlich entstandenen Schäden wurden in den Analysen nicht explizit erfasst, da eine monetäre Bewertung nicht in allen Fällen möglich war. Es erfolgte lediglich eine qualitative Bewertung. So sind bei den Szenarien HIGH und LONG sowohl die Wasserversorgung und -entsorgung, als auch die Stromversorgung und die wichtigsten Verkehrsverbindungen (Schiene, Autobahn) durch das eindringende Wasser betroffen. Potentiell resultieren hieraus einerseits direkte Konsequenzen für die Bevölkerung, z. B. durch fehlende Elektrizität, andererseits aber auch indirekt, da große Unternehmen und Arbeitgeber nicht mehr handlungsfähig oder erreichbar sind. Von der im Hafen angesiedelten Industrie geht zudem im Falle einer Überflutung auch eine nicht unerhebliche Umweltgefahr aus (Jensen et al. 2019).

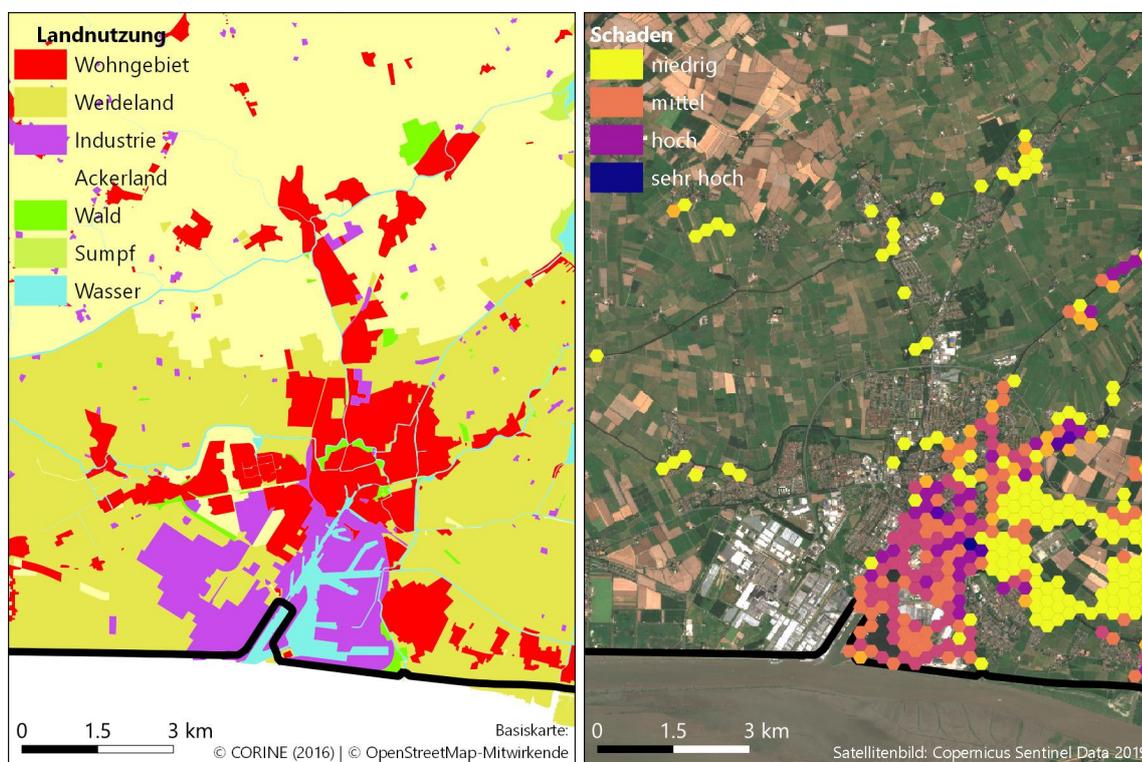


Abbildung 9: Landnutzung im Bereich der Stadt und des Emder Hafens (links) und Schäden (rechts) des Deichbruchszenarios an Bruchstelle 16 als Folge des REF-Sturmflutszenarios.

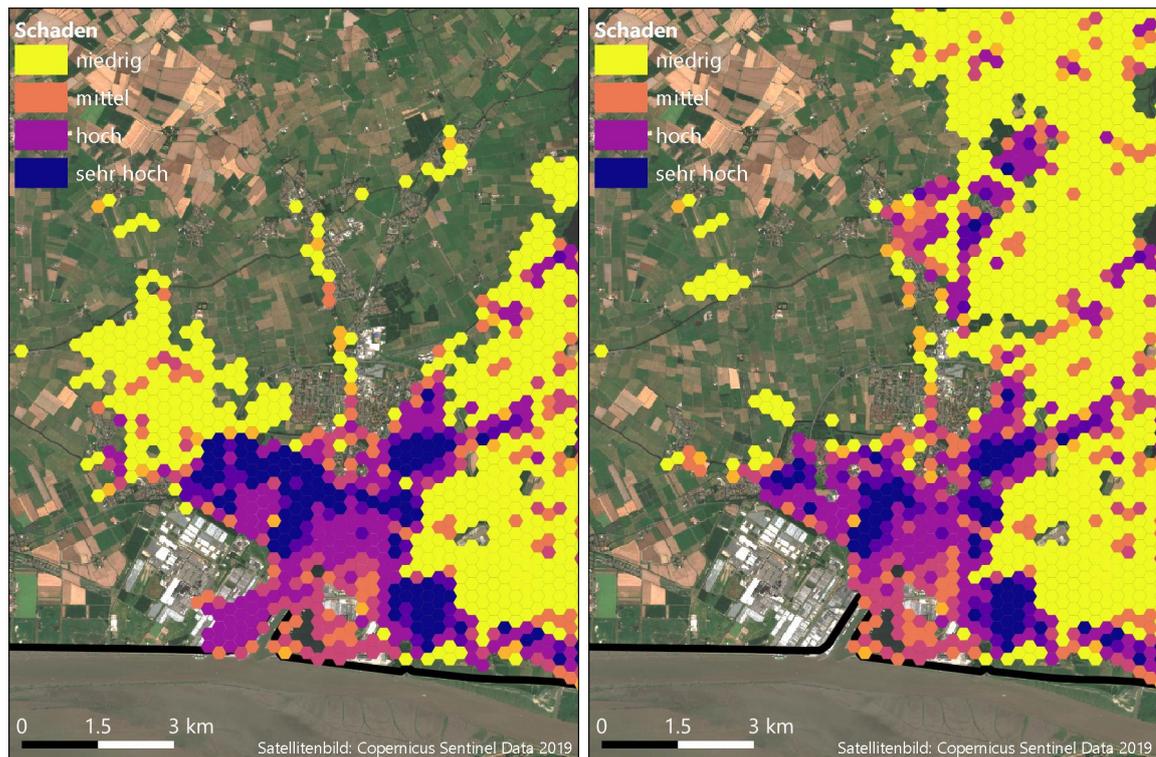


Abbildung 10: Ausschnitt der Schäden des Deichbruchszenarios an Bruchstelle 16 als Folge des HIGH-Sturmflutszenarios (links) und des LONG-Sturmflutszenarios (rechts).

3.5 Schlussfolgerungen zur Risikoanalyse möglicher Auswirkungen

Die in Kooperation mit dem SSCF durchgeführten Untersuchungen zu bislang unbeobachteten aber physikalisch möglichen Sturmfluten (Rudolph et al. 2019) ergaben wichtige Erkenntnisse für den Deichbau und Katastrophenschutz in der Modellregion Emden-Krummhörn.

Eine wesentliche Erkenntnis ist, dass die Deiche in der Modellregion bereits ein sehr hohes Schutzniveau bereitstellen. Die extremen Sturmfluten, auch das HIGH-Szenario, führen zu Wasserständen am Deich, die noch unterhalb der Deichkronenhöhe liegen. Lediglich ein weniger hoch ausgebauter Bereich am Emdener Außenhafen wird beim HIGH-Szenario überströmt, was jedoch nur zu lokal begrenzten Überflutungen führt. Die Region ist deshalb insgesamt sehr gut gegen Sturmfluten geschützt.

Für die weitere Betrachtung im Projekt wurden Deichbruchszenarien angenommen, um der Frage „Was passiert, wenn?“ nachzugehen (vgl. Kapitel 2.3.2 Workshop II). Dabei zeigt sich, dass die schwerste, beobachtete Sturmflut der vergangenen Jahrzehnte (REF-Szenario) im Falle eines Deichbruchs zu nicht unerheblichen Schäden geführt hätte. Im Vergleich der möglichen Schäden wird deutlich, dass die extremen Sturmflutszenarien HIGH bzw. LONG zu einer Verdreifachung respektive Verdopplung der Schäden, bezogen auf das REF-Szenario, führen würden. Eine Vergrößerung der Sturmflutwasserstände um einige Dezimeter führt somit zu einem deutlich vergrößerten Schadenspotenzial. Hinsichtlich des Klimawandels und des damit einhergehenden Meeresspiegelanstiegs (vgl. z. B. Weisse et al. 2012) bedeutet dies, dass Sturmfluten, die in der Schwere vergleichbar mit dem REF-Szenario sind, bei einem Anstieg des mittleren Meeresspiegels in der Zukunft ein größeres Schadenspotenzial aufweisen als heutzutage. Für das REF-Szenario an Bruchstelle 6 zeigt

sich beispielsweise, dass die gleiche Sturmflut bei einem angenommenen Anstieg des mittleren Meeresspiegels um 100 cm ca. 1,7-fach größere Fläche überfluten und (ähnlich wie im LONG-Szenario) zu einer Verdopplung der Schäden führen würde (Ulm et al. 2018a). Ähnliche Ergebnisse zeigen sich auch an den weiteren Deichbruchstellen. Zu berücksichtigen ist dabei insgesamt jedoch, dass sämtliche Schadensabschätzungen auf der heutigen Landnutzung basieren. Zukünftig entstehende Wohn- oder Industriegebiete vergrößern das Schadenspotenzial, können jedoch in der aktuellen Untersuchung nicht berücksichtigt werden. Eine regelmäßige Abschätzung der Schadenspotenziale mit aktualisierten Landnutzungs- und Schadensdaten kann helfen, diese zeitlichen Veränderungen zu beobachten und den Küsten- bzw. Katastrophenschutz an diese neuen Anforderungen anzupassen.

Im Rahmen der Workshops und mit dem dabei eingebrachten lokalen Fachwissen des SSCF wurden neuragische Punkte im Emdener Hafengebiet identifiziert, die im Falle einer Überflutung zu regionalen und zum Teil überregionalen Beeinträchtigungen des alltäglichen Lebens führen. Für den Katastrophenschutz bieten diese Erkenntnisse wichtige Anhaltspunkte für zukünftige Managementstrategien. Die zuständigen Verbände und Behörden haben darüber hinaus auf Basis der Untersuchungen die Möglichkeit, einzelne Deichabschnitte bei Unterhaltung und Erneuerung besonders zu berücksichtigen.

4 Praktische Anwendung: Katastrophenschutzübung Emden

Im Dezember 2018 fand eine Katastrophenübung der Stadt Emden statt, bei der den Projektbeteiligten die Möglichkeit gegeben wurde, beobachtend und unterstützend teilzunehmen. Die eintägige Übung erfolgte im Lagezentrum der Feuerwehrtechnischen Zentrale der Stadt Emden. Ziel der Übung war, die Stabsarbeit im Katastrophenschutz zu trainieren und dabei Erfahrungen zu sammeln, wie diese Arbeit zukünftig noch verbessert werden kann.

Das Übungsszenario war ein realistisches Multi-Versagensszenario, bei dem mehrere Gebiete in Emden und Umgebung infolge einer schweren Sturmflut, einer ungünstigen Westwind-Wetterlage und mehrerer verketteter Versagensereignisse zu Überflutungen in der Stadt und Region Emden führte. Den Rahmen bildete eine fiktive Sturmflutsituation mit einem Scheitelwasserstand von 6,50 m ü. NHN, der sich am HIGH-Szenario des Projekts orientierte, für das das Forschungsinstitut Wasser und Umwelt der Universität Siegen ergänzende Überflutungssimulationen durchgeführt und der Übung zur Verfügung gestellt hat. Dabei wurde ein (im Vergleich zu den angenommenen Deichbrüchen im Projekt) kleinerer Schaden an einem Hochwasserschutzelement angenommen und die daraus resultierende Überflutung simuliert. Die speziell angefertigten Überflutungssimulationen und Versagenskarten standen der Übungsleitung während der Übung zur Verfügung. In enger Abstimmung wurde das Szenario so aufbereitet, dass der übende Krisenstab nach und nach mit neuen Informationen zur Schadenslage versorgt werden konnte. Auch noch im Laufe der Übung wurde der Ablauf so angepasst, dass der Krisenstab immer aufgefordert war auf neue Situationen zu reagieren.

Die Übung im Katastrophenstab der Stadt Emden wurde offen teilnehmend beobachtet und steht als weiteres Beispiel für die gewinnbringende und vertrauensvolle Zusammenarbeit zwischen Wissenschaft und Praxis auf beiden Seiten auch jenseits des eigentlichen Projektrahmens von EXTREMENESS. Sie zeigt beispielhaft den wechselseitigen Wissenstransfer zwischen Forschern und Praktikern: Das Projekt EXTREMENESS lieferte

wissenschaftliche Erkenntnisse und Daten in Form von Versagensmodellierungen sowie Ansätzen der narrativen Szenarioentwicklung, die in die Übung einfließen. Gleichsam lieferte die teilnehmende Beobachtung des Realexperiments wichtige Einblicke in die praktische Stabsarbeit im Katastrophenmanagement der Stadt Emden (vgl. Ulm et al. 2018b). Die Übung war zudem weiterer Impulsgeber für das Planspiel „Schwarzer Schwan“ im dritten Workshop, bei dem der Umgang des Katastrophenmanagements mit einer extremen Sturmflut im Rahmen einer Realitätssimulation im SSCF spielerisch erprobt und evaluiert wurde.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Region Ostfriesland steht vor wachsenden Herausforderungen im Umgang mit hydrologischen Risiken. Bereits heute ist diese besondere Küstenlandschaft einer multiplen Risikolage mit Wasser von mehreren Seiten ausgesetzt. Zukünftig könnte sich diese Bedrohungslage bei einem fortschreitenden Klimawandel mit einem Meeresspiegelanstieg sowie der Zunahme von Extremereignissen noch verschärfen. Daher sind neue Formen eines transdisziplinären Risikomanagements notwendig, um den Umgang mit extremen Nordseesturmfluten im Küsten- und Katastrophenschutz zu erforschen und zu erproben. Das Science Stakeholder Cooperation Forum (SSCF) im Projekt EXTREMENESS-D und E bezeugt eine gelungene Wissenschafts-Praxis-Kooperation. Im Rahmen eines dreijährigen Forschungs- und Arbeitsprozesses im SSCF wurden zwischen Wissenschaftlern und Küstenschützern aus der Region Emden und Krummhörn gemeinsam neue Wege der transdisziplinären Zusammenarbeit beschritten, die auf gegenseitiger Offenheit und wechselseitigem Vertrauen basiert. In enger Zusammenarbeit wurden 1.) seltene, denkbare Sturmflutereignisse und Risiken in der Region Emden und Krummhörn identifiziert, 2.) mögliche Auswirkungen und Konsequenzen für den Küsten- und Katastrophenschutz exemplarisch untersucht und 3.) mögliche Anpassungsmaßnahmen im Sturmflutrisikomanagement spielerisch erprobt und Handlungsnotwendigkeiten für die Praxis diskursiv bewertet.

Zentrale Ergebnisse und Erkenntnisse im SSCF sind: Der derzeitige Küstenschutz in Ostfriesland ist funktionsfähig: Die heutigen Deiche an der Küstenlinie sind sicher, wehrhaft, (mit wenigen Ausnahmen) aktuell hoch genug. Das System Küstenschutz in Ostfriesland ist damit gegenwärtig gut aufgestellt. Forschungsbedarfe bestehen aber weiterhin und dauerhaft, um die Sicherheit der Region auch in Zukunft mit einem fortschreitenden Meeresspiegel und bei einer möglichen Zunahme von Extremereignissen im Klimawandel langfristig und nachhaltig zu gewährleisten. Neben der Finanzierungsfrage ist insbesondere der Umgang der Akteure im Risikomanagement mit dynamischen, kaskadenartigen Katastrophen und deren Auswirkungen auf neuralgische Punkte (kritische Infrastrukturen wie Strom-, Gas- und Wasserversorgung oder Entwässerung und Verkehrswege) weiter zu erforschen.

Ein transdisziplinäres Risikomanagement muss zudem zukünftig die Gefahren von Nordseesturmfluten und Binnenhochwasser intensiver zusammen betrachten. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf, wie in einem szenariobasierten Ansatz extreme Nordseesturmfluten und Katastrophenereignisse unter Berücksichtigung von Niederschlägen, Grundwasser und Flussbinnenhochwasser modelliert und in einem transdisziplinären Ansatz analysiert und bewertet werden können.

Der Erfolg im Forum basierte insbesondere darauf, dass die Beteiligten sich darauf einließen und dabei geblieben sind, um den Umgang mit dem Unerwarteten und Extremen zu üben und dabei einen Schritt weiter als üblicherweise gedacht haben. Durch die Überwindung von institutionellen Routinen und persönlichen Gedankengrenzen, konnten Wissenschaft und Praxis gemeinsam über den Bereich des Normalen hinausschauen und zudem ein breiteres Netzwerk zwischen regionalem Küsten-, Katastrophenschutz, Entwässerung mit Wissenschaftlern verschiedener Fächer in Ostfriesland knüpfen. Ein Realexperiment der Praxis in Form einer Katastrophenübung der Stadt Emden ergänzte zusätzlich den erfolgreichen Wissenschafts-Praxis-Transfer in beide Richtungen und ermöglichte einen neuen Umgang mit extremen Nordseesturmfluten in einem transdisziplinären Risikomanagement in Ostfriesland.

Ohne die vertrauensvolle Zusammenarbeit und den Austausch der beiden Akteursgruppen, Wissenschaft und Praxis, wäre eine vergleichbare Forschungs- und zudem praxisrelevante anwendungsorientierte Szenarioentwicklung nicht möglich gewesen. Der gemeinsame Mehrwert der Arbeit im SSCF bestand aus Wissen, Lernen und Vernetzung. Dies wurde von allen Seiten als zentraler transdisziplinärer Gewinn betont. Das SSCF in Emden steht modellhaft als Best-Practice-Beispiel und kann als Vorbild für weitere transdisziplinäre Forschungen bei multiplen Risikolagen in vergleichbaren Küstenregionen dienen.

6 Danksagung

Wir danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung BMBF für die gewährte Finanzierung im Rahmen der Fördermaßnahme „Küstenmeerforschung in Nord- und Ostsee“ im Rahmenprogramm FONA 3 (Förderkennzeichen 03F0758B und 03F0758C). Wir danken der Stadt und der Feuerwehr Emden, besonders Hartmut Fresemann, Christian Federolf und Holger Schuster für die ausgesprochen gute Zusammenarbeit, ihre große Hilfsbereitschaft und die sehr gute Unterstützung. Wir danken allen Mitgliedern des Wissenschafts-Praxis-Kooperationsforums in Emden für die mehrjährige Mitarbeit, die Offenheit, das gegenseitige Vertrauen und das große Engagement über den gesamten Projektzeitraum. Dies waren im Einzelnen Vertreter der Stadt Emden und von den Fachdiensten Umwelt sowie Brand-, Zivil- und Katastrophenschutz, die Deichacht Krummhörn, die Moormerländer Deichacht Oldersum, der I. Entwässerungsverband Emden, die Bundesanstalt Technisches Hilfswerk (THW)-Ortsverband Emden, Niedersachsen Ports Emden, das Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt (WSA) Emden, der NLWKN Betriebsstelle Aurich und Forschungsstelle Küste (FSK) Norderney, der Landkreis Aurich (Amt für Kreisstraßen, Wasserwirtschaft und Deiche; Abt. f. Zivil- und Feuerschutz, Rettungsdienst), der Landwirtschaftliche Hauptverein für Ostfriesland, der BUND-Regionalverband Ostfriesland, Gassco AS German Branch Emden und Volkswagen Emden. Ohne sie hätte die Wissenschafts-Praxis-Kooperation nicht stattgefunden. Wir danken darüber hinaus dem Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) für die fachliche Begleitung des Projektes und insbesondere dem Forschungsleiter Küste des KFKI, Frank Thorenz, sowie Gabriele Gönnert als Obfrau der projektbegleitenden Gruppe und ihren Mitgliedern Cordula Berkenbrink, Anette Ganske, Katharina Heinrich, Jacobus Hofstede, Frerk Jensen, Silvin Müller-Navarra, Frank Rosenberg, Karina Stockmann und Andreas Wurpts für fruchtbare Diskussionen und weiterführende Anregungen.

7 Literaturverzeichnis

Aigner, D.; Bollrich, G.: Handbuch der Hydraulik, für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Beuth Verlag Berlin, 2015.

Arns, A.; Wahl, T.; Dangendorf, S.; Mudersbach, C.; Jensen, J.: Ermittlung regionalisierter Extremwasserstände für die Schleswig-Holsteinische Nordseeküste. In: Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 57, 6, 264–278, https://doi.org/10.5675/HyWa_2013,6_1, 2013a.

Arns, A.; Wahl, T.; Haigh, I. D.; Jensen, J.; Pattiaratchi, C.: Estimating extreme water level probabilities: A comparison of the direct methods and recommendations for best practise. In: Coastal Engineering, 81, 51–66, <https://doi.org/10.1016/j.coastaleng.2013.07.003>, 2013b.

Beck, U.: Risikogesellschaft. Auf dem Weg in eine andere Moderne. Suhrkamp, Frankfurt am Main, 1986.

Behre, K. E.: Ostfriesland. Die Geschichte seiner Landschaft und ihrer Besiedlung. Wilhelmshaven, 2014.

Bormann, H.; Keschull, J.; Ahlhorn, F.; Spiekermann, J.; Schaal, P.: Modellbasierte Szenarioanalyse zur Anpassung des Entwässerungsmanagements im nordwestdeutschen Küstenraum. In: Wasser und Abfall, 20, 7–8, 60–66, <https://doi.org/10.1007/s35152-018-0083-7>, 2018.

Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK): Hochwasserschadenspotenziale. Berichte 1/2001, BWK Düsseldorf, 2001.

Bundesamt für Bevölkerungsschutz und Katastrophenhilfe (BBK): Erfahrungsbericht LÜKEX 15. Sturmflut an der deutschen Nordseeküste. 2019.

Coles, S.: An Introduction to Statistical Modeling of Extreme Values. Springer-Verlag London, 2001.

CORINE: Corine Land Cover (CLC) 2012, Version 18.5, veröffentlicht 2016. Stand 13.09.2017: <https://land.copernicus.eu/pan-european/corine-land-cover/clc-2012>, 2016.

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (DWA): Arbeitshilfe Hochwasserschadensinformationen. DWA Hennef, 2008.

DKKV - Deutsches Komitee für Katastrophenvorsorge e.V.: Maßnahmen des Katastrophenschutzes und Reaktion der Bürger in Hochwassergebieten. Bonn, 2000.

DWDS: „Risiko“, bereitgestellt durch das Digitale Wörterbuch der deutschen Sprache, Stand 12.09.2019: <https://www.dwds.de/wb/Risiko>.

Edmondson, B.; Levy, S. (eds.): Transformative Climates and Accountable Governance. Cham, <https://doi.org/10.1007/978-3-319-97400-2>, 2019.

EXTREMENESS Gruppe (Weisse, R.; Grabemann, I.; Gaslikova, L.; Meyer, E.; Tinz, B.; Fery, N.; Möller, T.; Rudolph, E.; Brodhagen, T.; Arns, A.; Jensen, J.; Ulm, M.; Ratter, B.; Schaper, J.): Extreme Nordseesturmfluten und mögliche Auswirkungen: Das EXTREMENESS Projekt. In: Die Küste, 87, 2019.

Förster, J.; Barkmann, J.; Fricke, R.; Hotes, S.; Kleyer, M.; Kobbe, S.; Kübler, D.; Rumbaur, C.; Siegmund-Schultze, M.; Seppelt, R.; Settele, J.; Spangenberg, J. H.; Tekken, V.; Václavík, T.; Wittmer, H.: Assessing ecosystem services for informing land-use decisions: a problem-oriented approach. In: *Ecology and Society*, 20, 3, 31, <https://doi.org/10.5751/ES-07804-200331>, 2015.

Ganske, A.; Fery, N.; Gaslikova, L.; Grabemann, I.; Weisse R.; Tinz B.: Identification of extreme storm surges with high-impact potential along the German North Sea coastline. In: *Ocean Dyn*, 68, 10, 1371–1382, <https://doi.org/10.1007/s10236-018-1190-4>, 2018.

Geipel, R.: *Naturrisiken. Katastrophenbewältigung im sozialen Umfeld*. Darmstadt, 1992.

Gerkenmeier, B.; Ratter, B.; Vollmer, M.; Walsh, C.: Managing coastal risks at the Wadden Sea: a societal perspective. In: *Disaster Prevention and Management*, 27, 1, 15–27, <https://doi.org/10.1108/DPM-04-2017-0074>, 2017.

Gerkenmeier, B.; Ratter, B.: Governing coastal risks as a social process – Facilitating integrative risk management by enhanced multi-stakeholder collaboration. In: *Environmental Science and Policy*, 80, 144–151, <https://doi.org/10.1016/j.envsci.2017.11.011>, 2018.

González-Riancho, P.; Gerkenmeier, B.; Ratter, B.: Storm surge resilience and the Sendai Framework. Risk perception, intention to prepare and enhanced collaboration along the German North Sea coast. In: *Ocean & Coastal Management*, 141, 118–131, 2017.

Gönnert, G.; Gerkenmeier, B.; Müller, J.-M.: Ermittlung des Sturmflutbemessungswasserstandes für den öffentlichen Hochwasserschutz in Hamburg. Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer (Hg.), Nr. 12/2012, ISSN 1867-7959, 2012.

Hydrotec: *Hochwasser-Aktionsplan Lippe. Grundlagen, Überflutungsgebiete, Schadenspotenzial, Defizite und Maßnahmen*. Projektbericht im Auftrag des Staatlichen Umweltamtes Lippstadt. Aachen, 2002.

Internationale Kommission zum Schutz der Rheins (IKSR): *Atlas der Überschwemmungsgefährdung und möglichen Schäden bei Extremhochwasser am Rhein – Rhein-Atlas*. IKSR Koblenz, ISBN 3-935324-43-X, 2001.

Jensen, J.; Mudersbach, C.; Müller-Navarra, S. H.; Bork, I.; Koziar, C.; Renner, V.: Modellgestützte Untersuchungen zu Sturmfluten mit sehr geringen Eintrittswahrscheinlichkeiten an der deutschen Nordseeküste. In: *Die Küste*, 71, 123–167, <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101559>, 2006.

Jensen, J.; Ulm, M.; Arns, A.: *Bewertung möglicher Auswirkungen von extremen Sturmfluten auf Gesellschaft und Infrastruktur am Beispiel des Emder Hafens*. HTG Kongress, 11.-13. September, Lübeck, 2019.

Jongejan, R. B.; Maaskant, B.: Quantifying flood risks in the Netherlands. In: *Risk Analysis*, 35, 2, 252–264, <https://doi.org/10.1111/risa.12285>, 2015.

Kaiser, G.; Scheele, L.; Kortenhaus, A.; Løvholt, F.; Römer, H.; Leschka, S.: The influence of land cover roughness on the results of high resolution tsunami inundation modeling. In: *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 11, 9, 2521–2540, <https://doi.org/10.5194/nhess-11-2521-2011>, 2011.

- Kanig, M.; Schröder, A.: Schadenspotenzialanalyse für die deutsche Nordseeküste. Ökonomie der Anpassung an den Klimawandel, Forschungsbericht. Berlin, 2014.
- Karrasch, L.; Schaper, J.: Forschungsregion Ostfriesland. Broschüre der Universität Oldenburg, UHH und HZG. Oldenburg, 2017.
- Lin, N.; Emanuel, K.: Grey swan tropical cyclones. In: *Nature Climate Change*, 6, 106–111, <https://doi.org/10.1038/NCLIMATE2777>, 2016.
- de Moel, H.; Aerts, J. C. J. H.: Effect of uncertainty in land use, damage models and inundation depth on flood damage estimates. In: *Natural Hazards*, 58, 407–425, <https://doi.org/10.1007/s11069-010-9675-6>, 2011.
- Müller-Mahn, D.: Perspektiven der geographischen Risikoforschung. In: *Geographische Rundschau*, 59, 10, 4–11, 2007.
- OSM: © OpenStreetMap-Mitwirkende, Datenbestand der Region Emden-Krummhörn vom 22.02.2018. Open Data gemäß der Open Data Commons Open Database Lizenz (ODbL), <https://www.openstreetmap.org/copyright>, 2018.
- Patt, H.; Jüpner, R. (Hg.): Hochwasser-Handbuch. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, https://doi.org/10.1007/978-3-642-28191-4_9, 2013.
- Pescaroli, G.; Alexander, D.: A definition of cascading disasters and cascading effects: Going beyond the “toppling dominos” metaphor. In: *GRF Davos Planet@Risk*, 3, 1, 2015.
- Randall, D. A.; Ringler, T. D.; Heikes, R. P.; Jones, P.; Baumgardner, J.: Climate modeling with spherical geodesic grids. In: *Computing in Science & Engineering*, 4, 5, <https://doi.org/10.1109/MCISE.2002.1032427>, 2002.
- Ratter, B.; Schaper, J.: Risikomanagement in der Badewanne - Wenn in Ostfriesland bei Sturmflut das Wasser von allen Seiten kommt. In: *Geographische Rundschau*, 9/2019, 28–33, 2019.
- Reese-Schäfer, W.: Luhmann zur Einführung. 2. Aufl. Hamburg, 1996.
- Renn, O.: Concepts of Risk: An Interdisciplinary Review – Part 1: Disciplinary Risk Concepts. In: *GAIA*, 17, 1, 50–66, <https://doi.org/10.14512/gaia.17.1.13>, 2008.
- Rudolph, E.; Brodhagen, T.; Fery, N.; Gaslikova, L.; Grabemann, I.; Meyer, E.; Möller, T.; Tinz, B.; Weisse, R.: Analyse extremer Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste und ihrer möglichen Verstärkungen. In: *Die Küste*, 87, 2019.
- Schneidewind, U.; Singer-Brodowski, M.: Transformative Wissenschaft. Klimawandel im deutschen Wissenschafts- und Hochschulsystem. Marburg, 42, 2014.
- Spiekermann, J.; Ahlhorn, F.; Bormann, H.; Kebschull, J.: Klimaoptimiertes Entwässerungsmanagement im Verbandsgebiet Emden (KLEVER). Zukunft der Binnenentwässerung: Strategische Ausrichtung in Zeiten des Wandels. Oldenburg, 2018.
- Staatliches Umweltamt (StUA) Bielefeld: Hochwasseraktionsplan Diemel – Schadenspotential. Bericht, 2004.
- Taleb, N. N.: *The Black Swan: The Impact of the Highly Improbable*. The Random House, 2007.

Ulm, M.; Arns, A.; Jensen, J.: Black Swans and Risk – Assessing Consequences of Extreme Events for the German Bight. 36th International Conference on Coastal Engineering, Baltimore, <https://doi.org/10.9753/icce.v36.risk.103>, 2018a.

Ulm, M.; Schaper, J.; Bönewitz, M.: Forschung trifft Praxis – Was passiert bei einer Katastrophenübung. Helmholtz Blog-Beitrag vom 19.12.2018. Stand 12.09.2019: <https://blogs.helmholtz.de/kuestenforschung/2018/12/19/forschung-trifft-praxis-was-passiert-bei-einer-katastrophensturmflut/>, 2018b.

Ulm, M.; Arns, A.; Jensen, J.: Estimating the consequences of a high impact event at the Ems estuary, Germany. European Geosciences Union General Assembly, Wien, https://presentations.copernicus.org/EGU2019-6871_presentation.pdf, 2019.

UNISDR: Sendai Framework for Disaster Risk Reduction 2015-2030, United Nations Office for Disaster Risk Reduction, Sendai, 2015.

Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV): DGM-W 2015 Unter- und Außenems, aus dem Geodatenportal Tideems, https://www.kuestendaten.de/Tideems/DE/Service/Kartenthemen/Kartenthemen_node.html, 2015.

Weisse, R.; von Storch, H.; Niemeier, H. D.; Knaack, H.: Changing North Sea storm surge climate: An increasing hazard? In: *Ocean & Coastal Management*, 68, 58–68, <https://doi.org/10.1016/j.ocecoaman.2011.09.005>, 2012.

Morphologische Projektionen für zwei Tidesysteme im Wattenmeer von Schleswig-Holstein: SH-TREND

Jacobus Hofstede¹, Johannes Becherer² und Hans Burchard³

¹ Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung des Landes Schleswig-Holstein, jacobus.hofstede@melund.landsb.de

² Helmholtz-Zentrum Geesthacht

³ Leibniz-Institut für Ostseeforschung Warnemünde

Zusammenfassung

Als Grundlage für die Erstellung der Klima-Anpassungsstrategie Wattenmeer 2100 des Landes Schleswig-Holstein wurde mit dem Modell GETM die morphologische Langzeitentwicklung in den schleswig-holsteinischen Tidesystemen Lister Tief und Piep für mehrere hydro-meteorologische Antriebsszenarien projiziert. Für zwei Projektionszeiträume 2010 bis 2050 und 2050 bis 2100 wurden, neben einem Null-Szenario (ohne Änderungen), zwei Szenarien mit jeweils unterschiedlichen Meeresspiegelanstiegsraten definiert. In allen Szenarien bis auf das Null-Szenario findet schließlich eine moderate Zunahme des Tidenhubes statt.

Die prozessorientierte Modellierung erlaubt die folgenden Schlussfolgerungen. Die Wattflächen sind auch beim stärkeren Meeresspiegelanstieg effektive Sedimentsenken, weshalb die Tidesysteme eine hohe morphologische Resilienz gegen einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg aufweisen. Die morphologische Resilienz der Tidesysteme ist dabei positiv korreliert mit dem mittleren Tidehub. Die tieferen Priele in den Tidebecken fungieren neben den Außenküsten und bis zu einem Kippunkt (siehe unten) als wichtige interne Sedimentquelle für Sedimentation auf den Wattflächen. Schließlich existiert in den Wattenmeer-Tidebecken ein (von der Höhe des Tidenhubes abhängiger) Kippunkt für deren morphologische Resilienz, der durch die Meeresspiegelanstiegsrate definiert wird. Überschreitet die Meeresspiegelanstiegsrate diesen Kippunkt, werden die Priele zu Sedimentsenken. Ein Systemwechsel bzw. Sukzession in Richtung Küstenlagunen mit ausgedehnten Flachwasserbereichen um Tideniedrigwasser setzt ein. Für den Meeresschutz und insbesondere für die Entwässerung der Küstenniederungen treten die negativen Konsequenzen einer solchen Entwicklung vermutlich früher ein und sind stärker als für den Küstenschutz, da auch bei einem Systemwechsel (zunächst) noch ein stark aufwachsender küstennaher Bereich als Seegangsenergie-Umwandlungszone erhalten bleibt.

Schlagwörter

Wattenmeer, Schleswig-Holstein, Tidesysteme, Tidebecken, intertidale Wattflächen, Meeresspiegelanstieg, hydro-morphodynamische Modellierung, morphologische Projektionen

Summary

As input for the establishment of a climate change adaptation strategy for the Wadden Sea by the German Federal State of Schleswig-Holstein, morphological projections for two tidal basins in the Schleswig-Holstein sector of the Wadden Sea were established with the process-oriented model GETM. For two time horizons 2010 to 2050 and 2050 to 2100, three hydro-meteorological scenarios were defined: a reference scenario with no changes in forcing, two scenarios with a moderate and a high sea level rise. In all but the first scenario, a moderate increase in tidal range occurs.

The hydro-morphological simulations allow for the following conclusions. Even if sea level rise increases substantially, the intertidal flats still function as effective sediment sinks, for which reason tidal basins show a high morphological resilience to accelerated sea level rise. This morphological resilience of tidal basins is positively correlated to mean tidal range. In addition to the outer coasts, the deeper gullies in the tidal basins function as significant sediment sources for sedimentation on the intertidal flats. This internal sediment-redistribution mechanism appears to be confined by a so called tipping point for morphological resilience, which is defined by the rate of sea level rise, and varies regionally with tidal range. If sea level rise becomes stronger than the regionally varying tipping point, the gullies turn from sediment sources into sediment sinks. A system shift (succession) towards shallow coastal lagoons with extensive permanently water covered areas begins. Marine conservation and, especially, drainage of coastal lowlands are probably earlier and more strongly impaired by this development than coastal flood defense. Even if a system shift occurs, a narrow band of strongly accreting tidal flats and salt marshes may persist in front of the coastal flood defenses that functions as wave-energy dissipation zone.

Keywords

Wadden Sea, Schleswig-Holstein, tidal systems, tidal basins, intertidal flats, sea level rise, hydro-morphodynamical modelling, morphological projections

1 Einleitung

Wie sich die Morphologie des Wattenmeeres infolge einer starken Beschleunigung des Meeresspiegelanstieges ändern könnte, ist für den Meeres- und Küstenschutz von übergeordnetem Interesse. Größere Wassertiefen im Wattenmeer führen während Sturmfluten an den Küsten und Küstenschutzanlagen zu erhöhten Belastungen durch Seegang und damit zu einem erhöhten Aufwand für den Küstenschutz (Arns et al. 2017, LAWA 2018). Aus der Sicht des Meeresschutzes würde eine großflächige und irreversible Abnahme von intertidalen Wattflächen infolge eines beschleunigten Meeresspiegelanstieges zu wesentlichen Beeinträchtigungen der heutigen ökologischen Funktionen und der Integrität des geschützten Ökosystems Wattenmeer führen (Hofstede et al. dieses Heft). Wichtiges Kriterium für die Auszeichnung des Wattenmeeres als Weltnaturerbe ist die weltweit einzigartige Ausdehnung von zusammenhängenden Wattflächen (CWSS 2008). Es stellt sich die Frage, ob bzw. inwieweit Wattflächen in der Lage sind, einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg, wie vom IPCC (2014) projiziert, durch verstärkte Sedimentation auszugleichen.

Modellstudien für das niederländische Wattenmeer (Dissanayake et al. 2012, van Goor et al. 2003, Wang et al. 2014) kommen hinsichtlich der maximalen Meeresspiegelanstiegsraten, die Wattflächen durch verstärkte Sedimentation langfristig in der Höhe noch

ausgleichen können, zu unterschiedlichen Ergebnissen. Die Werte schwanken zwischen mindestens 2 und über 8 mm/a. Mögliche regionale Unterschiede, zum Beispiel im Tidenhub, im Aufbau des Untergrundes oder in der Ausrichtung und Form der Tidesysteme, werden in diesen Studien nicht behandelt.

Im Rahmen der Erstellung der Strategie für das Wattenmeer 2100 des Landes Schleswig-Holstein (Hofstede et al. dieses Heft) wurde in einem Kooperationsvorhaben SH-TREND zwischen dem Land Schleswig-Holstein und dem Leibniz-Institut für Ostseeforschung Warnemünde mit dem dort maßgeblich entwickelten prozessorientierten Modell GETM die morphologische Entwicklung in zwei stark unterschiedlichen schleswig-holsteinischen Tidesystemen Lister Tief und Piep (Abbildung 1) für verschiedene hydro-meteorologische Antriebsszenarien projiziert. Teilergebnisse der Modellstudie sind in Hofstede et al. (2016) und Becherer et al. (2017) publiziert. In Hofstede et al. (2016) werden insbesondere die Unterschiede zwischen beiden untersuchten Tidesystemen analysiert und gedeutet. In Becherer et al. (2017) werden – neben einer ausführlichen Beschreibung des Modelles einschließlich seiner Validierung – mögliche künftige morphologische Entwicklungen des Lister-Tief-Tidesystems vorgestellt. Das vorliegende Manuskript enthält eine Gesamtschau der Ergebnisse aus SH-TREND und eine erweiterte Interpretation der Ergebnisse. Auf eine kurze Beschreibung des Untersuchungsgebietes sowie der in SH-TREND angewandten Methoden und Antriebsszenarien folgt die Darstellung der Simulationsergebnisse. Nach der Diskussion der Ergebnisse schließt dieses Manuskript mit einigen Schlussfolgerungen über die morphologische Stabilität des Wattenmeeres von Schleswig-Holstein bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg ab.

2 Untersuchungsgebiet, Methoden und Antriebsszenarien

Das Lister-Tief-Tidesystem (Abbildung 1) wird seeseitig durch die sandigen Barriereinseln Sylt und Rømø begrenzt. Zum System gehören weiterhin das zwischen den Inseln liegende Seegat Lister Tief mit vorgelagertem Ebb-Delta und das dahinter liegende etwa 420 km² große Tidebecken. Das im Ebb-Delta gespeicherte Sedimentvolumen wurde anhand des Verfahrens von Walton und Adams (1976) in SH-TREND mit etwa 500 Mio. m³ ermittelt. Das Tidebecken setzt sich aus subtidalen Prielen, intertidalen Wattflächen und kleineren Salzwiesenarealen zusammen. Zwei Dämme verbinden die Inseln mit dem Festland, weshalb Meerwasser nur durch das Seegat ein- und ausfließen kann. Der mittlere Tidenhub beträgt am Pegel List etwa 1,8 m; das Tideprisma liegt nach Spiegel (1997) bei etwa 580 Mio. m³. Im Piep-Tidesystem (Abbildung 1) konnten sich infolge des deutlich höheren Tidenhubes von etwa 3,2 m (Pegel Büsum) keine Barriere-Inseln bilden. Die Grenzen des Tidesystems sind deshalb seeseitig nicht klar definierbar und „wasserdurchlässig“. Meerwasser kann aus verschiedenen Richtungen, auch über die Wattwasserscheiden, ein- und ausfließen. Ein klar abgrenzbares Ebb-Delta wie im Lister-Tief-Tidesystem konnte sich ebenfalls nicht ausbilden. Bei leicht von dieser Studie abweichenden Gebietsabgrenzungen errechnete Spiegel (1997) für das etwa 210 km² große Tidebecken Piep ein Tideprisma von 414 Mio. m³. Die Festlandsbegrenzungen in beiden Systemen werden durch Deiche eingenommen, weshalb eine landwärts gerichtete Migration des Gesamtsystems infolge eines Meeresspiegelanstieges, wie sie im natürlichen Zustand während der holozänen Transgression erfolgte, verhindert wird.

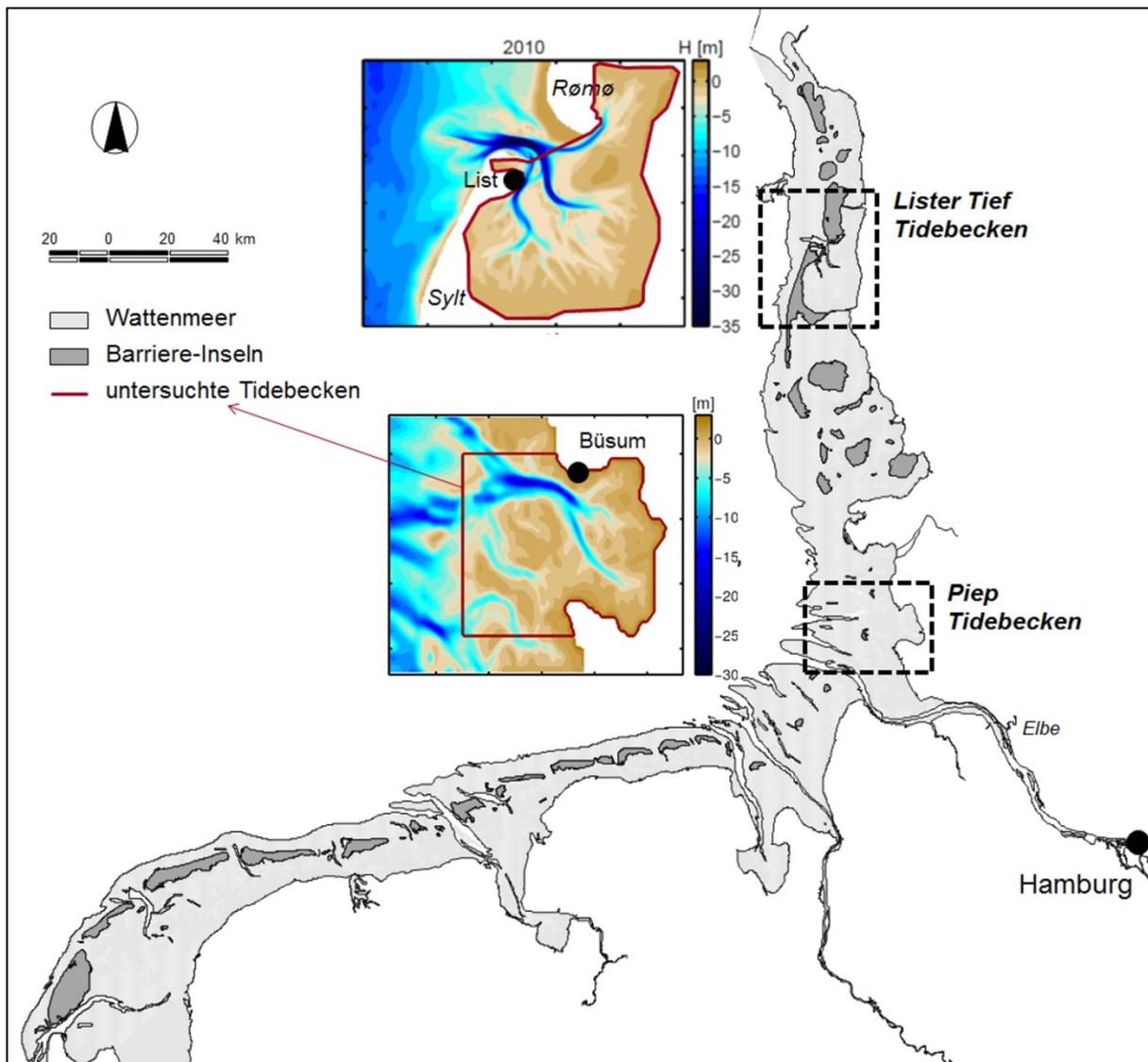


Abbildung 1: Untersuchungsgebiet an der Westküste von Schleswig-Holstein (die Modelldomänen sind farblich in unterschiedlichen Maßstäben dargestellt).

2.1 Methoden

Die hydro-morphodynamischen Simulationen wurden mit dem prozessorientierten „General Estuarine Transport Model“ – GETM (www.getm.eu, Burchard und Bolding 2002) durchgeführt. GETM ist ein frei zugängliches 3D-Zirkulationsmodell mit einem integrierten Algorithmus für Trockenfallen und Überfluten, wodurch es sich besonders für die Simulation von küstennahen Tidesystemen eignet. Für das Projekt SH-TREND wurde ein auf Delft3D basierendes Sedimenttransport/Morphologie Modul integriert. Dieses Modul erlaubt die Berücksichtigung von mehreren Sedimentklassen, die jeweils durch einen Parameter für Sinkgeschwindigkeit und für kritische Schubspannung charakterisiert werden (Soulsby 1997). In SH-TREND wurden zwei Sedimentklassen benutzt: Feinsand (0,06 mm), der im Modell anfänglich nur auf den Wattflächen vorkommt, und Mittelsand (0,2 mm), der flächig im Modell in unlimitierter Menge vorkommt. Neben Schwebstofftransport wird auch Transport an der Sohle simuliert. Beide Transportmechanismen ändern den Sedimentpool in jeder Gitterzelle, die in eine entsprechende Änderung der

Wassertiefe umgerechnet wird. In GETM können auch trockenliegende Gitterzellen erodiert werden, was unabdingbar für die morphologische Langzeitsimulation von sandigen Tidesystemen ist. Damit für die morphologischen Projektionen ausreichende externe Sedimentmengen für eventuelle Akkumulationen in den jeweiligen tidalen Systemen zur Verfügung stehen, wurden die äußeren Modellgrenzen ausreichend weit außerhalb der Tidesysteme gezogen (Abbildung 1).

Hydro-morphodynamische zweidimensionale (2D) Hindcast-Simulationen wurden für beide Systeme (Lister Tief: 1966 – 2010, Piep: 1956 – 2010) durchgeführt, um die Fähigkeit von GETM zur Reproduktion der vergangenen Entwicklung zu testen. Topographische Karten aus den 1950ern und 1960ern wurden zur Erzeugung einer initialen Topographie (Gitterzellen 200*200 m) genutzt. Als Antrieb wurden die Daten aus dem CoastDAT-Projekt (www.coastdat.de) verwendet, die aus einer hydrodynamischen Simulation der Deutschen Bucht für den Zeitraum von 1948 bis 2012 entstanden sind. Die Hindcast-Simulationen zeigten generell plausible morphologische Entwicklungen in beiden Tidesystemen, die allerdings aufgrund unzureichender Naturdaten nur qualitativ mit der tatsächlichen Entwicklung verglichen werden können. Das natürliche Mäandrieren der Priele bei gleichzeitiger Vertiefung der Wattströme und Hauptrinnen in den Seegats wurde ebenso nachgebildet wie die beobachtete generelle Sedimentation auf den Watten. Die Hindcast-Simulationen für das Lister-Tief-Tidesystem bildeten die natürliche Rückverlagerung der Westküste von Sylt, der hier durch jährliche Sandaufspülungen begegnet wird, nicht ab (siehe Kapitel 4 Diskussion). Die Ergebnisse weiterer Validierungstests auf der Basis von vergleichbaren Modellstudien in den Niederlanden (Dissanayake et al. 2012, Ter Brake und Schuttelaars 2010) finden sich in Becherer et al. (2017).

Morphologische Projektionen wurden mit GETM für den Zeitraum von 2010 bis 2100 erstellt. Als Randbedingung zu Anfang der 2D Simulationen wurde ein repräsentatives neunjähriges Zeitfenster aus den Hindcast-Simulationen bzw. aus dem CoastDAT-Datensatz genommen. Durch die gewählte Anwendung eines morphologischen Faktors von 10 zur Begrenzung des Rechenaufwandes korrespondieren neun Jahre hydrologischer Antrieb mit 90 Jahren morphologischer Entwicklung. Gemäß den unten definierten Szenarien wurden in den jeweiligen Simulationen die Randbedingungen Meeresspiegelniveau und mittlerer Tidenhub schrittweise leicht geändert. Die Simulationsergebnisse wurden in 10-Jahresschritten (2010, 2020, ...) analysiert. Eine ausführliche Beschreibung der Methodik und des Modelles findet sich in Becherer et al. (2017).

2.2 Antriebsszenarien

Nach dem fünften Klimabericht des IPCC (2014) ist mit einer starken Beschleunigung des relativen Meeresspiegelanstieges in diesem Jahrhundert zu rechnen, der bisher an den deutschen Küsten allerdings noch nicht nachweisbar ist (Hofstede 2007). Gründe sind vermutlich inter-annuelle Schwankungen in den Windfeldern in der Deutschen Bucht sowie dekadische Schwankungen in Wassertemperatur und Salzgehalt im Nordatlantik, die das globale Signal stark überlagern (Dangendorf et al. 2014). Je nach Szenario zum menschlichen Handeln werden im IPCC (2014) globale Anstiegswerte zwischen 0,28 und 0,98 m für den Zeitraum von 2000 bis 2100 angegeben (wahrscheinliche Bandbreite). Nach IPCC könnten sich diese Werte noch um mehrere Dezimeter erhöhen, wenn die Landeiskappen auf Grönland und in der Antarktis instabil werden. An der deutschen

Nordseeküste ist darüber hinaus noch eine geringe tektonische Landsenkung zu berücksichtigen. Modellstudien (Stengel und Zielke 1994, Arns et al. 2015) deuten an, dass der Tidenhub an der deutschen Nordseeküste bei zunehmenden Wassertiefen im Wattenmeer infolge nicht-linearer und räumlich unterschiedlicher Änderungen in den Partialtiden zunimmt.

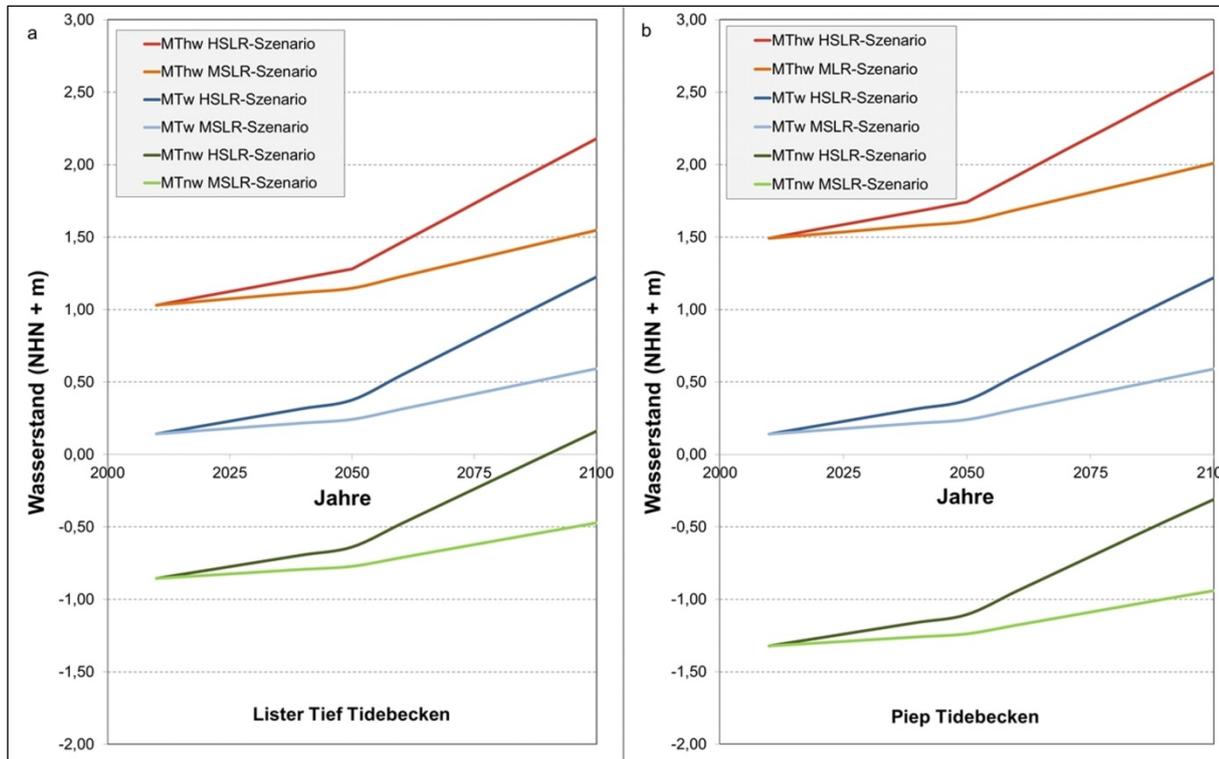


Abbildung 2: Entwicklung des mittleren Tidehochwassers (MThw), des mittleren Meeresspiegels (MTw) und des mittleren Tideniedrigwassers (MTnw) für die MSLR- und HSLR-Szenarien über den Zeitraum von 2010 bis 2100 für das Lister Tief (Abbildung 2a) und das Piep-Tidebecken (Abbildung 2b).

Auf diesen Grundlagen wurden drei Antriebsszenarien für zwei Zeiträume von 2010 bis 2050 und 2050 bis 2100 definiert (Abbildung 2 zeigt die Szenarien 2 und 3):

1. Null-Szenario (REF): keine Änderungen im Antrieb.
2. Moderates Szenario (MSLR): mittlerer Meeresspiegelanstieg von 2,5 mm/a über den Zeitraum von 2010 bis 2050 und von 7 mm/a über den Zeitraum von 2050 bis 2100 (insgesamt bis 2100 0,45 m).
3. Höheres Szenario (HSLR): mittlerer Meeresspiegelanstieg von 6,0 mm/a über den Zeitraum von 2010 bis 2050 und von 17 mm/a über den Zeitraum von 2050 bis 2100 (insgesamt bis 2100 1,08 m).

Im Ergebnis wurden fünf unterschiedliche Meeresspiegelanstiegsraten (0, 2,5, 6,0, 7,0 und 17,0 mm/a) simuliert. Zur Berücksichtigung einer geänderten Tidedynamik wurde in den Szenarien 2 und 3 für den Zeitraum von 2010 bis 2050 eine mittlere Tidenhubzunahme von 1,0 mm/a und für den Zeitraum von 2050 bis 2100 eine Zunahme von 2,0 mm/a angenommen. Entsprechend nimmt das mittlere Tidehochwasser bis 2100 um 0,07 m zusätzlich zum mittleren Meeresspiegel zu, das mittlere Tideniedrigwasser um 0,07 m weniger.

3 Ergebnisse

Zur Beantwortung der in der Einleitung gestellten Frage, ob bzw. inwieweit Wattflächen in der Lage sind, einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg auszugleichen, wurde die jeweilige Entwicklung der Watten für die Antriebsszenarien analysiert. Durch Gegenüberstellung der beiden Tidesysteme können mögliche regionale Unterschiede in der morphologischen Resilienz von Tidesystemen, wie von Hofstede (2015) postuliert, analysiert werden. Morphologische Resilienz wird definiert als die Fähigkeit von Wattenmeer-Tidesystemen, ihre intertidalen Wattflächen (als das Wattenmeer typisierende Struktur) bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg mittels verstärkter Materialablagerungen auf den Watten zu erhalten.

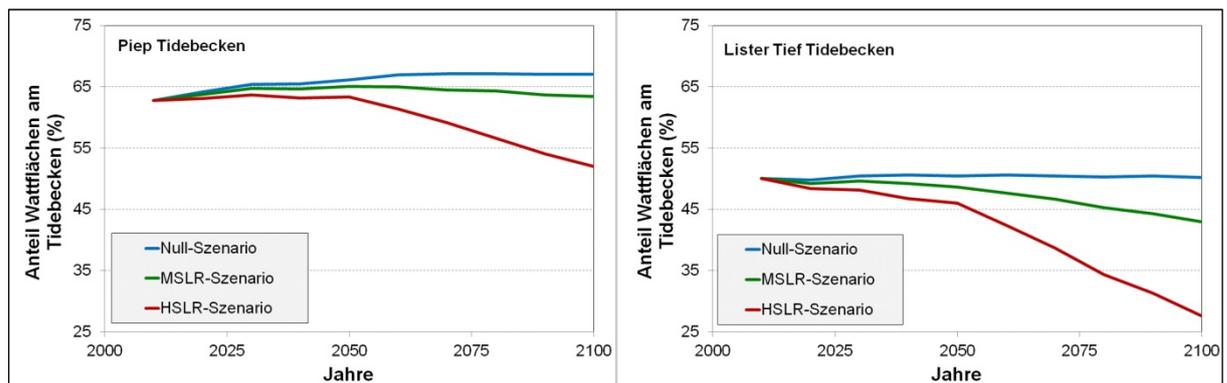


Abbildung 3: Entwicklung des Anteils der Wattflächen an der Gesamtfläche der Tidebecken (in %) für die drei Szenarien über den Zeitraum von 2010 bis 2100 für das Piep (links) und das Lister Tief (rechts) Tidebecken.

In Abbildung 3 ist für beide Tidesysteme die simulierte Entwicklung der Wattflächen zwischen 2010 und 2100 als Anteil an der Gesamt-Tidebeckenfläche unter MThw für die drei Antriebsszenarien dargestellt. Die dargestellten anteiligen Wattflächen-Entwicklungen erlauben gleichzeitig eine Aussage zur (gegenläufigen) Entwicklung der subtidalen Prielflächen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Gesamtflächen der Tidebecken bei den MSLR- und HSLR-Szenarien durch Erosion und Überflutung von anfangs supratidalen Bereichen (Strände und Salzwiesen) von 2010 bis 2100 geringfügig zunehmen. Aus der Abbildung lassen sich folgende Ergebnisse ableiten:

- Im Anfangsjahr 2010 ist der Anteil an Wattflächen im Piep-Tidebecken mit ca. 63 % deutlich höher als im Lister Tief mit ca. 50 %. Dieser Unterschied könnte zumindest teilweise mit den unterschiedlichen Grenzziehungen der beiden untersuchten Tidebecken in dieser Studie zusammenhängen (rotumrandeter Bereich in Abbildung 1). Allerdings kommt Spiegel (1997) bei seiner (besser mit dem Lister Tief vergleichbaren) Grenzziehung entlang der Wattwasserscheiden im Piep-Tidebecken zu ähnlich unterschiedlichen Ergebnissen (51,5 resp. 73 %).
- Im REF-Szenario nimmt der Wattflächen-Anteil im Piep-Tidebecken um wenige Prozente zu, im Lister-Tief-Tidebecken bleibt er relativ konstant.
- Im MSLR-Szenario bleibt der Wattflächenanteil im Lister-Tief-Tidebecken bis 2050 in etwa konstant und nimmt anschließend bis 2100 von 49 auf 43 % ab. Im Piep-Tidebecken nimmt der Flächenanteil dagegen bis 2050 geringfügig um wenige Prozente zu und bis 2100 wieder um den gleichen Anteil ab.

- Im HSLR-Szenario nimmt der Flächenanteil im Lister-Tief-Tidebecken bis 2050 leicht von 50 auf 46 % und danach bis 2100 stark auf nur noch 28 % ab. Dagegen bleibt der Flächenanteil im Piep-Tidebecken bis 2050 noch in etwa konstant und nimmt danach bis 2100 von 63 auf 52 % ab.

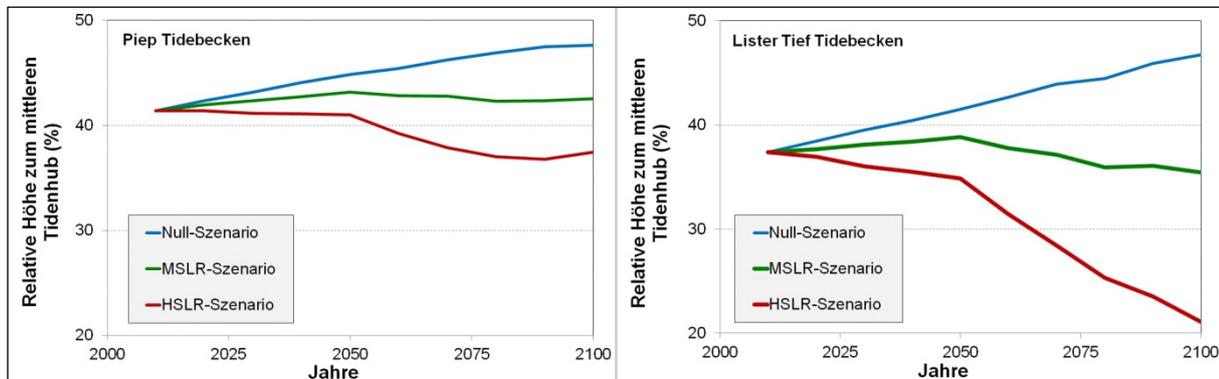


Abbildung 4: Entwicklung der mittleren Höhenlage der Wattflächen über MTnw in Relation zum MThb (in %) für drei Szenarien über den Zeitraum von 2010 bis 2100 für das Piep (links) und das Lister Tief (rechts) Tidebecken.

In Abbildung 4 ist für beide Tidesysteme die simulierte Entwicklung der mittleren Höhenlagen der intertidalen Wattflächen über MTnw in Relation zum MThb (in Prozent) für die drei Antriebsszenarien dargestellt. Dieser Parameter indiziert die relative Dauer des Trockenfallens der Watten, die zum Beispiel für foragierende Vögel von großer Bedeutung ist. Weiterhin wird angedeutet, wieviel Sediment anteilig im Intertidal vorhanden ist, unter anderem als „Puffer“ für einen Meeresspiegelanstieg sowie für interne Materialumlagerungen infolge eines Meeresspiegelanstieges (Hofstede 2015). Aus der Abbildung lassen sich folgende Ergebnisse ableiten:

- Im Anfangsjahr 2010 liegt die relative mittlere Watt-Höhenlage im Piep-Tidebecken bei 41,5 %, im Lister-Tief-Tidebecken geringfügig tiefer bei 37,5 %. Die absolute mittlere Höhenlage der Watten über MTnw ist jedoch im Piep-Tidebecken, infolge des hier deutlich höheren MThb, mit +1,16 m deutlich größer als im Lister-Tief-Tidebecken mit +0,70 m.
- Im REF-Szenario nehmen die relativen mittleren Watt-Höhenlagen in beiden Tidebecken relativ gleichmäßig von 37 auf 47 % (Lister Tief) bzw. von 41 auf 48 % (Piep) zu.
- Im MSLR-Szenario ändern sich die relativen mittleren Watt-Höhenlagen insgesamt nur unwesentlich, wobei sich im Lister-Tief-Tidebecken in der zweiten Hälfte des Jahrhunderts eine leicht abnehmende Tendenz andeutet.
- Im HSLR-Szenario bleibt die relative mittlere Watt-Höhenlage im Piep-Tidebecken bis Mitte des Jahrhunderts relativ konstant und nimmt danach von 41 % auf 37 % ab. Im Lister-Tief-Tidebecken nimmt die relative mittlere Watt-Höhenlage bis Mitte des Jahrhunderts geringfügig von 37 auf 35 % und bis Ende des Jahrhunderts stark auf dann nur noch 21 % ab.

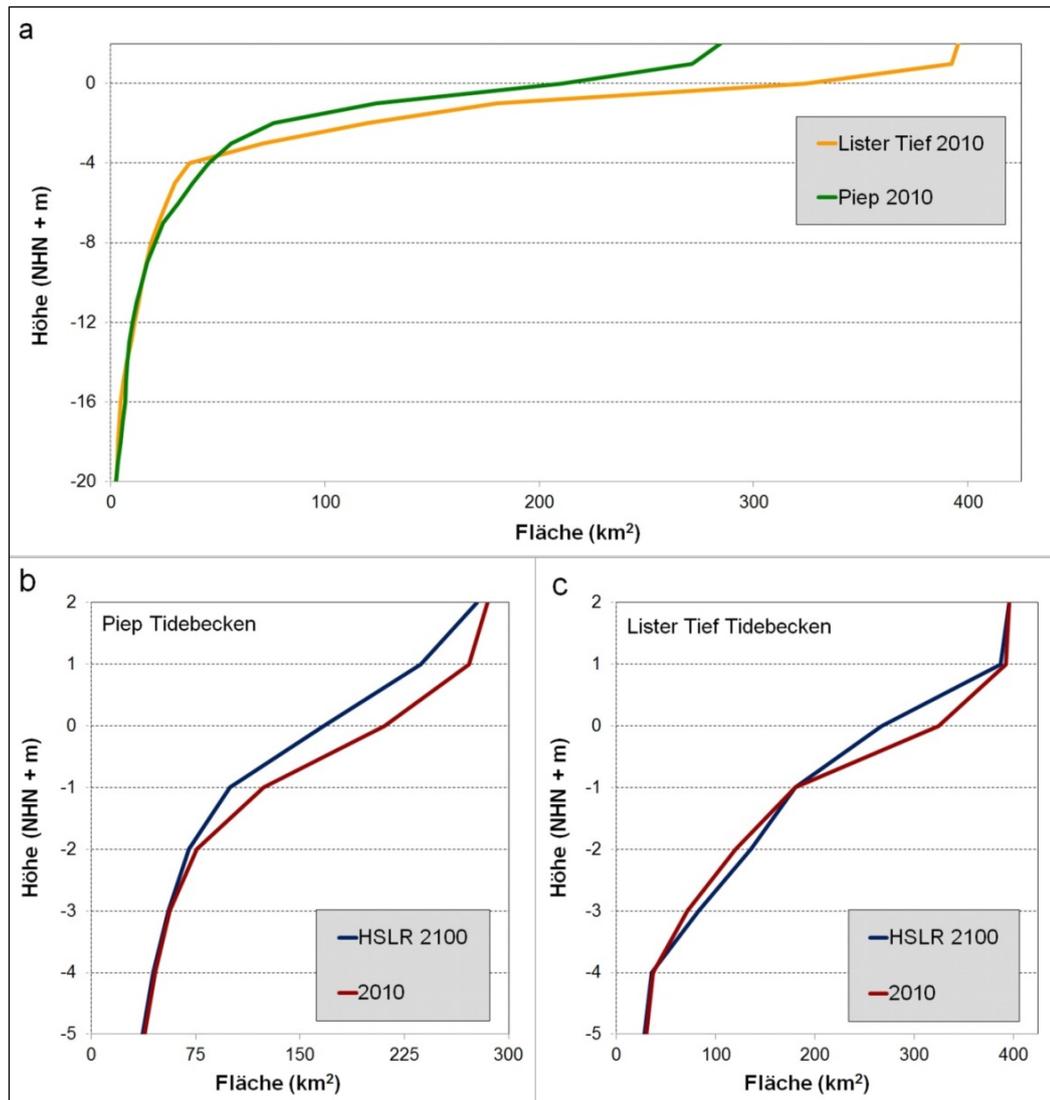


Abbildung 5: Hypsometrische Kurven der untersuchten Tidebecken. Abbildung 5a zeigt die hypsometrischen Kurven für das Ausgangsjahr 2010; Abbildung 5b (Lister Tief) und 5c (Piep) Ausschnitte oberhalb von NHN -5 m für das Ausgangsjahr 2010 und das HSLR-Szenario für das Jahr 2100.

In Abbildung 5a sind hypsometrische Kurven (Flächen-Höhenverteilungen) für beide Tidebecken für das Ausgangsjahr 2010 dargestellt. Auch hier zeigt sich die deutlich höhere Ausgangslage des Piep-Tidebeckens. Abbildung 5b zeigt einen Ausschnitt der hypsometrischen Kurven (oberhalb von NHN -5 m) für die Ausgangslage 2010 und das HSLR-Szenario in 2100 für das Piep-Tidebecken. Abbildung 5c stellt die gleichen Inhalte für das Lister-Tief-Tidebecken dar. Die Grafiken 5b und 5c zeigen die zwischen 2010 und 2100 projizierten Höhenänderungen infolge Erosion und Sedimentation in den Tidebecken für das HSLR-Szenario. Auf eine Darstellung der REF- und MSLR-Szenarien wurde wegen der im Wesentlichen gleichgerichteten (nur geringeren) morphologischen Tendenzen verzichtet.

Tabelle 1: Volumen- und Höhenänderungen für drei Szenarien zwischen 2010 und 2100 in charakteristischen Höhenschichten in den Lister-Tief- und Piep-Tidebecken.

Lister-Tief-Tidebecken	NULL-Szenario		MSLR-Szenario		HSLR-Szenario		
	Höhenschicht (m zu NHN)	Bilanz (Mio. m ³)	Differenz (m)	Bilanz (Mio. m ³)	Differenz (m)	Bilanz (Mio. m ³)	Differenz (m)
	-30 bis -8	-18,5	-1,0	-19,2	-1,0	-14,8	-0,8
	-8 bis -4	4,7	0,3	5,6	0,3	5,5	0,3
	-4 bis -1	-25,3	-0,2	-28,8	-0,3	-27,8	-0,3
	-1 bis 1	38,1	0,2	48,6	0,2	62,5	0,3
Piep-Tidebecken	NULL-Szenario		MSLR-Szenario		HSLR-Szenario		
	Höhenschicht (m zu NHN)	Bilanz (Mio. m ³)	Differenz (m)	Bilanz (Mio. m ³)	Differenz (m)	Bilanz (Mio. m ³)	Differenz (m)
	-20 bis -7	-41,2	-1,9	-52,8	-2,4	-64,3	-3,0
	-7 bis -2	16,8	0,4	15,6	0,4	10,0	0,2
	-2 bis 2	57,2	0,3	80,4	0,4	102,9	0,5

In Tabelle 1 sind für die drei Antriebsszenarien für beide Tidebecken die Volumen- und Höhenänderungen zwischen 2010 und 2100 in ausgewählten Höhenschichten aufgelistet. Wegen des unterschiedlichen Tidenhubes und der in der Höhe variierenden Erosions- und Sedimentationsschwerpunkte werden in der Tabelle unterschiedliche Höhenschichten für beide Tidebecken dargestellt. Aus den Abbildungen und der Tabelle lassen sich folgende Ergebnisse ableiten:

- In beiden Tidebecken finden auch beim REF-Szenario, d. h., ohne Änderungen im hydrologischen Antrieb, signifikante morphologische Änderungen statt. Die morphologischen Tendenzen sind dabei ähnlich aber schwächer als in den beiden anderen Szenarien.
- In beiden Tidebecken nehmen die mittleren Tiefen in den tieferen Prielen stark zu. Im Lister-Tief-Tidebecken vertiefen sich diese Priele zwischen 2010 und 2100 um bis zu 1,0 m, im Piep-Tidebecken sogar um bis zu 3,0 m. Die jeweiligen Erosionsmengen liegen bei 19,2 (Lister Tief) und 64,3 Mio. m³ (Piep).
- Ein weiterer Bereich mit stärkeren Vertiefungen um bis zu 0,3 m liegt im Lister-Tief-Tidebecken zwischen NHN -4 und -1 m; das Erosionsvolumen beträgt hier 27,8 Mio. m³. Dieser Erosionsbereich fehlt im Piep-Tidebecken.
- In beiden Tidebecken nehmen die Höhen in den jeweiligen Intertidalbereichen bzw. auf den Watten von 2010 bis 2100 stark zu; im Lister-Tief-Tidebecken zwischen NHN -1,0 und NHN +1,0 m um bis zu 0,3 m, im Piep-Tidebecken zwischen NHN -2,0 und NHN +2,0 m um bis zu 0,5 m. Die jeweiligen Sedimentationsvolumen liegen bei 62,5 resp. 102,9 Mio. m³.
- In beiden Tidebecken nimmt die Intensität der morphologischen Änderungen (Erosion oder Sedimentation) mit zunehmender Meeresspiegelanstiegsrate zu. Ausnahme sind die tieferen Priele im Lister-Tief-Tidebecken. Hier erreicht die

Erosion ihr Maximum beim MSLR-Szenario mit 19,2 Mio. m³ und liegt beim HSLR-Szenario mit 14,8 Mio. m³ wieder deutlich niedriger.

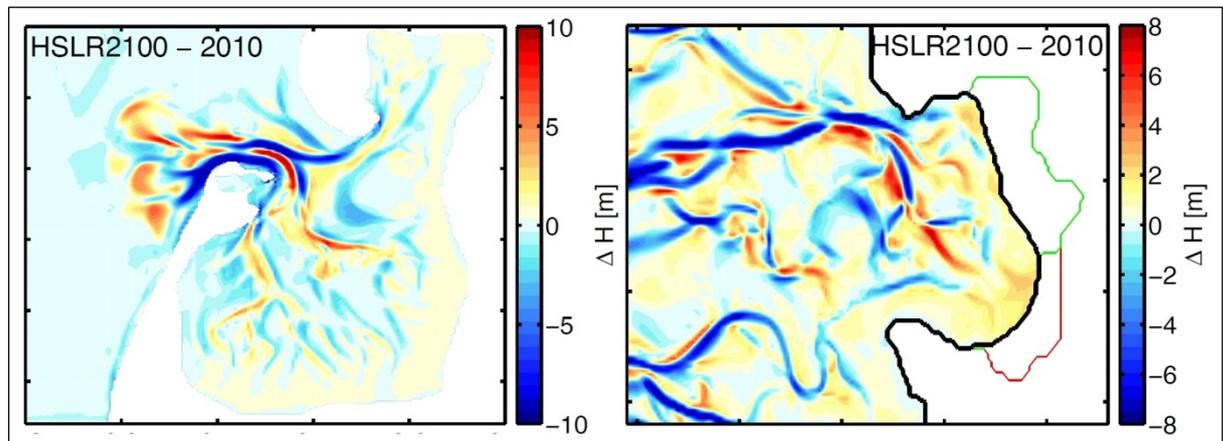


Abbildung 6: Höhenänderungen für das HSLR-Szenario zwischen 2010 und 2100 für das Lister-Tief-Tidebecken (links) und das Piep-Tidebecken (rechts; die dicke schwarze Linie entspricht der aktuellen Landesschutzdeichlinie, die braune und die grüne Linie sind ehemalige Landesschutzdeiche, die in den 1970er Jahren vorgedeicht wurden).

Eine flächige Darstellung der projizierten Höhenänderungen in den beiden Modelldomänen zwischen 2010 und 2100 für das HSLR-Szenario zeigt schließlich Abbildung 6. Auch hier wurde auf eine Darstellung der REF- und MSLR-Szenarien wegen der im Wesentlichen gleichgerichteten (nur geringeren) morphologischen Tendenzen verzichtet. Klar erkennbar ist das typische Mäandrieren der Priele, während insbesondere die küstennahen Wattbereiche durch Sedimentation gekennzeichnet werden. Im inneren Bereich des Piep-Tidebeckens (Meldorfer Bucht) treten besonders starke Sedimentationen auf, vermutlich noch in Reaktion auf die dortigen Vordeichungen in den 1970er Jahren. Unmittelbar vor den Festlandsdeichlinien liegt ein schmaler Streifen ohne signifikante Höhenänderungen (Hellblau), wobei es sich um (überflutete) Salzwiesen handelt. Auf dem Ebb-Delta im Lister-Tief-Tidesystem zeigen sich starke Sedimentationen auf den Riffbögen, während die dortigen Tiderinnen durch sehr starke Erosionen gekennzeichnet werden. Schließlich fehlen auch in dieser Simulation, wie bei den Hindcast-Simulationen, die infolge des Meeresspiegelanstiegs zu erwartenden (starken) Erosionen an der Westküste von Sylt (siehe Kapitel 4 Diskussion).

4 Diskussion

Die Simulationsergebnisse deuten darauf hin, dass die morphologische Resilienz von Wattenmeer-Tidesystemen gegen einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg hoch ist, wobei insbesondere die küstennahen Watten stark in die Höhe mitwachsen können. Auch bei einem jährlichen Meeresspiegelanstieg von 4 mm, d. h., bei einer Verdoppelung der bisherigen Anstiegsraten, zeigen die Wattflächen in den untersuchten Tidebecken eine positive Entwicklung. Erst bei Meeresspiegelanstiegsraten von 6 (HSLR) bzw. 7 mm/a (MSLR) nehmen Flächenanteil und relative mittlere Höhe der intertidalen Watten im Lister-Tief-Tidebecken moderat ab. Im Piep-Tidebecken bleiben sie auch bei diesen Meeresspiegelanstiegsraten noch relativ konstant bzw. nehmen auch infolge der Überflutung von höherliegenden Salzwiesen leicht zu. Im Piep-Tidebecken nehmen Flächenanteil und

relative mittlere Höhe der intertidalen Watten erst bei einem (extremen) Meeresspiegelanstieg von 17 mm/a von 63 auf 52 % resp. von 41 auf 37 % in 50 Jahren ab (bei 8 km² überfluteten Salzwiesen). Im Lister Tief tauchen die Wattflächen bei diesen Meeresspiegelanstiegsraten großflächig unter MT_{nw} ab, während die verbliebenen Wattflächen stark an relativer Höhe einbüßen. Im absoluten Sinne nehmen die Wattflächen im Lister-Tief-Tidebecken von 181 km² in 2050 auf 109 km² in 2100 bzw. um 40 % ab, während gleichzeitig ihre mittlere Höhenlage über MT_{nw} von +0,7 m auf +0,4 m abnimmt. In diesem Tidebecken findet entsprechend eine Sukzession in Richtung Küstenlagune statt (CPSL 2010).

Ursächlich für die relativ hohe morphologische Resilienz sind zum einen die bekannten tidebedingten asymmetrischen Transportmechanismen (u. a. van Straaten und van Kuenen 1957, Van de Kreeke und Robaczewska 1993), die zu einem Sedimentimport von der Außenküste in die Tidebecken führen, wo das Material auf den Wattflächen langfristig zur Ablagerung kommt. Dabei deuten die Modellrechnungen für die untersuchten Antriebsszenarien auf eine positive Korrelation zwischen Akkumulations- und Meeresspiegelanstiegsraten hin, d. h., je stärker der Meeresspiegelanstieg, umso effektiver wirken die o.g. Mechanismen. Die Simulationen scheinen weiterhin darauf hinzuweisen, dass die tieferen Priele eine weitere wichtige Sedimentquelle für die Akkumulationen auf den Watten darstellen können. Verursacht wird dies zum einen durch die oben genannten Transportmechanismen, die auch in den Prielen zu einem landwärts gerichteten Sediment-Resttransport führen. Da sich gleichzeitig die zu transportierenden Wassermengen infolge des Meeresspiegelanstieges und der Tidenhubzunahme erhöhen, nehmen die Strömungsgeschwindigkeiten und damit die Erosionen in den Prielen zu. Das erodierte Material kann anschließend auf den Wattflächen zur Ablagerung gelangen (Hofstede 2002). Dieser Prozess funktioniert jedoch nur so lange, wie die zunehmenden Wassermengen durch die Priele transportiert werden. Im Lister-Tief-Tidebecken ist dies bei einer Anstiegsrate von 17 mm/a offensichtlich nicht mehr der Fall. Infolge der relativ geringen Höhenlage der Watten und wegen der im Vergleich zur Sedimentationsrate überproportionalen Meeresspiegelanstiegsrate, wird hier ein immer größerer Anteil der Tidewassermengen direkt über die intertidalen Wattflächen transportiert. Dies führt letztendlich zu abnehmenden Strömungsgeschwindigkeiten in den Prielen, wodurch die Erosion hier in Sedimentation umschlägt (Tabelle 1). Dieser von Hofstede (2015) aufgrund theoretischer Überlegungen postulierte selbstverstärkende Prozess kann als ein Kippunkt (Tipping-point) der morphologischen Resilienz von Wattenmeer-Tidesystemen bezeichnet werden, der (in Abhängigkeit vom Tidenhub, siehe unten) von Tidesystem zu Tidesystem variiert.

Die Simulationsergebnisse zeigen auf, dass die morphologische Resilienz des Piep-Tidesystems deutlich höher ist als die des Lister-Tief-Tidesystems. Eine wesentliche Ursache ist wahrscheinlich der starke Unterschied im Tidenhub zwischen beiden Tidesystemen (Hofstede et al. 2016). Entsprechend wirken die tidebedingten asymmetrischen Transportprozesse im Piep-Tidebecken stärker als im Lister-Tief-Tidebecken. Darüber hinaus zeigte Hofstede (2015) eine positive Korrelation zwischen MThb und dem Anteil des im Intertidal gespeicherten Sedimentvolumens am gesamten Intertidalvolumen für 21 Tidebecken im Wattenmeer auf (Abbildung 7). Entsprechend dauert der Prozess des Abtauchens unter MT_{nw} in Tidesystemen mit größerem MThb länger, was, wie oben dargestellt, eine höhere morphologische Resilienz impliziert. Ein weiterer Grund dafür, dass die Wirkung der asymmetrischen Transportprozesse im Lister-Tief-Tidebecken relativ

gering ist, kann die untypische Konfiguration der Insel Sylt mit einem zentralen Geestkern und einer sehr langen Nehrung in Richtung Norden sein. Während der Flutphase müssen die Tidewassermengen dadurch quasi einen Umweg um den Ellenbogen in das Tidebecken nehmen. Diese Hypothese ist durch weitere hydronumerische Modelluntersuchungen zu überprüfen. Eine negative Wirkung der Verbindungsdämme zum Festland hinsichtlich der Sedimentakkumulation im Lister-Tief-Tidebecken ist dagegen unwahrscheinlich. Naturbeobachtungen zeigen auf, dass Verbindungsdämme durch ihre strömungsberuhigende Wirkung eine stark sedimentationsfördernde Wirkung im Wattenmeer entfalten.

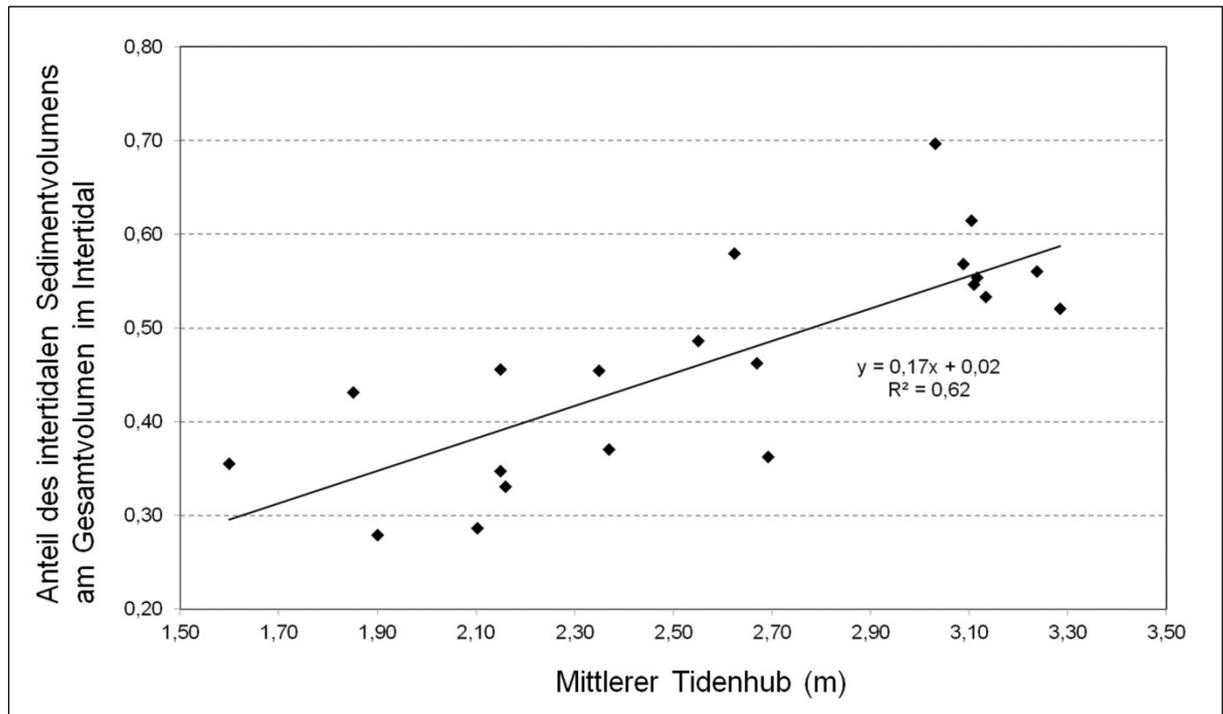


Abbildung 7: Anteil des intertidalen Sedimentvolumens am gesamten im intertidalen Bereich vorhandenen Volumen in Relation zum mittleren Tidenhub für 21 Tidebecken im Wattenmeer (nach Hofstede 2015, Daten von Biegel 1992 und Spiegel 1997).

Sowohl beim Hindcast wie auch bei den Projektionen wurden der beobachtete und der zu erwartende natürliche Küstenrückgang an der Westküste von Sylt nicht nachgebildet. Wegen der komplexen Dünensysteme und der Sandaufspülungen wäre hier ein erheblich komplexeres Modellsystem notwendig (Dissanayake et al. 2014), weshalb hier im Modell keine Erosion von Landzellen erlaubt wurde. Weiterhin wurden keine zu erwartenden Sedimentationen auf den Salzwiesen simuliert (Abbildung 6), was vermutlich auf eine noch fehlende Berücksichtigung der strömungsberuhigenden und wellendämpfenden Wirkung von Salzwiesen im numerischen Modell zurückzuführen ist. Auch scheinen die sehr starken Sedimentationen auf den Riffbögen im Ebb-Delta (Abbildung 6) morphologisch nicht plausibel. In diesem Bereich wird die morphologische Dynamik und Entwicklung stark vom Sturmflutgeschehen mitgeprägt. Die Riffbögen auf dem Ebb-Delta werden (wie die Westküste von Sylt) während Sturmfluten durch den dann vorherrschende Sturmseegang stark erodiert. Dies deutet daraufhin, dass Sturmfluten und Sturmseegang bzw. der Wind als Antriebskraft im Modell – im Gegensatz zum Tidegeschehen – noch nicht ausreichend berücksichtigt werden bzw. dass das Wellenmodell nicht alle Prozesse

berücksichtigt. Zu dieser Thematik wurden in dieser zeitlich begrenzten Studie keine Optimierungsversuche durchgeführt, auch da sie sich in erster Linie auf die Projektion morphologischer Änderungen der intertidalen Wattflächen fokussierte. Diesbezüglich wird auf die bereits von Göhren (1968) postulierte Abhängigkeit der mittleren Wathöhenlage vom Verhältnis zwischen tidebedingter Sedimentation während ruhiger Wetterlagen und sturmflutbedingter Erosion bei stürmischem Wetter hingewiesen (Hofstede 2002). Eine möglicherweise nicht ausreichend berücksichtigte sturmflutbedingte Erosion auf den Watten kann ein Grund dafür sein, dass auch beim REF-Szenario, trotz fehlender Änderungen im Antrieb, signifikante Sedimentationen auf den Watten simuliert wurden (Tabelle 1). Nach verbesserter Berücksichtigung dieser Prozesse werden sich die projizierten Höhenzuwächse auf den Watten wahrscheinlich reduzieren. Allerdings konnten in dieser 2D-Studie auch eine Reihe barokliner Prozesse nicht berücksichtigt werden, die zu einer stärkeren ästuarinen Zirkulation und vermutlich zu einem größeren Sedimentimport in die Tidebecken führen würden (Burchard et al. 2008, Becherer et al. 2017). Weiterhin wird durch das hier verwendete 2D-Modell eine Abnahme oder Umkehr der ästuarinen Zirkulation durch landwärtige Stürme (Becherer et al. 2016, Purkiani et al. 2016), die zu einer Verringerung des Sedimenttransportes führen könnte, nicht berücksichtigt. Auch hierzu besteht dringender Forschungsbedarf, der im DFG-Projekt MOREWACC (www.spp-sealevel.de) bereits teilweise angegangen wird.

Arns et al. (2017) untersuchten die möglichen Folgen eines beschleunigten Meeresspiegelanstieges für die Bemessung von Landesschutzdeichverstärkungen an der Westküste von Schleswig-Holstein. Für drei Meeresspiegelszenarien wurden Änderungen in den für die Bemessung relevanten Parametern Sturmflut, Windstau und Sturmseepegel mit dem Modell MIKE21 simuliert und anschließend in erforderliche Deichhöhen umgerechnet. Im Ergebnis wurde u. a. festgehalten, dass die zur Gewährleistung der heutigen Schutzstandards erforderlichen Deichhöhen regional zwar unterschiedlich aber immer überproportional zum Meeresspiegelanstieg zunehmen. Diese Hypothese ergibt sich maßgeblich aus der dieser Modellstudie zugrundeliegenden Annahme einer unbeweglichen Sohle, die automatisch zu größeren Wassertiefen infolge des Meeresspiegelanstieges führt. Dadurch nehmen die Sturmwellenhöhen infolge geringerer Bodenreibung zu. Bei den Sturmflutwasserständen wird nach Arns et al. (2017) eine geringe Abnahme des Windstaus infolge größerer Wassertiefen überproportional durch höhere Sturmflutwasserstände infolge geringerer Bodenreibung und nicht-linearer Verschiebungen der Tidekomponenten im Flachwasserbereich ausgeglichen. Die Ergebnisse von SH-TREND belegen jedoch, dass sich die Topographie des Wattenmeeres infolge eines Meeresspiegelanstieges stark ändern wird. Insbesondere in den küstennahen Bereichen ist mit einem starken Mitwachsen der Watten zu rechnen. Nach Hofstede (2015) werden auch die Salzwiesen bei einem beschleunigten Meeresspiegelanstieg infolge erhöhter Inundation verstärkt in die Höhe wachsen, wobei sie an der Festlandküste von Schleswig-Holstein seit 1996 bereits durchschnittlich um etwa 9 mm/a in die Höhe wachsen. Entsprechend sind die Ergebnisse von Arns et al. (2017) als oberste Grenzwerte zu betrachten, die durch Kopplung der hydronumerischen und morphodynamischen Modellierungen zu optimieren sind.

5 Schlussfolgerungen

Auf der Grundlage der oben dargestellten Ergebnisse und Diskussion lassen sich folgende Schlussfolgerungen ableiten:

- Wattflächen sind sehr effektive Sedimentsenken, weshalb die Tidesysteme generell eine hohe morphologische Resilienz gegen einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg aufweisen.
- Die tieferen Priele in den Tidebecken fungieren bis zu einem Kippunkt (siehe unten) als wichtige interne Sedimentquelle für Sedimentation auf den Wattflächen. Die Außenküste stellt eine weitere Sedimentquelle dar.
- In den Wattenmeer-Tidesystemen existiert ein Kippunkt für deren morphologischen Resilienz, der durch die Meeresspiegelanstiegsrate definiert wird. Überschreitet die Meeresspiegelanstiegsrate diesen Kippunkt, werden die Priele zu Sedimentsenken und stehen den Wattflächen nicht mehr als Sedimentquelle zur Verfügung. Eine Sukzession in Richtung Küstenlagunen mit ausgedehnten Flachwasserbereichen bei MTnw setzt ein.
- Die morphologische Resilienz der Tidesysteme ist positiv korreliert mit dem mittleren Tidehub, weshalb sich eine einheitliche kritische Meeresspiegelanstiegsrate, oberhalb deren die Wattflächen im Wattenmeer strukturell bzw. irreversibel unter MTnw abtauchen, nicht ableiten lässt.

Für den Küstenschutz deuten die Ergebnisse von SH-TREND darauf hin, dass die Wirkung des (ufernahen) Wattenmeeres als eine den Küsten und Küstenschutzanlagen vorgelegte Seegangenergie-Umwandungszone auch bei wesentlich stärkeren Meeresspiegelanstiegsraten als bisher noch weitgehend erhalten bleibt. Die Herausforderung aus dem Klimawandel liegt hier somit in erster Linie in der Anpassung an stark zunehmende Sturmflutwasserstände und Küstenabbrüche. Für den Meeresschutz ist wahrscheinlich schon bei – relativ – geringeren Zunahmen des Meeresspiegelanstieges infolge der Abnahme von Ausdehnung und relativer Höhenlage der Watten mit negativen Konsequenzen zu rechnen, zum Beispiel für furagierende Vögel. Eine wesentliche Herausforderung wird schließlich die Entwässerung der Küstenniederungen darstellen, da sie sowohl vom Meeresspiegelanstieg als auch vom starken Anwachsen der küstennahen Watt- und Salzwiesenbereiche beeinträchtigt bzw. erschwert wird.

6 Literaturverzeichnis

Arns, A.; Wahl, T.; Dangendorf, S.; Jensen, J.: The impact of sea level rise on storm surge water levels in the northern part of the German Bight. In: *Coastal Engineering*, 81, 51–66, 2015.

Arns, A.; Dangendorf, S.; Jensen, J.; Talke, S.; Bender, J.; Pattiaratchi, P.: Sea-level rise induced amplification of coastal protection design heights. In: *Nature Scientific Reports*, 7, 40171, doi: 10.1038/srep40171, 2017.

Becherer, J.; Floeser, G.; Umlauf, L.; Burchard H.: Estuarine circulation versus tidal pumping: Sediment transport in a well-mixed tidal inlet. In: *J. Geophys. Res. Oceans*, 121, 6251–6270, doi:10.1002/2016JC011640, 2016.

Becherer, J.; Hofstede, J. L. A.; Gräwe, U.; Purkiani, K.; Schulz, E.; Burchard, H.: The Wadden Sea in transition – consequences of sea level rise. In: *Ocean Dynamics*, 68, 1, 131–151, doi: 10.1007/s10236-017-1117-5, 2018.

Biegel, E. J.: Impact of sea-level rise on the morphology of the Wadden Sea within the scope of its ecological functioning. Investigations on empirical morphological relations. Annex Data report ISOS*2. Rijkswaterstaat Dienst Getijde-wateren, ISOS*2 project, phase 2, 1992.

Burchard, H.; Bolding, K.: GETM – a general estuarine transport model. Scientific documentation. Technical Report EUR 20253, EN, European Commission, 2002.

Burchard, H.; Flöser, G.; Staneva, J. V.; Riethmüller, R.; Badewien T.: Impact of density gradients on net sediment transport into the Wadden Sea. In: *Journal of Physical Oceanography*, 38, 566–587, 2008.

CPSL – trilateral working group on coastal protection and sea level rise: CPSL Third Report – the role of spatial planning and sediment in coastal risk management In: *Wadden Sea Ecosystem*, 28, Common Wadden Sea Secretariat, 2010.

CWSS and World Heritage Nomination Project Group: Nomination of the Dutch-German Wadden Sea as world heritage site. In: *Wadden Sea Ecosystem*, 24, 1–200, 2008.

Dangendorf, S.; Calafat, F.M.; Arns, A.; Wahl, T.; Haigh, I. D.; Jensen, J.: Mean sea level variability in the North Sea: Processes and implications. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 119, 6820–6841, 2014.

Dissanayake, D. M. P. K.; Ranasinghe, R.; Roelvink, J. A.: The morphological response of large tidal inlet/basin systems to relative sea level rise. In: *Climate Change*, 113(2), 253–276, doi: 10.1007/s10584-012-0402-z, 2012.

Dissanayake, D. M. P. K.; Brown, J.; Karunaratna, H.: Modelling storm-induced beach/dune evolution: Sefton coast, Liverpool Bay, UK. In: *Marine Geology*, 357, 2 25–242, 2014.

Göhren, H.: Triftströmungen im Wattenmeer. In: *Mitteilungen des Franzius-Instituts der TU Hannover*, 30, 142–270, 1968.

Hofstede, J. L. A.: Morphologic responses of Wadden Sea tidal basins to a rise in tidal water levels and tidal range. In: *Zeitschrift für Geomorphologie*, 46/1, 93–108, 2002.

Hofstede, J. L. A.: Entwicklung des Meeresspiegels und der Sturmfluten: ist der anthropogene Klimawandel bereits sichtbar? In: Gönnert, G.; Pflüger, B. und Bremer, J.-A. (Hrsg.): *Von der Geoarchäologie über die Küstendynamik zum Küstenzonenmanagement*. In: *Coastline Reports*, 9, 139–148, 2007.

Hofstede, J. L. A.: Theoretical considerations on how Wadden Sea tidal basins may react to accelerated sea level rise. In: *Zeitschrift für Geomorphologie*, 59/3, 377–391, 2015.

Hofstede, J. L. A.; Becherer, J.; Burchard, H.: Are Wadden Sea tidal systems with a higher tidal range more resilient against sea level rise. In: *Journal of Coastal Conservation*, doi: 10.1007/s11852-016-0469-1, 2016.

Hofstede, J. L. A., Matelski, B.; Stock, M.: Schleswig-Holsteins Klimaanpassungsstrategie für das Wattenmeer 2100. In: *Die Küste*, 87, 2019.

IPCC – Intergovernmental Panel on Climate Change: Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Core Writing Team: Pachauri, R. K.; Meyer, L. A. (eds.), IPCC, Geneva, Switzerland. ISBN: 978-92-9169-143-2, 2014.

LAWA – Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser: Auswirkungen des Klimawandels auf die Wasserwirtschaft – Bestandsaufnahme, Handlungsoptionen und strategische Handlungsfelder 2017. LAWA, Erfurt, 2018.

Purkiani, K.; Becherer, J.; Klingbeil, K.; Burchard, H.: Wind-induced variability of estuarine circulation in a tidally energetic inlet with curvature. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 121(5), 3261–3277, 2016.

Soulsby, R.: Dynamics of marine sands: a manual for practical applications. Thomas Telford, London, 1997.

Spiegel, F.: Zur Morphologie der Tidebecken im schleswig-holsteinischen Wattenmeer. In: *Die Küste*, 59, 115–142, 1997.

Stengel, T.; Zielke, W.: Der Einfluß eines Meeresspiegelanstiegs auf Gezeiten und Sturmfluten in der Deutschen Bucht. In: *Die Küste*, 56, 93–118, 1994.

Ter Brake, M. C.; Schuttelaars, H. M.: Modeling equilibrium bed profiles of short tidal embayments: on the effect of the vertical distribution of suspended sediment and the influence of the boundary conditions. In: *Ocean Dynamics*, 60(2), 183–204, 2010.

Van de Kreeke, J.; Robaczewska, K.: Tide-induced residual transport of coarse sediment; application to the EMS estuary. In: *Netherlands Journal of Sea Research*, 31, 209–220, 1993.

van Goor, M. A.; Zitma, T. J.; Stive, M. J. F.: Impact of sea level rise on the morphological equilibrium state of tidal inlets. In: *Marine Geology*, 201, 211–227, 2003.

van Straaten, L. M. J. U.; van Kuenen, P.H.H.: Accumulation of fine grained sediments in the Dutch Wadden Sea. In: *Geologie en Mijnbouw*, 19, 329–354, 1957.

Walton, T. L.; Adams, W. D.: Capacity of inlet outer bars to store sand. In: *Proceedings of the 15th Coastal Engineering Conference, ASCE*, 1, 1919–1937, 1976.

Wang, Z. B.; Townend, I. H.; Stive, M. J. F.: Modelling of morphological response of tidal basins to sea-level rise revisited. In: *Proceedings of the 17th Physics of Estuaries and Coastal Seas Conference, Porto de Galinhas, Pernambuco, Brazil*, 2014.

Infiltrationsbedingte Prozesse in der Abdeckung von See- und Ästuardeichen und deren Einfluss auf die Standsicherheit

Martin Achmus¹, Martin Pobl², Holger Schüttrumpf³, Helmut Temmler^{† 4}

¹ *Leibniz Universität Hannover, Institut für Geotechnik*

² *Bundesanstalt für Wasserbau*

³ *Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH) Aachen, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft*

⁴ *Ehemals LANU, Flintbek*

Vorwort

Der Fachausschuss für Küstenschutzwerke (FAK) wurde 1972 als gemeinsamer Ausschuss der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), (vormals Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau), und der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. (HTG) gegründet und mit der Aufgabe betraut, Empfehlungen für die funktionelle und konstruktive Planung sowie wirtschaftliche Bauausführung von Küstenschutzwerken an Nord- und Ostsee nach dem neuesten Stand der Technik zu erarbeiten. Veröffentlicht wurden bisher die „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken“ als EAK 1981, EAK 1993 und EAK 2002 (korrigierte Ausgabe 2020). Sie wurden durch das Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI) in „Die Küste“ 36/1981, 55/1993 und 65/2002 (88/2020) abgedruckt. Des Weiteren erfolgte in „Die Küste“ 76/2009 der Bericht einer FAK-Arbeitsgruppe zu Küstenschutzstrategien. Ende 2020 gehören dem Ausschuss folgende Damen und Herren an:

- Achmus, Martin, Prof. Dr.-Ing., Institut für Geotechnik, Leibniz Universität Hannover
- Baumgarten, Frederic, Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Weser-Jade-Nordsee, Wilhelmshaven
- Fröhle, Peter, Prof. Dr.-Ing., Institut für Wasserbau, Technische Universität Hamburg
- Goseberg, Nils, Prof. Dr.-Ing., Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig
- Heinrich, Jorne, Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein, Husum
- Heinrichs, Michael, Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung des Landes Schleswig-Holstein, Kiel
- Herr, Burghard, Dr.-Ing., Baustofflabor Hamburg GmbH
- Höhmann, Sebastian, F+Z Baugesellschaft, Hamburg
- Karg, Eric, Boskalis, Rostock
- Kerpen, Nils, Dr.-Ing., Ludwig-Franzius-Institut für Wasserbau, Hannover
- Lücht, Fabian, Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein, Husum

- Maudrich, Sven, Hamburg Port Authority
- von Mirbach, Clais, Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer, Hamburg
- Mohr, Axel, Senator für Umwelt, Bau, Verkehr und Europa der freien Hansestadt Bremen
- Peters, Karsten, Dr.-Ing., Ramboll Deutschland GmbH, Hamburg
- Pohl, Martin, Dr.-Ing., Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg
- Pries, Janne, BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, Espelkamp
- Probst, Bernd, Melsdorf
- Schade, Daniel, Dr.-Ing., Ingenieurbüro Mohn GmbH, Husum
- Schimmels, Stefan, Dr.-Ing., Forschungszentrum Küste, Hannover
- Schirmacher, Rüdiger, Berding Beton
- Schlie, Siegmund, Boskalis, Rostock
- Schmidt, Ronny, Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt, Rostock
- Schüttrumpf, Holger, Prof. Dr.-Ing., Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen
- Sommermeier, Knut, Staatliches Amt für Landwirtschaft und Umwelt, Rostock
- Thorenz, Frank, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft und Küstenschutz, Norden
- Tzschach, Uwe, Bundesanstalt für Wasserbau, Hamburg

Die Mitglieder des Ausschusses für Küstenschutzwerke wurden nach dem Grundsatz berufen, Küsteningenieure der Wasserbau- und Wasserwirtschaftsbehörden, der Universitäten, von Planungsbüros und von einzelnen Bauunternehmen zusammenzuführen, um sowohl Fragen der Bemessung als auch die funktionelle und konstruktive Gestaltung der Küstenschutzwerke zu behandeln.

Im Hinblick auf den Anstieg des Meeresspiegels wird die zutreffende Erfassung und Bewertung von Infiltrationsprozessen in der Abdeckung von See- und Ästuardeichen auf die Standsicherheit immer wichtiger. Eine zutreffende Bewertung lässt mögliche Risiken erkennen, so dass diesen begegnet werden kann. Andererseits können ggf. höhere Wellenüberlaufnuten und Verweildauern erlaubt werden. Eine wirtschaftliche und sichere Ausbildung sowie eine zutreffende Zustandsbeurteilung von Deichen sollen durch den Bericht unterstützt werden.

Hierzu wurde eine Arbeitsgruppe mit folgenden Mitgliedern eingerichtet:

- Pohl, Martin, Dr.-Ing. (Obmann)
- Achmus, Martin, Prof. Dr.-Ing.
- Schüttrumpf, Holger, Prof. Dr.-Ing.
- Temmler, Helmut, Dr. †

Als externer Berater wurde Dr.-Ing. Roland Weißmann, Neukirchen-Vluyn hinzugezogen.

Der Bericht wurde am 19.02.2020 vom Fachausschuss mit einem herzlichen Dank an die Bearbeiter einstimmig verabschiedet und hiermit veröffentlicht. Besonders hervorzuheben und posthum zu danken ist dem Mitglied Dr. Helmut Temmler, der mit seinen umfangreichen Untersuchungen die Grundlage gelegt und weite Teile des Berichts geprägt hat.

Hamburg, im Dezember 2020

Martin Pohl
Obmann

Karsten Peters
Ausschussvorsitzender

Zusammenfassung

Der vorliegende Statusbericht behandelt die Vorgänge und Auswirkungen von Infiltrationsprozessen, wie sie sich insbesondere bei Wellenüberlauf an der Binnenböschung eines Deiches ergeben. Dieses Szenario ist bei dem prognostizierten Meeresspiegelanstieg entscheidend für die Deichsicherheit, sofern keine Deicherhöhung erfolgt.

Dahingehend werden im Überblick neuere Untersuchungen seit Erscheinen der „Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken“ (EAK 2002) diskutiert. Als erste Bewertungsgrundlage wird auf die Zustandsermittlung von Deichen mit Bewertungskriterien eingegangen. Weitergehend erfolgt eine Betrachtung zur Gefügebildung bei Deichabdeckböden, wobei auf das Wasserspeichervermögen sowie das Schrumpfverhalten, welches zur Rissbildung führt, eingegangen wird. Infolge der Risse kommt es zu einer hohen Durchlässigkeit der Deichabdeckung von etwa $1 \cdot 10^{-4}$ m/s. Bei einer Wasserinfiltration weicht die Deichabdeckung auf, wodurch die Scherfestigkeit und somit die Deichsicherheit herabgesetzt wird. Hohe Wasserstände im Deichkern wirken ebenfalls ungünstig auf die Standsicherheit. An beispielhaften Untersuchungsergebnissen werden die Effekte und Größenordnungen dargelegt.

Es werden Empfehlungen zu Berechnungsverfahren, Maßnahmen zur Sicherheitserhöhung und ein Ausblick angesichts des kommenden Klimawandels gemacht.

Schlagwörter

Infiltrationsprozesse, See- und Ästuardeiche, Deichsicherheit, Deichbewertung, Klimawandel

Summary

This status report deals with the processes and effects of infiltration, as they occur in particular during wave overflow on the inner slope of a dike. Given the predicted sea-level rise, this scenario is crucial for dike safety, provided that the existing dikes are not strengthened.

In this context, recent studies since the publication of the "Recommendations for the Execution of Coastal Protection Works" (EAK, 2002) are discussed. As a first basis for evaluation, the condition assessment of dikes using evaluation criteria is covered. In addition, the structure of the dike top soil is examined, whereby the water storage capacity and the shrinkage behaviour leading to crack formation are referred to. The cracks result in a high permeability of the dike cover of about $1 \cdot 10^{-4}$ m/s. In the event of water infiltration, the dike cover softens, reducing shear strength and thus dike safety. High water levels in the dike core also have an unfavourable impact on stability, the effects and scale are illustrated by means of exemplary test results.

Recommendations on calculation methods and measures to increase the dike safety are given as well as an outlook in respect of the coming climate change.

Keywords

infiltration process, sea and estuary dikes, dike safety, evaluation criteria, climate change

1 Einleitung

Die Erfahrungen aus den schweren Sturmfluten 1962 und 1976 finden sich in den Empfehlungen der EAK (2002) wieder. In diesem Statusbericht werden weitergehende Ausführungen gemacht und neuere Untersuchungsergebnisse beleuchtet, die die EAK (2002) sinnvoll ergänzen.

Dieser Statusbericht befasst sich mit Infiltrationsprozessen in See- und Ästuardeichen und deren Einfluss auf die Deichsicherheit. Im vorliegenden Beitrag soll zu dieser Thematik der Stand des Wissens dargelegt, Erfahrungen dokumentiert und damit das Verständnis geschärft werden.

Der Infiltrationsvorgang des Wassers ist insbesondere in der teilgesättigten bindigen Deichabdeckung ein hochkomplexer Vorgang, der nach wie vor Gegenstand der Forschung ist. Abhängig von Starkniederschlägen und Sturmflutereignissen sowie dem Zustand des Deiches beeinflusst der Infiltrationsvorgang entscheidend die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Deichquerschnitts sowie den Grundwasserstand im sandigen Deichkern. Die möglichen Auswirkungen von Infiltrationsvorgängen lassen sich wie folgt beschreiben:

- Aufweichen und Abrutschen der Deichabdeckung durch Starkniederschläge
- Aufweichen und Erosion der binnenseitigen Deichabdeckung durch Wellenüberlauf im Sturmflutfall
- Aufweichen und Erosion der seeseitigen Deichabdeckung durch Wellenangriff im Sturmflutfall
- Verlust der örtlichen Standsicherheit im Fußbereich der Deichbinnenböschung durch Wasserüberdruck im Deichkern

Einen entscheidenden Einfluss auf die aufgezeigten physikalischen Prozesse haben neben der Deichgeometrie und der Widerstandsfähigkeit der Grasnarbe, die Durchlässigkeit der Deichabdeckung sowie die Festigkeitsänderung der bindigen Deichabdeckung bei veränderlichem Wassergehalt. Die letzteren Punkte sind durch die mineralogische, kornanalytische und gefügekundliche Beschaffenheit des Bodens sowie durch Rissbildung, Bodenstruktur und Bioturbation geprägt.

Einen wichtigen Hinweis auf die Qualität des Abdeckbodens vermitteln die Ausführungen in der EAK 2002, Empfehlung G, Abschnitt 3.2, wobei die dort für Deichbauzwecke empfohlenen Grenzwerte der Bodeneignung zwar Altdeichböden mit einschließen, hauptsächlich jedoch für normalkonsolidierte bindige Schichten aus einer Bodenentnahme in der Deichnachbarschaft oder dem Sockel eines Kleideiches gelten, die noch nicht das typische witterungsbedingte Gefüge des „gereiften“ Abdeckbodens einer Deichabdeckung besitzen.

Im vorliegenden Beitrag wird vornehmlich auf Deichabdeckungen bestehend aus Klei eingegangen, wie sie an der Nordseeküste und deren Ästuaren vorkommen. Die physikalischen Prozesse und Erläuterungen lassen sich eingeschränkt auch auf andere Abdeckböden, wie Geschiebemergel (an der Ostsee) und bindiges gereiftes Baggergut, übertragen.

2 Stand der Technik und neuere Untersuchungen

2.1 Stand der Technik

An der deutschen Nordseeküste bestehen See- und Ästuardeiche in der Regel aus einem aufgespülten oder aufgeschütteten Sandkern, der mit einer Kleischicht abgedeckt ist. Auf der relativ flach geneigten Außenböschung (Neigung max. 1:6, in Schleswig-Holstein zusätzlich im Bereich 1 m unter- und oberhalb des Sturmflutwasserstands max. 1:8) beträgt die Dicke der Abdeckung 1,0 bis 2,0 m; auf der steileren Binnenböschung (Neigung max. 1:3) liegt die Schichtstärke meist zwischen 0,5 und 1,0 m.

An der Ostseeküste wird die Deichabdeckung meist von einer Mergelschicht gebildet. Die Außenböschung ist in der Regel steiler als bei Nordseedeichen. Die Deckschichtdicken betragen auf der Außenböschung 0,5 bis 1,2 m und auf der Binnenböschung 0,5 bis 0,7 m (vgl. EAK 2007, Empf. G, 2.1.2).

Die Deichabdeckung hat im Wesentlichen folgende funktionale Anforderungen zu erfüllen (vgl. EAK 2002, Empf. G, 3.2.2):

- Schutz des Sandkerns gegen Erosion durch Wellenschlag und Wasserüberlauf.
- Begrenzung der Infiltrationsrate in den Deich, da ein zu hoher Wasserstand im Deichkern die Standsicherheit des Deichs beeinträchtigen kann.
- Bildung eines Substrats für eine möglichst dichte Grasnarbe; eine dichte Grasnarbe schützt wirksam vor Erosion und erhöht die oberflächennahe Scherfestigkeit der Abdeckung.

Als Anforderungen an das Bodenmaterial ergeben sich daraus ein hoher Erosionswiderstand bzw. eine ausreichende Kohäsion sowie eine geringe Wasserdurchlässigkeit. Insbesondere hinsichtlich der Durchlässigkeit ist dabei zu beachten, dass die Abdeckschicht der Witterung ausgesetzt ist, was zu Schrumpf- und Quellvorgängen und damit zu Riss- und Aggregatbildungen führt. Die genannten Anforderungen müssen auch von der „gealterten“ Abdeckschicht erfüllt werden.

Kleiböden

Ein hoher Tonanteil des Kleis ist günstig im Hinblick auf Erosionswiderstand und Kohäsion, bedingt aber auch eine höhere Schrumpfnegung des eingebauten Materials. Ein zu hoher Tonanteil führt deshalb zu verstärkter Rissbildung unter Witterungseinflüssen und ist somit ungünstig im Hinblick auf die Durchlässigkeit des gealterten bzw. aggregierten Bodens. Außerdem wirkt sich ein zu hoher Tonanteil ungünstig auf den Bewuchs, d. h. die Bildung einer dichten Grasnarbe aus. Jeweils entgegengesetzt wirkt sich ein hoher Sandanteil des Kleis aus.

In der Empfehlung G 2002, 3.2.2.1 der EAK (2002) werden erfahrungsbasiert als Bandbreiten für einen gut geeigneten Klei in einer Deichabdeckung folgende Werte (für die Kornzusammensetzung) angegeben:

- Tongehalt zwischen 20 und 40 %
- Sandgehalt zwischen 10 und 40 %

Eine bedingte Eignung besteht noch bei einem Tongehalt von mindestens 10 % und einem Sandgehalt von maximal 50 %.

In Abbildung 1 sind diese Grenzen zusammen mit einem Körnungsband für üblicherweise an der deutschen Nordseeküste anzutreffende Kleiböden dargestellt.

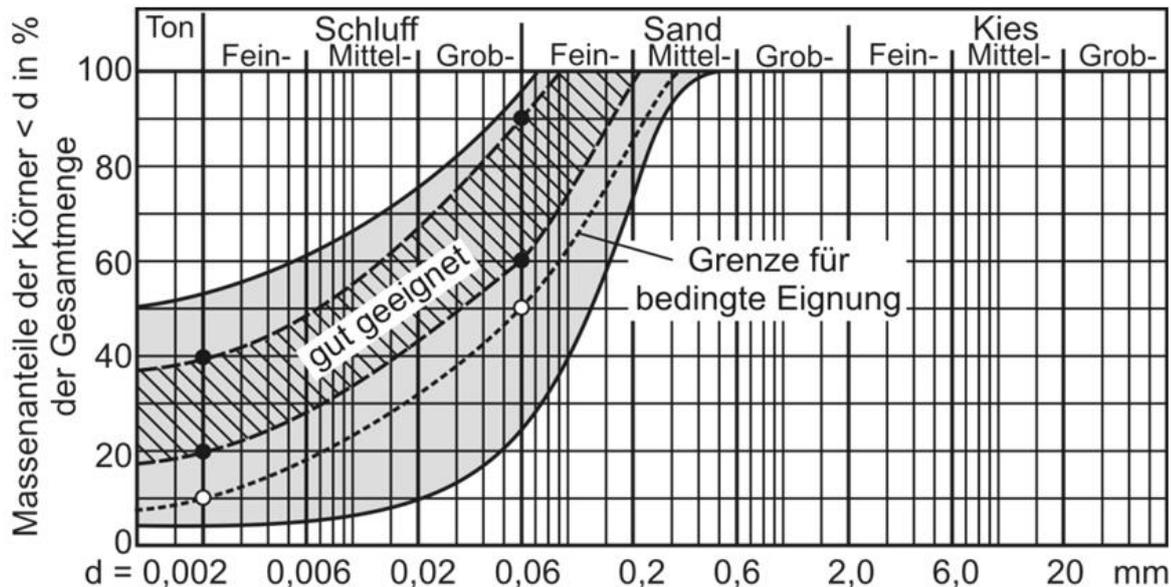


Abbildung 1: Körnungsband für Kleiböden (nach Weißmann 2003) und Eignungsgrenzen für Kleiabdeckungen gemäß EAK (2002).

Die Gefügestabilität bzw. der Erosionswiderstand ist nicht nur mit dem Tongehalt, sondern auch mit den plastischen Eigenschaften, konkret der Fließgrenze w_L und der Plastizitätszahl I_p des Bodens verknüpft. So erfährt ein ausgeprägt plastischer Boden geringere wasserhaltsabhängige Änderungen seiner Eigenschaften als ein leicht plastischer Boden. Darüber hinaus beeinflussen der Einbauwassergehalt und die Einbaudichte den Erosionswiderstand. Des Weiteren sind Anforderungen hinsichtlich der Einbaufähigkeit des Materials zu beachten. Bei einem zu hohen Einbauwassergehalt wird das Material klebrig, lässt sich nicht ausreichend verdichten und schrumpft überdies relativ stark im Zuge einer nachfolgenden Trocknung. Ein zu geringer Wassergehalt mit einer entsprechend hohen Festigkeit erschwert dagegen die Verdichtung. Günstig ist die Verarbeitung des Materials mit einem Wassergehalt an der Ausrollgrenze.

Die beschriebenen Zusammenhänge führten zu der in der EAK (2002), Empf. G 2002 angegebenen Tabelle G3, anhand der die Eignung von Kleiböden als Deichabdeckung beurteilt werden kann.

Dem gegenübergestellt werden in der niederländischen Richtlinie TAW (1996) u. a. folgende Forderungen an ein Deichabdeckmaterial aus Klei gestellt:

- Fließgrenze $w_L > 45 \%$ und Plastizitätszahl $I_p > 0,73 \cdot (w_L - 20)$ sowie Sandanteil $< 40 \%$ für ein erosionsresistentes Material (Kat. 1, s. u.)
- Glühverlust $V_{gl} < 5 \%$
- NaCl-Gehalt im Porenwasser $< 4 \%$
- Kalkgehalt $V_{ca} < 25 \%$
- keine auffällige, leuchtende Farbe oder auffälliger Geruch (faulig, ölig, kohlig)
- Maximaler Einbauwassergehalt $w \leq w_L - 0,75 \cdot I_p$, d.h. Konsistenzzahl $I_c \geq 0,75$ (Deckzone; für die Unterschicht gilt $I_c \geq 0,60$)

Anforderungen an den Tongehalt werden nicht gestellt, da sie indirekt in den Grenzwerten für die Plastizitätsgrenzen enthalten sind. Für ein Abdeckmaterial mit zu hohem Ausgangswassergehalt wird vor dem Einbau eine Zwischentrocknung empfohlen.

Bezüglich der Erosionsfestigkeit ist in den Niederlanden eine Einteilung von Deichabdeckböden in drei Kategorien mit den nachfolgend genannten Kriterien verbreitet (TAW 1996):

- Kategorie 1 – erosionsresistent: Sandgehalt $\leq 40\%$; $w_L \geq 45\%$; $I_p \geq 0.73 \cdot (w_L - 20)$ entsprechend der Bodengruppe TA (tlw. TM) im Plastizitätsdiagramm
- Kategorie 2 – mäßig erosionsresistent: Sandgehalt $\leq 40\%$; $w_L \leq 45\%$, $I_p \geq 18\%$ (Bodengruppe TM)
- Kategorie 3 – geringe Erosionsresistenz: Sandgehalt $\geq 40\%$, $I_p < 18\%$ (Bodengruppen TL, TM und tlw. OU)

Die Grenzwerte für mäßig erosionsresistenten und erosionsresistenten Klei (Kat.1 u. 2) nach der TAW (1996) liegen in einem ähnlichen Größenbereich, wie die entsprechenden Grenzwerte für Klei der EAK 2002, Tabelle G2 und G3.

Geschiebelehm/-mergel, Schluffe und Tone

Geschiebelehme und -mergel sowie vereinzelt eiszeitliche Schluffe und Tone werden vor allem an den Ostseedeichen als Deckschichtmaterial eingesetzt. Für die Erosionsstabilität bei den relativ langen Verweilzeiten kritischer Sturmflutwasserstände sind insbesondere ein Mindest-Tongehalt, ausreichende plastische Eigenschaften und eine möglichst geringe Zerfallsgeschwindigkeit wichtig (EAK 2002, Empf. G, 3.2.2.2). Tabelle G4 der EAK (2002) enthält empfohlene Grenzwerte für Geschiebelehm und Geschiebemergel als Deichabdeckmaterial, Tabelle G5 enthält die entsprechenden Angaben für Beckensedimente.

Baggergut

Bindiges Baggergut wurde vereinzelt an einigen Deichabschnitten als Deichabdeckmaterial eingesetzt (EAK 2002, Empf. G, 3.2.3). Empfohlene Grenzwerte für bindiges Baggergut als Deichabdeckboden enthält Tabelle G5a der EAK (2002). Alternativ zur alleinigen Verwendung von Baggergut über die Dicke der Deichabdeckung bietet sich ein Einbau unter einer 30 cm mächtigen Abdeckung aus Klei an.

Grasnarbe

Die Anforderungen an die Grasnarbe sind in der Empf. G, 4.3.4 (EAK 2002) formuliert. In der Tabelle G8 sind Ansaatmischungen für die verschiedenen Deichabdeckböden wiedergegeben.

2.2 Überblick über neuere Untersuchungen

Nachfolgend wird ein kurzer (und nicht vollständiger) Überblick über wissenschaftliche Untersuchungen der letzten Jahre (d. h. insbesondere nach Erscheinen der EAK 2002) zum Thema Infiltrationsvorgänge in Seedeichen und Prozesse in der Deichabdeckung gegeben.

Im Rahmen einer Untersuchung zur Interaktion von Wellenüberlauf und den Eigenschaften von Deichabdeckböden wurden u. a. Großversuche an einem künstlichen Deich im Großen Wellenkanal (GWK) der Universitäten Hannover und Braunschweig mit unterschiedlichen Wellenüberlaufspektren und -mengen durchgeführt (Möller et al. 2002). Bei allen drei untersuchten, verdichtet und erdfeucht eingebauten Deichböden – sandiger und toniger Klei sowie kleischlieriger Schluffsand aus dem Großraum Wilhelmshaven – war die Ausbildung tiefer Erosionsrinnen und -kolke die eigentliche Versagensursache während der ohne Grasbedeckung durchgeführten Versuche.

In der Vergangenheit konnte während einer Extremsturmflut ein Deichbruchgeschehen mit beginnender Aufweichung der Deichabdeckung nach einem Aufreißen der Kleidecke hinter der Deichkrone mit anschließendem en-bloc-Abgleiten (Blockrutschung) der Deichbinnenböschung bis hin zum teilweisen oder vollständigen Deichbruch beobachtet werden. In Versuchen im Großen Wellenkanal (GWK) konnte dies auch bei einem Test mit einer vorangegangenen Befeuchtung der „Deichoberfläche“ nicht nachvollzogen werden (Schüttertrumpf und Oumeraci 2002).

Weißmann und Richwien haben sich an der Universität Essen mit der Widerstandsfähigkeit von Kleideckschichten befasst (Weißmann 2003, Weißmann und Richwien 2003) und ein Bewertungsverfahren für Kleiböden als Abdeckschichten entwickelt. Hierbei wird vorgeschlagen, eine Eignungsbewertung auf Basis von vier Bodenparametern vorzunehmen:

- Die Wasserdurchlässigkeit k_f des eingebauten Kleis im kohärenten (nicht aggregierten) Zustand wird als Kennwert für Durchlässigkeit und Einbaudichte herangezogen. Je kleiner die Durchlässigkeit, desto größer ist der Bewertungsfaktor.
- Die Zerfallszeit $t_{30,V}$ wird als Maßzahl für den Erosionswiderstand sowie für ausreichende Festigkeit bei Wasserzutritt herangezogen. Der Parameter $t_{30,V}$ wird dabei aus einer eigens von Weißmann entwickelten Versuchsprozedur ermittelt. Er gibt die Zeit an, bei der eine in Wasser eingebrachte Probe mit einer anfänglichen Konsistenzzahl von $I_c = 0,8 \text{ } 30 \%$ ihres Gewichtes verloren hat. Eine hohe Zerfallszeit kennzeichnet ein sehr erosionsstabiles Material.
- Das Schrumpfmaß V_s wird als Maßzahl für die Schrumpfneigung und damit die Stärke der Rissbildung unter Witterungsbedingungen verwendet. Große Schrumpfmaße führen zu einem verringerten Bewertungsfaktor.
- Die Plastizitätszahl I_p wird für die Bewertung der Verarbeitbarkeit des Materials herangezogen. Je größer I_p , desto höher der von Weißmann empfohlene Bewertungsfaktor.

Das Verfahren wird in Achmus et al. (2013) – vorbehaltlich einer ergänzenden Validierung anhand von Erfahrungen – für eine ergänzende Eignungsbeurteilung von Kleiböden in Grenz- oder Zweifelsfällen als geeignet bewertet. Allerdings benutzt es ausschließlich Parameter, die an homogenen (d. h. nicht durch Witterungseinflüsse veränderten und damit gealterten) Proben bestimmt werden. Ein Ersatz des bewährten Bewertungsschemas der Empfehlungen G der EAK (2002) durch das Verfahren von Weißmann erscheint daher nicht angemessen, zumal auch die niederländischen Richtlinien (TAW 1996) ein Schema ähnlich dem der EAK (2002) enthalten.

An der Universität Essen bzw. Duisburg-Essen wurden außerdem Bemessungsverfahren für Deichdeckschichten unter Sturmfluteinwirkung entwickelt (Pohl 2010, Vavrina 2010, Richwien et al. 2010). Hierauf wird in Abschnitt 8 noch näher eingegangen. Bezüglich der Wasserdurchlässigkeit der gealterten Deckschicht wird von den genannten Forschern davon ausgegangen, dass diese in einen gerissenen oberen Bereich (Haupttrisszone) und einen annähernd ungestörten unteren Bereich unterteilt werden kann. Diese Vorstellung wird allerdings durch Ergebnisse niederländischer Untersuchungen an bindigen Deichabdeckungen nicht gestützt. Van Hoven et al. (2008) geben an, dass die Durchlässigkeit der aggregierten Deckschicht mit der Tiefe abnimmt. Sie unterscheiden dabei fünf Tiefenbereiche mit zunächst sehr lockerer Anordnung kleiner Aggregate und mit zunehmender

Tiefe engerer Anordnung und geringer werdendem Porenraum. Ein kohärentes Bodengefüge, in dem die Wasserdurchlässigkeit der des nicht gerissenen Kleibodens entspricht, ist demnach erst in Tiefen größer als 0,8 m zu erwarten.

Nach Erfahrungen von niederländischen Kollegen (Van Der Meer et al. 2008) ist ein Abrutschen einer mit 1:3 oder flacher geneigten Deichbinnenböschung generell wenig wahrscheinlich. In der Vergangenheit war ein Abrutschen der Binnenböschung bei Neigungen von 1:1,5 oder 1:2 hingegen der Hauptversagensmechanismus für einen progressiven Deichbruch. Bei den Überlaufversuchen mit dem Wave Overtopping Simulator bei Groningen und in Zeeland traten Rutschungen jedoch nicht auf, da für die Ausbildung einer Bruchfuge ein größerer Bereich als die 4 m breite Testfläche erforderlich ist. Des Weiteren fanden die Versuche ohne vorherige Sättigung der Deichabdeckung statt, so dass die Deichabdeckung nicht aufgeweicht war und daher auch ein höheres Erosionspotential aufgewiesen haben dürfte.

Die zwischenzeitige Schlussfolgerung der Versuche an der Deichbinnenböschung ist, dass bei mit 1:3 geneigten Böschungen bis zu einer Überlaufrate von 30 l/s pro m keinerlei Erosionserscheinungen auftreten. Maßgeblich für die Widerstandsfähigkeit scheint die Grasnarbe zu sein und weniger die Qualität des Kleis. Der Einfluss von Störungen in der Grasnarbe, wie Einbauten oder Trampelpfade, soll zukünftig untersucht werden.

In den Niederlanden wird die Qualität der Grasnarbe nach den Gesichtspunkten Art der Bewirtschaftung (Mähen oder Weiden mit oder ohne Düngung), Vegetationszusammensetzung (Grassorten) und Durchwurzelung (Anzahl Wurzeln in einem definierten Probevolumen) bewertet. Die Qualität wird also im Wesentlichen erfahrungsbasiert bestimmt.

Vavrina (2010) hat ein Verfahren zur Bewertung der Qualität der Grasnarbe vorgeschlagen, in das verschiedene Messgrößen eingehen und mittels vorgeschlagener Bewertungsfunktionen gewichtet werden. Im Wesentlichen werden der Bedeckungsgrad (d. h. die Geschlossenheit des Bewuchses), die Durchwurzelungsintensität und das Verhältnis der Festigkeit des durchwurzelten und des nicht durchwurzelten Bodens berücksichtigt. Das entwickelte Verfahren bedarf noch einer Validierung anhand von Erfahrungswerten.

Ein Überblick über den Wissensstand zum Thema Böschungserosion wurde im Floodsite-Projekt erarbeitet (Collell 2009). Auf weitere im Rahmen des Floodsite-Projekts durchgeführte Untersuchungen und entsprechende Veröffentlichungen sei hier in allgemeiner Form verwiesen (www.floodsite.net).

Untersuchungen zur Verwendung von bindigem Baggergut mit oder ohne die Verwendung von Geotextilien wurden beim Dredgdike-Projekt (Saathoff et al. 2014, Saathoff und Cantré 2016) durchgeführt. Hierbei wurden großmaßstäbliche Deichquerschnitte eingestaut und überströmt. Ein instationärer Wellenauf und -überlauf wurde jedoch nicht simuliert. Geeignete Grasmischungen wurden auf das verwendete Baggergut abgestimmt. In den Überlaufversuchen bewiesen die Deichquerschnitte ein hohes Erosionspotential. Aufgrund der Projektlaufzeit repräsentieren die Ergebnisse ein frisches Deichbaumaterial, das noch keine Strukturbildung erfahren hat.

Der Verwendung von behandeltem Baggergut (METHA-Material) im Deichbau widmen sich Untersuchungen von Gebert et al. (2014). Das Hauptaugenmerk der Untersuchungen liegt auf möglichen Schadstoffausträgen.

In den Niederlanden wurden seit dem Jahr 2000 fünf Versuche an bestehenden bzw. eigens hierfür errichteten Deichen, d. h. im Naturmaßstab, ausgeführt (Zwanenburg 2016).

Die Versuche dienen u. a.:

- der Herleitung und Überprüfung von Modellansätzen für den Nachweis gegen Auftrieb und Piping bei Deichen,
- der Ermittlung robuster Messtechnik, um ein Deichversagen frühzeitig erkennen zu können und
- der zutreffenden Bestimmung von lokal vorliegenden Bodeneigenschaften: Tragfähigkeitsverhalten von Torf.

3 Einflussgrößen auf die Deichsicherheit und deren Zustandsermittlung

3.1 Einflussgrößen auf die Deichsicherheit

Im vorherigen Kapitel wurde erläutert, unter welchen Kriterien und mit welchen geeigneten Materialien moderne See- und Ästuardeiche im Bereich der Nordsee errichtet werden. Untergeordnet wurde auch auf Ostseedeiche eingegangen.

Grundprinzip eines funktionalen Deiches ist eine ausreichende Widerstandsfähigkeit gegenüber den Einwirkungen. Die maßgeblichen Einwirkungen ergeben sich aus den hydraulischen Größen Wasserstand, Wellen und Strömung, deren Größenordnungen von diversen physikalischen Randbedingungen abhängig sind (EAK 2002, Empf. A). Des Weiteren können Starkregenfälle und Eisgang die Deichsicherheit beeinflussen. Auf der Widerstandsseite spielen die Deichkubatur, die Grasnarbe und die geotechnischen Eigenschaften des Deiches sowie der anstehende Baugrund an der Deichbasis die dominierende Rolle.

3.1.1 Einwirkungen

Quasi-stationäre hydraulische Belastung: Lang anhaltende hohe Außenwasserstände führen zu einer Aufweichung sowie einer Durchsickerung der Deichabdeckung. Letzteres kann zu einem Sickerwasseraufstau im nichtbindigen Deichkern und einem lokalen Aufbruch der Binnenböschung führen. Die Verweilzeiten hoher Wasserstände sind an der Ostsee von höherer Relevanz als an der Nordsee. Unter Anbetracht des säkularen Meeresspiegelanstiegs gewinnt diese Thematik jedoch auch für die Deiche an der Nordsee an Bedeutung.

Instationäre hydrodynamische Belastung: Druckschläge sowie auf- und überlaufendes Wasser können zu einer Erosion der Grasnarbe und der Deichabdeckung führen. Des Weiteren infiltriert das auf- und überlaufende Wasser in die bindige Deichabdeckung und weicht diese zudem auf. Diese Belastungsart war für die meisten Deichschäden der großen Sturmfluten der Jahre 1953, 1962 und 1976 ausschlaggebend.

Starkregenfälle: Starke Regenfälle weichen die Deichabdeckung auf und können zu einem hangparallelen Abrutschen der Deichabdeckung führen. Ein Deichbruch infolge von Starkregenfällen ist nicht zu erwarten, die Widerstandsfähigkeit wird jedoch deutlich reduziert. Dies kann insbesondere bei einer Überlagerung mit einem nachfolgenden Sturmflutereignis kritisch werden.

Eisbelastung: Eis kann bei Eisdrift zu einem Aufschlitzen des Deiches führen und auf diese Weise den Deich schädigen. Ein Deichbruch infolge Eisbelastung ist bei See- und Ästuardeichen nicht zu erwarten, die Widerstandsfähigkeit wird jedoch deutlich reduziert. Dies

kann insbesondere bei einer Überlagerung mit einem nachfolgenden Sturmflutereignis kritisch werden.

3.1.2 Deichwiderstand

Die Deichgeometrie hat einen unmittelbaren Einfluss auf die hydraulischen Belastungsgrößen am Deich und bestimmt ferner dessen geotechnische Standsicherheit. Geringe Deichneigungen reduzieren hydraulische Belastungen durch Wellenumformungen auf der seeseitigen Böschung. Eine ausreichende Kronenhöhe reduziert ferner die Gefahr des Wellenüberlaufs. Belastungsreduzierende Wirkung hat auch die Topographie des Deichvorlands aufgrund des wellenreduzierenden Einflusses. Geringe Böschungsneigungen erhöhen generell die Deichstandsicherheit, was jedoch mit einem vermehrten Flächenverbrauch einhergeht und zu erhöhten Belastungen des unterlagernden Bodens führt.

Als erstes widerstehendes Element am Deich wirkt die Grasnarbe. Eine gute Durchwurzelung der obersten Bereiche der Deichabdeckung führt, wie eine Bewehrung, zu einer erhöhten Scherfestigkeit, dämpft den Wellenangriff sowie die Erosion. Eine gut ausgebildete Grasnarbe bildet sich insbesondere auf nährstoffarmen Böden. Durch eine geeignete Wahl der Ansaat von Gras und Kräutern bzw. durch die Einarbeitung von Heu in die oberen Bereiche der Deichabdeckung kann eine Artenvielfalt mit unterschiedlichen Wurzelungstiefen erreicht werden (EAK 2002, Empf. G, Abschnitt 4.3.4; TAW 1999). Hohe Sulfidanteile im bindigen Deichbaumaterial führen durch Oxidation (H_2SO_4 -Bildung) zur Versauerung und können bei niedrigem pH-Wert den Graswuchs erheblich behindern.

Die geforderten geotechnischen Eigenschaften einer bindigen Deichabdeckung, um einen ausreichenden Widerstand zu gewährleisten, sind im vorherigen Abschnitt 2 benannt. Neben einem geeigneten Deichbaumaterial ist hierbei ein ordnungsgemäßer Einbau entscheidend (EAK 2002, Empf. B, Abschnitt 3). Die geotechnischen Nachweise – auch für die nachstehenden Aspekte – sind in der EAK 2002, Empf. B, Abschnitt 4 bis 9 aufgeführt.

Der Herstellungsprozess des sandigen Deichkerns und dessen geohydraulischer Kontakt zum unterlagernden Boden haben Auswirkungen auf geohydraulische und bodenmechanische Prozesse. Bei aufgespülten Sandkernen und gering durchlässigen Bodenschichten an der Deichbasis besteht die Gefahr, dass Spülwasser im Deichkern verblieben ist. Bei hohen Wasserständen im Deichkern kann es dadurch zu einem lokalen Aufbruch der binnenseitigen Böschung und Ausfließen des Wassers kommen. Bei trocken eingebauten Sandkernen führen erstmalige Wassersättigungen zu Sackungen um bis zu 10 % der Schichtmächtigkeit. In diesem Fall können die Infiltrationspfade, die zur Sättigung führen, durch meteorologische Verhältnisse bedingt sein, d. h. Durchsickerung der Deichabdeckung, oder durch geohydraulische Kontakte zu nichtbindigen Schichten im Untergrund, d. h. tidebedingte Grundwasserpotentiale führen zu einem Ein-/Aufstau im Deichkern.

Der anstehende Baugrund im Bereich der Deichbasis hat weitere Auswirkungen. In Abhängigkeit des Außenwasserstandes und bei unterlagerndem nichtbindigem Boden können sich lokale Erosionsrinnen im Deichuntergrund bilden (Piping), die zu einer rückschreitenden Erosion im Untergrund und einem Deichbruch führen können. Zudem bestimmen die geotechnischen Eigenschaften des Baugrunds die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Deiches. Mittels erdstatischer Berechnungen sind die üblichen

Nachweise, wie Grundbruch und Böschungsbruch, zu führen. Weiche bindige Bodenschichten führen zu lang anhaltenden Deichsetzungen, wodurch die geplante Kronenhöhe langfristig abgesenkt wird (EAK 2002, Empf. B, Abschnitt 4 bis 9).

In Deichen sind mitunter Einbauten vorhanden, wie Treppen, Zäune, Bänke, Rohrleitungen. Im Nahbereich dieser Einbauten ist die Grasnarbe häufig geschwächt. Bei hydraulischen Einwirkungen kann es in diesen Bereichen zu einer deutlichen Kolkbildung und Fugenerosion kommen, wodurch die Infiltration und Erosion der Deichoberfläche begünstigt und der Deich geschwächt wird.

Eine fachgerechte Unterhaltung des Deiches gewährleistet, dass Treibgut zeitnah entfernt wird, um die Grasnarbe und die Deichabdeckung nicht negativ zu beeinträchtigen, dass Unkraut entfernt wird und Wühlgänge, die im Sturmflutfall einen unmittelbaren hydraulischen Kontakt mit den Außenwasserständen bis weit in den Deich hinein ermöglichen, zerstört werden.

3.2 Zustandsermittlung der Deichwiderstände

Zur Evaluierung der genannten kennzeichnenden Deichwiderstände bedarf es der Auswertung vorhandener Bestandsunterlagen, deren Abgleich mit dem tatsächlich hergestellten Bauwerk und der ggf. daraus ableitbaren Erfordernis zur Durchführung ergänzender Feld- und Laboruntersuchungen. Nachfolgende Auflistungen sollen eine Unterstützung zur zutreffenden Zustandsermittlung geben:

Deich: Bautyp und Geometrie

- massiver „homogener“ Deich
- Deich mit Sandkern und bindiger Abdeckung aus Klei, Geschiebeboden oder Baggergut
- Deich mit Kern aus Füllboden und bindiger Abdeckung
- see-/binnenseitige Kleikeile
- Ausdehnung: Höhen, Neigungen

Deichvorland

- scharliegender Deich
- Vorlandausdehnung und Bewuchs
- Deckwerk (Lage, Steinklasse, Bauart)
- Bühnen/Lahnungen

Deichabdeckung: Stärke und Material

- unbekannt
- Außenböschung/Krone/Binnenböschung (Sollmaße gem. Entwurf vs. Messwerte aus Aufschlüssen)
- Angabe der Bodenarten
- Eignung gemäß Tabelle G2G5a (EAK 2002)
- Besonderheiten (Sandnester, Gleitfugen, ...)
- Zustand der Grasnarbe

Deichkern: Material, Dränagen und Wasserstand

- Material unbekannt

- Angabe der Bodenarten und Durchlässigkeiten
- Dränage unbekannt
- Dränage am Innendeichfuß
- Längs-/Querfilter an der Basis des Sandkerns vorhanden
- Rigole am Deichverteidigungsweg
- Innendeichgraben
- Foliendichtung am Sandkern
- Spüldeich aus bindigem Material
- Wasserstand

Scharliegende Deiche: Außendeichfuß

- durchlässiges, offenes Deckwerk (Steinklasse, Bauart)
- undurchlässiges Deckwerk (Steinklasse, Bauart)

Deichuntergrund

- unbekannt
- durchlässig (Sand)
- gering durchlässig
- setzungsempfindlich
- Schichtmächtigkeit/Schichtung (bis in Tiefen > 10 m)
- Grundwasserstand

Sonderbauwerke

- Deichmauern/Hochwasserschutzwände
- Übergänge
- Durchlässe
- Spülrohrleitungen
- Siele
- Deichscharte
- Sonstige Einbauten

Besondere Beobachtungen: diese liefern einen Hinweis auf kritische Zustände und sollten vorrangig untersucht bzw. die Bereiche vorrangig unterhalten werden

- Sickerwasseraustritt Lage (von Küsten-km ... bis Küsten-k; Lage)
- Sickerwasseraustritt dauernd, vorübergehend, kurzzeitig
- Setzungen
- Trampelpfade
- Wühlgänge
- Sonstige Beobachtungen

In Temmler (2007) sind exemplarisch für zwei untersuchte Deichaufschlüsse in Schleswig-Holstein auszugsweise Angaben in Form eines „Deichkatasters für Infiltrationsvorgänge“ angegeben. Diese sind als Vorlage zu empfehlen. Die Ermittlung und Validierung der o. g. Angaben sollten mittels geotechnischer Feld- und Laboruntersuchungen nach EAK 2002, Empf. B, Abschnitt 2 erfolgen. Hierbei sollte auf eine ausreichende Probenqualität geachtet werden (Eurocode 7, DIN EN 1997-2:2010-10, Tabelle 3.1).

4 Entwicklung von Deichschäden

4.1 Grundlagen

In Fällen, bei denen die Einwirkungen größer sind als die Widerstände kommt es zu Schädigungen. Bei See- und Ästuardeichen bedeutet dies, dass die hydraulischen Einwirkungen zu einer Deichschädigung und somit einer Verringerung der Deichsicherheit führen. Bei fortschreitenden Prozessen kann dies zum Deichversagen führen. Die Einflussgrößen und die Anforderungen wurden in den vorherigen Abschnitten 2 und 3 beleuchtet. In diesem Abschnitt sollen die Entwicklungsstufen von Deichschäden bis hin zu Deichbrüchen für die unterschiedlichen Einwirkungsgrößen dargelegt werden.

Eine Beschreibung der wesentlichen Ursachen von Deichschäden basiert überwiegend auf Dokumentationen eingetretener Deichschäden und Deichbrüche, d. h. auf Erfahrungen früherer Sturmfluten von 1962 und 1976 (Die Küste, 1 und 2, 1962, Die Küste, 1979). Dies bedeutet aber auch, dass das verwendete Dokumentationsmaterial relativ alt ist, die damaligen Deichgeometrien nicht mit modernen Seedeichprofilen übereinstimmen und auch die Aussagen von Zeitzeugen nach meist mehreren Jahrzehnten verklärt sind. Hinzu kommt, dass es nur unter Lebensgefahr möglich ist, sich einem brechenden Deich zu nähern und somit Nahaufnahmen des Versagenszustandes nahezu unmöglich sind. Nach Deichbrüchen fand selten eine detaillierte Untersuchung der Ursachen statt, sondern der Wiederaufbau des zerstörten Deiches stand im Vordergrund. Diese Gründe führen dazu, dass eine ganzheitliche Beschreibung der Versagensmechanismen einem Puzzlespiel gleicht.

Die Ursachen und Versagensformen von Deichschäden sind zudem vielfältig und in ihrer komplexen Wechselwirkung häufig nicht zu trennen. Deichschäden entstehen selten als Ergebnis einer einzigen Belastungsart und einer Schadensursache. Bei den meisten Schadensfällen trifft die maßgebende Belastung (z. B. Sturmflutereignis) auf einen geschwächten Deich mit reduzierter Belastbarkeit. Der Deich kann somit der Belastung nicht den Widerstand entgegensetzen, der im Entwurf vorausgesetzt wurde. Auch eine Bemessung hilft hier nur unzureichend weiter, da der Einfluss einer Vorschädigung bzw. das Aufeinandertreffen verschiedener Belastungsarten und Schadensursachen mit großen Unsicherheiten verbunden ist, die nur mit Schwierigkeiten quantifizierbar sind. Ein weiteres Problem der Beschreibung der Prozesse von Deichschäden und Deichbrüchen besteht in der Übertragbarkeit der ermittelten Vorgänge auf moderne Seedeiche. Insbesondere die Versagensformen infolge Druckschlagwirkung, Wellenauflauf und Wellenüberlauf wurden auf der Grundlage alter Seedeiche mit steilen Böschungsneigungen, niedrigen Kronenhöhen und mitunter wenig geeigneten Deichbaustoffen sowie einem damals noch nicht ausgeprägten Verständnis für die Wirkung weiterer Schadensursachen ermittelt. Eine qualitative Beschreibung der Versagensformen für moderne Seedeiche ist nur eingeschränkt möglich. Daher sind nach wie vor entsprechende Forschungsarbeiten erforderlich, um das Versagen von modernen Seedeichen von der Initiation eines Deichschadens bis zum Deichbruch nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ zu beschreiben.

Trotz dieser Einschränkungen ist es möglich, die grundlegenden Prozesse von der Entstehung eines Deichschadens bis hin zum Deichbruch aufzuzeigen. Diese Beschreibung stellt eine wesentliche Grundlage für die Herleitung der analytischen Grenzzustandsgleichungen aus Einwirkung und Widerstand dar. Im Folgenden sollen die wesentlichen Ursachen von Deichschäden und die Entwicklung dieser beschrieben werden.

4.2 Entwicklung von Deichschäden und Deichbrüchen

4.2.1 Deichschäden durch quasi-stationäre hydraulische Einwirkungen

Deichschäden und Deichbrüche infolge quasi-hydrostatischer Belastung können infolge langanhaltender Außenwasserstände bzw. hoher Grundwasserstände im Deichkern auftreten. Die möglichen Ursachen für ein Deichversagen lassen sich auf Transportprozesse im Boden infolge einer Unterströmung und Durchsickerung des Deiches zurückführen sowie auf das Aufweichen der Deichabdeckung.

Hinsichtlich der Transportprozesse im Boden wird auf das MMB (2013) verwiesen, in dem die Grundlagen des Materialtransports für Suffosion und Erosion sowie die Nachweisformate dargelegt sind. Für See- und Ästuardeiche sind für quasi-hydrostatische Einwirkungen insbesondere die Fugenerosion an der Grenzfläche zwischen Bauteilen und Boden sowie die innere Erosion (Piping) unterhalb des Deiches von Bedeutung. Das Piping ist derzeit Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen.

Bei einer großen Ungleichförmigkeit nicht bindiger Böden bzw. eines signifikanten Korngrößenunterschieds benachbarter Böden besteht zudem die Gefahr der Suffosion und Kontakterosion.

Die Auswirkungen einer Unterströmung und Durchsickerung des Deiches sowie einer Aufweichung der Deichabdeckung sind durch die Nachweise nach EAK 2002, Empf. B, Abschnitt 6 bzw. den Angaben in Abschnitt 8 dieser Empfehlungen zu berücksichtigen. Dies sind insbesondere die Nachweise gegen Böschungsbruch, hangparalleles Gleiten, Auftrieb und hydraulischen Grundbruch.

Ergänzende Informationen für quasi-stationäre Einwirkungen finden sich auch im Merkblatt für Flussdeiche DWA-M 507-1 (2011) sowie in der DIN 19712 (2013). Hierbei sind die Unterschiede in der Deichausbildung sowie der anstehenden Böden bei der Übertragbarkeit der Aussagen auf See- und Ästuardeiche zu berücksichtigen.

4.2.2 Deichschäden durch instationäre hydrodynamische Einwirkungen

Der Entwicklungsverlauf von Deichschäden bei instationärer hydrodynamischer Belastung wurde im Wesentlichen auf der Grundlage von Berichten und Dokumentationen der großen Sturmfluten in den Jahren 1962 und 1976 hergeleitet. Dabei wird unterschieden in Schäden an der Deichaußenböschung, an der Deichkrone und der Deichbinnenböschung sowie in Deichbrüche. Letztere können sowohl infolge einer Schädigung der Deichaußenböschung als auch der Deichbinnenböschung auftreten. Initiiert werden Deichschäden durch die Wellenbelastung des auf- und überlaufenden Wassers, das zu einer (äußeren) Erosion und Infiltration der Deichböschung sowie Aufweichen der Deichabdeckung führt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass die heutigen modernen See- und Ästuardeiche flachere Böschungsneigungen besitzen und daher der Wellenangriff reduziert sowie die geotechnische Standsicherheit erhöht sind.

Die Erosion wirkt zuerst an der Grasnarbe und im fortgeschrittenen Stadium auch am bindigen Material der Deichabdeckung. Durch die Infiltration steigt der Wassergehalt in der Deichabdeckung an und die Scherfestigkeit wird herabgesetzt. Bei gut durchwurzelter Böschung ist der Einfluss der Erosion niedriger als der Einfluss der Infiltration (Temmler und Filipinski 1997, van der Meer et. al. 2008).

Die folgende Klassifikation beschreibt die Entwicklung eines Deichschadens von der Erosion der Deichoberfläche bis zum Deichbruch:

Schäden an der Deichaußenböschung:

- (i) Rasenabschälen: Durch die Erosionskraft des auf- und ablaufenden Wassers wird die Grasdecke ausgewaschen und der Deich bekommt ein pockennarbiges Aussehen. Bei extremer Seegangbelastung kann dies zu einer flächenhaften Erosion der bindigen Deichabdeckung führen.
- (ii) Ausschläge: Durch die brechenden Wellen werden Brocken aus den Grassoden gelöst. Bei weiterer Wellenbelastung führt dies zu einem Heraussprengen von Teilen der Grassode aus der Deichaußenböschung. Es entstehen Ausschläge.
- (iii) Ausschläge mit Kliffbildung: Bei weiterer Belastung der geschädigten Außenböschung schreitet die Auskolkung rückwärts vor und nimmt mit der Tiefe zu. Dadurch kommt es zur Ausbildung von Kolken mit horizontaler Sohle (Abrasionsfläche) und einer vertikalen Kliffkante (Abbildung 2). Die Kliffkante kann bis zu 3,0 m Höhe erreichen (Zitscher 1962)



Abbildung 2: Deichaußenböschung mit Kliffbildung (Zitscher 1962).

Schäden an der Deichbinnenböschung:

- (i) Rasenabschälen: Durch die Erosionskraft des überlaufenden Wassers wird die Grasdecke ausgewaschen und der Deich bekommt ein pockennarbiges Aussehen.
- (ii) Rasenabsetzen: Die Grasdecke löst sich mit der Wurzelschicht von der Krone und der bindigen Deckschicht ab, so dass an der Krone ein Abriss in Form von Längsrissen entsteht (Abbildung 3).
- (iii) En-bloc-Rutschungen: Die inzwischen stark aufgeweichte Grasdecke rutscht auf der bindigen Abdeckschicht (oder einer anderen Gleitschicht) ab (Abbildung 4). Die Grasdecke rutscht auf den Deichbinnenfuß, wodurch es zu Wulstbildungen am Deichfuß kommt.



Abbildung 3: Deichbinnenböschung mit Rasenabsetzungen (Temmler und Filipinski 1997).



Abbildung 4: Deichbinnenböschung mit en-bloc-Rutschungen (Zitscher 1962).

Deichbrüche:

- (i) Teilbrüche: Beim durch Kappenstürze infolge Überströmung entstandenen Teilbruch ist die Krone vollständig zerstört (Abbildung 5). Der Deichfuß bleibt jedoch erhalten. Auf der Binnenseite entstehen Wehle.
- (ii) Totalbrüche: Beim Totalbruch, der als Fortschreibung eines Teilbruchs entsteht, wird der gesamte Deichquerschnitt zerstört und der verursachte Kolk reicht bis ins Deichvorland.



Abbildung 5: Teildeichbruch (Zitscher 1962).

4.2.3 Deichschäden durch Starkniederschläge

Starkregenfälle und Eisbelastung können zwar zu einem signifikanten Deichschaden führen, jedoch nicht zu einem Deichversagen mit Überflutung. Bedeutung haben Schäden infolge Starkregenfällen und Eisbelastung, wenn diese nicht bis zur nächsten Sturmflut beseitigt werden können und somit als Vorschädigung des Deiches zu berücksichtigen sind.

Starkregenereignisse und lang andauernde Landregen führen zu bodenmechanischen Veränderungen in der Deichabdeckung (Klinge 1962, Temmler und Filipinski 1997). Die Deichabdeckung weicht auf und die Scherfestigkeit wird herabgesetzt. Aufweichungen und auch Infiltrationsprozesse treten insbesondere an der Deichkrone und der oberen Böschungsschulter auf. Diese Bereiche sind besonders der Austrocknung durch Sonne und Wind ausgesetzt, wodurch die dort befindliche Deichabdeckung eine stärkere Rissbildung aufweist. Bei einem Wellenüberlauf wird dieser sensitive Bereich maßgeblich beansprucht und muss einen ausreichenden Widerstand aufweisen.

Bei „schwarzen Deichen“, die sich noch im Bau befinden und keine ausgebildete Grasnarbe aufweisen, können Erosionsrinnen resultieren. Ein frisch aufgefüllter bindiger Abdeckboden von ausreichender bis guter Kleiqualität gemäß EAK 2002, Tabelle G 3 übersteht auch ohne schützende Grasnarbe einen regenreichen Winter ohne nennenswerte Schäden. Hierbei bilden sich cm-tiefe Rillen im Abstand von etwa 15–20 cm aus, die sich vor der Grasaussaat problemlos einplanieren lassen. Bei weniger gut geeigneten Abdeckboden-Qualitäten kommt es auch während einer einjährigen Bauzeit gelegentlich zur Ausbildung zahlreicher, bis über 25 cm tiefer Erosionsrinnen in Abständen zwischen 1,0 und 1,5 m auf der Deichaußenböschung sowie etwas flacherer, engständiger auftretender Rinnen in der steileren Deichbinnenböschung. Deren Einebnung erfordert einen größeren technischen Aufwand.

Bei älteren Deichen wurden oberflächennahe Böschungsrutschungen und Böschungsfleßen der 1:2 oder steiler geneigten Binnenböschung beobachtet. Hierbei ergaben sich mehrere Meter lange Geländeabbrisse und Rasenversätze/Höhendifferenzen von 10–15 cm

unterhalb der Innenkante der Deichkrone (Temmler 2007). Bei modernen See- und Ästuardeichen, mit 1:3 geneigten Binnenböschungen, wurden bisher keine Rutschungs- oder Gleitvorgänge (Rasenversatz) beobachtet.

4.2.4 Deichschäden durch Eisbelastung

Deichschädigungen können eintreten, wenn Eisplatten mit der Strömung am Deich längs gezogen werden (Eisdrift). Das strömende Eis schneidet die Grasnarbe und Deichabdeckung auf und führt zu deren Störung. Daher sollte die Oberkante eines Fußdeckwerks möglichst so hoch liegen, dass das Deckwerk einen Widerstand gegenüber der Eisbelastung aufbringt. In der EAK 2002 wird eine Deckwerksausbildung bis 1,5 m über MThw empfohlen (Empf. G 2002, Abbildung G3).

Die sogenannten Eisschub-Berge, die durch eine küstennormale Drift des Eises entstehen, beanspruchen die Deichabdeckung durch Oberflächenerosion. Die Deichoberfläche wird „wundgerieben“ und leistet einen verringerten Widerstand bei nachfolgenden Sturmfluten. In der Vergangenheit finden sich viele Eisfluten (z. B. 1625, 1718, 1757, 1789, 1940, 1947) (Petersen und Rohde 1991), die zwar niedrige Sturmflutscheitelhöhen hatten, jedoch auf einen vorgeschädigten Deich trafen und diesen gelegentlich brechen ließen.



Abbildung 6: Zerstörung der Grasnarbe an der Deichaußenböschung durch Eisdrift.

Eisstau tritt im Wesentlichen in Ästuaren (und Flüssen) auf, wenn Eismassen sich verkeilen und den Oberwasserabfluss blockieren. Dadurch kommt es zu einem lokalen Hochwasser mit der Gefahr, dass entweder die Deiche aufgrund der quasi-stationären Einwirkung brechen, bzw. dass bei plötzlichem Aufbrechen der Eisbarriere eine Hochwasserwelle flussab läuft. Einem Eisstau wird üblicherweise durch Eisbrecher entgegengewirkt. Ein dokumentierter Deichbruch infolge Eisstaus besteht für Kirchwerder-Hove im Jahr 1861 (Rödenbeek 1976).

Eisschub und Eisdrift finden bislang keine Berücksichtigung in der Bemessung von Ästuardeichen. Diesen Einwirkungen wird konstruktiv durch eine Deckwerksausbildung

begegnet. Hierbei ist zu beachten, dass lose Wasserbausteine durch die Eisbewegungen verlagert werden können und ein loses Deckwerk daher nachgearbeitet werden muss. Ergänzende Informationen zur Bemessung auf Eisbelastung finden sich in Carstensen (2008).

5 Merkmale von Deichabdeckböden

5.1 Zusammensetzung und Bodengefüge von Abdeckböden

5.1.1 Gefüge bindiger Böden

Das Bodengefüge bezeichnet die Anordnung der festen Bodenteilchen bzw. die Verteilung des Porenraums in einem Boden. Für bindige Böden ist hier zwischen dem Kohärentgefüge, bei dem die Bodenteilchen eine durch Kohäsion allseitig zusammengehaltene ungliederte Masse formen und entsprechend auch die Poren relativ gleichmäßig verteilt sind, und dem z. B. durch Witterungseinwirkungen entstehenden Aggregatgefüge zu unterscheiden. Das Kohärentgefüge ist bei oberflächennahen Schichten in der Regel nicht von Dauer, sondern wandelt sich unter Witterungseinfluss oder infolge biologischer Vorgänge in verschiedene Formen des Aggregatgefüges.

Die bei Deichabdeckböden am häufigsten anzutreffenden Aggregatgefüge sind (siehe auch Abbildung 7):

- Rissgefüge: Es entsteht als Absonderungsgefüge aus einem Kohärentgefüge durch Trocknungs- und Schrumpfungsvorgänge unter Bildung von groben, prismenförmigen Gefügeelementen. Wegen der beständigen Restschrumpfung bleiben sie auch nach erneuter Vernässung und Quellung bestehen. Charakteristisch ist dies für gealterte Deichabdeckungen aus ursprünglich weichem tonigem Klei.
- Krümelgefüge: es besteht als biogenes Aufbaugesfüge aus mehr oder weniger rundlichen Aggregaten zusammengeballter Bodenteilchen mit sehr rauer Oberfläche. Porosität und Stabilität der Krümel können sehr unterschiedlich sein. Typisch ist dies für die durchwurzelte stark humose Deckschicht.
- Subpolyedergefüge: Es besteht aus Aggregaten mit stumpfen Kanten und etwa gleichen Achsenlängen, die durch mehrere unregelmäßige, meist raue Flächen begrenzt sind. Die Aggregate sind überwiegend porös. Charakteristisch für Deichabdeckungen aus sandigem Klei.
- Polyedergefüge: Es besteht aus unterschiedlich porösen Aggregaten, die durch mehrere unregelmäßige Flächen begrenzt sind und überwiegend scharfe Kanten und etwa gleiche Achsenlängen besitzen. Charakteristisch für gealterte Deichabdeckungen aus ursprünglich weichem tonigem Klei.
- Prismengefüge: Es besteht aus prismaartigen, senkrecht im Boden stehenden Aggregaten mit einer langen, senkrechten Achse und kürzerer Querachse. Die Aggregate werden in der Regel von 5 oder 6 Seitenflächen begrenzt, auf denen oft Tonhäutchen ausgebildet sind. Die Prismen können weiter in Polyeder aufgeteilt sein. Unterhalb der humosen Deckschicht in Deichabdeckungen aus tonreichem, in sehr weichem Zustand eingebautem Klei ist das Prismengefüge verbreitet.



Abbildung 7: Beispiele für Bodengefüge von Deichabdeckböden: Subpolyeder- und Kohärentgefüge (links); Polyedergefüge über Prismengefüge (rechts).

5.1.2 Eigenschaften aggregierter Deichabdeckböden

Gemäß der visuellen Bewertung und der geotechnischen Klassifizierung lassen sich Deichabdeckböden in folgende drei Bodentypen unterteilen:

- Bodentyp 1: sandiger Klei (kornanalytisch = Schluff, tonig, sandig bis stark sandig), häufig mit schlieriger Schichtung, von 10 cm bis max. 25 cm unter GOK erdig-bröckelig (Krümelgefüge), örtlich mit Wühlgängen, tiefer im Wesentlichen Subpolyedergefüge; im Tiefenbereich zwischen 40 und 60 cm unter der Deichkrone bereichsweise stark verdichtet ggf. untergliedert in die Teilgruppen:
Typ 1a: Schluff, feinsandig, tonig, mittelplastisch (Bodengruppe TM, bei höherem Anteil organischer Beimengungen auch OU bis OT)
Typ 1b: Schluff, stark feinsandig, schwach tonig, schwach plastisch (Bodengruppe TL)
- Bodentyp 2: toniger Klei (kornanalytisch = Schluff + Ton, schwach feinsandig bis feinsandig), oben krümelig bis bröckelig, tiefer bröckelig-rissig mit ausgeprägtem Polyeder- oder Rissgefüge, häufig mit Wühlgängen, unten Kohärentgefüge mit einzelnen, bis zum unterlagernden sandigen Deichkern durchschlagenden Trockenrissen, Bodengruppe TA (tlw. TM)
- Bodentyp 3: Schluffsand (kornanalytisch = Schluff + Feinsand, schwach tonig), oben krümelig, häufig Gänge von Bodenwühlern, tiefer Einzelkorngefüge mit Wurmröhren, örtlich stark verdichtet, Bodengruppen ST, UL, SU*

Beim Bodentyp 1 sind bereichsweise bis zu metergroße, dm-starke Schlieren aus Schluffsand bzw. tonreichem Klei mit Einzelkorn- bzw. dem Austrocknungsgrad entsprechendem Polyeder- oder Prismengefüge zu erwarten. Der Schluffsand enthält nicht selten Brocken aus schluffigem oder tonigem Klei (Temmler 2007).

Vereinzelte Aufgrabungen sowie Feststellungen nach schweren Sturmfluten an partiell abgetragenen schleswig-holsteinischen Ostseedeichen ergaben zumeist einen sehr inhomogenen Bodenaufbau aus Geschiebelehm und -mergel mit teilweise großen und unregelmäßigen Hohlräumen über die gesamte Aufschlusstiefe. Der Deichkörper kann örtlich dm-

bis m-starke Schlieren aus Sanden wechselnder Körnung mit unterschiedlichen Schluffanteilen enthalten.

Untersuchungen zeigten nicht nur zwischen den einzelnen Deichstandorten beträchtliche Unterschiede in den geotechnischen Eigenschaften, sondern örtlich auch im Bereich eines einzelnen Schurfes (mit Abmessungen von ca. $l/b/t \approx 2,5/1,0/1,0$ m) selbst.

Temmler (2006) hat Durchlässigkeitsversuche an Bodenproben aus gealterten Deichdeckschichten durchgeführt. In Abbildung 8 sind die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte einmal abhängig vom jeweiligen Wassergehalt an der Fließgrenze w_L der Probe und einmal abhängig von der Entnahmetiefe der Probe dargestellt. Starke Streuungen in den Wasserdurchlässigkeitswerten sind festzustellen, wobei keine signifikanten Abhängigkeiten von der Fließgrenze oder von der Probentiefe festzustellen waren. Dies ist auf Heterogenitäten sowie auf variierende Strukturbildungsprozesse in der Deichabdeckung zurückzuführen.

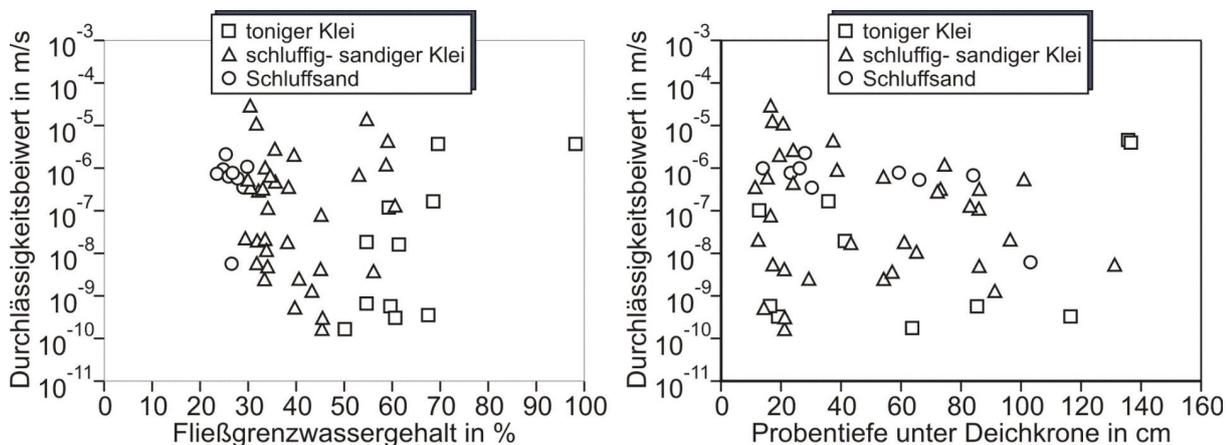


Abbildung 8: Gemessene Wasserdurchlässigkeiten gealterter Deichdeckschichten (Grundlage: Temmler 2006).

5.2 Wasserspeichervermögen

Als Folge der Oberflächenspannung zwischen den Wasserhüllen und den Kornpartikeln herrscht im Boden eine Saugspannung als dynamisches Gleichgewicht zwischen der Schwerkraft des Bodenwassers, der Höhe des Grundwasserspiegels, den Niederschlagsverhältnissen, der Verdunstungsrate sowie der Form und Größe der Bodenporen. Neben der mineralogischen Zusammensetzung insbesondere der Feinkornfraktion (Tonmineralien) spielen organische Beimengungen in feinverteilter Form bei der Wasserspeicherkapazität des Bodens eine wichtige Rolle. Im Porenwasser gelöste Verbindungen können ebenfalls eine größere Wassermenge festhalten.

Die unter verschiedenen Witterungsbedingungen an die Feinkornfraktion gebundene Wassermenge hängt von der Wasserspannung und der Wasserbindungskapazität des Kleis ab. Dabei gibt die Saugspannungs-/Wassergehaltskurve des Bodens eine wichtige Information über das Verhalten eines Deichabdeckbodens unter ungesättigten Bedingungen, über die Anteile der Fein-, Mittel- und Grobporen im Boden sowie zur pflanzenverfügbaren Feldkapazität im Porenwasser.

Die Saugspannung wird üblicherweise als pF-Wert oder in Meter Wassersäule (mWS) angegeben. Je höher der pF-Wert bzw. geringer die Angabe in mWS, desto trockener der Boden. Infolge unterschiedlicher Saugspannungen findet im Boden ein dauernder, jedoch

diskontinuierlicher Wassertransport zwischen Deichkern, Deichoberfläche und Atmosphäre statt. So kann die Saugspannung in einem warmen trockenen Sommer als Folge der Verdunstung an der Bodenoberfläche (Evaporation) sowie über die Pflanzendecke (Transpiration) in der durchwurzelt bindigen Deckschicht geringer als -100 m Wassersäule bzw. ein $pF = 4,0$ erreichen, nach starken sommerlichen Niederschlägen aber auf Werte unter -5 mWS bzw. ein $pF = 2,7$ und in der kalten verdunstungsarmen Jahreszeit häufig auf Werte ≤ -1 mWS bzw. ein $pF = 2,0$ abfallen (TAW 1996). Nach winterlichen Starkniederschlägen sowie Wasserinfiltrationen bei Wellenauf- und -überlauf ist der Porenraum annähernd wassergesättigt und der pF -Wert liegt bei 0 bis 1.

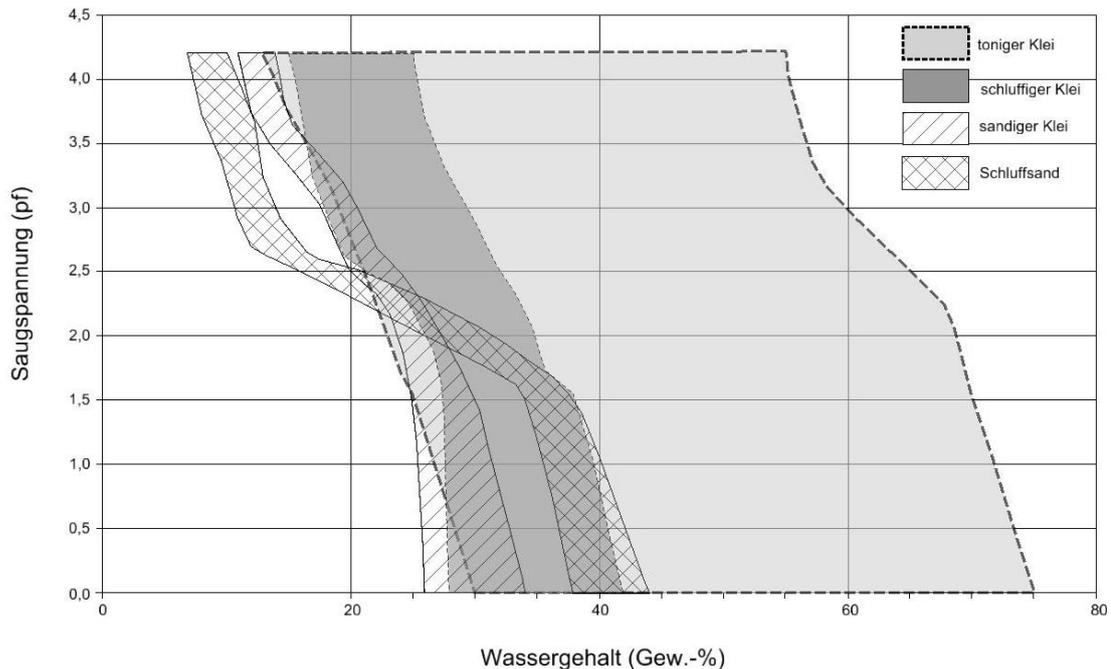


Abbildung 9: Bandbreite der Saugspannung vs. Wassergehalt von Deichabdeckböden in SH (Grundlage: Temmler 2006).

Nach den Ergebnissen zur Wasserspannungscharakteristik an entnommenen ungestörten Proben von Deichböden aus Schürfen (Temmler 2006) bestehen deutliche Unterschiede im Verlauf der pF - w -Kurven zwischen den verschiedenen Bodengruppen der Deichabdeckböden (Abbildung 9). Insgesamt stimmt der gemessene Kurvenverlauf mit niederländischen Daten recht gut überein, wobei dort die meisten Versuchskurven im Bereich des mittelplastischen, schluff- und sandreichen Kleis liegen (TAW 1996).

Nach niederländischen Erfahrungen (TAW 1996) erreicht die Saugspannung im sandigen Deichkern oberhalb des Grundwasserspiegels, abhängig von der Korngrößenverteilung und dem Schluff- und Ton-Anteil, Zahlenwerte von -1 bis -2 m WS, maximal bis zu -5 m WS. Für die tonreiche Kleideckschicht niederländischer Grasdeiche wird in der Sommerperiode eine Saugspannung von rd. -10 mWS ($pF=3$) als repräsentativ angesehen. Für sandreichen Klei ergaben Herbstmessungen mit Saugspannungen zwischen -3,1 und -6,3 mWS etwas niedrigere Zahlenwerte. S-förmig verlaufende Versuchskurven, allerdings mit deutlich höheren Einbauwassergehalten, hat Pohl (2010) an aufbereiteten Bodenproben typischer Deichbaustoffe mit gestörtem Bodengefüge ermittelt.

Das mit einer höheren Saugspannung als $pF = 4,2$ gebundene Totwasser ist für landwirtschaftliche Nutzpflanzen nicht mehr verfügbar. Beim Schluffsand sinkt der Wassergehalt bei einem Anstieg der Saugspannung von $pF = 1,5$ auf 3 stark ab. Bei einer geringen Stärke der Deichabdeckung und fehlendem kapillaren Wasseraufstieg aus einem tief liegenden Grundwasserspiegel im sandigen Deichkern kann in einem sehr trockenen Sommer an der Deichoberfläche der sog. permanente Welkepunkt bei $pF = 4,2$ erreicht werden, wo die Grasnarbe verbrennt, d. h. irreversibel zu welken beginnt und seine Widerstandsfähigkeit verliert. In Abbildung 10 ist beispielhaft die Bandbreite von gemessenen Saugspannungskurven an aufgespülten Sanden im Deichkern dargestellt.

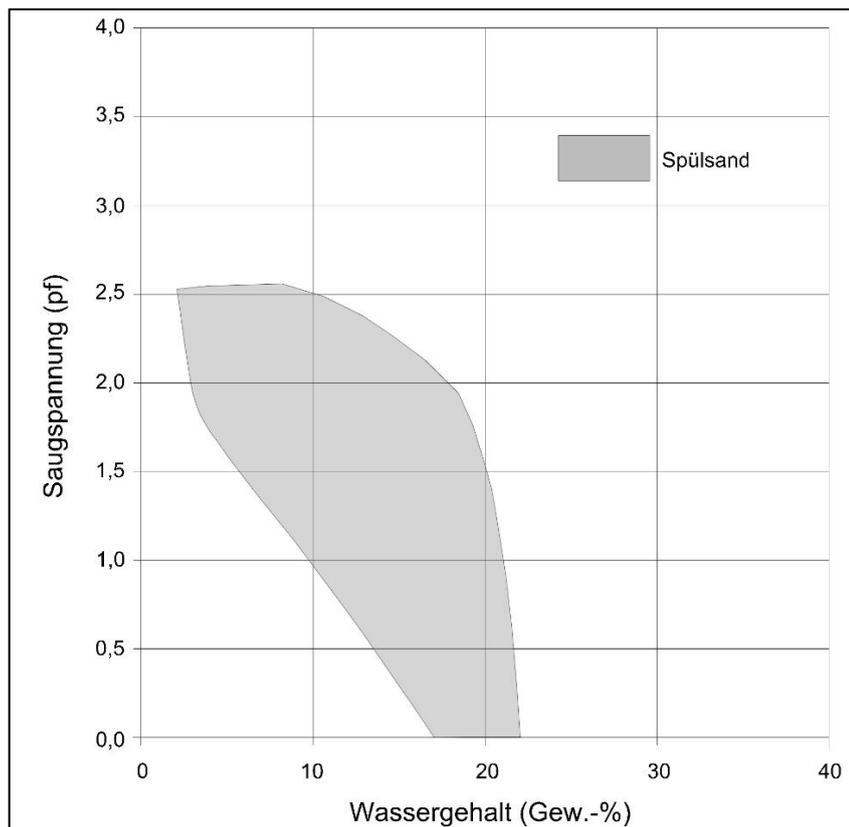


Abbildung 10: Bandbreite der Saugspannung vs. Wassergehalt an Spülsanden (Grundlage: Temmler 2009).

5.3 Schrumpverhalten

5.3.1 Allgemeines

Bindige Böden erfahren bei einer Wassergehaltsverringering eine Volumenreduktion. Bei starkem Wasserverlust, im Extremfall bis zur Austrocknung, entstehen wegen der begrenzten Zugfestigkeit des Bodens Schrumpfrisse. Dies ist mit einer – für Deichabdeckböden unerwünschten – Zunahme der Durchlässigkeit verbunden.

Abbildung 11 zeigt die Abhängigkeit des Gesamtvolumens einer bindigen Bodenprobe vom volumetrischen Wassergehalt. Bei hohen Ausgangswassergehalten tritt Normal-schrumpfung auf, bei der sich der Porenraum einer Probe verringert, die Probe aber wassergesättigt bleibt. Wenn die Bodenteilchen einen Wasserverlust nicht mehr durch ein An-einanderrücken, d. h. durch Reduktion des Porenvolumens, ausgleichen können, kommt

Luft in die Poren, womit die Probe nicht mehr wassergesättigt ist und deshalb im Allgemeinen ein Farbumschlag zu beobachten ist. Der Übergangsbereich zwischen Normal-schrumpfung und Nullschrumpfung beginnt in der Regel etwa beim Wassergehalt an der Ausrollgrenze und endet, wenn der Wassergehalt der Schrumpfgrenze erreicht ist.

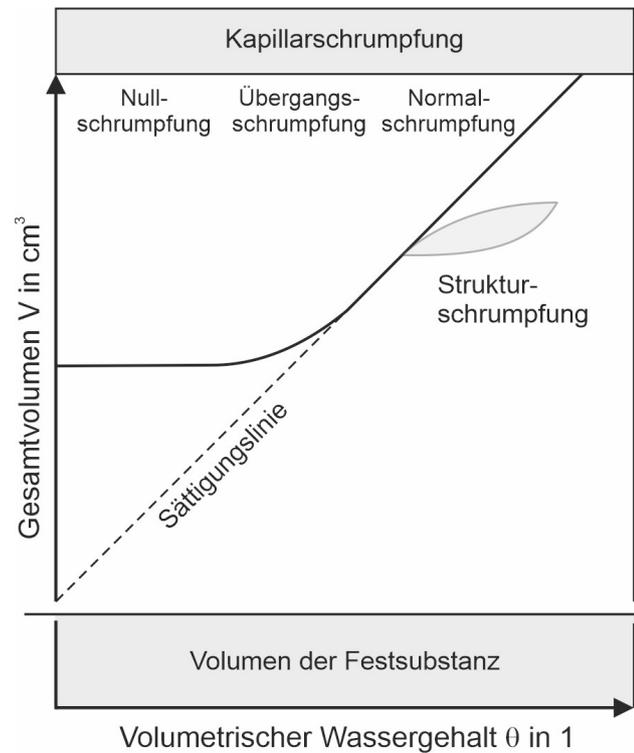


Abbildung 11: Phasen der Schrupfung eines bindigen Bodens (Pohl 2010).

Der Umfang der Schrupfung und damit möglicher Schrupfrisse bei Austrocknung ist vom Ausgangswassergehalt des Bodens beim Einbau abhängig. Es spielen jedoch auch vorhergehende Be- und Entwässerungsprozesse eine Rolle, weil Schrupfung kein vollständig reversibler Prozess ist. Dies verdeutlicht der in Abbildung 11 ebenfalls dargestellte Kurvenverlauf bei Be- und anschließend erneuter Entwässerung. Einmal durch Schrupfen entstandene Risse schließen sich entsprechend bei Wiederaufsättigung im Allgemeinen nicht wieder vollständig. Insofern spielt bei der Beurteilung einer bereits vorhandenen Deckschicht bezüglich möglicher Schrupfungserscheinungen auch der durchlaufene „Alterungsprozess“ eine wichtige Rolle. Des Weiteren hat auch die Art der Tonmineralien einen Einfluss (Nuber und Pohl 2014).

Pohl (2010) berichtet über Versuche des Staatlichen Amtes für Wasser und Abfall (StAWA) Aurich, in denen untersucht wurde, ob sich Risse in einer Deichdeckschicht bei Vernässung wieder schließen. Zu Beginn der Versuche lagen Trockenrisse mit 5–8 cm Öffnungsweite und bis zu 30 cm Tiefe vor. An einem Versuchsfeld, das lediglich dem natürlichen Niederschlag (mit einer Regenspende von 56 mm) ausgesetzt war, hatten sich Breite und Tiefe der Risse um rd. 50 % verringert. An einem weiteren Versuchsfeld mit zusätzlicher künstlicher Beregnung (Gesamtregenspende 152 mm) hatten sich die Risse weitestgehend geschlossen. Pohl folgerte daraus, dass eine Risschließung zwar offenbar möglich ist, dazu aber sehr hohe Niederschlagsmengen erforderlich sind. Außerdem weist Pohl darauf hin, dass der ehemalige Riss eine geschwächte Zone darstellt.

5.3.2 Schrumpfverhalten von Deichabdeckböden

Ergebnisse von Schrumpfversuchen an Bodenproben aus der Kleideckschicht von Nordseedeichen finden sich u. a. in Weißmann (2003). Demnach ergaben sich Schrumpfgrenzen zwischen $w_s = 16\%$ und $w_s = 28\%$ und Schrumpfmaße (bezogen auf den Ausgangswassergehalt im Versuch, d. h. dem 1,1-fachen der Fließgrenze) von $V_s = 10,2$ bis $46,1\%$. Es ergab sich eine starke Abhängigkeit des Schrumpfmaßes vom Tongehalt des Bodens.

Mit den von Weißmann ebenfalls mitgeteilten Wassergehalten an der Fließgrenze w_L der Bodenproben zeigt sich außerdem eine eindeutige Korrelation von Schrumpfmaß und Fließgrenze (Abbildung 12).

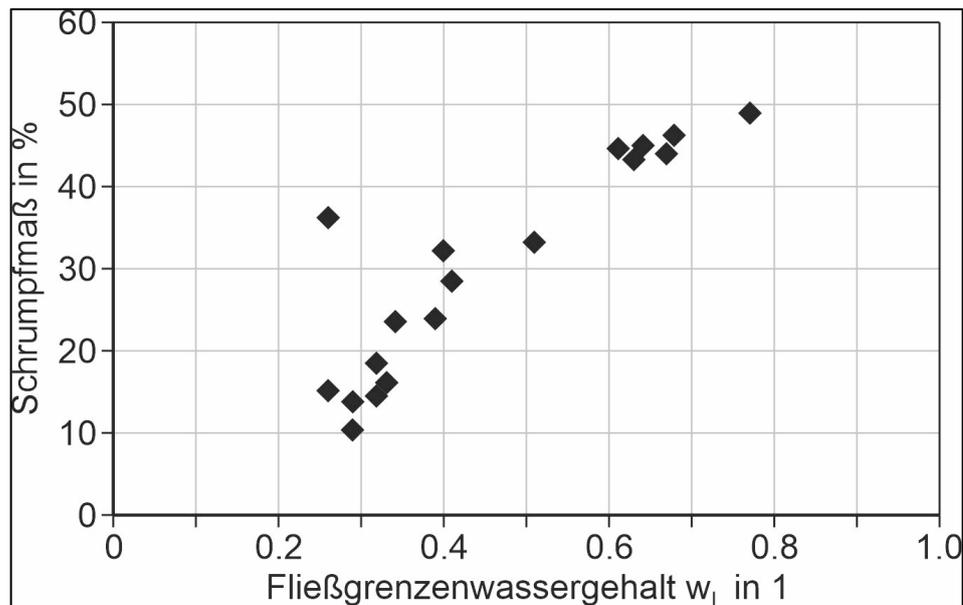


Abbildung 12: Abhängigkeit des Schrumpfmaßes von der Fließgrenze (Daten aus Weißmann 2003).

Die Versuchsergebnisse von Weißmann (2003) gelten für Bodenproben, die nach der Entnahme mit Wasser aufbereitet und entsprechend homogenisiert wurden und charakterisieren somit die Eigenschaften eines „frischen“ Kleis vor bzw. beim Einbau.

Temmler (2007) berichtete über die Ergebnisse von Versuchen an „gealterten“ bzw. konsolidierten Proben aus Kleideckschichten. Diese wurden in jeweils 3 Tiefen als Sonderproben aus der Deckschicht entnommen, im Labor aufgesättigt, anschließend stufenweise entwässert und die zugehörige Volumenschrumpfung, die sich somit auf den Ausgangszustand nach Aufsättigung des bereits gealterten Materials bezieht, gemessen. Die Messwerte sind als Mittelwerte aus mehreren Einzelversuchen abhängig von der Wasserspannung in Abbildung 13 wiedergegeben.

Es zeigte sich, dass das Schrumpfverhalten bei geringer bis mittlerer Austrocknung (d. h. solange die Wasserspannungen betragsmäßig kleiner als rd. 1,0 bar blieben) nicht bzw. nur geringfügig von der Art bzw. der Zusammensetzung des Deckschichtmaterials war. Das Schrumpfmaß lag in den meisten Fällen zwischen rd. 1 % und 2 %. Erst bei starker Austrocknung ist die weitere Zunahme des Schrumpfens abhängig von der Zusammensetzung des Deckschichtmaterials. Während beim Schluffsand die Schrumpfwerte unter 2 % blieben, traten im schluffig-sandigen Klei Schrumpfmaße zwischen 2 und 4 % und im tonigen Klei von 4 bis 8 % auf.

Zur Einordnung der oben genannten Wasserspannungen sei angemerkt, dass in den Niederlanden auf Grundlage von Saugspannungsmessungen an grasbewachsenen Kleiböden in situ festgestellt wurde, dass bereits in rd. 30 cm Tiefe die Saugspannung etwa -1 bar beträgt und mit zunehmender Tiefe weiter abnimmt (TAW 1996). Eine Wasserspannung von -1 bar wird deshalb als repräsentativer Wert für grasbewachsene Erddämme angesehen (vgl. auch Pohl 2010).

Mit einem Einbauwassergehalt oberhalb der Fließgrenze durchgeführte Schrumpfvversuche ergaben zum Vergleich Schrumpfmaße von 10–20 % beim Schluffsand und 40–50 % beim tonreichen Klei, und somit Ergebnisse in einer ähnlichen Größenordnung wie bei Weißmann (2003). Die für die gealterte Deichabdeckung ermittelten maximalen Volumenschrumpfungen liegen also um etwa das 10-fache unter den Werten der Ergebnisse mit frischem Klei.

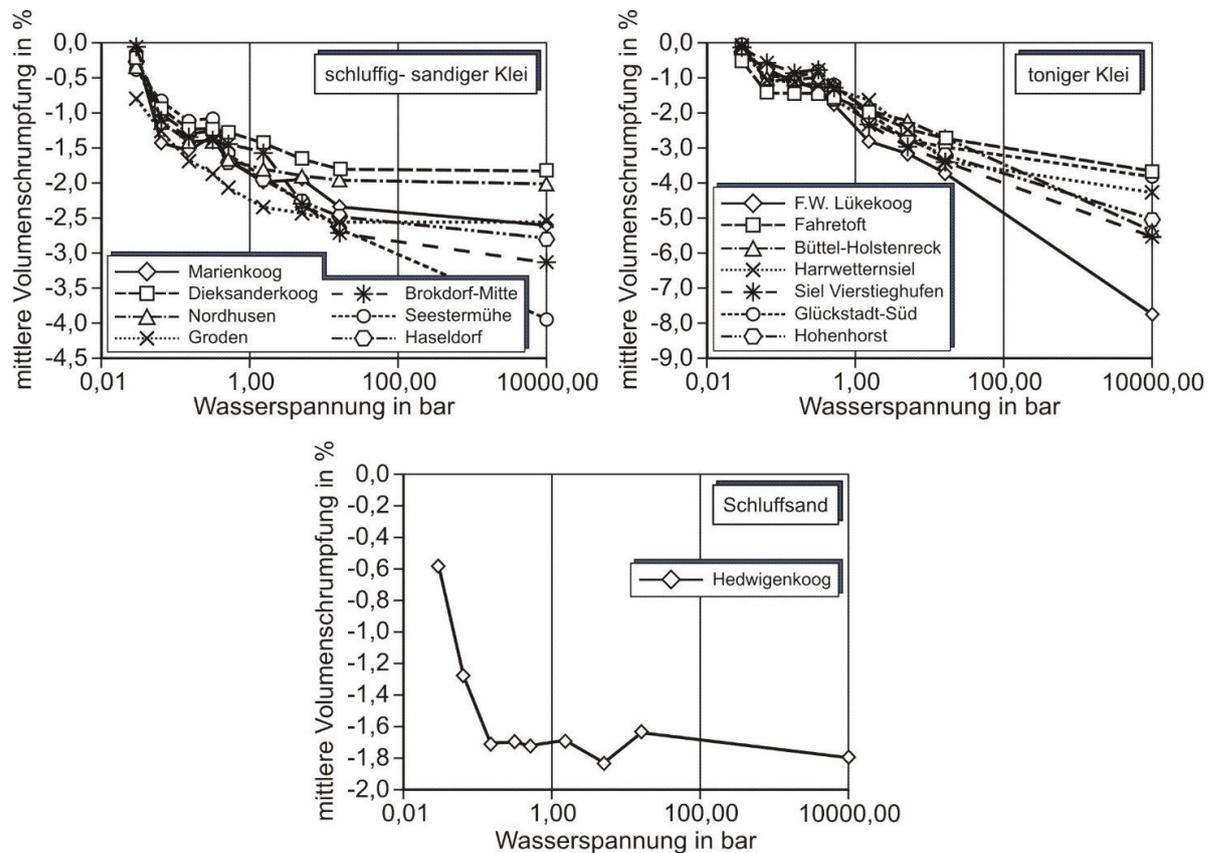


Abbildung 13: Gemessene Volumenschrumpfungen an gealterten Proben (Daten aus Temmler 2007).

5.4 Rissbildungen und Rissausbreitung in der Deichabdeckung

Risse infolge Schrumpfung entstehen durch Überschreitung der Zugfestigkeit des Bodens. Aufgrund der Witterungseinflüsse mit temporärer Trocknung des Deckschichtbodens kommt es im Laufe der Zeit zur Entstehung von Rissen, die ihren Ausgang an lokalen Schwachzonen wie z. B. Wühltiergängen oder einbaubedingten Inhomogenitäten nehmen. Es überwiegen in der Regel senkrecht zur Böschungsoberfläche gerichtete Risse. Wegen Materialanisotropie kann der Rissverlauf in die Abdeckung hinein aber auch von der Normalen zur Böschungsoberfläche abweichen (Pohl 2010).

In der durchwurzelten Hauptrisszone liegen die Haarrisse sehr engständig vor und können häufig mit bloßem Auge nicht erkannt werden. Auffällige Rissbildungen in der Deichabdeckung – örtlich bis an die Kleibasis rd. 1 m unter die Deichhaut herunterreichend – wurden bei der Detailaufnahme der Schürfgruben in den Untersuchungen von Temmler (2007) insbesondere im Bereich der Deichkrone bei gealterten, tonreichen, während des Einbaus sehr weichen bis breiigen Kleiauffüllungen beobachtet. Insbesondere bei alten Kleideichen existiert oft eine Grenzzone zwischen zwei Einzellagen innerhalb der Deichabdeckung unterschiedlicher Zusammensetzung oder Verdichtung während des Baus. Diese Grenzzone bildet im Bemessungslastfall mit einer aufgeweichten, durchnässten bindigen Deckschicht über einem wasserstauenden, anfangs nur erdfeuchten, verfestigten Untergrund im tieferen Teil der Kleiabdeckung häufig eine vorgeprägte Schwächezone sowohl beim Erosionsprozess (u. a. bei GWK-Versuchen in Hannover beobachtet, siehe Möller et al. 2002) wie auch bei der Infiltration und Blockrutschung einer zu steilen Deichinnenböschung.

Eine möglichst genaue Kenntnis der Risstiefe in Deichabdeckungen ist in mehrfacher Hinsicht von Bedeutung:

- (i) Tiefe Risse, in größeren Abständen die Kleischicht durchschlagend, vergrößern die Gesamtdurchlässigkeit der bindigen Kleiabdeckung. Sie können bei lang anhaltenden Starkregenfällen und/oder bei hoch auflaufendem Sturmflutwasserstand mit entsprechendem Spritzwasseranfall oder Wellenüberlauf zu einem Aufstau des Innenwasserspiegels im sandigen Deichkern führen (Temmler 2004).
- (ii) Flache, aber engständig vorkommende Risse, vor allem aber auch tierische Wühlgänge vermindern die Dichtwirkung in der oberen Zone der Kleideckschicht. Sie werden bei Starkniederschlägen und/oder Wellenüberlauf rasch mit Infiltrationswasser gefüllt. Dabei beansprucht ein hoch liegender Wasserspiegel insbesondere die steilere Deichinnenböschung mit einem erheblichen, die Deichstabilität u. U. gefährdenden Strömungsdruck.
- (iii) Rissbildungen führen zu einem kürzeren Infiltrationsweg des Bodenmaterials in der gerissenen Deichabdeckung. Somit weicht das Deichabdeckmaterial in kürzerer Zeit auf und die Scherfestigkeit wird reduziert. Auf diese Zusammenhänge wird in den nachfolgenden Abschnitten 6 und 7 eingegangen.

6 Infiltrationsprozesse in Seedeichen: Grundsätze, Naturbeobachtungen und -messungen

6.1 Grundsatzüberlegungen

Der Infiltrationsprozess des Wassers in den Deich ist insbesondere in der teilgesättigten bindigen Deichabdeckung ein komplexer Vorgang. Zudem beeinflussen die instationären und quasi-stationären Randbedingungen, wie unterschiedliche Wasserstände infolge der Gezeiten, Wellenauflauf, Wellenüberlauf, sowie Starkregenereignisse, den Infiltrationsprozess. Die Infiltrationsvorgänge wirken im Deich gleich auf mehrfache Weise. Zum einen nimmt im bisher ungesättigten Boden der Wassergehalt infolge einer Infiltration zu. Diese Wassergehaltszunahme löst insbesondere bei bindigen Böden eine Abnahme der Scherfestigkeit aus. Zusätzlich wirken Strömungskräfte, die insbesondere in den Böschungen stand-sicherheitsrelevant werden können.

Als Grundvoraussetzung für die Infiltration muss ein Wasserangebot an der Deichoberfläche vorhanden sein. Ist die anfallende Wassermenge geringer als die Infiltrationsmenge, die der Boden aufnehmen kann, versickert das Wasser vollständig. Bei einem Wasserangebot, das größer ist als die Infiltrationsrate, läuft das nicht infiltrierte Wasser in Richtung der Neigung der Deichoberfläche ab.

Bei einer Sturmflut dringt das Wasser von der Oberfläche des Deiches her in den Deichkörper ein. Dabei werden zunächst durch das auf- und ablaufende Wasser oberflächennahe Bereiche auf der Außenböschung mit Wasser gesättigt. Durch den Hochwasserstand und starke Wellen kann es auch zum Wellenüberlauf kommen. Hierbei werden neben der Außenböschung auch die Deichkrone und die Deichbinnenböschung überströmt. In Abhängigkeit von den auftretenden Überströmungshöhen, dem im Boden bereits vorhandenen Wassergehalt und der Gravitation schreitet die sich ausbildende Infiltrationsfront in der bindigen Deckschicht voran.

Die Infiltration in die Deichböschung sowie die Durchsickerung des Deiches lassen sich mit der Finite Elemente Methode berechnen. Dabei gehen als Randbedingungen ein:

Sättigungsgrad:

In Abhängigkeit der o. g. instationären Randbedingungen variiert der natürliche Wassergehalt und damit auch der Sättigungsgrad örtlich und zeitlich in großem Umfang. Sind bei einem geringen Sättigungsgrad viele Poren in der Deichabdeckung luftefüllt, wird der Infiltrationsvorgang in die Böschung bei einer raschen Wasserbeaufschlagung der Deichoberfläche verlangsamt. In einem durch vorangegangene Starkniederschläge aufgeweichten Boden schreitet dagegen die Infiltrationswasserfront bei einer Überflutung unter sonst gleichen Randbedingungen verhältnismäßig rasch voran.

Wasserdurchlässigkeit:

Die Wasserdurchlässigkeit ist der Parameter mit dem größten Einfluss auf die Infiltrationstiefe und beeinflusst vor allem den zeitlichen Verlauf der Infiltration. Generell ergibt sich, dass bei einem gering durchlässigen Boden mit $k_f \leq 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (Abbildung 8) selbst eine konstante einstündige hydrostatische Belastung bei niedrigem Anfangswassergehalt nur zu einer geringen Infiltrationstiefe führt. Lediglich in der Folge zunehmender Anfangssättigungen können größere Infiltrationstiefen erreicht werden.

Überstauhöhe des Wellenauf- und -überlaufs bei unregelmäßigem Wellenspektrum:

Die Überstauhöhe bildet das Druckpotential des Wellenauf- und -überlaufs. Bei einem Wasserangebot an der Deichoberfläche ohne Überstau findet die Infiltration allein auf Grund vom Saugspannungs- und Gravitationspotential statt. Bei einer einstündigen Infiltration eines bindigen Bodens mit geringem Anfangswassergehalt und gleichmäßiger Wasserdurchlässigkeit von $k_f = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ verdoppelt sich hingegen die Infiltrationstiefe. Die Erkenntnisse aus umfangreichen Berechnungen mit verschiedenen Wellenspektren (Weißmann 2003) lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Nicht stationäre (wellenartige) Überstaurandbedingungen lassen sich durch konstante, über die Zeit gemittelte Überstaurandbedingungen ersetzen.
- Je undurchlässiger der Boden ist, desto weniger ist das tatsächliche Wellengeschehen von Bedeutung.
- Die Durchlässigkeit des Bodens besitzt einen deutlich größeren Einfluss auf die Infiltrationstiefe als die Überstaurandbedingungen.

- Die Wasseraufnahme von Kleiböden vollzieht sich im Vergleich zur Wasserabgabe relativ schnell.
- Eine Luftaufnahme findet während der Überströmphasen nur bei sehr durchlässigen Böden bzw. bei sehr großen Pausen zwischen den Einzelwellen statt. Mit der nächsten Welle wird der oberflächennahe Bereich wieder gesättigt.
- Durchlässigkeiten von $k_f > 1 \cdot 10^{-4}$ m/s können innerhalb einer Sturmflutphase zur vollständigen Aufsättigung der Kleiabdeckung führen.

Für die konkrete Berechnung der Wassergehaltsänderung infolge von Infiltration des Wellenüberlaufes für einen bestimmten Deichabschnitt müssen die den Boden beschreibenden Durchlässigkeitsparameter (van Genuchten 1980) sowie die Wassergehaltsverteilung innerhalb des Deiches zu Beginn der Überströmung bekannt sein. Hierbei gilt es auch die Hinweise im Abschnitt 5 dieses Statusbericht zu berücksichtigen. Die wellenartigen Überstaurandbedingungen können näherungsweise durch äquivalente Überstauereignisse ersetzt werden.

6.2 Naturbeobachtungen

6.2.1 Wasserstände im Deich

In einem Deichkörper staut sich das Infiltrationswasser gegenüber dem Nachbargesamt mehr oder weniger auf, wobei die Form und Höhe der Wasserspiegeloberfläche im Deichkern durch die Deich-Geometrie, die Intensität vorangegangener Niederschläge, die Infiltrationsbedingungen im Deichkörper sowie durch den Aufbau des Deiches gesteuert wird. Der Wasserstand im Deich ist in verschiedenen Streckenabschnitten – bedingt durch den oft rasch wechselnden Bodenaufbau, Bauhilfsmaßnahmen wie Folieneinbau zur Spülfeldbegrenzung, unterschiedlich tiefe Spülfeldentwässerung u. Ä. – oft uneinheitlich. Er unterliegt auch jahreszeitlichen und – in geringerem Umfang bei durchlässigem Untergrund bzw. Außendeichfuß/Deckwerk auch sturmflutbedingten – Veränderungen.

Pegelmessungen an schleswig-holsteinischen See- und Ästuardeichen ergaben teilweise erhebliche zeitliche Höhenveränderungen des Wasserstandes im Deich. Im Inneren eines durchgängig aus Klei bestehenden Deiches bzw. in einem von schwerdurchlässigen Kleischichten allseits umgebenen sandigen Deichkern kann der mittlere Wasserspiegel in ungünstigen Fällen bis zu 3 m über MThw ansteigen (Temmler 2004). Unter extremen Sturmflutbedingungen liegen die nur mäßig erhöhten Wasserstände in einem breiten sandigen Deichkern bei offenem und geschlossenem Deckwerk relativ nahe beieinander.

In der Tabelle 1 sind die in schleswig-holsteinischen Deichkörpern gemessenen höchsten Wasserstände getrennt für unterschiedliche Bautypen aufgelistet.

Tabelle 1: Gemessene maximale Wasserstände in See- und Ästuardeichen (nach Temmler 2004).

<i>Kleideiche, schmal</i>	
Laglumsiel Föhr-Ost	+ 4,0 m NN
Alter Elbdeich Brokdorf-Arentsee	+ 4,5 m NN
Stördeich Kronsmoor	+ 2,3 m NN = 0,4 m u. GOK

<i>Deiche mit Sandkern, Kleiabdeckung nach EAK, tiefliegendes Deichvor- und -hinterland</i>	
Altdeich Neufelderkoog/Elbe	+ 2,0 m NN
Elbdeich Kreuzdeich-Pinnau-Sperrwerk	+ 2,0 m NN

<i>Deiche mit Sandkern, bindiger Abdeckung und Kleikeilen unter der Außen- und Innenböschung</i>	
Porrenkoogdeich bei Husum	ca. + 5,0 m NN
Elbdeich Nordhusen	ca. + 5,0 m NN
Elbdeich Haseldorf	+ 3,7 m NN
Norderhafen-Strucklahnungshörn/Nordstrand	ca. + 6,0 m NN (vor der Sanierungsmaßnahme)

<i>Deiche mit durchlässigem Deckwerk auf Spülsand, teilweise mit Kleikeil innen</i>	
Elbdeich Haseldorf, DSt. 11.0	+ 2,2 m NN
Elbdeich Brokdorf-Arentsee, 2. Bauphase	+ 2,4 bis + 2,8 m NN
Seedeich Hauke-Haienkoog	+ 2,8 m NN

Die Wasserstandsmaxima fallen überwiegend in die Winter- und Frühjahrsmonate, die Wasserstandsminima in die Herbstmonate (Abbildung 14). Eine Beziehung zum Außenwasserstand in der Nordsee ist häufig nicht erkennbar.

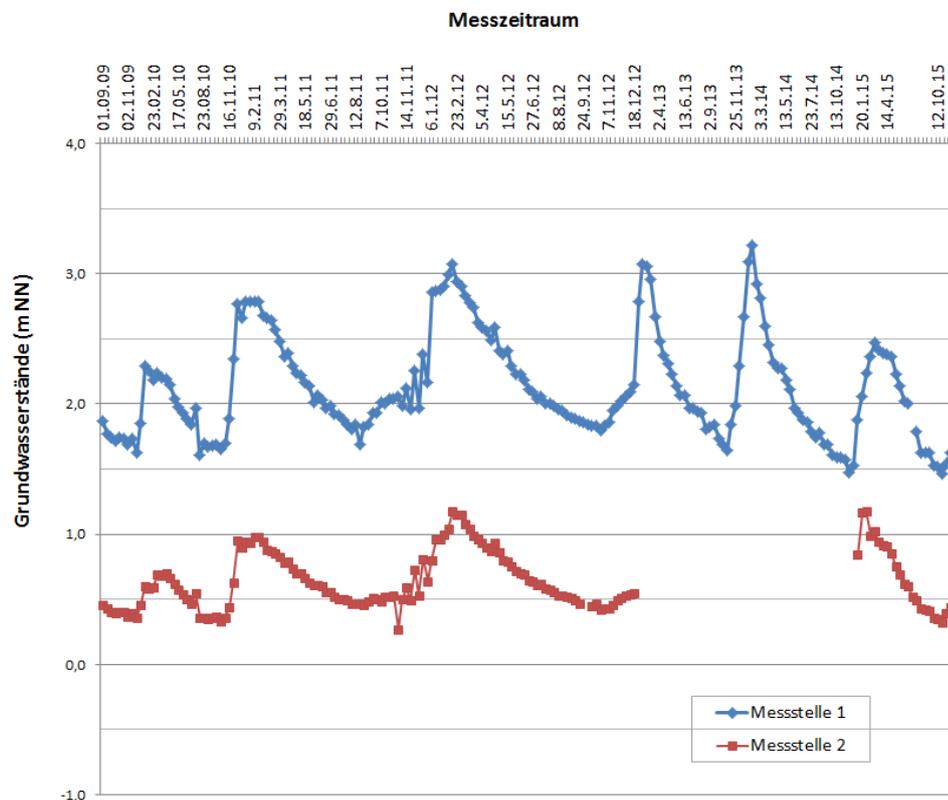


Abbildung 14: Wasserstände im Deich am Beispiel von Nordstrand.

Komplizierte Verhältnisse erfordern für den Einzelfall die Notwendigkeit direkter Messungen an Grundwasserstandspegeln im Baustellenbereich. Hohe Wasserstände im Deichkern führen nicht automatisch zu einem Verlust der Standsicherheit, jedoch können sie ein Versagen bei Wellenüberlauf im Sturmflutfall bei einem länger anhaltenden oder wiederholt eingetretenen hohen Außenwasserstand begünstigen.

Die Erfahrungen aus Wasserstandsmessungen in Deichen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Hoher Stauwasserspiegel in Kleideichen mit niederschlagsabhängigen zeitlichen Höhenveränderungen
- Tiefer Stauwasserspiegel mit geringen niederschlagsbedingten zeitlichen Höhenveränderungen (< 1 m) in massiven Schluffsanddeichen
- Hoher GW-Spiegel im seitlich nicht entwässerten, vollständig kleiumschrlossenen sandigen Deichkern
 - ohne Sturmfluteinfluss bei einem breiten Deichquerschnitt
 - mit deutlichem Sturmfluteinfluss bei gering bis mäßig geeignetem Abdeckboden (insbesondere bei einem schmalen Deichquerschnitt)
- Tiefer GW-Spiegel im Sandkern beim durchlässigen Außen- und Innendeichfuß mit
 - geringem Sturmfluteinfluss beim breiten Deichquerschnitt
 - hohem Sturmfluteinfluss beim schmalen Deichquerschnitt

6.2.2 Beobachtungen von Vernässungsstellen am Beispiel von Deichen in Schleswig-Holstein

Langanhaltende Sickerwasseraustritte in Deichböschungen sind besonders aus den Wintermonaten bekannt und in aller Regel ein Anzeichen für einen verhältnismäßig hohen dauerhaften Grundwasserspiegel im Deichkern. Es handelt sich hierbei teilweise um örtlich begrenzte „Wasserblasen“ in Abmessungen von wenigen Metern, teils um langgestreckte Nassstellen. Im Rahmen der Untersuchungen an Deichabdeckböden in Schleswig-Holstein sind mit Stand vom September 2005 von den vier Baubetrieben des Amtes für Ländliche Räume Husum (heute Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein, LKN-SH) für die schleswig-holsteinische Elbmarsch und Westküste (einschließlich der Inseldeiche)

- im Bereich der Deichaußenböschung insgesamt 28 Nassstellen zwischen 5 und 1350 m Länge (Gesamtlänge ca. 8100 m) sowie
- im Bereich der Deichbinnenböschung insgesamt 23 Nassstellen zwischen 5 und 800 m Länge (Gesamtlänge ca. 6295 m)

aufgelistet worden. Auf die gesamte Deichlänge an der Unterelbe und Westküste in S-H von 439,1 km (Generalplan Küstenschutz 2001) bezogen sind dies 1,85 % (außen) bzw. 1,44 % (innen) der Küstenschutzbauwerke.

Eine zeitweilige Durchnässung des Binnendeichfußes wurde verschiedentlich bei einer Aufspülung des späteren Sandkerns bis auf +6 m NN im Zuge von Deichverstärkungsmaßnahmen beobachtet. Im Gegensatz zu den längerfristig vorhandenen Feuchtstellen (siehe oben) sind sturmflutbedingte Durchnässungsareale an Seedeichen nur selten registriert worden. Meistens handelte es sich um relativ schmale, noch nicht mit modernem

Bestick verstärkte Altdeiche mit einer bindigen Abdeckung von geringer Stärke oder mäßiger Kleiqualität. Für die Extremsturmflut vom 3.1.1976 ist für den durchgängig aus Schluffsand bestehenden, nach 1962 zuletzt verstärkten Seedeich vor dem Kaiser-Wilhelm-Koog in Dithmarschen, ein örtliches Ausfließen der flachen Außenböschung unmittelbar nach dem Rückgang des Hochwassers infolge eines hohen Binnenwasserdruckes dokumentiert (siehe Temmler und Filipinski 1997).

Aus den vorliegenden Erfahrungen in Schleswig-Holstein lassen sich die folgenden Erkenntnisse ableiten:

- Bei den in S-H in der Vergangenheit üblichen Außendeichverstärkungen mit einem ausgeprägten Altdeichrest (= Kleikeil) unter der Binnenböschung kommt eine Vernässung des Innendeichfußes deutlich häufiger vor als bei Altdeichen mit einem kompakten Bodenaufbau (häufig aus Schluffsand) oder geringmächtiger Kleiabdeckung über einem Sandkern.
- In der Außendeichböschung sind Nassstellen besonders häufig bei Vorlanddeichen mit hoch stehendem Grundwasserspiegel vor dem Außendeichfuß vorhanden.
- Nassstellen finden sich bei allen Deichtypen unabhängig von der Qualität des Abdeckbodens.
- In Streckenabschnitten mit weitgehend einheitlichem Deichabdeckboden aus Schluffsand bzw. tonreichem rissigem Klei fanden sich nur vereinzelte Nassstellen am Innendeichfuß.
- Die Grundwasserspiegellhöhe im sandigen Deichkern wird offenbar nicht entscheidend durch den Bodenaufbau der Deichabdeckung geprägt.

Im Winter kann es zu einem zusätzlichen Sickerwassereinstau im Deichkern infolge von eingeschränktem Sickerwasserabfluss durch Bildung eines Eispanzers auf der durchnässen Binnenböschung kommen (Abbildung 15).

Aus anderen Bundesländern mit See- und Ästuardeichen liegen keine dokumentierten Feststellungen vor, doch ist anzunehmen, dass Vernässungsstellen an Deichen auch anderenorts nicht selten vorkommen.

Bei Außendeichverstärkungen alter Kleideiche wurde gelegentlich massiv in den alten Kleideich eingeschnitten, um den Klei als bindigen Abdeckboden verwenden zu können. Der Einschnittbereich wurde mit Spülsand wiederaufgefüllt. Nicht selten kam es bei solchen Maßnahmen bereits während der Bauarbeiten zu einer Durchnässung des verbliebenen Altdeichrestes (insbesondere bei geringer bis mäßiger Kleiqualität des Altdeiches gemäß Tabelle G 3 EAK 2002) mit mehr oder weniger starkem Spülwasseraustritt im unteren Teil der Deichbinnenböschung (vgl. Temmler 2004). Auch durch Auflegen einer Erosionsschutzfolie auf die Einschnittböschungen kann nach Erfahrungen an nach außen verstärkten Elbdeichen eine Durchsickerung nicht wesentlich reduziert werden.



Abbildung 15: Fließerscheinungen am Innendeichfuß bei Neufeld-Nordhusen.

6.2.3 Ergebnisse von Infiltrationsversuchen

Sowohl Richwien und Weißmann (1996; 1998) als auch Temmler (2007) haben an Kleiabdeckungen deutscher Deiche in situ-Versuche mit Doppelring-Infiltrometern durchgeführt:

- Die Ergebnisse von Richwien und Weißmann aus Versuchen an Kleideckschichten von Nordseedeichen in Niedersachsen und Schleswig-Holstein zeigt Abbildung 16. Es ergaben sich Infiltrationskapazitäten q ($\text{m}^3/(\text{m}^2 \text{ s})$) zwischen rd. $5 \cdot 10^{-4}$ und $10^{-7} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \text{ s})$. Die Versuchsendwerte lagen in den meisten Fällen zwischen 10^{-5} und $10^{-4} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \text{ s})$.
- Ergebnisse von Temmler (2007) aus Versuchen an Deichen in Schleswig-Holstein im Winter sind in Abbildung 17 wiedergegeben. Auch hier lagen die Werte meist zwischen 10^{-5} und $10^{-4} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \text{ s})$, örtlich wurden auch deutlich kleinere Infiltrationskapazitäten gemessen. Ein nennenswerter Unterschied zwischen den Kapazitäten am Anfang und am Ende des Versuchs war gemäß Temmler (2007) nur dann feststellbar, wenn die Versuche unmittelbar nach einer Witterungsphase mit Rissbildung (z. B. Frosteinwirkung oder Trockenperiode) durchgeführt wurden.

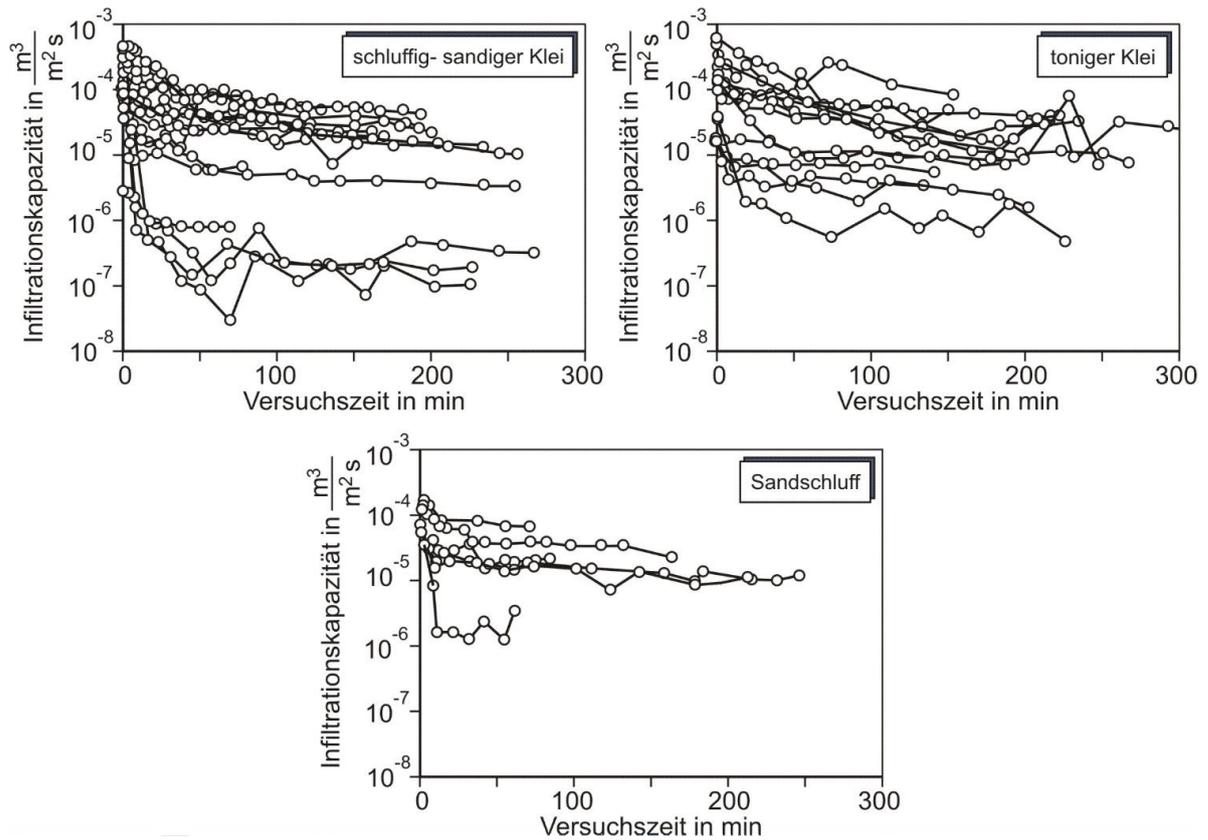


Abbildung 16: Von Richwien und Weißmann (1996; 1998) gemessene Infiltrationskapazitäten an Kleideckschichten.

In Temmler (2007) sind die gemessenen Wassergehalte über die Deckschichthöhen vor und nach der Infiltration dokumentiert. Für den Zustand vor der Infiltration ergaben sich relativ hohe Schwankungsbreiten. Der natürliche Wassergehalt in einer Deckschicht zu Beginn einer Extremsturmflut hängt von zahlreichen Faktoren ab (u. a. Bodenart, Vegetationsperiode, Intensität vorangegangener Niederschläge, Grundwasserstand im Deichkern, Lage der Messstelle im Deichquerschnitt). Als Gesamtergebnis lässt sich folgendes feststellen:

- Große Wassergehaltsdifferenzen während des Versuchs fanden sich insbesondere beim stark geklüfteten tonigen Klei mit ausgeprägtem Polyeder- oder Rissgefüge sowie beim schwach tonigen Schluffsand.
- Bei allen Bodentypen bestand hinsichtlich der tiefenbezogenen Wassergehaltsverteilung eine große Variationsbreite, die eine rechnerische Vorhersage als sehr problematisch erscheinen lässt.
- An Hand des unterschiedlichen oder gleichartigen Verlaufs der gemessenen Wassergehalte lässt sich in etwa die Sickerwasser-Eindringtiefe während eines Versuchs abschätzen.

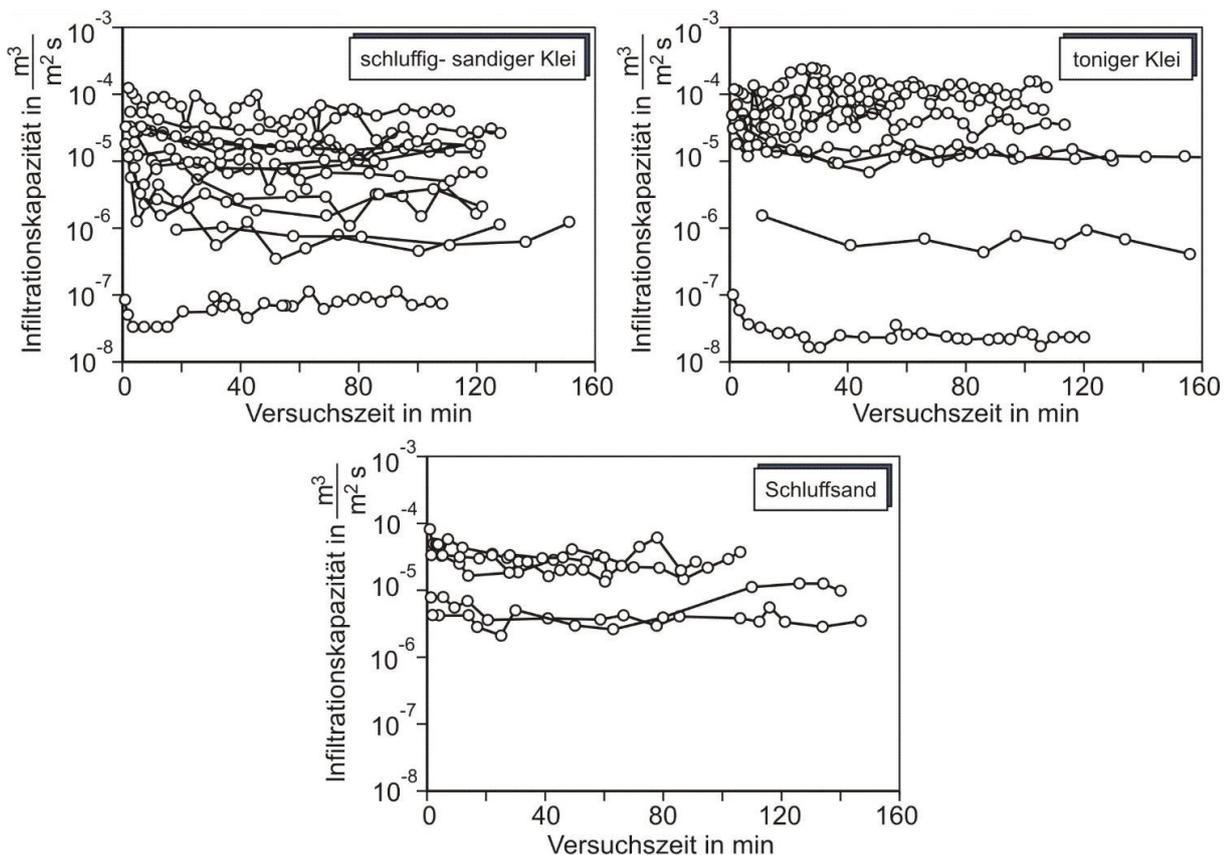


Abbildung 17: Von Temmler (2007) gemessene Infiltrationskapazitäten an Kleideckschichten.

Bei einem im März 2007 im Bereich der Innenböschung eines Deiches bei Groningen/NL durchgeführten 10-stündigen Wellenüberlaufversuch stellten sich die in der tonigen Deichabdeckung unter der Innendeichböschung gemessenen Höchststände des Wasserdrucks (8 kPa in 0,8 m bzw. 12 kPa in 1,2 m Tiefe) bei einer anfänglichen Wellenüberlaufrate von 1 l/s/lfdm bereits rd. 20 Minuten nach Versuchsbeginn ein, während der Druckabfall nach dem Versuchsende deutlich langsamer verlief (Akkerman et. al. 2007). Daraus lässt sich eine hohe rechnerische Durchlässigkeit von $2 \cdot 10^{-3}$ bzw. $1 \cdot 10^{-4}$ m/s ableiten.

Van Hoven et al. (2010) berichten über die Ergebnisse von 21 Infiltrationsversuchen an aggregierten Deichdeckschichten in den Niederlanden. Die Infiltration erfolgte über Rohre mit einem Durchmesser von 0,4 m, welche vertikal über die gesamte Schichtdicke in die Deckschicht eingedrückt worden waren. Der Mittelwert der gemessenen Infiltrationskapazitäten lag bei $q = 2,4 \cdot 10^{-5}$ m³/(m² s), der maximal gemessene Wert betrug $q = 6 \cdot 10^{-5}$ m³/(m² s). Gemäß van Hoven et al. bestätigten die Ergebnisse damit die Angabe in der niederländischen Richtlinie TAW (1996), dass die Infiltrationskapazität aggregierter bindiger Deckschichten allgemein zwischen 10^{-5} und 10^{-4} m³/(m² s) liegt. Dagegen ist die Durchlässigkeit einer Kleischicht unmittelbar nach dem Einbau gemäß TAW (1996) mit rd. 10^{-6} m/s nennenswert geringer.

Die Ergebnisse von Infiltrationsversuchen an einer Deckschicht aus Geschiebelehm bzw. -mergel eines Deiches bei Dahme/Ostholstein sind in Abbildung 18 wiedergegeben. Für den Altdeich ergab sich eine Bandbreite der Infiltrationskapazitäten von etwa 10^{-6} bis $5 \cdot 10^{-5}$ m³/(m² s), für den Neudeich dagegen zwischen $5 \cdot 10^{-7}$ bis 10^{-5} m³/(m² s), d. h. etwa um eine Zehnerpotenz kleiner.

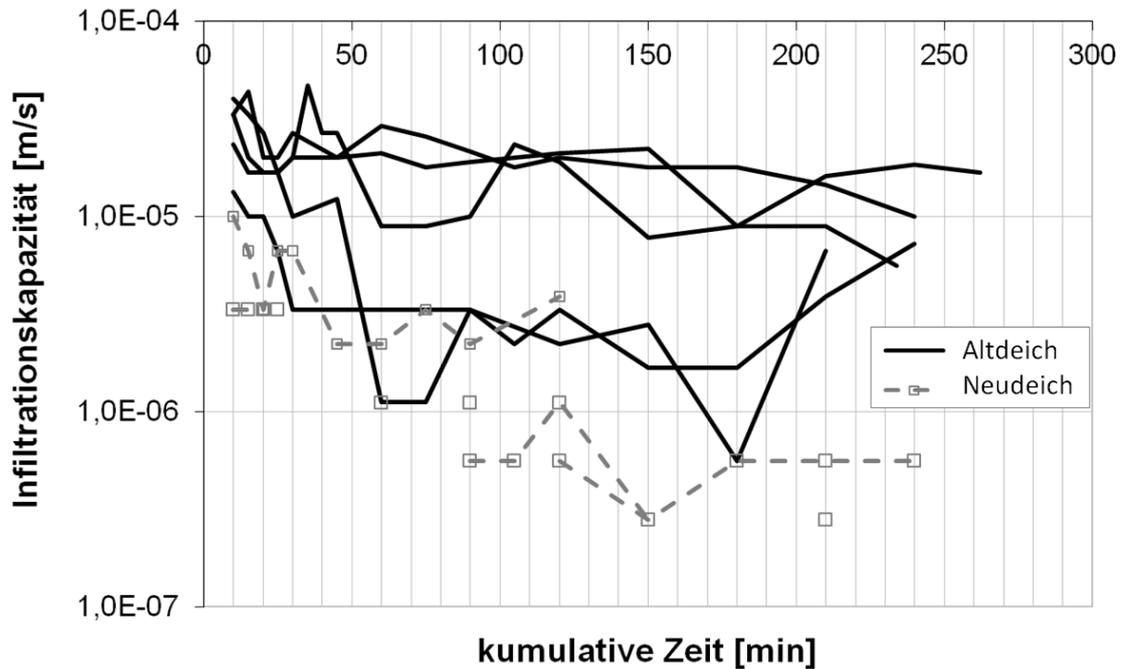


Abbildung 18: Gemessene Infiltrationskapazitäten an Deckschichten aus Geschiebelehm bzw. -mergel.

Die Durchlässigkeiten aggregierter Deckschichten weisen somit große Schwankungsbreiten auf, wobei keine signifikante Abhängigkeit von der Art des eingebauten Deckschichtmaterials erkennbar ist. Vor diesem Hintergrund scheint eine rechnerische Abschätzung der Infiltrationskapazität, mit bezüglich der Parameteridentifikation aufwendigen Modellen, derzeit nicht zielführend zu sein. Die Durchlässigkeit der Deckschicht scheint allenfalls von den Eigenschaften des kohärenten (nicht gealterten) Bodens untergeordnet abhängig zu sein.

Es empfiehlt sich deshalb derzeit – wie auch von van Hoven et al. (2010) vorgeschlagen – entweder konservativ mit einer Infiltrationskapazität von ca. $10^{-4} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \text{ s})$ zu rechnen oder genauere Werte mittels Feldmessungen zu ermitteln. Bei Planung und Auswertung von Feldmessungen sollten auch vorhergehende Witterungsverhältnisse berücksichtigt werden.

7 Veränderung der Scherfestigkeit von bindigen Deichabdeckböden bei Wasserzutritt

7.1 Allgemeines zur Scherfestigkeit

Wellenauf- und -überlauf sowie starke Regenereignisse führen zu einer Infiltration in die bindige Deichabdeckung und damit zu einer Zunahme des Wassergehaltes. Für nicht aggregierte bindige Böden mit gestörtem Gefüge kann ein Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt eines Bodens und seiner Scherfestigkeit hergestellt werden (Schulze und Muhs 1967). Dabei wächst die Anfangsscherfestigkeit mit abnehmendem Wassergehalt und erreicht ihren Höchstwert bei völliger Austrocknung. Mit einer Reduktion der Anfangsscherfestigkeit ist hingegen eine Abnahme des Erosionswiderstandes verbunden. Das Maß der Anfangsscherfestigkeit wird stark durch die innere Oberfläche des Bodens beeinflusst

und ist umso größer, je höher der Anteil an feinkörnigen Bestandteilen im Boden ist. Tritt nun Wasser in den Porenraum ein, umgeben sich die Bodenteilchen in zunehmendem Maße mit dünnen Wasserfilmen. Dabei nimmt die Kohäsion des Bodens und damit auch die Scherfestigkeit, trotz der durch die Wasserfilme neu entstehenden Adhäsion, ab. Durch weitere Wasseraufnahme entfernen sich die Bodenteilchen untereinander immer mehr, bis es zum völligen Festigkeitsverlust kommt.

Beim vorkonsolidierten bindigen Boden bleibt jedoch auch bei einem Wassergehalt an der Fließgrenze eine erhebliche Restfestigkeit bestehen. Solch eine Teilkonsolidation ergibt sich bei Deichabdeckungen durch ein Überfahren beim lagenweisen Einbau mit schwerem Gerät. Des Weiteren sind die physikalischen Zusammenhänge bei gealterten Deichabdeckböden mit Aggregatgefüge (siehe Abschnitt 5) deutlich komplexer als bei nicht aggregierten (frischen) bindigen Böden, so dass einige Untersuchungsergebnisse nur bedingt auf Deiche übertragbar sind.

Zur Ermittlung der undränierten Scherfestigkeit werden üblicherweise Flügelsondierungen im Feld oder Labor durchgeführt. Zur Ermittlung der dränierten Scherfestigkeit werden Triaxialversuche oder direkte Scherversuche verwendet. Während beim Triaxialversuch die Bodenprobe nach DIN 18137-2:2011-04 durch „back-pressure“ annähernd voll wassergesättigt werden muss, liegen bei den anderen Versuchen eher teilgesättigte Verhältnisse vor. Entsprechend liefert der Triaxialversuch weit auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse.

7.2 Messungen zur undränierten Scherfestigkeit

7.2.1 Felduntersuchungen

Mit einer Handflügelsonde lässt sich die undränierte Scherfestigkeit auf einfache Weise im Feld messen. Da die Drehvorrichtung des Flügels nicht automatisiert ist, kann jedoch nicht von einer gleichmäßigen und kontrollierbaren Drehgeschwindigkeit nach DIN EN ISO 22476-9:2014-04 ausgegangen werden. Folglich sind die somit ermittelten Werte mit Vorsicht zu bewerten; sie liefern jedoch hilfreiche Angaben zur Größenordnung der undränierten Scherfestigkeit.

Zur Abschätzung der beim Infiltrationsvorgang veränderten, wassergehaltsabhängigen undränierten Scherfestigkeit c_u wurden die Anfangs- und Restscherwiderstände (τ_{fl} , $\tau_{fl-rest}$) an verschiedenen Deichabschnitten vor und nach einem Infiltrationsversuch auf der Deichkrone gemessen. Die Infiltrationsdauer betrug nach Regenereignissen im Winter lediglich 2 Stunden und simuliert somit einen „Wasseraufstau“ im oberen Deichbereich. Vor dem Infiltrationsversuch wurden Anfangsscherwiderstände τ_{fl} zwischen 60-110 kPa mit einer deutlichen Zunahme zur Tiefe hin ermittelt. Die Restscherwiderstände $\tau_{fl-rest}$ betrugen 20-40 kPa. Nach dem Infiltrationsversuch wurden die in Abbildung 19 dargestellten Scherwiderstände erfasst. Die zugehörigen, tiefenbezogenen Wassergehaltsveränderungen sind jeweils als Begleitmessung zum Infiltrationsversuch bestimmt worden (Abbildung 20). Beide Auswertungen zeigen eine große Schwankungsbreite der Versuchsergebnisse. Dies lässt sich u. a. auf Unterschiede in der Aggregatstruktur und Heterogenitäten im Deichbaumaterial zurückführen.

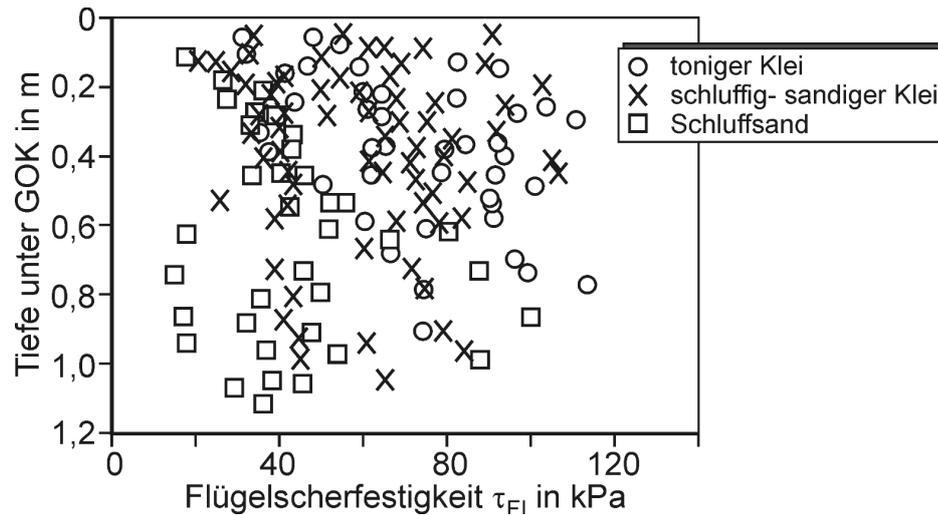


Abbildung 19: Verteilung der Anfangsscherfestigkeit nach 2-stündiger Infiltration.

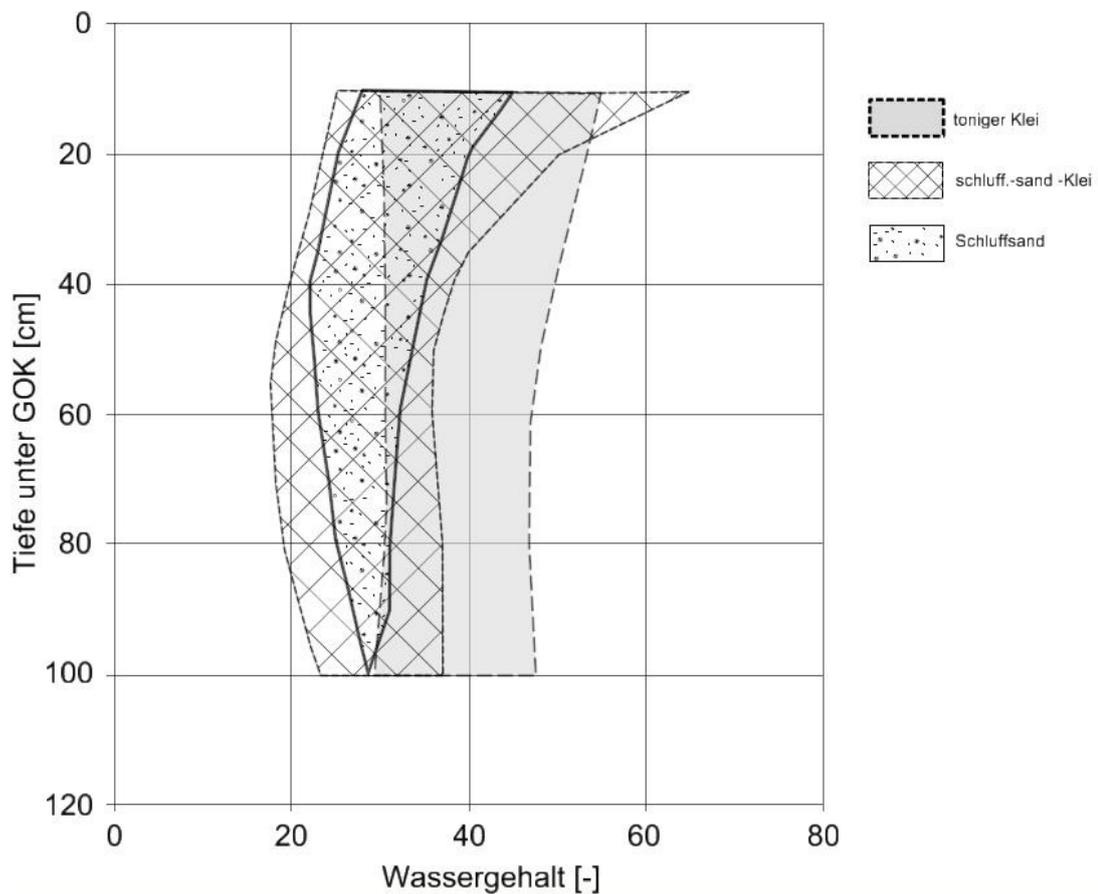


Abbildung 20: Verteilung der Wassergehalte nach 2-stündiger Infiltration.

In Abhängigkeit von der Bodenart lassen sich dennoch folgende allgemeine Aussagen treffen:

- Ein verhältnismäßig geringer Festigkeitsabfall gegenüber dem Ausgangswert vor der Infiltration ergibt sich beim tonigen Klei.
- Deutlich niedrigere, aber immer noch ausreichend hohe Anfangsscherfestigkeiten ($c_u > 20$ kPa) weist der sandige Klei auf.
- Im Schluffsand erfolgen starke Festigkeitsverluste.

Untersuchungen mit einer Handflügelsonde nach einem Starkregenereignis zeigen exemplarisch, dass die Scherfestigkeiten an der binnenseitigen Böschung (Bi) (Abbildung 21) am geringsten sind und keine Zunahme mit der Tiefe zuverlässig zu verzeichnen ist. An der Deichkrone (DK) sind die Scherfestigkeiten demgegenüber höher.

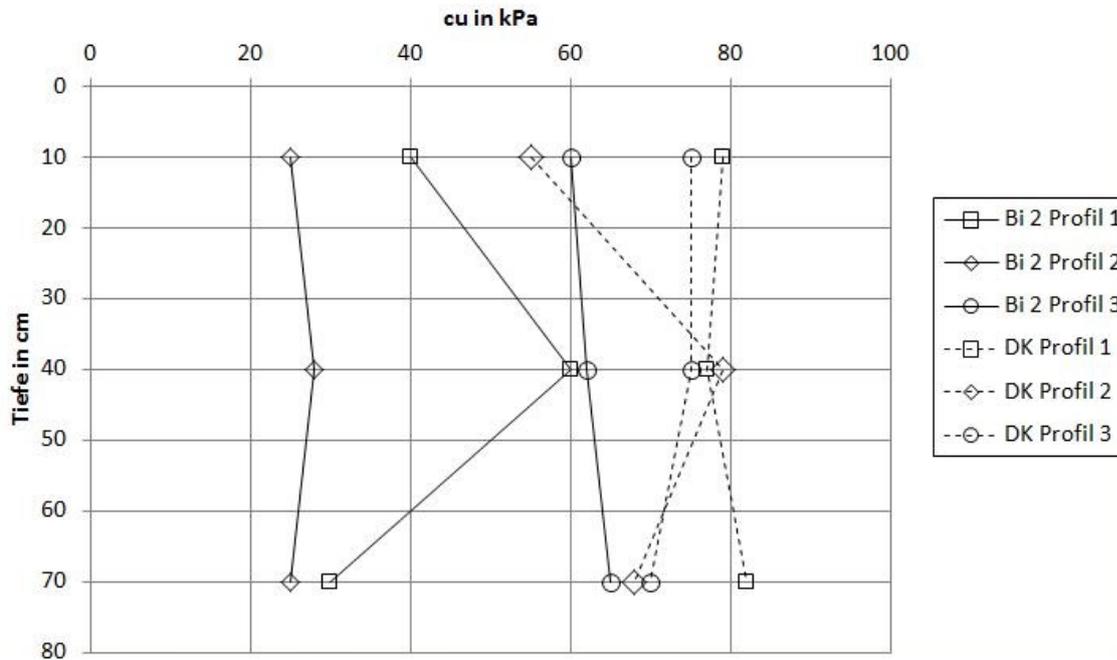


Abbildung 21: Messwerte für undränerte Scherfestigkeiten nach einem Starkregenereignis: Binnenböschung (Bi) und Deichkrone (DK).

Die gemessenen Scherfestigkeiten an der Außenböschung oberhalb der Treibselgrenze (AB6) sind bis zur Erkundungstiefe tendenziell geringer als unterhalb der Treibselgrenze (AB2) (Abbildung 22). Die lineare Zunahme bis zur Erkundungstiefe deutet darauf hin, dass eine oberflächennahe Aufweichung stattgefunden hat.

Die dargestellten Ergebnisse lassen sich dadurch erklären, dass die Deichabdeckung im Bereich unterhalb der Treibselgrenze im Rahmen der Deichpflege vermehrt befahren wird und dadurch der Boden eine Verdichtung erfährt. Dies geschieht in den übrigen Deichbereichen nicht, wodurch dort die Lagerungsdichte geringer ist und dadurch mehr Wasser bis in größere Tiefen infiltrieren kann. Diese prinzipiellen Beobachtungen wurden ebenfalls nach der Xaver-Sturmflut 2013 am gleichen Deich gemacht.

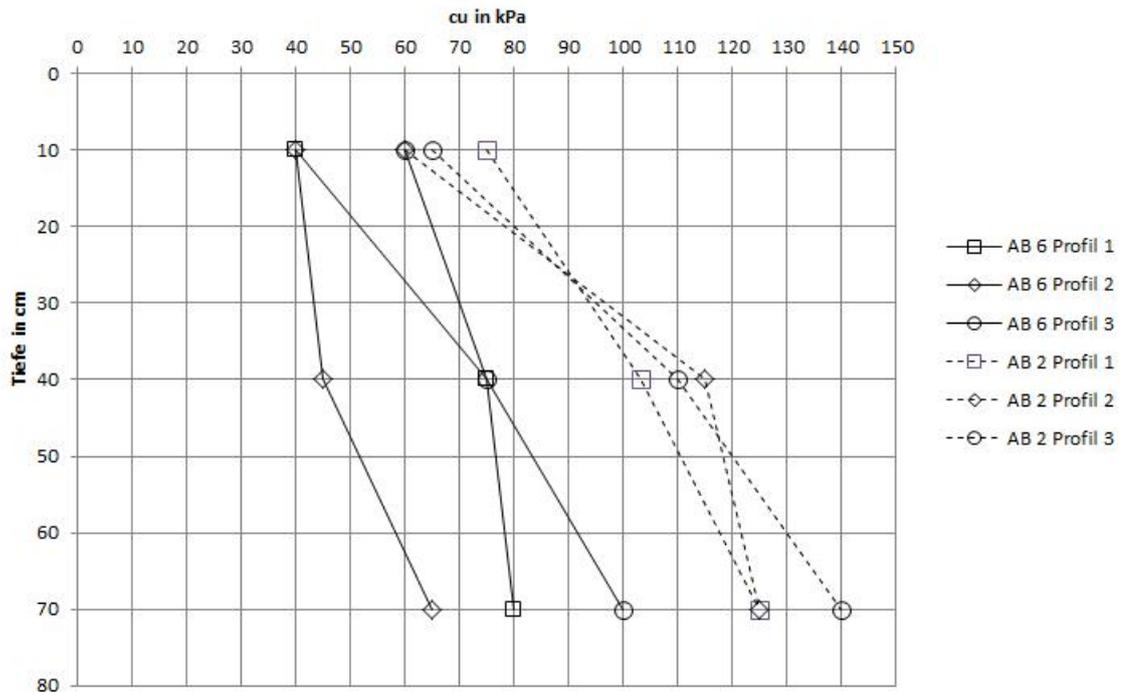


Abbildung 22: Messwerte für undrainede Scherfestigkeiten nach einem Starkregenereignis: Außenböschung (AB).

7.2.2 Laboruntersuchungen

Auch an annähernd ungestört entnommenen Bodenproben, die anschließend mehrere Tage im Labor bewässert wurden, bestätigen die mittels einer Handflügelsonde gemessenen Versuchsergebnisse die Bandbreite der Scherfestigkeitswerte der Abbildung 19 (siehe Temmler 2007).

7.2.3 Untersuchungen an Geschiebemergel

Bei aufgefüllten Geschiebeeböden in Ostseedeichen handelt es sich kornanalytisch zumeist um schwachplastische Sande, Schluffe und Tone. Wegen der darin enthaltenen Kies- und Steinanteile lässt sich bei diesen Bodenarten die Anfangsscherfestigkeit vor Ort oder im Erdbaulabor i.d.R. nicht mit der Flügelsonde ermitteln. Hilfsweise wurde die undrainede Scherfestigkeit in der Vergangenheit vielfach mit Hilfe eines Taschenpenetrometers an Proben ermittelt. Die Variationsbreite der untersuchten Proben mit einer erheblichen Streubreite der plastischen Eigenschaften reicht vom stark sandigen bis zum tonigen Lehm/Mergel mit einigen Stichproben aus Beckenschluff.

Nach stichprobenartigen Untersuchungen an alten Ostseedeichen in Ostholstein kann zur Abschätzung der in Abhängigkeit von der Plastizität abzumindernden Anfangsscherfestigkeit c_u der bindigen Deckschicht näherungsweise auf die Zahlenwerte der Abbildung 23 zurückgegriffen werden.

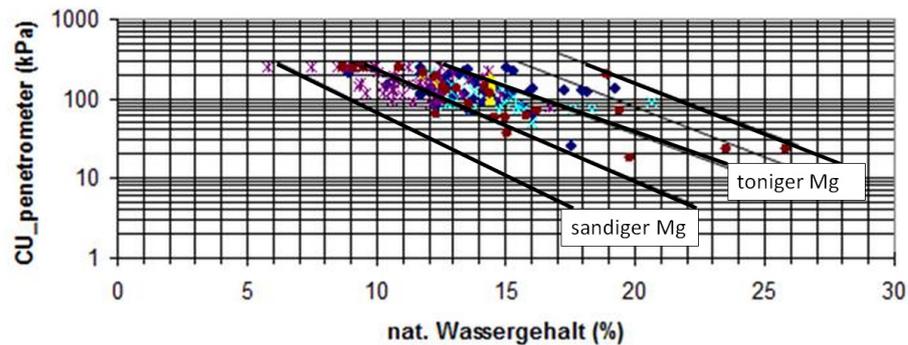


Abbildung 23: Anfangsscherfestigkeit vs. nat. Wassergehalt (Geschiebemergel).

8 Berechnungsverfahren

8.1 Vorbemerkungen

Generell sind bei der Bemessung eines Ästuar- oder Seedeiches gegen Wellenauf- und -überlauf die folgenden Bemessungssituationen zu unterscheiden:

(1) Bemessungssituation „A“

Untersuchung für den Ist-Zustand eines vorhandenen Deiches mit witterungsbedingt gealterter Deichabdeckung mit charakteristischen geotechnischen Eigenschaften und gefügebewingter Durchlässigkeit (vgl. Abschnitt 6.2.3) unter Berücksichtigung

- des Zustandes der Grasnarbe im Hinblick auf die Erosionsempfindlichkeit der bewachsenen Deichoberfläche,
- einer Durchnässung der bindigen Abdeckung mit Aufweichung des Bodens unter dem Wurzelfilz hinsichtlich der Gleitsicherheit der Binnenböschung,
- eines Grundwasseraufstaus im Deich mit jahreszeitlich hohem Wasserstand im Deichkern wegen fehlender Drainage.

(2) Bemessungssituation „B“

Planung einer Deichverstärkung auf der Grundlage des Deich-Istzustandes und des vorhandenen Deichbaustoffes aus einer Bodenentnahme unter Berücksichtigung

- eines zulässigen Grundwasseraufstaus im sandigen Deichkern,
- der Erosionsempfindlichkeit des Deichbaustoffes ohne schützende Grasnarbe,
- der zu erwartenden witterungsbedingten Veränderungen der ursprünglichen geotechnischen Eigenschaften und des Bodengefüges im Deichbaumaterial,
- ggf. vergleichender Untersuchungen verschiedener Bodenentnahmen im Hinblick auf ein für die Deichabdeckung bei den vorhandenen Gegebenheiten optimales Baumaterial (Qualität, Transportentfernung, Vorbehandlung von wassergesättigtem Boden durch Zwischentrocknung in Mieten (Zeitfaktor)). Zu diesem Punkt wird auf die Ausführungen in der EAK 2002 verwiesen.

Für den Stabilitätsnachweis eines Altdeiches mit seiner charakteristischen Bodenstruktur gegen Wellenauf- und -überlauf ist die rechnerische Ermittlung einer zulässigen Infiltrationsrate (Weißmann 2003, Richwien et. al. 2010) als Kriterium unbrauchbar; vielmehr müssen bei der Standsicherheitsanalyse die örtlichen Besonderheiten, speziell die Ist-Mächtigkeit und das Gefüge der vorhandenen Deichabdeckung, berücksichtigt werden.

Die Nachweise gegen Schäden durch Wellenschlag und das Abrutschen der Binnenböschung (hangparalleles Gleiten) sind Nachweise des Verlustes der Gesamtstandsicherheit (GEO-3) nach DIN 1054:2010-12. Der Ausnutzungsgrad gibt das Verhältnis des Bemessungswertes der Einwirkungen zum Bemessungswert der Widerstände an, wobei der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite auf die Scherfestigkeit bezogen wird. Formal wird bei der statischen Bemessung das Kräftegleichgewicht in vorgegebenen bzw. ungünstigen Gleitfugen überprüft.

Die Standsicherheitsberechnung für Böschungen erfolgt nach der DIN 4084:2009-01 unter Berücksichtigung der DIN 1054:2010-12 in Verbindung mit dem Eurocode 7 (DIN EN 1997-1:2009-09). Dabei sind alle, die Standsicherheit des Deiches beeinträchtigenden Fälle zu untersuchen und nachzuweisen.

In der bodenmechanischen Literatur über Deichabdeckböden werden für den Nachweis gegen böschungsparalleles Gleiten der Grasnarbe auf der Deichbinnenböschung bei starker Durchnässung infolge von lang anhaltenden Starkniederschlägen oder Wellenüberlauf die folgenden Rechenansätze verwendet:

- (i) die undrainierte Scherfestigkeit c_u bzw. τ_{fl} in Verbindung mit Partialsicherheiten nach DIN 1054:2010-12 (Richwien und Niemeyer 2008, Richwien 2009)
- (ii) die effektiven Scherfestigkeitsparameter φ' und c' (Weißmann 2003) mit Ansatz einer zusätzlichen Kohäsion zur Berücksichtigung der Festigkeit von Graswurzeln im Übergangsbereich zwischen der Grasnarbe und dem oberflächlich gerissenen bindigen Deichabdeckboden (Young 2005).

Die Berechnung mit effektiven dränierten Scherparametern wird damit begründet, dass das Verhalten des tonreichen Deichabdeckbodens durch seine Rissstruktur bestimmt wird und deshalb durch die geringen Dränagewege eine dränierte Reaktion auf eine Zusatzbelastung zu erwarten ist. Des Weiteren erfolgen die Prozesse für die geotechnischen Nachweise nicht so schnell, dass undrained Reaktionen im Boden zu erwarten sind. Dennoch ist es ratsam, die Nachweise für undrained sowie drained Verhältnisse zu führen. Beim Ansatz der Wurzelkohäsion sind die Werte nach dem MSD (2011) zu empfehlen.

8.2 Abrutschen und Abheben

8.2.1 Abrutschen

Bei wiederholtem Wellenüberlauf über die Deichkrone kommt es zu einer Überströmung und zur Aufsättigung der bindigen Deckschicht auf der Binnenböschung. Für eine hangparallele Gleitfuge in der Tiefe d_G einer homogenen, gesättigten Bodenschicht ergibt sich mit den Bezeichnungen aus Abbildung 24 folgende Gleichung für den Ausnutzungsgrad μ (siehe auch Richwien et al. 2010):

$$\mu = \frac{\gamma_G (\gamma_r d_G \sin\beta + i \gamma_w d_G \sin\alpha) + \gamma_Q \gamma_w h_w I_E}{\frac{c_u}{\gamma_{cu}}} \quad (1)$$

$$\text{mit } i = \frac{h_w}{h_w + d_G}$$

Hierin sind γ_G , γ_Q und γ_{cu} die Teilsicherheitsbeiwerte für den GEO 3-Nachweis gemäß DIN 1054. I_E ist das Energiegefälle des überströmenden Wassers.

Der Winkel α kennzeichnet die Strömungsrichtung des in die Deckschicht infolge Wasserüberstau einsickernden Wassers. In einer homogenen Schicht wäre hier $\alpha = 0$ (Eindringen senkrecht zur Böschungsoberfläche) anzusetzen. Bei einem stark aggregierten, mit Rissen durchsetzten Boden kann aber im ungünstigsten Fall auch ein Winkel von $\alpha = 90^\circ$ und damit eine böschungsparelle Durchströmung anzusetzen sein (Pohl 2010). Die übrigen Abkürzungen ergeben sich aus der Abbildung 24.

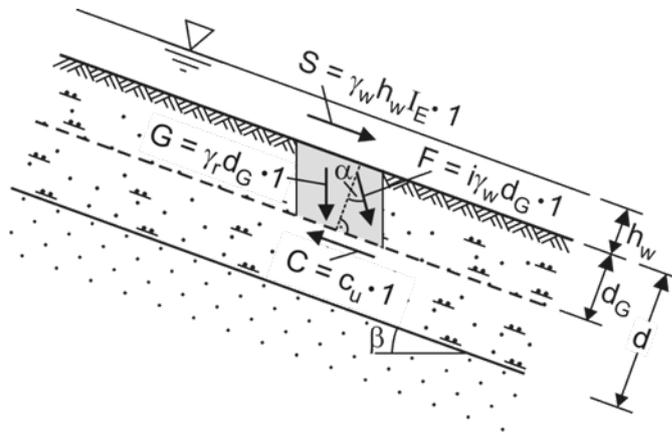


Abbildung 24: Systembild für hangparalleles Gleiten der Deckschicht (in Anlehnung an Richwien et al. 2010).

Ein entscheidender Parameter im oben dargestellten Nachweis ist die undrainede Scherfestigkeit des Kleibodens c_u . In einer homogenen Bodenschicht nimmt der Ausnutzungsgrad mit zunehmender Dicke der betrachteten Schicht d_G bzw. Tiefe der Gleitfuge zu; maßgebend wäre entsprechend die tiefest mögliche Gleitfugenlage, d. h. die Unterkante der betrachteten Deckschicht.

Tatsächlich ist die undrainede Scherfestigkeit aber nicht konstant. Sie ist wassergehaltsabhängig und deshalb unter Berücksichtigung der (zeitabhängigen) Aufsättigung der Deckschicht zu ermitteln. Eine Aufsättigung erfolgt durch Vordringen der Infiltrationsfront bei Wellenüberlauf der Deichkrone bzw. nach vorangegangenen intensiven Niederschlägen hauptsächlich in der Winterperiode. Ausführungen zur Wassergehaltsabhängigkeit der undraineden Scherfestigkeit enthält Abschnitt 7.

Wegen der im Allgemeinen starken Reduktion der Scherfestigkeit bei Aufsättigung wird die kritische Gleitfuge in der Regel die Unterkante des infiltrierten Bodenbereichs sein. Nach Pohl (2010) kann d_G näherungsweise mit der Dicke der Hauptrisszone d_R gleichgesetzt werden, da die Infiltrationsfront im Zuge eines in der Regel nur wenige Stunden dauernden Wellenüberlaufs bei Sturmflut nur unwesentlich vorankommt.

Wertet man Gleichung (1) hinsichtlich der für ausreichende Standsicherheit erforderlichen undraineden Scherfestigkeit aus, so ergibt sich für eine Böschungsneigung von 1:3 ($\beta = 18,4^\circ$), dass selbst bei einer Gleitfugentiefe von 1,5 m (und entsprechend tief reichender Aufsättigung des Bodens) ausreichende Standsicherheit für $c_u > 10$ kPa besteht (ermittelt mit Sättigungswichte $\gamma_r = 18$ kN/m³, Schichtdicke des ablaufenden Wassers $h_w = 0$, Wichte des Wassers $\gamma_w = 10$ kN/m³). Für eine Gleitfugentiefe von 1 m wäre entsprechend bereits $c_u = 7$ kPa ausreichend. Selbst bei Ansatz einer Überstauhöhe von $h_w = 0,2$ m und eines Winkels der Strömungskraft von $\alpha = 90^\circ$ sind die erforderlichen undraineden Scherfestigkeiten nur geringfügig größer, nämlich rd. 13 kPa für $d_G = 1,5$ m und rd. 10 kPa für $d_G = 1$ m.

Bei für Deichabdeckschichten geeigneten Bodenarten nach EAK (2002) kann deshalb davon ausgegangen werden, dass im Allgemeinen ausreichende Standsicherheit gegen hangparalleles Gleiten bei den üblichen Neigungen der Binnenböschung von 1:3 besteht. Ein rechnerischer Nachweis wäre demnach nur in Ausnahmefällen erforderlich. In solchen Fällen empfiehlt sich die Bestimmung der Scherfestigkeit durch in situ- oder Laborversuche.

Es sei ergänzend darauf hingewiesen, dass die Standsicherheit gemäß niederländischen Richtlinien (TAW 2001) nach dem „Edelman-Joustra“-Kriterium und damit unter Zugrundelegung der effektiven Scherparameter φ' und c' der Deckschicht zu bewerten ist. Für den Bruchzustand (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) gilt hiernach (van Hoven et al. 2008):

$$\frac{d \tan \varphi' (\gamma_r - \gamma_w) \cos \beta + c'}{d \gamma_r \sin \beta} = 1 \quad (2)$$

Diese Gleichung ergibt sich unter Ansatz einer böschungsp parallelen Durchströmung der Deckschicht.

Van Hoven et al. (2010) berichten, dass die in Überströmungsversuchen in situ gemessenen Porenwasserdrücke in einer bindigen Deckschicht über einem Sandkern insgesamt kleiner waren als der zu Gleichung (2) gehörende Porenwasserdruck. Sie schließen daraus, dass für den untersuchten Fall kein Standsicherheitsproblem besteht.

8.2.2 Abheben

Infolge des Aufstaus von Wasser im Deichkern kommt es zu einem Wasserdruck an der Unterkante der bindigen Deckschicht. Der größte Wasserdruck entsteht am Fuß der Böschung, weshalb der maßgebende Gleitkörper dort seinen Ausgangspunkt nimmt.

Richwien et al. (2010) haben einen Bruchkörper der Breite b betrachtet (Abbildung 25), für den sich folgende treibende und haltende Kräfte ergeben:

- treibend: $W = \gamma_w (h - 0,5 b \sin \beta) b \quad (3)$

- haltend: $G \cos \beta + 2 C = \gamma_r b d \cos \beta + 2 c_u d \quad (4)$

Richwien et al. (2010) schlagen vor, einen GEO 3-Sicherheitsnachweis gemäß DIN 1054 zu führen. Die treibende Kraft W wäre hierin als ungünstige Einwirkung mit $\gamma_Q = 1,2$ (Bemessungssituation BS-T) und die Komponente $G \cos \beta$ der Gewichtskraft als günstige Einwirkung mit $\gamma_{G,inf} = 1,0$ zu berücksichtigen. Auf der Widerstandsseite wäre die undrännierte Kohäsion mit $\gamma_{cu} = 1,15$ abzumindern. Der Ausnutzungsgrad ergibt sich dann wie folgt:

$$\mu = \frac{\gamma_{G,inf} G \cos \beta + \gamma_Q W}{2 C / \gamma_{cu}} = \frac{\gamma_{G,inf} \gamma_r b d \cos \beta + \gamma_Q \gamma_w (h - 0,5 b \sin \beta) b}{2 \frac{c_u}{\gamma_{cu}} d} \quad (5)$$

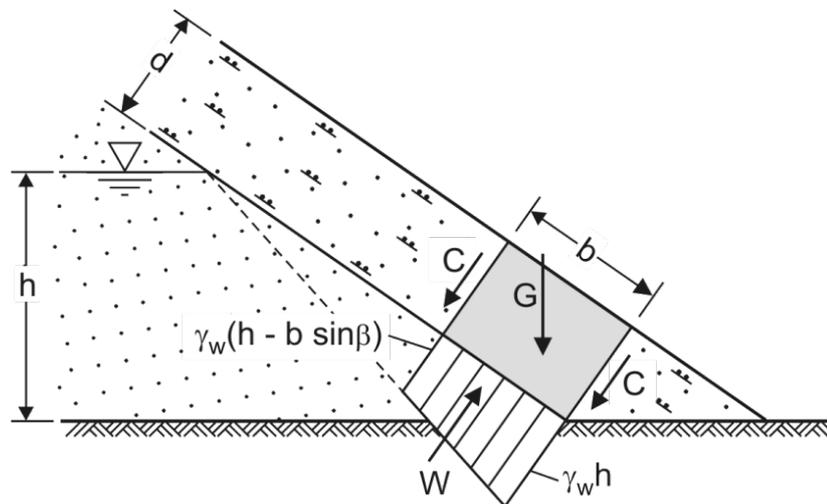


Abbildung 25: Systembild für Abheben der Abdeckung (nach Richwien et al. 2010).

Die Breite des betrachteten Bruchkörpers b ist zu variieren, um den maßgebenden Bruchkörper mit dem größten Ausnutzungsgrad zu finden.

Nach den Vorstellungen von Richwien et al. (2010) wäre der im Sturmflutfall zu erwartende Aufstau im Deichkern unter Berücksichtigung der Deckschichtdurchlässigkeit bzw. der durchsickernden Wassermenge zu berechnen und dem zulässigen Aufstau gegenüberzustellen. Eine ähnliche Vorgehensweise schlagen auch van Hoven et al. (2010) vor, allerdings unter Ansatz einer konservativ geschätzten bzw. anhand von Messungen ermittelten Infiltrationsmenge.

Ein ganz entscheidender Faktor hinsichtlich des Wasserstands im Deich ist – abgesehen vom Bauzustand mit einem über längere Zeit wirksamen sehr hohen Spülwasserstand – natürlich der zu Beginn einer Sturmflut vorhandene Wasserstand. Der Wasserstand im Deichkern ist entscheidend von den Dränagemöglichkeiten im Deichuntergrund und Deichkern, der Deichgeometrie und den vorangegangenen Witterungsverhältnissen abhängig.

Es ist zu bedenken (siehe Abschnitt 6.2.1), dass die Eigenschaften der Deckschicht erst in zweiter Linie maßgeblich für die Höhe des Wasserstands im Deich und damit für die Standsicherheit gegen Abheben sind. Außerdem kann die Durchlässigkeit der aggregierten bindigen Deckschicht auch nicht entscheidend beeinflusst werden, vgl. Zitat in TAW (1996): „Based on the above, it does not seem possible to influence the permeability of clay coverings in the longer term by applying a certain type of natural clay. The permeability of the clay top layers will almost always lie between 10^{-6} and 10^{-5} m/s for the above reasons.”

Im Regelfall erscheint die funktionale Bemessung der Kleideckschicht hinsichtlich eines zulässigen Aufstaus im Deichkern daher verzichtbar. Der Nachweis gegen Abheben der Abdeckung ist natürlich zu erbringen, nur lässt sich das Ergebnis nicht bzw. kaum zuverlässig durch die Wahl eines speziellen Abdeckmaterials beeinflussen. In der Vergangenheit äußerte sich ein unzureichender Nachweis gegen Abheben durch ein lokales Aufbrechen und somit einer kleinräumigen Entlastung an der Binnenböschung (siehe Abschnitt 6.2.2).

8.3 Grasnarbe

Jüngste Naturuntersuchungen mit dem „Wave Overtopping Simulator“ an Seedeichen in den Niederlanden und den USA (van der Meer et al. 2008, 2009), wie auch neue an einem sodenbedeckten Versuchsdeich im Großen Wellenkanal der Universitäten Hannover und

Braunschweig (Piontkowitz et. al. 2009) im Rahmen des EroGRASS Projekts durchgeführte Wellenüberlaufversuche, zeigten die große Widerstandsfähigkeit einer guten Grasnarbe bis hin zu Überlaufraten von 30 l/s/lfdm.

Vavrina (2011) hat ein Verfahren zur Bewertung der Qualität der Grasnarbe entwickelt, in dem der Bedeckungsgrad (d. h. die Geschlossenheit des Bewuchses), die Durchwurzelungsintensität und das Verhältnis der Festigkeit des durchwurzelten und des nicht durchwurzelten Bodens berücksichtigt werden.

Bis zum Erreichen der optimalen Grasnarbe in der Natur muss jedoch der Abdeckboden selbst eine ausreichende Widerstandsfähigkeit gegen Aufweichen, Erosion und Abheben im Bereich des Böschungsfußes infolge eines Wasserüberdrucks im sandigen Deichkern aufweisen. Eine frisch geschüttete und verdichtete Deichabdeckung besitzt im Gegensatz zu einem durch Witterungsvorgänge gealterten Abdeckboden eine deutlich geringere Wasserdurchlässigkeit bzw. Infiltrationsrate. Die Scherfestigkeit (Kohäsion bzw. Anfangsfestigkeit) kann jedoch deutlich geringer sein, so dass für den Zustand nach der Deichfertigstellung ein Nachweis der Erosionsbeständigkeit unter der Grenzbelastung ohne Grasnarbe angebracht ist. Dies ist nicht Gegenstand dieses Statusbericht; hierzu wird auf die Untersuchungen von van der Meer et. al. (2009) und Pohl (2010) verwiesen.

9 Maßnahmen zur Sicherheitserhöhung

Als Ergebnis der Zustandsermittlung (Abschnitt 3.2) können sich Zweifel an einer ausreichenden Deichsicherheit ergeben. In diesem Fall sind weitergehende Untersuchungen zur Erlangung genauere Informationen (siehe Abschnitt 3.2) bzw. die nachfolgenden Maßnahmen zur Sicherheitserhöhung zu empfehlen.

In Anbetracht der prognostizierten Klimaänderungen mit einhergehendem Meeresspiegelanstiegs sowie Klimaextremen (Dürre, lokale Starkniederschläge) gewinnen die nachfolgenden empfohlenen Maßnahmen zudem an Bedeutung (siehe Abschnitt 10).

Als Maßnahmen zur Sicherheitserhöhung kommen beispielsweise in Betracht:

- Ertüchtigung der Grasnarbe und deren Versorgung mit ausreichenden Nährstoffen
- Filterstabile Drainierung beobachteter Nass-Stellen am Binnendeichfuß mittels Rigolen oder durch Tiefendränage
- Regelmäßige Zerstörung/Verfüllung der Gänge von Bodenwühlern (Wühlmäuse, Maulwürfe)
- Verwendung von geeignetem bis gut geeignetem Abdeckboden gemäß EAK 2002 im Zuge einer weiteren Deichverstärkung (Erhöhung, Abflachung der Böschungen) bei ausreichender Verzahnung der neu aufgetragenen Deckschicht mit dem unterliegenden Abdeckboden
- Verstärkung der bindigen Abdeckung der Deichbinnenböschung auf eine Mindeststärke von ca. 1,0 m (soweit nicht bereits erfolgt) als langfristige Maßnahme
- Stichprobenartige Qualitätskontrolle der vorhandenen Deichabdeckung durch Bohrungen in den bisher nicht untersuchten bzw. nach modernen Gesichtspunkten verstärkten Deichabschnitten zur vorausschauenden Vorplanung bzw. Abgrenzung gefährdeter Deichabschnitte mit zugehörigen Standsicherheitsbetrachtungen
- Für die Deichabschnitte mit unzureichender Qualität des Abdeckbodens kommen besondere Sicherungsmaßnahmen z. B. mit Geotextilien in Betracht, für die jedoch noch detaillierte Eignungsnachweise zu erbringen sind.

- Verringerung der hydraulischen Belastung durch Anhebung des Vorstrandniveaus, Wellenbrecher, Bermen, etc.
- Ggf. Ertüchtigung des Deichuntergrundes
- Ein widerstandsfähiges Deckwerk bei scharliegenden Deichen und als Vorlandschutz

10 Empfehlungen und Ausblick

Als erstes empfiehlt es sich Informationen über die Deichquerschnitte/-abschnitte (Abschnitt 3.2) zusammenzutragen, auszuwerten und somit deren Zustand zu bewerten. Aus dem Ergebnis resultieren ggf. weitere erforderliche Schritte (Abschnitt 3.2 und 9) und Detailanalysen (Abschnitt 8).

Zur Risikobeurteilung der Deichstandsicherheit unter dem besonderen Aspekt des Wellenüberlaufs empfiehlt es sich dabei, für die vorhandene Deichabdeckung die folgenden allgemeinen Bewertungskriterien zu Grunde zu legen:

- (1) Empfohlene Grenzwerte für Deichabdeckungen nach EAK 2002
- (2) Annahme der gealterten Deichabdeckung mit einer Durchlässigkeit k_f -Wert 1×10^{-4} m/s
- (3) Annahme der Scherfestigkeit aufgrund von Erfahrungswerten gemäß dieses Statusberichts bzw. durch gemessene undrainierte Scherfestigkeiten nach dem Infiltrations- oder Bewässerungsversuch
- (4) Beobachtete Sickerwasseraustritte aus der Deichböschung als Hinweis auf einen hohen Grundwasserstand im sandigen Deichkern und andere Auffälligkeiten
- (5) Berechnung der Deichstandsicherheit unter Zugrundelegung der aktuellen bzw. prognostizierten physikalischen Zustandsgrößen

In Anbetracht der prognostizierten Klimaänderungen mit einhergehendem Meeresspiegelanstieg sowie Klimaextremen (Dürre, lokale Starkniederschläge) ergeben sich folgende Herausforderungen für die existierenden Deiche:

- Ohne eine Deicherhöhung werden höhere Wellenüberlaufraten auftreten. Wie in den vorangehenden Abschnitten hergeleitet, spielen für die Widerstandsfähigkeit des Deiches eine intakte Grasnarbe und eine ausreichende Qualität der Deichabdeckung eine maßgebende Rolle.
- Durch Dürreperioden kann die Grasnarbe jedoch nachhaltig geschädigt werden. Hierbei spielen das Wasserspeichervermögen des Deichabdeckmaterials sowie der Deichaufbau (Sandkern) eine Rolle. Ferner werden Schrumpfrisse in der Deichabdeckung entstehen.
- Bei nachfolgenden Starkniederschlägen oder Sturmflutereignissen (Sommersturmflut) kann Wasser durch die Schrumpfrisse tiefer und schneller in die Deichabdeckung vordringen und die Scherfestigkeit herabsetzen, wodurch die Deichsicherheit reduziert wird.
- Gleiches gilt im übertragenen Sinne auch für die seeseitige Deichabdeckung unter Wellenangriff.

Weitere Untersuchungen mit messtechnischen Instrumentierungen an bestehenden Deichen sollten durchgeführt werden, um die Überlaufzeiten für diverse Randbedingungen

quantifizieren und eingrenzen zu können, denen der Deich widerstehen kann. Hierbei bietet sich eine interdisziplinäre wissenschaftliche Zusammenarbeit an.

Für erforderliche Deicherhöhungen bietet es sich an, geeignetes Material aus dem bestehenden Deich wieder zu verwenden. Bei Mindermengen sollte auch die Verwendung von geeignetem Baggergut in Erwägung gezogen werden.

11 Literaturverzeichnis

Achmus, M.; Pohl, M.; Temmler, H.: Sickervorgänge in Seedeichen – Eigenschaften von Kleiabdeckungen und ihre Auswirkungen auf die Standsicherheit der Binnenböschung. Kolloquium des Forschungszentrums Küste (FZK), Hannover, 2013.

Akkermann, G. J.; Van Gerven, K. A. J.; Schaap, H. A.; van der Meer, J. W.: Wave Overtopping Erosion Tests at Groningen Sea Dike. ComCoast WP3-16, 2007.

Carstensen, D.: Die Bedeutung von Eisbelastungen für die Planung und konstruktive Gestaltung wasserbaulicher Anlagen. Technische Universität Dresden, 2008.

Collell, M. C.: Erosion of embankments. Floodsite Report T04-08-03, HR Wallingford, 2009.

DIN 1054:2010-12: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1.

DIN 4084:2009-01: Baugrund – Geländebruchberechnungen.

DIN 18137-2:2011-04: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Scherfestigkeit – Teil 2: Triaxialversuch.

DIN 19712:2013-01: Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern

DIN EN ISO 22476-9:2014-04: Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 9: Flügelscherversuch.

DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013.

DIN EN 1997-2:2010-10: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010.

DWA-M-507-1: Deiche an Fließgewässern – Teil 1: Planung, Bau und Betrieb, 2011.

EAK: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke. Die Küste, 65, 2002, korrigierte Ausgabe 2007.

Gebert, J.; Timmers, V.; Gröngröft, A.; Grabe, J.: Verwertung von behandeltem Baggergut als Ersatzbaustoff im Deichbau. In: Tagungsband HTG-Kongress 2014, Berlin, 21.–23. Mai, 2014.

Klinge, W.: Betrachtungen zu den Höhen der Deiche an Elbe und Weser. In: Die Küste, 10, 2, 69–85, 1962.

Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, 10, 1, 1962.

- Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, 10, 2, 1962.
- Die Küste. Archiv für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, Sturmfluten, 33, 1979.
- Möller, J.; Weißmann, R.; Schüttrumpf, H.; Grüne, J.; Oumeraci, H.; Richwien, W.; Kudella, M.: Interaction of Wave Overtopping and Clay Properties for Seadikes. Proceedings of the 28th International Conference Coastal Engineering, 2002.
- MMB: Merkblatt Materialtransport im Boden, Bundesanstalt für Wasserbau, 2013.
- MSD: Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, 2011.
- Nuber, T.; Pohl, M.: Geotechnical investigations on dike materials as a basis for a holistic numerical model, Proceedings of the South Baltic Conference on Dredged Materials in Dike Construction, Rostock, 10.–12. April 2014.
- Petersen, M.; Rhode, H.: Sturmflut – Die großen Fluten an den Küsten Schleswig-Holsteins und in der Elbe. Karl Wachholtz Verlag, 1991.
- Piontkowitz, T.; Verhagen, H. J.; Verheij, H.; Mai Cao, T.; Dassanayake, D.; Zielinski, M.; Roelvink, D.; Kont, A.; Ploomp, T.: EroGRASS – Failure of Grass Cover Layers at Seaward and Shoreward Dike Slopes. Design, Construction and Experimental Procedure, EroGrass User Group, Lemvig/Denmark, 2009.
- Pohl, C.: Witterungsbedingte Gefügebildung bei See- und Ästuardeichen und ihr Einfluss auf die Deichsicherheit. VGE Verlag GmbH, Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, 38, 2010.
- Richwien, W.; Weißmann, R.: Untersuchung zur Quantifizierung der Sicherheitsreserven von Seedeichen, im Auftrag des Amtes für Landwirtschaft und Wasser Heide und des III. Oldenburgischen Deichbandes, Untersuchungsberichte der Feldmessungen in Schleswig-Holstein (Teil 1; 1996) und Niedersachsen (Teil 3; 1998).
- Richwien, W.; Niemeyer, D.: INTBEM „Integrierte Bemessung von See- und Ästuardeichen“, Förderkennzeichen: 03 KIS 061, 03 KIS 062, Statusbericht 9/2008.
- Richwien, W.: INTBEM A – Analyse bodenmechanischer Prozesse zur funktionalen Optimierung von Deichelementen. – Vortrag 14. KFKI Seminar zur Küstenforschung in Bremerhaven, 28.10.2009.
- Richwien, W.; Pohl, C.; Vavrina, L.: Bemessung von Deichen gegen Einwirkungen aus Sturmfluten. In: Die Küste, 77, 1–45, 2010.
- Rödenbeek, G.: Über Deichbau und Überflutungen in den Hamburger Elbmarschen (vor der Flut von 1962). In: Die Küste, 29, 1976.
- Saathoff, F.; Große, A.; Nitschke, E.: Deichdeckschichten aus feinkörnigem Baggergut aus dem Ostseeraum, Tagungsband HTG-Kongress 2014, Berlin, 21.–23. Mai 2014.
- Saathoff, F.; Cantré, S.: Empfehlungen zur Verwendung von Baggergut im Deichbau. In: Geotechnik, 2, 2016.
- Schulze, E.; Muhs, H.: Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten. Springer Verlag 1967.

Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.: Schäden an See- und Stromdeichen. In: *Mitteilungen des Leichtweiss-Institutes der Technischen Universität Braunschweig*, 149, 128–171, 2002.

TAW : Technical Report „Clay for Dikes“. Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands, Delft, 1996.

TAW: Technical Report on Soil Structures. Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands, Delft, 2001.

Temmler, H.: Über Grundwasserstandsbeobachtungen in Deichen. In: *Hansa*, 141, 8, 51–58, 2004.

Temmler, H.: Untersuchungen an Deichabdeckböden in Schleswig-Holstein zur Durchsickerung und Aufweichung infolge Wellenüberlaufs bei Extremsturmfluten. Gutachtliche Stellungnahme (unveröffentlicht), Altenholz, 2006.

Temmler, H.: Neue Untersuchungen zur Schrumpfung, Durchsickerung und Aufweichung von Deichabdeckböden bei Extremsturmfluten in Schleswig-Holstein. In: *Die Küste*, 72, 27–63, 2007.

Temmler, H.: Sickervorgänge in Deichen und ihre Auswirkungen auf die Sturmflutsicherheit. Workshop „Aus der Arbeit des Fachausschusses Küstenschutzwerke, Strategien, Sicherheit und Bemessung“, 11.2., Hamburg, 2009.

Temmler, H.; Filipinski, M.: Gutachten des Landesamtes für Natur und Umwelt Schleswig-Holstein. Abt. Geologie/Boden zur Stabilität von Landesschutzdeichen bei Wellenüberlauf an der Westküste und Elbe in Schleswig-Holstein. Teilbericht I: Untersuchungen an vorhandenen Deichen, 1997.

van der Meer, J.; Steendam, G.; de Raat, G.; Bernardini, P.: Further developments on the wave overtopping simulator. Proceedings of the 31st International Conference Coastal Engineering, 2008.

van der Meer, J.; Schrijver, R.; Hardeman, B.; Van Hoven, A.; Verheij, A.; Steendam, G.: Guidance on erosion resistance of inner slopes of dikes from three years of testing with the Wave Overtopping Simulator. Stand: 25.01.2021: http://www.vandermeerconsulting.nl/downloads/2009_vandermeer_schrijver.pdf, 2009.

van Genuchten, M.: A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. *SOIL SCI. SOC. AM. J.*, 44, 1980.

van Hoven, A.; Zwanenburg, C.; Kruse, G. A. M.: Strength of clay with soil structure during wave overtopping. 11th Baltic Sea Geotechnical Conference, Gdansk/Poland, 2008.

van Hoven, A.; Hardeman, B.; van der Meer, J. W.; Steendam, G. J.: Sliding stability of landward slope clay cover layers of sea dikes subject to wave overtopping. International Conference of Coastal Engineering (ICCE), Shanghai/China, 2010.

Vavrina, L.: Bewertung der Schutzfunktion bewachsener Deichbinnenböschungen gegen Erosion. VGE Verlag GmbH, Report Geotechnik, Universität Duisburg-Essen, 39, 2011.

Weißmann, R.: Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser. Verlag Glückauf GmbH, *Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik der Universität Duisburg-Essen*, 30, 2003.

Weißmann, R.; Richwien, W.: Ein Bewertungsverfahren für Klei im Deichbau. In: Hansa, 7, 140. Jg., 2003.

Young, M.: Wave Overtopping and Grass Cover Layer Failure on the Inner Slope of Dikes. UNESCO-IHE, Institute for Water Education. 06.2005.

Zitscher, F.-F.: Analyse zur Bemessung von Außenböschungen scharliegender Seedeiche gegenüber Wellenbeanspruchung. Bericht (unveröffentlicht), 1962.

Zwanenburg, C.: Full scale stability tests, BAW-Kolloquium am 29.09.2016. Stand: 25.01.2021: https://izw.baw.de/publikationen/kolloquien/0/08_D%C3%A4mme-und-Deiche_Gesamtband.pdf, 2016.

Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke

Moritz Kreyenschulte¹, David Schürenkamp², Volker Kühling³, Markus Brüh⁴, Nils Goseberg⁵, Holger Schüttrumpf⁶

¹ RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserversorgung, kreyenschulte@inw.rwth-aachen.de

² Technische Universität Braunschweig, LWI, Abteilung für Hydromechanik, Küsteningenieurwesen und Seebau

³ Generaldirektion Wasserstraßen und Schifffahrt, Bonn

⁴ Delft Center for Systems and Control (DCSC) Faculty of Mechanical, Maritime and Materials Engineering (3mE) Delft University of Technology

⁵ TU Braunschweig, Leichtweiss-Institut für Wasserbau, Abteilung Hydromechanik und Küsteningenieurwesen

⁶ RWTH Aachen University, Institut für Wasserbau und Wasserversorgung

Zusammenfassung

Ein weit verbreitetes Verfahren zur Erhöhung der Widerstandsfähigkeit von Schüttsteindeckwerken unter anderem an der deutschen Nordseeküste ist der Mörtelverguss, bei dem die Schüttsteine mit einer definierten Menge an Mörtel pro Quadratmeter vergossen und so zu einem kohärenten Deckwerk zusammengefügt werden. Das Deckwerk ist somit in der Lage, Momente sowie Quer- und Normalkräfte aufzunehmen. Aufgrund eines relativ geringen Prozessverständnisses der Belastungsmechanismen und Widerstände erfolgt die Bemessung hydraulisch gebundener Deckwerke derzeit auf der Basis von Erfahrungswerten. Die derzeitige Bemessungspraxis kann daher potentiell zu einer Unterbemessung oder einer unwirtschaftlichen Überbemessung der vergossenen Schüttsteindeckwerke führen. Das vom *Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF)* und vom *Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)* geförderte Forschungsvorhaben „HYGEDE: Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke“ hatte daher das Ziel, die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke auf Seegangbelastung zu erarbeiten.

Zur Beschreibung der strukturellen Integrität der Deckwerke wurden zuerst Schadensmechanismen aus der Begutachtung vorhandener Deckwerke an der Nordseeküste und aus einer Literaturrecherche abgeleitet. Für den Mechanismus „Rissbildung in der Deckschicht“ wurde ein Modell zur Beschreibung der Einwirkungen und Widerstände im Grenzzustand erstellt. Die Einwirkungen unter Wellenbelastung wurden mit großmaßstäblichen hydraulischen Versuchen im Großen Wellenkanal in Hannover (GWK) bestimmt. Die Widerstände und Bauwerkseigenschaften wurden mit mechanischen und bruchmechanischen Ersatzversuchen an den Komponenten der Deckschichten sowie am Verbundkörper aus Mörtel und Wasserbaustein ermittelt. Darüber hinaus wurden Versuche zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins im Labor und in situ durchgeführt. Mit den in diesem Beitrag vorgestellten Modellen zur Beschreibung der

Stabilität der Deckwerke lassen sich die für die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke relevanten Prozesse „Rissbildung in der Deckschicht“ und „Lösen eines Einzelsteins“ beschreiben. Für die funktionale Bemessung der Deckwerke wurde die Wellenaufbauhöhe bestimmt und Reduktionsfaktoren für den EurOtop-Bemessungsansatz ermittelt.

Schlagwörter

Wellen-Bauwerks-Interaktion, Verklammerte Deckwerke, Vergossene Deckwerke, Wellenaufbau

Summary

Many sea dikes along the coast of the North Sea are protected against wave loading and currents by riprap revetments that are grouted with mortar. The mortar bonds the individual stones of the top layer, thereby forming a coherent structure that is able to withstand normal forces and shear forces as well as momentums, thus leading to a planar load distribution. While this kind of revetment has been built for decades, its design is yet solely based on empirical knowledge. On the one hand, the current design practice of mortar-grouted riprap revetments may therefore potentially lead to an uneconomic design exceeding the load and safety criterion for a particular site. On the other hand, it is also possible that the current design practice will lead to a weaker revetment than is required for the load and safety criterion for a particular site. Therefore, the objective of the project “Wave Load and Stability of Mortar-Grouted Riprap Revetments” is to derive a scientific basis for the design of mortar-grouted riprap revetments.

In order to describe the structural integrity of mortar-grouted riprap revetments, the results of an assessment of the condition of revetments in the field and a literature research are used to describe mechanisms leading to damage of the revetments. For the mechanism “crack development in the top layer” a structural model is set up in order to describe the load and resistance in the limit state. The hydraulic load due to wave action was measured during full-scale model tests in the Large Wave Flume in Hannover, Germany. The resistance and structural parameters were determined using mechanical and fracture mechanical tests with the individual components as well as with the compound material of mortar and stone. Furthermore, pull-out tests to determine the force for debonding of an individual stone were carried out in the field and under laboratory conditions. The models for the structural stability of mortar-grouted riprap revetments presented in this study describe the processes relevant for designing a mortar-grouted riprap revetment, namely “crack development in the top layer” and “debonding of an individual stone”. For the functional dimensioning, the wave run-up height was determined and reduction coefficients for the EurOtop wave run-up formula have been established.

Keywords

wave structure interaction, mortar-grouted riprap, revetments, wave run-up

1 Einleitung

Deckwerke schützen die Ufer von Küsten, Ästuaren und Flüssen gegen Belastungen durch Wind- und Schiffswellen, Strömungen und Eisgang. Diese Belastungen werden voraussichtlich in Folge der Klimaänderungen sowie des zunehmenden Schiffsverkehrs mit immer größeren Schiffen weiter zunehmen (MELUR-SH 2013).

Hydraulisch gebundene Deckwerke, hergestellt aus mit Mörtel vergossenen Natursteinen, stellen einen weitverbreiteten Deckwerkstyp an den deutschen Küsten dar. Beim genannten Deckwerkstyp werden die gebrochenen Natursteine mit einer definierten Menge an Mörtel pro Quadratmeter vergossen. Auf diese Weise werden die Wasserbausteine punktuell verbunden und es entsteht ein kohärentes Deckwerk, das in der Lage ist, Momente sowie Quer- und Normalkräfte aufzunehmen.

Aufgrund eines geringen Prozessverständnisses der Belastungsmechanismen und Widerstände erfolgt die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke derzeit auf der Basis von Erfahrungswerten. Es liegt kein theoretisch fundierter und durch Modellversuche verifizierter Bemessungsansatz für diese Deckwerksart vor. Regelwerke der *Bundesanstalt für Wasserbau* (MAR 2008, MAV 2017, RPV 2008) und die „*Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken*“ (EAK 2007) regeln lediglich den Aufbau der Deckwerke sowie die Prüfungen zur Sicherstellung einer ausreichenden Qualität der Deckwerke und ihrer Komponenten. Die derzeitige Bemessungspraxis kann daher potentiell zu einer Unterbemessung oder einer unwirtschaftlichen Überbemessung der Deckwerke führen.

Das vom *Bundesministerium für Bildung und Forschung* und vom *Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen* geförderte Forschungsvorhaben „*Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke (HYGEDE)*“ hatte daher das Ziel, die wissenschaftlich-technischen Grundlagen für die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke auf Seegangsbelastung zu erarbeiten. Das Verbundprojekt, an dem das *Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University (IWW)* und das *Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abteilung Hydromechanik und Küsteningenieurwesen der Technischen Universität Braunschweig (LWI)* beteiligt waren, gliederte sich in die beiden Teilprojekte *HYGEDE-A* (Förderkennzeichen 03KIS111) und *HYGEDE-B* (Förderkennzeichen 03KIS110). Der Fokus der in Teilprojekt *HYGEDE-A* durch das *IWW* durchgeführten Untersuchungen lag auf der strukturellen Integrität der Deckwerke während das *LWI* in Teilprojekt *HYGEDE-B* den Fokus auf die hydraulischen Prozesse legte.

Der folgende Beitrag stellt die wesentlichen Ergebnisse des Projekts dar. Zuerst werden allgemeine Grundlagen zum Aufbau und zur Herstellung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke erläutert und auf den Stand der Technik und der Wissenschaft zur Bemessung der Deckwerke eingegangen. Im Anschluss werden mithilfe einer Begutachtung vorhandener Deckwerke und einer Literaturrecherche mögliche Schadensmechanismen mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke beschrieben. Auf dieser Grundlage wird die gewählte Methodik präzisiert. Es wurden großmaßstäbliche hydraulische Versuche im Großen Wellenkanal in Hannover (*GWK*), Versuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke und Versuche zur Ermittlung der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche gehen als Randbedingungen und Modellparameter in die Modellbildung für die verschiedenen Schadensmechanismen ein.

2 Allgemeines zu mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken

Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke werden seit Jahrzehnten sowohl an den Wasserstraßen als auch an der Küste gebaut. Sie bestehen aus einer Deckschicht aus Schüttsteinen, die mit einer definierten Menge an Mörtel (vorgegeben in l/m^2) vergossen werden. Darunter folgt ein Kornfilter oder geotextiler Filter. Abbildung 1 zeigt jeweils ein Beispiel der möglichen Ausführungsvarianten mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke: auf der linken Seite ist ein Deckwerk mit teilvergossener Deckschicht zu sehen, auf der rechten Seite ein Deckwerk mit vollvergossener Deckschicht. Bei einer teilvergossenen Deckschicht wird nur ein Teil des Porenvolumens der Deckschicht mit Mörtel gefüllt, so dass ein durchlässiges Deckwerk entsteht. Bei einer vollvergossenen Deckschicht wird dagegen das gesamte Porenvolumen mit Mörtel gefüllt und es entsteht ein undurchlässiges Deckwerk.



Abbildung 1: Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke, links teilvergossen, rechts vollvergossen (Fotos: Kreyenschulte 2015).

Bei hydraulisch gebundenen Vergussstoffen erfolgt die Herstellung aus Zement, Zuschlag und Wasser. Eine gute Fließfähigkeit des Vergussmörtels und eine geringe Entmischung unter Wasser müssen laut MAV (2017) gewährleistet sein, was durch zwei Aufbereitungsmethoden des Mörtels sichergestellt werden kann. Dem Mörtel kann entweder Fließmittel hinzugegeben werden oder der Mörtel wird in einem kolloidalen Mischer aufbereitet. Im kolloidalen Mischer werden Wasser und Zement unter hoher Geschwindigkeit vermischt und dadurch das Zementkorn weiter verkleinert. Erst danach wird der Zuschlag hinzugegeben.

Der Mörtel wird anschließend entweder maschinell oder per Hand auf die Schüttsteine aufgebracht. Beim maschinellen Einbau kommen Verteilerwagen zum Einsatz, die über die Deckschicht fahren. An diesen sind Schläuche befestigt, durch die der Mörtel gepumpt wird (siehe Abbildung 2 links). Beim Einbau des Mörtels von Hand führt ein Arbeiter einen Schlauch, durch den der Mörtel gepumpt wird, und verteilt so den Vergussstoff auf der Deckschicht (siehe Abbildung 2 rechts).



Abbildung 2: Herstellung des Mörtelvergusses 1) mit einem Verteilerwagen unter Wasser (links), 2) von Hand über Wasser (rechts) (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Um die in der Praxis meistverwendeten Deckwerksaufbauten zu ermitteln, wurden vorhandene Deckwerksaufbauten an der niedersächsischen Nordseeküste aufgenommen und eine Literaturrecherche zu vorhandenen Deckwerksaufbauten in Niedersachsen und Schleswig-Holstein durchgeführt. Neben den in den EAK (2007) aufgeführten Ausführungsbeispielen von Deckwerken finden sich insbesondere bei Stadelmann (2008, 2010) und in den „Empfehlungen für Verklammerung und Vollverguß von Uferschutzwerken und Sohlen-sicherungen“ (EVU 1990) ausführliche Angaben zu vorhandenen Deckwerken.

Der Großteil der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke besteht aus einer 40 – 60 cm dicken Deckschicht aus vergossenen Wasserbausteinen der Gewichtsklasse LMB_{5/40} („Light Mass“, Masse 5 kg – 40 kg) und einem Geotextil. Das Geotextil dient als Filter und Trennlage. An der Küste wurde auch häufig eine gemischte Steinklasse LMB_{5/40} und CP_{90/250} („Coarse Particles“, Durchmesser 90 mm – 250 mm) verwendet. Das Deckwerk wurde in 65 % aller recherchierten Fälle auf einer Böschung mit einer Neigung von 1V:3H angeordnet. Zwischen Geotextil und Deckschicht kann eine Ausgleichsschicht aus Schotter angeordnet sein. Eine Ausführungsvariante mit rein mineralischem Filter ohne Geotextil ist den Autoren nicht bekannt.

Beim verwendeten Vergussmörtel handelte es sich bei 70 % der Deckschichten um kolloidalen Mörtel und bei 16 % um Mörtel mit Zusatzmitteln. Die Vergussstoffmenge variierte von 60 l/m² bis zum Vollverguß. Der Großteil der Deckschichten wurde entweder mit geringen Vergussstoffmengen von 60 – 80 l/m² vergossen (30 %), mit relativ hohen Vergussstoffmengen von über 110 l/m² oder vollvergossen (40 %). Unvollständige Angaben in der Literatur führen dazu, dass die aufgezählten Varianten nicht 100 % der recherchierten Deckwerksaufbauten ergeben.

3 Stand der Technik und der Forschung zur Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke

Die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke umfasst die Bemessung der strukturellen Integrität der Deckschicht, die Bestimmung der Wellenauflaufhöhe und weitere Nachweise wie die Dimensionierung von Kornfiltern und Geotextilien, geotechnische Nachweise der Böschung, die Bemessung der Fußsicherung u. a.. Auf den

Stand der Technik und der Wissenschaft zur Dimensionierung der Deckschicht sowie zur Bestimmung der Wellenaufbauhöhe bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken wird im Folgenden detailliert eingegangen. Die oben aufgeführten weiteren Nachweise können mit den gängigen Regelwerken, also den EAK (2007) sowie den Merkblättern der BAW (GBB 2010, MAK 2013, MAG 1993, MMB 2013), geführt werden. Auf diese Nachweise wird daher nicht weiter eingegangen.

3.1 Dimensionierung der Deckschicht

Ingenieurwissenschaftlich untersucht wurden mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke erstmals von Führböter und Dette (1979a, 1979b), die Biegeversuche an zwei mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten durchführten und mechanische und bruchmechanische Kennwerte des Vergussmörtels ermittelten. Knieß und Köhler (1984) sowie Hallauer (1986, 1989) bestimmten die Frisch- und Festbetoneigenschaften sowie die Porosität, die Vergussstoffverteilung und Durchlässigkeit der Deckschichten. Hallauer (1986) bestimmte darüber hinaus bruchmechanische Eigenschaften des Vergussmörtels. Die gesammelten Erfahrungen sowie die genannten ingenieurwissenschaftlichen Untersuchungen sind Grundlage für den aktuellen Stand der Technik und der Wissenschaft, der im Folgenden kurz beschrieben wird.

Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke und deren Komponenten werden in Deutschland an den Wasserstraßen durch die Merkblätter der *Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)* und die Normen des *Deutschen Instituts für Normung e. V. (DIN)* geregelt. Das Merkblatt „*Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen*“ (MAR 2008) und das Merkblatt „*Anwendung von hydraulisch gebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen*“ (MAV 2017) beschreiben mögliche Deckwerksaufbauten mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke. Das MAV (2017) enthält darüber hinaus allgemeine Hinweise zur Planung, Ausschreibung und Bauausführung der Deckwerke und definiert Anforderungen an den Vergussstoff, den Einbau des Vergussstoffs und das fertig gestellte Deckwerk. Ein Qualitätssicherungskonzept soll die Einhaltung dieser Anforderungen gewährleisten. Die Prüfung der Anforderungen an den frischen und erhärteten Vergussstoff sind in der Richtlinie „*Prüfung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen*“ (RPV 2008) geregelt.

Die Dimensionierung der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke besteht in der Wahl der Steinklasse und der Festlegung einer Vergussstoffmenge. Die Deckwerke können als durchlässige teilvergossene Deckwerke oder als undurchlässige vollvergossene Deckwerke hergestellt werden. In den Regelwerken werden die Steinklassen CP_{90/250} und LMB_{5/40} als für einen Teilverguss geeignet bezeichnet, für einen Vollverguss kann darüber hinaus die Steinklasse LMB_{10/60} („Light Mass“, Masse 10 kg – 60 kg) verwendet werden.

Die Steinklasse und Vergussstoffmenge werden an den Wasserstraßen anhand der Richtwerte des MAV (2017) und mit den Nachweisen der „*Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen*“ (GBB 2010) festgelegt. Die Nachweise in den GBB (2010) berücksichtigen dabei einen Nachweis gegen Aufschwimmen des Deckwerks bei Wasserspiegelabsenk und verweisen für einen Nachweis der maximalen Überströmgeschwindigkeit der Deckschicht auf Untersuchungen des LWI, bei

denen eine teilvergossene Schüttsteindeckschicht mit Überströmgeschwindigkeiten von bis zu 7,7 m/s belastet wurde und im Anschluss keine Schäden aufwies (LWI 1998).

Im Küstenbereich geben die EAK (2007) Richtwerte für die Vergussstoffmenge je nach Steinklasse und Deckschichtdicke sowie nach Einteilung der vorhandenen Belastung in eine „geringe Beanspruchung (Wellenhöhe $< 0,75$ m)“ und eine „größere Beanspruchung (Wellenhöhe $\geq 0,75$ m)“ an. Darüber hinaus wird in den EAK (2007) auf die Regelwerke der *BAW* und auf die EVU (1990) verwiesen. Die Vorgaben in den EVU (1990) sind allerdings in großen Teilen durch die Regelwerke der *BAW* überholt.

Auch in der internationalen Literatur finden sich derzeit keine Bemessungsverfahren für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke auf Wellenbelastung (Kreyenschulte et al. 2016). In den Niederlanden werden Deckschichten fast ausschließlich mit Asphalt vergossen. Die Bemessungsverfahren lassen sich nicht auf mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke übertragen, da Asphalt ein grundsätzlich anderes Werkstoffverhalten aufweist als Mörtel und die Vergussstoffverteilung in der Deckschicht sich erheblich unterscheidet. Beim asphaltvergossenen Deckwerk wird meist die gesamte Deckschichtfläche so vergossen, dass eine undurchlässige Deckschicht entsteht. Aufgrund seiner hohen Viskosität dringt der Asphalt nicht immer in den gesamten Porenraum der Deckschicht ein (dies ist mitunter auch nicht gewünscht). Bei einem voll- und mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerk hingegen wird der Vergussstoff mit einem Schlauch, der durch die Freiräume zwischen den Steinen möglichst tief in die Deckschicht gebracht wird, von unten nach oben aufgefüllt. Auf diese Weise wird der gesamte Porenraum mit Mörtel gefüllt und die Deckschicht wird zu einer durchgehenden Platte vergossen.

Zwar wird für asphaltvergossene Deckwerke auch ein streifenförmiger Verguss in den Regelwerken erwähnt, der nach MAV (2017) auch für mörtelvergossene Deckschichten zum Einsatz kommen kann. Für die Bemessung der streifenförmig mit Asphalt vergossenen Deckschichten wird allerdings die Formel von Hudson (siehe z. B. EAK 2007) verwendet und ein empirischer Stabilitätsbeiwert K_D angegeben. Die spezifischen Versagensmechanismen der mit Asphalt vergossenen Deckschicht können so nicht berücksichtigt werden, vielmehr stellt der Beiwert lediglich die gesammelte Erfahrung mit dieser Deckwerksart dar.

Für die Strömungsbelastung liegt, im Gegensatz zur Wellenbelastung, ein theoretischer Bemessungsansatz zur Beschreibung der Einwirkungen und Widerstände beim Lösen eines Einzelsteins aus der Deckschicht vor. Römisch (2000) stellte dafür das Kräftegleichgewicht am mit seinen Nachbarsteinen durch den Mörtelverguss verbundenen Einzelstein auf und stellte eine Formel für die Verbundkraft infolge des Mörtelvergusses beim Lösen des Einzelsteins aus dem Verbund auf. Dieser Ansatz wird in Kap. 9 detaillierter erläutert und auf den Fall „Lösen eines Einzelsteins“ bei Wellenbelastung übertragen.

3.2 Bemessung bei Wellenauflauf

Die funktionale Bemessung von Küstenbauwerken und die Ermittlung des erforderlichen Freibords R_c erfolgt nach EAK (2007) und EurOtop (2018) mit der Wellenauflaufhöhe R_w und der Wellenüberlaufhöhe q . Die Bemessungsformel zum Wellenauflauf nach EurOtop (2018) für Schüttsteindeckwerke beschreibt die relative Wellenauflaufhöhe $R_{w2\%}/H_{m0}$ in Abhängigkeit der Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$ und der Reduktionskoeffizienten

zur Berücksichtigung der Wellenangriffsrichtung γ_β , der Oberflächenrauheit des Deckwerks γ_f und des Einflusses von Bermen γ_b :

$$\frac{R_{u2\%}}{H_{m0}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,65 \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \xi_{m-1,0} \\ 1,00 \cdot \gamma_{f,surging} \cdot \gamma_\beta \left(4 - \frac{1,5}{\sqrt{\gamma_b \cdot \xi_{m-1,0}}} \right) \end{array} \right\} \quad (1)$$

Der Rauheitsbeiwert $\gamma_{f,surging}$ gilt für nicht brechende Wellen und wird wie folgt bestimmt:

$$\gamma_{f,surging} = \gamma_f + (\xi_{m-1,0} - 1,8) \cdot (1 - \gamma_f) / 8,2 \quad (2)$$

Die Wellenaufauhöhe $R_{u2\%}$ wird von 2 % aller Auflaufereignisse überschritten.

3.3 Zusammenfassung und Fazit

Die vorhandenen Regelwerke und Normen erlauben für den Nachweis der strukturellen Integrität des mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks bei Wellenbelastung keine Erfassung der spezifischen Einwirkungen und Widerstände, sondern greifen auf Erfahrungswerte bereits realisierter Deckwerke zurück. Insbesondere im Küstenbereich liegen jedoch sich verändernde hydraulische Belastungen vor, die so nicht berücksichtigt werden können. Auch die Bewertung des aktuellen Zustands eines Deckwerks ist so nicht möglich. In der internationalen Literatur finden sich ebenfalls keine Bemessungsverfahren, die die spezifischen Versagensmechanismen der Deckwerke berücksichtigen. Es liegen darüber hinaus keine Beiwerte zur Bestimmung der Wellenaufauhöhe mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke vor.

4 Identifizierung von Schadensmechanismen

Um ein Modell für den Nachweis der strukturellen Integrität der Deckschicht zu erarbeiten, müssen die einzelnen Schadensmechanismen der Deckschicht bekannt sein und beschrieben werden. Dazu wurde der Zustand vorhandener Deckwerke an der niedersächsischen Nordseeküste aufgenommen und mit Daten einer Literaturrecherche ergänzt, um Rückschlüsse auf mögliche Schadensmechanismen zu ziehen. Auf dieser Grundlage werden die beiden Mechanismen „Rissbildung in der Deckschicht“ und „Lösen eines Einzelsteins“ beschrieben. Da die Wirkungszusammenhänge, die zwischen einer Verschlechterung, einem Schaden und einem Versagen einer mörtelvergossenen Deckschicht bestehen nicht hinreichend bekannt sind, erfolgt vorerst keine Zuordnung des Nachweises der strukturellen Integrität der Deckschicht zu den Nachweisarten der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit.

Das Ziel der im Folgenden beschriebenen Zustandsaufnahme war, Rückschlüsse auf Mechanismen zu ziehen, die zu einer Verschlechterung des Zustands der Deckwerke und schlussendlich zum Versagen führen können. Daher werden im Folgenden nur die beobachteten Veränderungen zum Ausgangszustand der Deckwerke beschrieben und keine Aussagen über den Zustand aller Deckwerke getroffen.

4.1 Verwendete Terminologie

Zur eindeutigen Beschreibung des Zustands eines Deckwerks werden zuerst einige Begriffe eingeführt. Diese ermöglichen es, die Zustände des Deckwerks zu unterscheiden und die notwendigen Teilprozesse bis zu einem Versagen des Deckwerks zu beschreiben. Die Funktion des Deckwerks besteht darin, den Deich vor Erosion zu schützen. Ein Versagen des Deckwerks tritt ein, sobald es diese Funktion nicht mehr erfüllen kann. Allerdings tritt ein Versagen des Deckwerks meist nicht ohne vorhergehende Teilschäden oder Alterungsprozesse der Deckschichtmaterialien ein. In Anlehnung an das „*International Levee Handbook*“ (CIRIA 2013) werden folgende Begriffe verwendet:

Verschlechterung: Verschlechterungen verändern den Zustand eines Deckwerks und reduzieren die Widerstandsfähigkeit eines Deckwerks. Eine fortschreitende Verschlechterung macht einen Schaden unter gegebenen Einwirkungen wahrscheinlicher. Abweichend von CIRIA (2013) werden unter dieser Kategorie neben Langzeitprozessen auch Kurzzeitprozesse aufgenommen. Zu den Langzeitprozessen gehört z. B. die Veränderung der Festigkeitseigenschaften des Vergussmörtels über die Zeit durch Belastungen (Ermüdung) oder Umwelteinflüsse. Wenn ein Einzelereignis wie das Brechen einer Welle auf der Deckschicht zu Rissen im Vergussmörtel oder an der Kontaktfläche zwischen Vergussmörtel und Wasserbausteinen führt, so wird der effektive Querschnitt an diesem Punkt geschwächt und somit die Biegesteifigkeit der Deckschicht und die verbundwirksame Kraft beim Lösen eines Einzelsteins reduziert. Dieser Kurzzeitprozess wird ebenfalls als Verschlechterung bezeichnet.

Schaden: Wenn sich die Widerstandsfähigkeit des Deckwerks infolge der Verschlechterungen soweit reduziert hat, dass das Bemessungsereignis nicht ohne ein Versagen aufgenommen werden kann, wird von einem Schaden gesprochen. Es sind dann Instandhaltungsmaßnahmen notwendig. Ein Schaden ergibt sich meist nicht ohne vorherige Verschlechterungen und stellt häufig die Folge der Summe der vorhergehenden Verschlechterungen dar.

Versagen: Das Deckwerk kann seine Funktion, den Deich vor Erosion zu schützen, nicht mehr erfüllen.

4.2 Rissbildung in der Deckschicht

Bei der Aufnahme des Zustands der Deckwerke zeigten sich Risse verschiedener Breite, Länge und Orientierung in den Deckschichten. Diese Risse traten im Mörtel oder in der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Wasserbaustein auf. Im Folgenden werden nach Rissbreite und Risslänge drei Kategorien definiert:

- Risstyp 1: Rissbreite ≤ 2 mm, Risslänge \leq mittlere Steinlänge
- Risstyp 2: Rissbreite ≤ 2 mm, Risslänge $>$ mittlere Steinlänge
- Risstyp 3: Rissbreite > 2 mm, Risslänge $>$ mittlere Steinlänge

Da die Rissbreiten und -längen im Zuge der Deichschauen nicht aufgenommen werden, ist eine Aussage über deren Entwicklung und damit auch deren Ursachen schwierig. Als mögliche Ursache für Risse des Typs 1 und 2 sind z. B. Schwinden des Mörtels, Frost oder Wellenbelastung zu nennen. Abbildung 3 zeigt exemplarisch Risse des Typs 2.



Abbildung 3: Risse des Typs 2 (Fotos: Kreyenschulte 2015).

Risse des Typs 3 können durch ungleichmäßige Setzungen oder möglicherweise infolge von Wellenbelastung entstehen. Abbildung 4 zeigt exemplarisch Risse des Typs 3.



Abbildung 4: Risse des Typs 3 (Fotos: Kreyenschulte 2015).

Risse des Typs 2 und 3 haben mehrere mögliche Ursachen, die sich auch gegenseitig bedingen können. So kann eine ungleichmäßige Setzung dazu führen, dass die Bettung unterhalb des Deckwerks lokal verlorenght. Infolge von Alterung oder Ermüdung kann die Festigkeit des Mörtels oder die Verbundfestigkeit zwischen Mörtel und Wasserbaustein vermindert werden, so dass schließlich die Wellenbelastung zu Rissen führt.

Die Rissbildung im Deckwerk stellt eine Verschlechterung des Deckwerks dar. Durch die Risse wird die vorhandene verbundwirksame Fläche zwischen Mörtel und Wasserbaustein oder die vorhandene Fläche des Mörtels reduziert, was wiederum bei gleicher Belastung die Spannungen im verbleibenden Querschnitt erhöht. So kann sich eine weitere Verschlechterung des Deckwerks ergeben, die schlussendlich zu einem Schaden und Versagen des Deckwerks führen kann. Wann eine Verschlechterung des Deckwerks zu einem Schaden führt, kann nur durch Untersuchung des Fortschritts der Verschlechterung bzw. der Schäden und des ggf. eintretenden Versagens festgestellt werden.

4.3 Lösen eines Einzelsteins

An den bestehenden teilvergossenen Deckwerken an der Nordsee finden sich häufig Stellen, an denen einzelne Steine aus dem Mörtelverbund gelöst wurden. In Abbildung 5 links sind noch gut die Kontaktflächen des Mörtels zum gelösten Stein zu sehen. Die gelösten Steine können durch die Wellenbelastung vor das Deckwerk transportiert werden, siehe Abbildung 5 rechts.



Abbildung 5: Fehlstelle in der Deckschicht aufgrund eines gelösten Einzelsteins (links); gelöster Einzelstein vor dem Deckwerk (rechts) (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Gelöste Einzelsteine stellen eine Verschlechterung der Deckschicht dar. Hat sich ein Stein aus dem Verbund gelöst, kann er unter der Wellenbelastung fortbewegt werden und es entsteht an dieser Stelle eine größere Angriffsfläche für die Strömungs- und Druckschlagbelastung. Es ergeben sich neue Bewegungsmöglichkeiten für die benachbarten Steine, so dass diese wiederum leichter aus dem Verbund gelöst werden können. Abbildung 6 zeigt eine Deckschicht mit mehreren gelösten Einzelsteinen, bei der die Prozesskette wie oben beschrieben aufgetreten sein könnte. Insbesondere bei den Wasserbausteinen in der Nähe des Wasserspiegels sind die Flächen, die früher die Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein gewesen sind („aufgelöste Verbundflächen“), durch eine helle Färbung und eine andere Oberflächenstruktur gut zu erkennen. Auf der Deckschicht sind Fehlstellen, an denen einzelne Steine aus dem Verbund gelöst wurden sowie einzelne gelöste und verlagerte Mörtelbruchstücke zu erkennen.

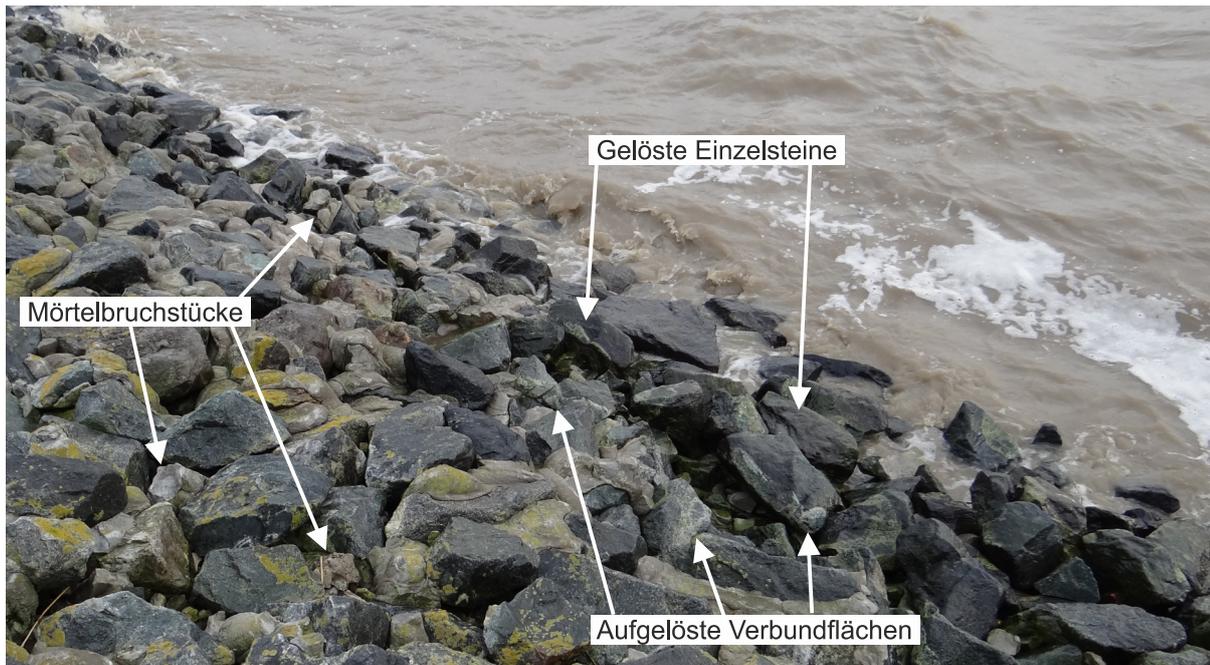


Abbildung 6: Deckschicht mit gelösten Einzelsteinen und gelösten Mörtelbrücken (Foto: Kreyenschulte 2015).

Lösen sich einzelne Steine aus der Deckschicht, so wird die Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit der als Platte wirkenden Deckschicht lokal reduziert, was wiederum Risse begünstigt. Es wird also eine weitere Verschlechterung des Deckwerks begünstigt, die schlussendlich zu einem Schaden und Versagen des Deckwerks führen kann. Wie kritisch diese Verschlechterung in Form des Lösens von Einzelsteinen ist und wann eine Verschlechterung des Deckwerks behoben werden muss, kann auch hier nur durch Untersuchung des Fortschritts der Verschlechterung bzw. der Schäden und des ggf. eintretenden Versagens festgestellt werden.

Bisher werden im Zuge der Instandhaltung der Deckwerke neue Wasserbausteine an vorhandenen Fehlstellen platziert und diese nachvergossen. Alternativ wird ein größerer Bereich um die Fehlstelle entfernt, es werden neue Steine platziert und schließlich nachvergossen. Die Deckschicht kann daher nach mehreren Reparaturen zumindest lokal immer undurchlässiger werden.

5 Präzisierung der Methodik

Um die gewählte Methodik zur Schließung der dargestellten Wissenslücken und zur Beschreibung der Schadensmechanismen zu verdeutlichen, ist die Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion nach Groot et al. (1988) in Abbildung 7 dargestellt.

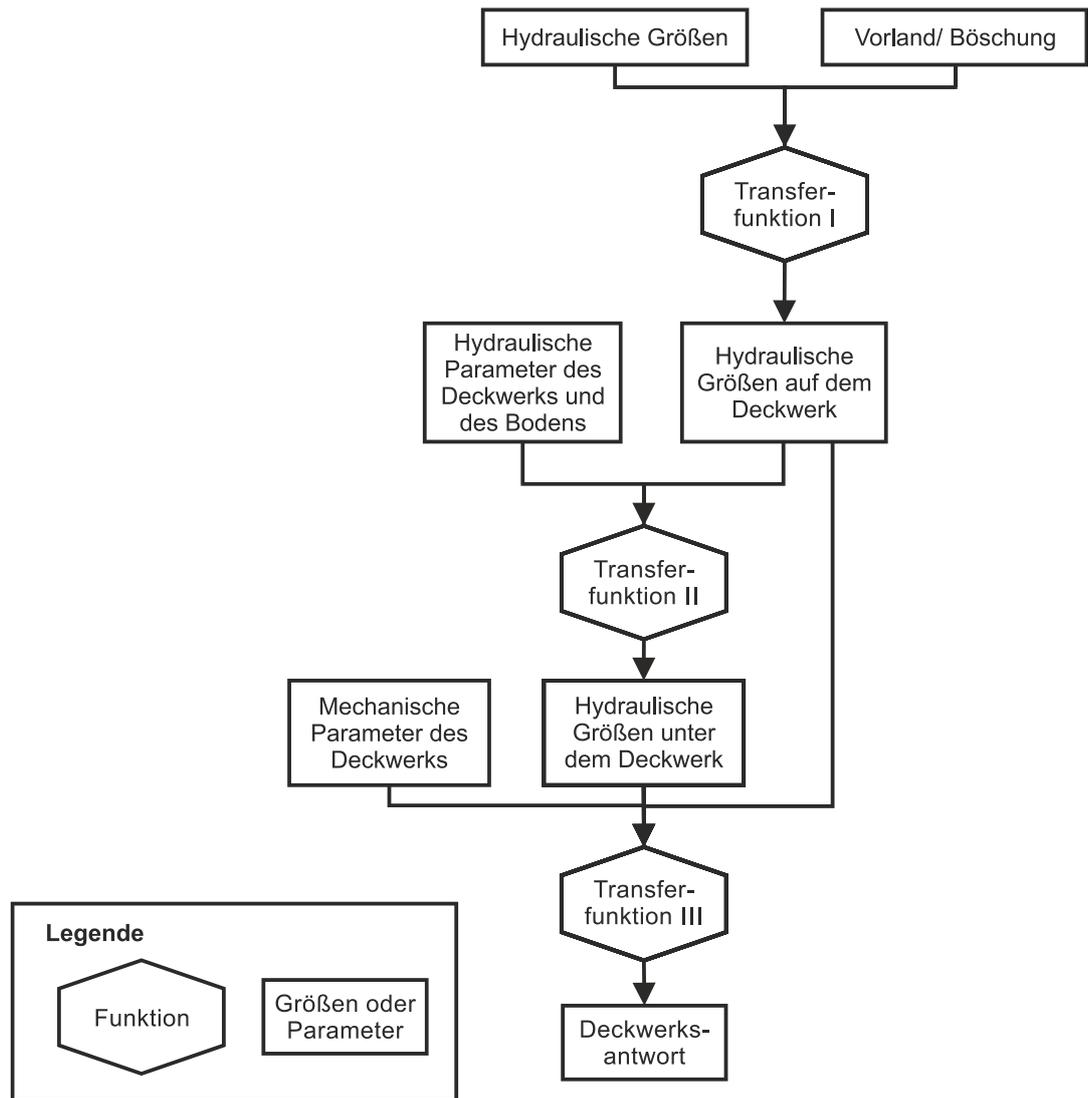


Abbildung 7: Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion (Prozesskette verändert nach Groot et al. 1988).

Vor dem Deckwerk liegen hydraulische Größen in Form von Wellen vor, beschrieben durch die Parameter Wellenhöhe, Wellenperiode und Wellenlänge. Das Vorland und die Böschung sind in erster Linie durch geometrische Größen wie ihre jeweilige Neigung definiert. Ein weiterer Parameter ist beispielsweise die Rauheit der Böschung.

Transferfunktion I beschreibt die Interaktion zwischen den hydraulischen Größen und dem Deckwerk. Diese Interaktion wird z. B. durch die Brecherkennzahl ξ beschrieben, die die Art des Wellenbrechens beschreibt und somit ein wichtiger Parameter zur Beschreibung der Energiedissipation auf der Deckschicht ist.

Transferfunktion I bestimmt also die auf dem Deckwerk vorliegenden hydraulischen Größen, die z. B. in Form von Drücken auf dem Deckwerk oder der Wellenaufbauhöhe parametrisiert werden können. In Abhängigkeit der hydraulischen Parameter des Deckwerks und des Bodens führen diese hydraulischen Größen auf dem Deckwerk mit dem als Transferfunktion II beschriebenen Prozess zu den hydraulischen Größen unter dem Deckwerk. Transferfunktion II wird maßgeblich durch die Durchlässigkeit des Deckwerks beeinflusst. Mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke stellen hier eine Besonderheit

dar, da sie in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge als sehr durchlässig bis undurchlässig ausgeführt werden können.

Die äußeren Randbedingungen am Deckwerk in Form von hydraulischen Größen sind damit beschrieben. Diese Randbedingungen führen zu einer Deckwerksantwort, bei der es sich beispielsweise im Fall von Setzsteindeckwerken um die Bewegung eines Einzelsteins oder ein Biegemoment handeln kann. Die Deckwerksantwort wird beeinflusst von den strukturellen Eigenschaften des Deckwerks, den mechanischen und bruchmechanischen Eigenschaften und weiteren Eigenschaften wie dem Gewicht der Einzelelemente oder dem Gewicht des Gesamtdeckwerks. Die gesuchte Deckwerksantwort gibt somit wiederum vor, welche Schadensmechanismen und damit welche hydraulischen Größen und Prozesse betrachtet werden müssen. Die beiden mit den Besichtigungen der vorhandenen Deckwerke beschriebenen Verschlechterungen des Deckwerkszustands können als Deckwerksantwort in der von Groot et al. (1988) beschriebenen Prozesskette verstanden werden.

Um abzuschätzen, ob die Wellenbelastung zur **Rissbildung in der Deckschicht** führen kann, wird daher ein Bauwerksmodell des Deckwerks erstellt. Als Modell wurde ein elastisch gebetteter Träger verwendet, da dieses Modell insbesondere die folgenden Anforderungen erfüllt:

- Berücksichtigung der mechanischen und bruchmechanischen Parameter mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge.
- Berücksichtigung der Änderung der mechanischen und bruchmechanischen Parameter (z. B. infolge von Alterung oder Ermüdung).
- Berücksichtigung der infolge der Rissbildung reduzierten effektiven Querschnittshöhe und ihrer Auswirkung auf die Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit des Deckwerks.
- Berücksichtigung der Eigenschaften des Böschungsmaterials in Form des Bettungsmoduls.

Der Modellaufbau sowie die verwendeten Randbedingungen und Bauwerkseigenschaften werden detailliert in Kap. 10 beschrieben.

Um abzuschätzen, ob die Strömungsbelastung infolge von Wellen zum **Lösen eines Einzelsteins** der Deckschicht führen kann, wird ein vorhandenes Modell des Grenzzustands bei Überströmung mörtelvergossener Deckwerke von Römisch (2000) verwendet. Um den Einfluss der Verschlechterung des Deckwerks auf den Widerstand in Form der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins zu berücksichtigen, werden Ausreißversuche an Deckschichten im Labor und in situ durchgeführt. Diese werden in Kap. 9 beschrieben.

Abbildung 8 zeigt die gewählte Methodik in der Prozesskette der Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion. Mit den im *HYGEDE*-Projekt durchgeführten Untersuchungen (in Abbildung 8 grün umrandet) werden die Funktionen und Parameter der Prozesskette beschrieben.

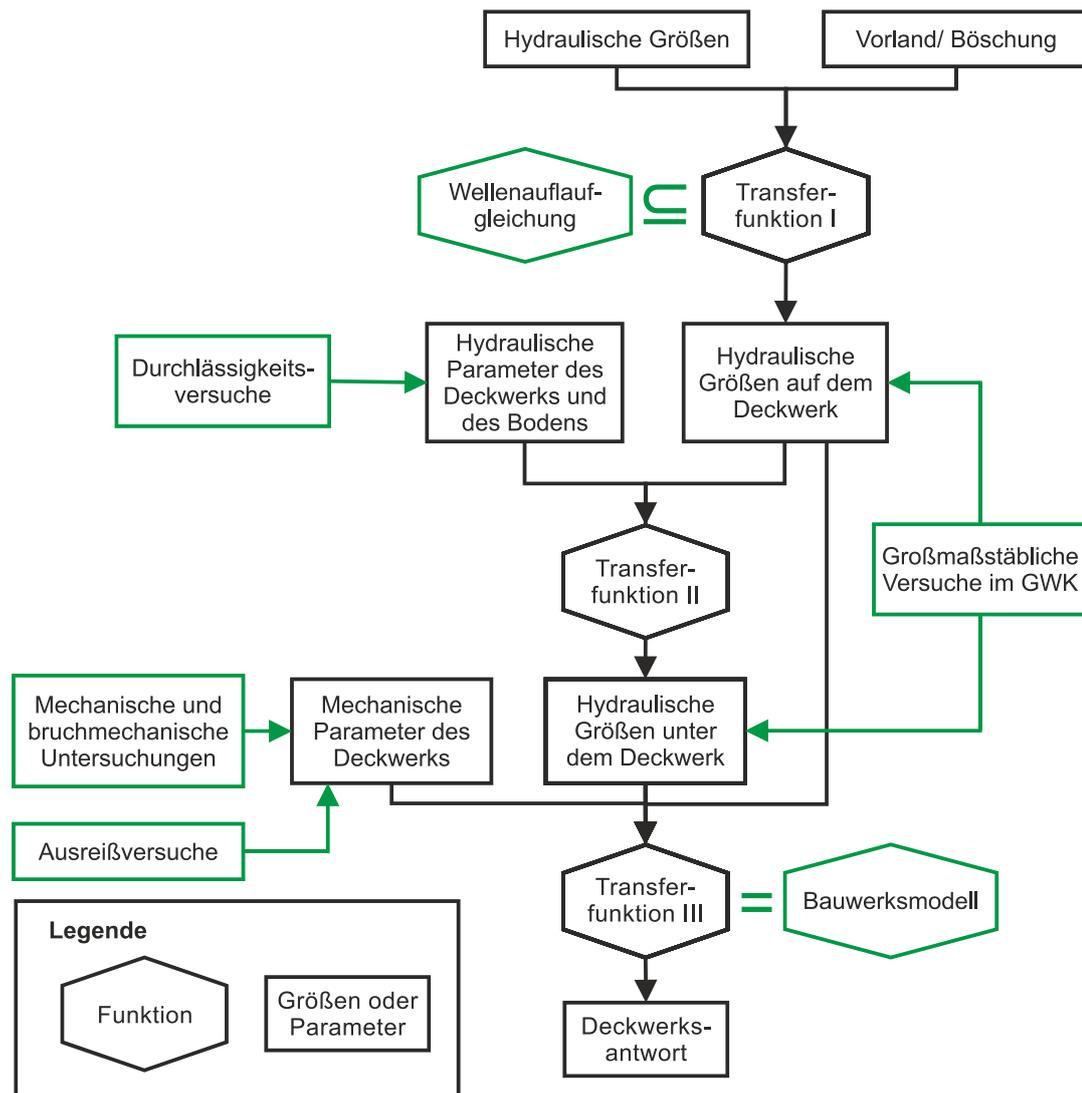


Abbildung 8: Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion (Prozesskette verändert nach Groot et al. 1988) und eigene Untersuchungen im *HYGEDE*-Projekt (grün umrandet).

Mithilfe von großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* (Kap. 6) wurden die hydraulischen Größen auf dem Deckwerk in Abhängigkeit der hydraulischen Größen vor dem Deckwerk und damit der als Transferfunktion I bezeichnete Prozess beschrieben.

Die hydraulischen Größen auf dem Deckwerk sind die Wellenauflaufhöhe und der Druck auf der Deckschicht. Bei den Versuchen im *GWK* wurden außerdem die Drücke unter der Deckschicht gemessen, so dass diese mit Transferfunktion II in Abhängigkeit der Drücke auf der Deckschicht beschrieben werden können. Der maßgebende Parameter für Transferfunktion II ist die Durchlässigkeit der Deckschicht. Da mit den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* mit den verfügbaren Ressourcen nur die gängigsten Deckwerksbauweisen (siehe Kap. 2) untersucht werden konnten, wurden darüber hinaus Durchlässigkeitsversuche am *IWW* durchgeführt, um die Durchlässigkeit der Deckschichten systematisch in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge zu beschreiben (Kap. 8).

Zur Ermittlung der mechanischen und bruchmechanischen Parameter des Deckwerks wurden durch das *Institut für Baustoffforschung der RWTH Aachen University (ibac)* Versuche durchgeführt (Klotzek 2017), die die Festigkeiten von Verbundkörpern untersuchten. Diese Untersuchungen dienen der Ermittlung der Biegesteifigkeit des Deckwerks. Die

Erstellung des Modells des elastisch gebetteten Trägers, das den als Transferfunktion III bezeichneten Prozess bei der Rissbildung in der Deckschicht abbildet, ist in Kap. 10 beschrieben.

Im Fall des Lösens eines Einzelsteins aus der Deckschicht wird Transferfunktion III durch das Modell von Römisch (2000) beschrieben. Die Datenbasis für die dafür benötigten Widerstände wurde mit Ausreißversuchen vergrößert, die im Labor am *IWW* und in situ durchgeführt wurden (Kap. 9). Darüber hinaus wurde das Modell erweitert, um Verschlechterungen der Deckschicht und die Art der Verklammerung der Steine berücksichtigen zu können.

6 Großmaßstäbliche hydraulische Versuche im *GWK*

Zur Ermittlung der hydraulischen Größen vor, auf und unter dem Deckwerk wurden großmaßstäbliche Versuche im *GWK* durchgeführt. Im folgenden Kapitel werden der Versuchsaufbau, die Messinstrumentierung und das Versuchsprogramm beschrieben. Die Ergebnisse fließen in die Auswertung der Wellenaufbauhöhe (Kap. 7) sowie der Modellierung der Rissbildung in der Deckschicht (Kap. 10) ein und werden dort detailliert erläutert.

6.1 Untersuchte Deckwerkskonfigurationen und Versuchsaufbau

Für die Versuchsdurchführung wurde der *GWK* im Modellbereich in zwei jeweils 2,5 m breite Abschnitte unterteilt, um zwei Deckwerkskonfigurationen gleichzeitig untersuchen zu können, siehe Abbildung 9. Auf der Nordseite betrug die Deckschichtdicke 60 cm, auf der Südseite 40 cm.



Abbildung 9: Teilvergossene Deckschichten in Versuchsphase 1 (Foto: Kühling 2017).

Die Versuche wurden in zwei Phasen gegliedert. In der ersten Phase wurden die Deckschichten auf der Nord- und Südseite mit einer Vergussstoffmenge von 80 l/m^2 teilvergossen und somit durchlässig hergestellt. Nach Abschluss der ersten Versuchsphase wurde die Deckschicht auf der Südseite komplett entfernt und neu aufgebaut. Danach wurde auf der Südseite ein Vollverguss der Wasserbausteine durchgeführt, d. h. vom unteren Rand der Deckschicht beginnend wurde das komplette Korngerüst mit Mörtel aufgefüllt. Dazu wurde eine Vergussstoffmenge von ca. 180 l/m^2 benötigt.

Auf der Nordseite wurde die bestehende Deckschicht nachvergossen, d. h. so viel Vergussstoff auf die Deckschicht aufgebracht, dass eine augenscheinlich undurchlässige Deckschicht hergestellt wurde. Dafür wurde eine Vergussstoffmenge von ca. 100 l/m^2 benötigt. Die so hergestellte Deckschicht hatte also eine dem Teilverguss ähnliche Verteilung des Vergussstoffs im unteren Bereich der Deckschicht und im oberen Bereich einen Vollverguss. Dieser Aufbau kann entstehen, wenn in situ bestehende Deckschichten an verschlechterten Stellen nachverklammert werden und so nach und nach undurchlässige Deckschichtoberkanten entstehen oder der Vergussstoff nicht in das ganze Korngerüst eindringen kann. Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die untersuchten Deckwerke.

Tabelle 1: Untersuchte Deckwerkskonfigurationen im GWK.

Modellphase	1		2	
Abschnitt	Nord	Süd	Nord	Süd
Beschreibung	Teilvergossene Deckschicht auf Geotextil	Teilvergossene Deckschicht auf Geotextil	„Vollvergossene“ Deckschicht durch Nachverguss auf Geotextil	Vollvergossene Deckschicht auf Geotextil
Dicke der Deckschicht d_{DS} [cm]	60	40	60	40
Vergussstoffmenge q_V [l/m^2]	80	80	80+100	180
Porosität n nach Verguss [-]	0,32	0,25	0,16	0
Durchlässigkeit k' [mm/s]	87	58	undurchlässig	undurchlässig

Die Porosität der Deckschichten vor Verguss wurde mit $n = 0,45$ abgeschätzt und die Porosität nach Verguss durch Verrechnung der eingebrachten Vergussstoffmenge ermittelt. Die Schätzung stimmt sehr gut mit der zum Vollverguss der 40 cm dicken Deckschicht benötigten Vergussstoffmenge von 180 l/m^2 überein, da dort bei einer Porosität von 0,45 genau dieses Porenvolumen vorliegt. Die Durchlässigkeit wurde schließlich mit dem in Kap. 8 bestimmten Zusammenhang zwischen Porosität und Durchlässigkeit bei mörtelvergossenen Deckschichten berechnet.

Sämtliche Vergussarbeiten wurden von Hand mit kolloidalem Mörtel von der Firma *Colcrete – von Essen GmbH & Co. KG* durchgeführt. Der Mörtel wurde auf die vorher mit einem Wasserstrahl gereinigten und kurz vor dem Verguss erneut befeuchteten Steine aufgebracht. Der Vergussmörtel erfüllte alle Bedingungen an frischen und erhärteten Vergussmörtel nach MAV (2017).

Der Aufbau der Deckwerke blieb während der Versuche unverändert. Unter der Deckschicht wurde jeweils ein Geotextil eingebaut, das direkt auf der 1V:3H geneigten Böschung lag. Am unteren Rand wird die Deckschicht durch eine Fußsicherung gestützt, unter der ein Kiesfilter eingebaut ist, der auch als Drainage wirkt. Am oberen Rand ist eine Kronensicherung eingebaut. Abbildung 10 zeigt exemplarisch den Querschnitt des Deckwerks auf der Nordseite.

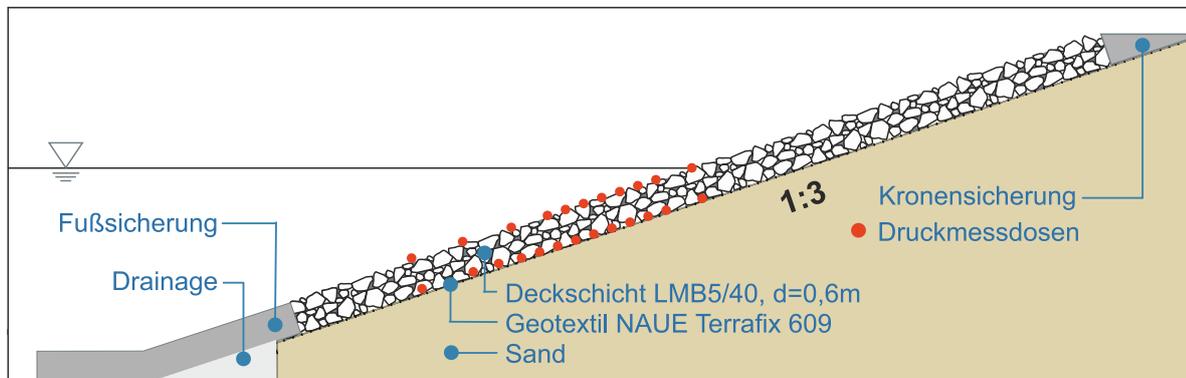


Abbildung 10: Querschnitt des Deckwerks auf der Nordseite.

Die Deckschichten bestanden aus Natursteinen der Gewichtsklasse LMB5/40 mit einem mittleren Steingewicht von $G_{50} = 23,5$ kg und einer Ungleichförmigkeit von $d_{85}/d_{15} = 1,5$.

Um das Deckwerk gegen Abrutschen zu sichern und nur den Teil der Deckschicht abzubilden, in dem eine Interaktion mit der Wellenbelastung stattfindet, wurde eine Fußsicherung eingebaut. Diese bestand aus 15 Betonblöcken mit kreisrunden Aussparungen, die die Wasserdurchlässigkeit der Blöcke sicherstellten. Am Böschungsfuß wurde das Geotextil umgeschlagen und der restliche Teil des Böschungsfußes mit einer Drainage aus Kies abgeschlossen. So wurde ein insgesamt durchlässiger Böschungsfuß hergestellt, der außerdem ein Auswaschen des Sandes der Böschung verhinderte.

Das Filtervlies wurde unterhalb der Fußsicherung und nach oben jeweils an der Kanalwand und der Trennwand befestigt. Es wurde ein *Terrafix® 609* von *Nau GmbH & Co. KG* eingebaut. Es besitzt laut Datenblatt eine Durchlässigkeit von $k_f = 2,86 \cdot 10^{-3}$ m/s und diente als Filter und Trennlage.

Die Kronensicherung am oberen Ende des Modells, hergestellt mit den gleichen Steinen wie die Fußsicherung, diente der Stabilität der Randsteine der Deckschicht. Für Wellenüberläufe wurde ein Auffangbecken hinter der Kronensicherung gebaut, um keine Verfälschungen des inneren Wasserstandes der Böschung durch von oben in die Böschung sickerndes Wasser zuzulassen. Kam es zum Wellenüberlauf, so wurde das Überlaufwasser über eine Pumpe während der Versuche wieder zurück in den Kanal gepumpt.

Die Böschung unter dem Deckwerk besteht aus einem gleichförmigen Sand (Ungleichförmigkeitszahl $C_U = 2,2$) mit einem mittleren Durchmesser von $d_{50} = 0,34$ mm.

Die in Abbildung 9 in der Mitte des Kanals zu erkennende Trennwand trennte die hydraulischen Prozesse auf den Deckschichten auf der Nord- und Südseite. Sie wurde rund 80 cm in den Sandkern eingebunden, so dass davon ausgegangen werden kann, dass sich die Prozesse im Boden ebenfalls nicht gegenseitig beeinflussen.

6.2 Messinstrumentierung

Die Messinstrumentierung diente der Aufzeichnung der wesentlichen hydraulischen Größen der Wellenbelastung auf dem Deckwerk sowie der Aufzeichnung der Wasserspiegel-lagen im Kanal. Die Position der Messgeräte wurde durch Abschätzung der hydraulischen Größen anhand bekannter Formeln für ähnliche Deckwerkstypen festgelegt.

6.2.1 Druckmessdosen

Es wurden für jede Deckwerkskonfiguration 24 Druckmessdosen an der Ober- und Unterkante der Deckschicht eingebaut, um die Druckverteilung auf und unter der Deckschicht während der Versuche zu messen. Die Druckmessdosen wurden immer paarweise auf der Ober- und Unterseite der Deckschicht in senkrecht zur Deckwerksoberkante verlaufenden Schnitten angeordnet. So kann mit den Ergebnissen der Druckmessdaten die resultierende Druckbelastung in Form der Druckdifferenz zwischen Ober- und Unterkante der Deckschicht berechnet werden. Die Druckmessdosen an der Oberkante der Deckschicht waren vom Typ *PDCR 830* der Firma *Druck Ltd.* (0,1 % Genauigkeit bei einem Messbereich von 5 bar im oberen Teil der Deckschicht und 1 bar für die zwei am meisten seawärts gelegenen Druckmessdosen) und zeichneten den Druck mit einer Messfrequenz von 1000 Hz auf. Die Druckmessdosen an der Unterkante der Deckschicht waren vom Typ *PDCR 1830* der Firma *GE Sensing* (0,1 % Genauigkeit bei einem Messbereich von 1 bar) und zeichneten den Druck mit einer Messfrequenz von 200 Hz auf. Abbildung 11 und 12 zeigen die Position der Druckmessdosen im Detail.

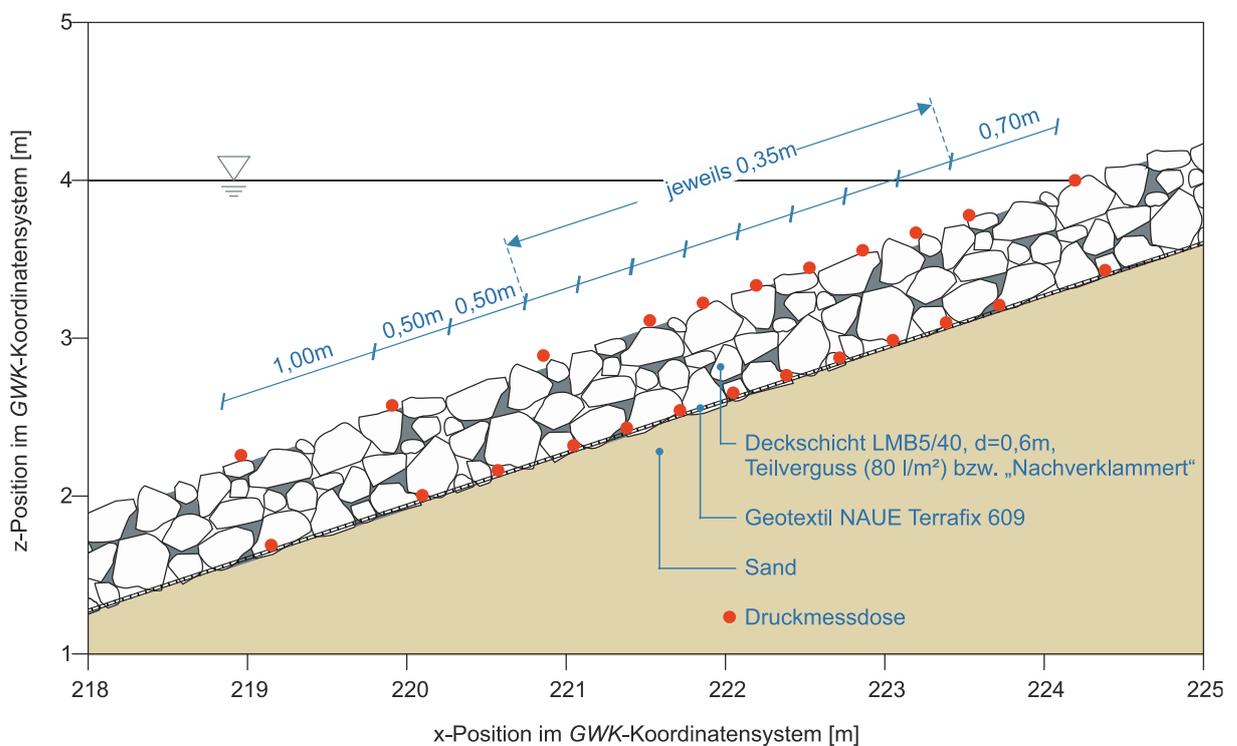


Abbildung 11: Position der Druckmessdosen auf der Nordseite des GWK.

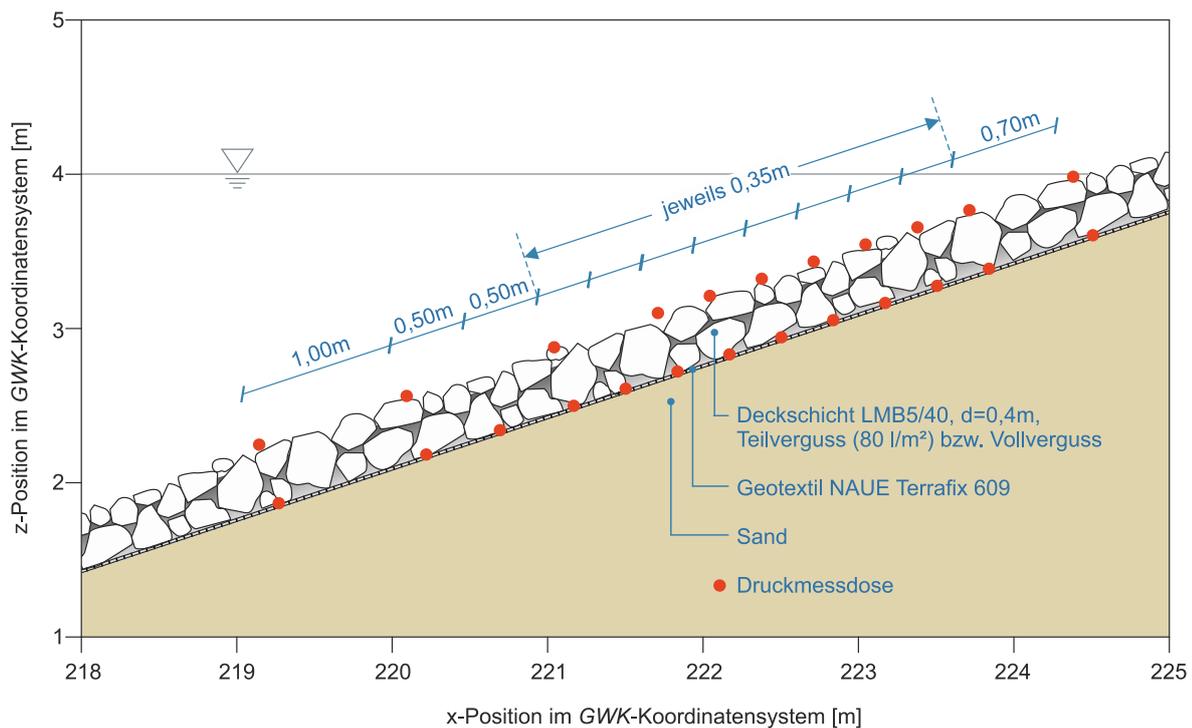


Abbildung 12: Position der Druckmessdosen auf der Südseite des *GWK*.

Zum Schutz und um die genaue Positionierung der Druckmessdosen zu gewährleisten, wurden die Druckmessdosen vor dem Einbringen der Deckwerkssteine in einen Druckmessdosenkanal aus Stahl eingebaut, siehe Abbildung 13.



Abbildung 13: Druckmessdosenkanal in der Deckschicht (Fotos: Kreyenschulte 2017).

So konnte auch ein möglichst ungehinderter Ein-, Um- und Ausbau der Deckschichten gewährleistet werden. Daher wurden die Druckmessdosen auch an der Oberkante der Deckschicht nicht genau in der Mitte der beiden Kanalhälften, sondern 45 cm in Richtung der Seiten des *GWK* verschoben. Der Abstand der Druckmessdosen zu den Seiten des *GWK* beträgt dann für die Oberseite der Deckschicht noch 80 cm. Die an der Unter-

seite der Deckschicht angeordneten Druckmessdosen wurden ebenfalls durch Rohre geschützt und liegen von den Druckmessdosen an der Oberseite der Deckschicht gesehen 34 cm näher zur Trennwand, um eine Beeinflussung der Druckmessung an der Unterkante durch den Druckmessdosenkanal zu verhindern.

Im Sandkern wurden keine Druckmessdosen angeordnet, da die Entwicklung des inneren Wasserspiegels sowie die Porenwasserdrücke im Sandkern infolge von Druckschlägen bei bekannten Randbedingungen, d. h. bei bekannter Druckverteilung an der Oberkante des Sandkörpers bzw. unter dem Deckwerk und bekannten Bodeneigenschaften ausführlich sowohl in physikalischen (Oumeraci et al. 2010), als auch numerischen Modellversuchen (Foyer 2013, Alcerreca-Huerta 2014) untersucht wurden.

6.2.2 2D-Laserscanner

Mit zwei 2D-Laserscannern vom Typ *LMS511* der Firma *SICK* (systematischer Fehler ± 25 mm, statistischer Fehler ± 6 mm) wurde in der Mitte beider Kanalhälften die Wasseroberfläche im Bereich des Deckwerks gemessen. Die Winkelauflösung der Scanner beträgt bei einer Messfrequenz von 25 Hz $0,167^\circ$. Aus der Liniendarstellung der Wasserspiegellage können die Wellenauf- und Wellenrücklaufhöhe berechnet werden.

Die 2D-Laserscanner wurden senkrecht zur Deckwerksoberfläche am Dach des Kanals montiert, um einen möglichst geringen Abstand der Scanner von der Wasseroberfläche, einen möglichst kleinen Winkel des Scanbereichs und damit eine optimale Auflösung zu erhalten.

6.2.3 Wellenpegel

Um die Wellenbewegung im Kanal aufzuzeichnen, wurden acht Wellenpegel im Kanal installiert. Dabei handelt es sich um zwei mal vier Drahtwellenpegel mit einer Messfrequenz von 100 Hz, die jeweils eine Harfe für eine Wellenanalyse nach Mansard und Funke (1980) bilden. Eine Wellenharfe befand sich 30 m vor dem Deckwerk, die andere 50 m vor der Wellenmaschine.

6.3 Versuchsprogramm

Ziel des Versuchsprogramms ist die Ermittlung der hydraulischen Größen, die als Randbedingung in die Modelle der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke eingehen. Um praxisrelevante Ergebnisse zu erzielen, wurden Versuche mit *JONSWAP*-Spektren durchgeführt. Dabei wurden die Wellenparameter systematisch variiert, um eine möglichst große Bandbreite von Brechertypen abzudecken. Es wurden jeweils mindestens 1000 Wellen generiert.

Mit der Analyse der Wellen eines Versuchsdurchlaufs im Frequenzbereich, die mit dem Programm *L~davis* (Kudella 2016) durchgeführt wurde, wurden die mittlere Wellenhöhe H_{m0} , die mittlere Wellenperiode $T_{m-1,0}$ und die Peakperiode T_p ermittelt. Aus diesen Größen wird die Wellenlänge $L_{m-1,0}$ berechnet:

$$L_{m-1,0} = \frac{gT_{m-1,0}^2}{2\pi} \quad (3)$$

Daraus kann die Wellensteilheit im Tiefwasser $s_0 = H_{m0}/L_{m-1,0}$ ermittelt werden. Schließlich wird der Brecherparameter im Tiefwasser berechnet:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_{m0}/L_{m-1,0}}} \quad (4)$$

Tabelle 2: Versuchsprogramm im GWK.

	$\xi_{m-1,0}$ [-]	H_{m0} [m]	$L_{m-1,0}$ [m]	$T_{m-1,0}$ [s]	T_p [s]	s_0 [%]
Versuchsphase 1	1,85	0,38	11,60	2,89	3,01	3,23
	1,96	0,77	26,32	4,27	4,44	2,91
	1,97	0,57	19,71	3,76	3,66	2,88
	2,02	0,67	24,61	4,25	4,27	2,71
	2,10	0,76	30,41	4,73	5,08	2,51
	2,19	0,85	36,97	5,04	5,30	2,31
	2,23	0,57	25,63	4,32	4,47	2,23
	2,38	0,38	19,48	3,88	4,01	1,97
	2,65	0,58	36,68	5,11	5,36	1,58
	2,65	0,58	36,76	5,14	5,36	1,58
	2,66	0,58	36,68	5,12	5,36	1,57
	2,93	0,76	58,57	6,41	6,85	1,30
	2,93	0,39	30,06	4,64	4,89	1,29
	3,36	0,58	58,78	6,41	6,58	0,98
	3,73	0,77	95,87	8,25	9,24	0,80
	4,10	0,39	58,92	6,66	7,08	0,66
4,57	0,58	109,07	9,48	10,10	0,53	
4,64	0,66	127,54	10,30	12,18	0,52	
Versuchsphase 2	1,55	0,72	15,61	3,16	3,43	4,63
	1,60	0,91	20,87	3,66	4,10	4,35
	1,63	0,73	17,45	3,34	3,79	4,17
	1,67	0,93	23,32	3,87	4,42	3,98
	1,72	0,75	20,10	3,59	3,90	3,74
	1,83	0,94	28,31	4,26	4,77	3,32
	1,95	0,77	26,36	4,11	4,44	2,91
	1,95	0,77	26,36	4,11	4,44	2,91
	2,19	0,86	37,08	4,87	5,43	2,31
	2,22	0,58	25,63	4,05	4,55	2,25
	2,36	0,39	19,38	3,52	3,68	1,99
	2,92	0,76	58,42	6,12	6,85	1,30
	2,93	0,39	30,09	4,39	4,53	1,30
	3,34	0,58	58,59	6,13	7,06	0,99
	3,73	0,76	95,67	7,83	8,47	0,80
	4,08	0,39	58,90	6,14	6,57	0,67
4,56	0,58	109,46	8,37	9,36	0,53	
4,62	0,66	127,65	9,04	5,34	0,52	

Die Ergebnisse der Versuche werden zur Bestimmung der Wellenaufbauhöhe (Kap. 7) und zur Modellierung der Deckschicht (Kap. 10) verwendet und in den jeweiligen Kapiteln detailliert beschrieben.

7 Wellenaufbauhöhe

Die Zeitreihen der Wellenaufbauhöhen wurden gefiltert, um Ausreißer durch Wasserspritzer infolge von Sturzbrechern zu eliminieren. Die Wellenaufbauhöhen wurden durch Laserscanner erfasst und durch Videoanalyse kontrolliert. Die relativen Wellenaufbauhöhen $R_{0,2\%}/H_{m0}$ sind in Abbildung 14 und 15 gegen die Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$ jeweils mit den Gleichungen (1) und (2) zur Beschreibung der Wellenaufbauhöhe aus dem EurOtop (2018) aufgetragen. Der tatsächliche Verlauf der Wellenaufbauhöhe über die Brecherkennzahl ist stetig, die Wellenaufbauhöhe nach EurOtop (2018) zeigt allerdings einen Knick. Die Formel nach EurOtop (2018) wurde jedoch an einer großen Anzahl physikalischer Modellversuche ermittelt und stellt den Stand der Technik dar.

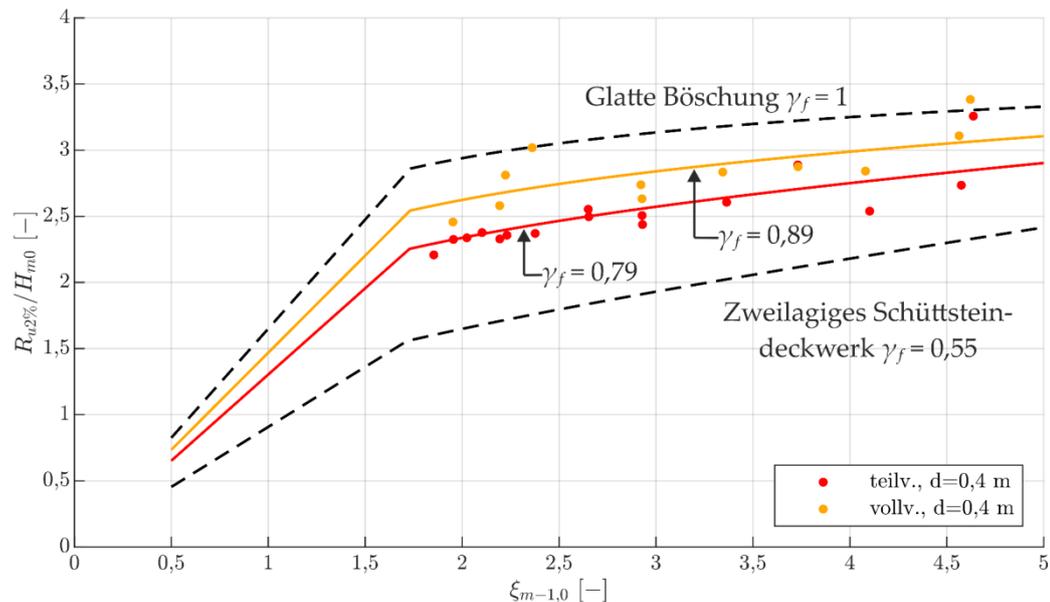


Abbildung 14: Relative Wellenaufbauhöhe in Abhängigkeit der Brecherkennzahl (Deckschichtdicke $d = 40$ cm).

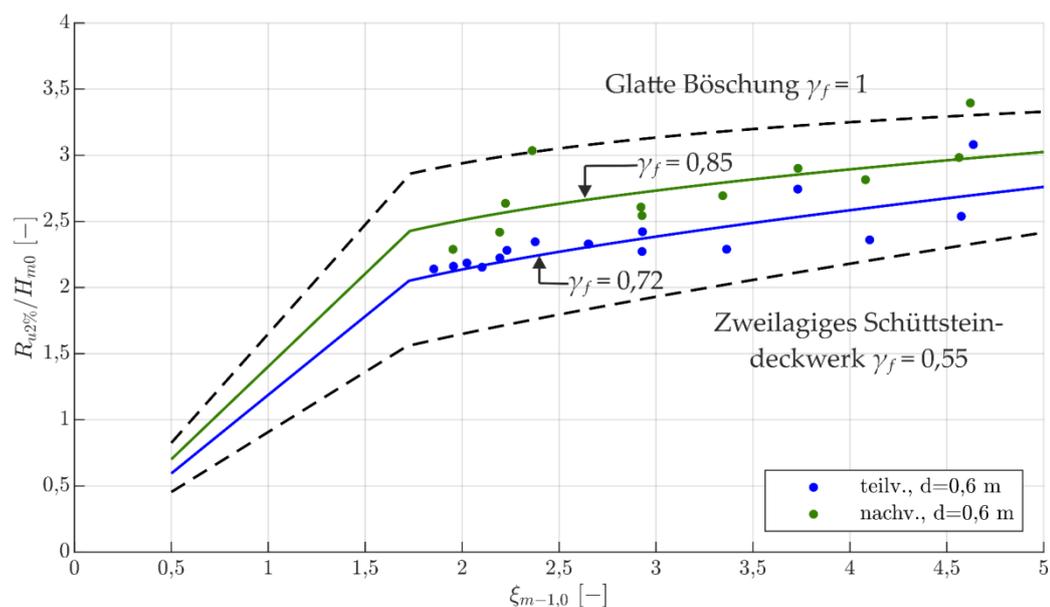


Abbildung 15: Relative Wellenaufbauhöhe in Abhängigkeit der Brecherkennzahl (Deckschichtdicke $d = 60$ cm).

Abbildung 14 zeigt den relativen Wellenaufbau auf der 40 cm dicken Deckwerksseite, Abbildung 15 bildet die 60 cm dicke Seite ab. In den durchgeführten Versuchen im großen Wellenkanal ist keine Berme eingebaut, daher ergibt sich der Beiwert zur Berücksichtigung einer Berme in der Gleichung zur Bestimmung der Wellenaufbauhöhe nach EurOtop (2018) zu $\gamma_b = 1$. Weiterhin liegt ein senkrechter Wellenangriff vor, dies führt zu $\gamma_\beta = 1$. Mit diesen bekannten Parametern wurden alle weiteren Einflüsse im Reduktionskoeffizienten für die Oberflächenrauheit γ_f zusammengefasst.

Es zeigt sich eine Zunahme der relativen Wellenaufbauhöhe mit zunehmender Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$. Im Bereich der Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0} > 4,50$ wird eine weitere Zunahme der Wellenaufbauhöhen beobachtet, dies ist wahrscheinlich auf eine Abnahme des Einflusses der Oberflächenrauheit zurückzuführen.

Tabelle 3: Reduktionskoeffizienten für die Oberflächenrauheit γ_f in Abhängigkeit der Schichtdicke und der Vergussmenge der Deckschicht.

Vergussart	Vergussmenge q_V [l/m ²]	Dicke der Deckschicht d [m]	Reduktionskoeffizient γ_f [-]	Variationskoeffizient c_v [%]	Bestimmtheitsmaß R^2 [-]
Vollverguss durch Nachvergießen	100+80	0,6	0,85	8,06	0,50
Teilverguss	80	0,6	0,72	6,28	0,63
Vollverguss	180	0,4	0,89	6,35	0,51
Teilverguss	80	0,4	0,79	5,60	0,70

Im Vergleich zwischen Teil- (80 l/m²) und Vollverguss (180 l/m²) sind bei gleicher Schichtdicke deutliche Unterschiede des Reduktionskoeffizienten zu erkennen. Das teilvergossene Deckwerk weist eine höhere Rauigkeit auf und die Wellenaufbauhöhe ist geringer im Vergleich zum vollvergossenen Deckwerk. Der Reduktionskoeffizient der vollvergossenen Deckschicht ist im Vergleich zur teilvergossenen Deckschicht bei einer Schichtdicke von 60 cm um 0,13 (18 %) höher und bei einer Schichtdicke von 40 cm um 0,10 (13 %) höher.

Ein Vergleich der relativen Wellenaufbauhöhen der beiden Deckwerke mit unterschiedlichen Schichtdicken (0,40 m und 0,60 m) in Abbildung 14 und 15 zeigt, dass die Schichtdicke beim Teilverguss einen größeren Einfluss auf den Reduktionsfaktor hat als beim Vollverguss. Die höhere Schichtdicke kann insbesondere beim Teilverguss mit einer höheren (effektiven) Porosität und einem größeren Porenraumvolumen den Wellenaufbau deutlich abmindern. Neben der Rauigkeit der Deckwerksoberfläche haben also auch die (effektive) Porosität, das Porenraumvolumen und die Durchlässigkeit der Deckschicht einen signifikanten Einfluss auf die Wellenaufbauhöhe. Folglich ist der ermittelte Reduktionsfaktor bei einer höheren Schichtdicke (60 cm) und Teilverguss (80 l/m²) mit $\gamma_f = 0,72$ im Vergleich zum Vollverguss (180 l/m²) mit geringerer Schichtdicke (40 cm) mit $\gamma_f = 0,89$ deutlich niedriger.

Reduktionsfaktoren γ_f für raue und poröse Deckwerke aus der Literatur, wie $\gamma_f = 0,75$ für bitumengebundenen Oberflächenverguss (Pilarczyk 1998) und $\gamma_f = 0,78$ für

polyurethanegebundene Deckwerke (Oumeraci et al. 2010) zeigen eine ähnliche Größenordnung im Vergleich zu den untersuchten teilvergossenen Deckwerken. Ein direkter Vergleich ist im Fall der polyurethanegebundenen Deckwerke allerdings aufgrund kleinerer Steingrößen nicht möglich. Auch Reduktionsfaktoren für raue Deckwerke, z. B. $\gamma_f = 0,9$ für Basalton-Deckwerke (EurOtop 2018), liegen im Bereich der untersuchten vollvergossenen Deckwerke.

8 Versuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit

Zur Ermittlung der Drücke und der hydraulischen Gradienten unter der Deckschicht in Abhängigkeit der Drücke auf der Deckschicht ist die Kenntnis der Durchlässigkeit und der Porosität der Deckschicht notwendig. Diese gehen als Randbedingung in den als Transferfunktion II beschriebenen Prozess ein (siehe Abbildung 8).

Besonderen Einfluss auf die Durchlässigkeit der Deckschicht hat die Porosität. Im Gegensatz zu anderen Deckwerkstypen, bei denen die Porosität in vergleichsweise kleinen Grenzen schwankt, sind bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken Porositäten zwischen nahezu 0 % und 40 % möglich. Für ein Verständnis der Interaktion von Seegangsbelastung und Deckwerk wird also die Kenntnis der Durchlässigkeit über ein breites Spektrum der Porosität benötigt. Im Folgenden wird eine kurze Übersicht über die Beschreibung der Strömung in porösen Medien und die bisher für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke durchgeführten Untersuchungen gegeben. Danach werden die am *IWW* durchgeführten Versuche zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke beschrieben, bei denen eine systematische Variation der Vergussstoffmenge durchgeführt wurde. Die Ergebnisse werden in Form einer Gleichung zur Berechnung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Porosität (Quotient des Porenvolumens zum Gesamtvolumen) zusammengefasst.

8.1 Beschreibung der Strömung in porösen Medien

Die Strömung in porösen Medien wird auf makroskopischer Ebene bei Betrachtung des Mediums als Kontinuum im Allgemeinen durch die erweiterte Darcy-Forchheimer-Gleichung nach Polubarinova-Kochina beschrieben, die in eindimensionaler Form wie folgt lautet (Polubarinova-Kochina 1951, Burcharth und Andersen 1995, Forchheimer 1903):

$$\frac{1}{\rho \cdot g} \frac{\partial p}{\partial x} = i = a \cdot v_f + b \cdot v_f \cdot |v_f| + c \cdot \frac{\partial v_f}{\partial t} \quad (5)$$

In Gl. (5) bezeichnet p den Druck, i den hydraulischen Gradienten in Strömungsrichtung und v_f die Filtergeschwindigkeit. Die Koeffizienten a , b und c sind halbempirische Konstanten, die in experimentellen Untersuchungen ermittelt werden. Die Darcy-Forchheimer-Gleichung nach Polubarinova-Kochina beschreibt den Zusammenhang zwischen dem Potentialunterschied zweier Punkte und der vorliegenden Filtergeschwindigkeit sowie der Änderung dieser Filtergeschwindigkeit über die Zeit. Bei einer stationären Strömung entfällt der dritte Term auf der rechten Seite, der die Beschleunigung des Fluids über die Zeit beschreibt.

Burcharth und Andersen (1995) diskutieren verschiedene Ansätze zur Herleitung der Ausdrücke für die Koeffizienten a und b der Darcy-Forchheimer-Gleichung (Dimensionsanalyse, Navier-Stokes-Gleichungen, Analogie zur Rohrströmung) und zeigen für stationäre Strömungen:

$$i = \alpha \frac{(1-n)^2}{n^3} \frac{\nu}{gd^2} v_f + \beta \cdot \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd} v_f^2 \quad (6)$$

Dabei bezeichnet n die Porosität, ν die kinematische Viskosität und d einen charakteristischen Korndurchmesser. Die Konstante α hängt dann nur noch von der Kornverteilung (Sieblinie) und der Kornform ab, die Konstante β nur noch von der Kornverteilung, Kornform sowie der relativen Oberflächenrauheit k/d . Die Konstanten sind nach Burcharth und Andersen (1995) und Pedras und Lemos (2001) abhängig von den Strömungszuständen, ausgedrückt durch die Reynolds-Zahl Re (Gl. (7)):

- Darcy-Strömung (laminare Strömung): Der Strömungswiderstand wird durch Kräfte aus Viskosität dominiert ($Re < 1$).
- Übergangsbereich (Trägheitsströmung): Der Strömungswiderstand wird ab $Re \approx 1 - 10$ durch Trägheitskräfte bestimmt, wodurch ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen Filtergeschwindigkeit und Gradient entsteht ($Re \approx (1 - 10) - 150$).
- Instationärer (Forchheimer-) Strömungszustand ($Re \approx 150 - 300$).
- Turbulent rauer Strömungszustand: Instationärer und turbulenter Strömungszustand ($Re > 300$).

Die angegebenen Reynolds-Zahlen stellen keine exakten Grenzen dar, sondern sollen Bereiche angeben, in denen es zum Übergang zwischen den Strömungszuständen kommt. Darüber hinaus werden die in der Gleichung zur Bestimmung der Reynolds-Zahl verwendeten charakteristischen Größen nicht einheitlich verwendet. Mit der charakteristischen Länge L_c , der charakteristischen Geschwindigkeit v_c und der kinematischen Viskosität ν ergibt sich die Reynolds-Zahl Re allgemein zu:

$$Re = \frac{v_c \cdot L_c}{\nu} \quad (7)$$

Als charakteristische Geschwindigkeit wird die Filtergeschwindigkeit (Burcharth und Christensen 1991) oder die Abstandsgeschwindigkeit (Li und Garga 1998) verwendet. Als charakteristische Länge wird unter anderem der mittlere Korndurchmesser d_{50} (Burcharth und Christensen 1991) oder der hydraulische Radius (Hansen 1992, Li und Garga 1998), der Quotient aus Porenvolumen und Oberfläche der Poren innerhalb eines Kontrollvolumens, verwendet.

Burcharth und Andersen (1995) zeigen, dass für Korngrößen $d > 0,03$ m der turbulente raue Strömungsbereich schon bei sehr kleinen Filtergeschwindigkeiten von ca. 10^{-2} m/s erreicht wird, so dass der Anteil aus turbulentem Strömungswiderstand gegenüber dem laminaren Strömungswiderstand deutlich überwiegt. In diesem Fall vereinfacht sich Gl. (6) zu:

$$i = \beta' \cdot \frac{1-n}{n^3} \frac{1}{gd} v_f^2 \quad (8)$$

Für die Fragestellungen des Küsteningenieurwesens und im Fall mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten ist die turbulent raue Durchströmung relevant, da hier große Gradienten und Steindurchmesser vorliegen. Der Zusammenhang zwischen hydraulischem Gefälle und Filtergeschwindigkeit wird häufig auch über den im Ingenieurwesen gebräuchlichen Durchlässigkeitskoeffizienten k' [m/s] der turbulent rauhen Durchströmung beschrieben:

$$v_f = k' \cdot \sqrt{i} \quad (9)$$

Die beiden Werte β' und k' können also direkt ineinander umgerechnet werden (Burcharth und Andersen 1995):

$$\beta' = \frac{1}{(k')^2} \cdot \frac{n^3}{1-n} \cdot g \cdot d \quad (10)$$

Losada et al. (2016) geben eine Übersicht über den Stand der Forschung bezüglich der Modellierung der Interaktion von Wellen mit porösen Strukturen im Küsteningenieurwesen. Dort werden neben experimentell ermittelten Beiwerten auch eine Vielzahl an Beiwerten angegeben, die durch numerische Modelle, d. h. durch Einstellung der Beiwerte als Kalibrierungsparameter und Anpassung der Ergebnisse an Messwerte physikalischer Modellversuche, ermittelt wurden. Tabelle 4 stellt die von Burcharth und Andersen (1995) und Losada et al. (2016) zusammengestellten β' -Beiwerte dar.

Tabelle 4: Übersicht über ermittelte β' -Beiwerte aus der Literatur.

Autor	d_{85}/d_{15}	β'	Re
Nach Burcharth und Andersen (1995):			
Burcharth und Christensen (1991)	1,4-1,8	2,4-3,0	600-10.300
Hannoura und McCorquodale (1985)	k. A.	3,0-3,7	k. A.
Shih (1990)	1,3-1,4	2,5-2,9	300-5.700
Williams (1992)	1,3	3,7	750-7.500
Nach Losada et al. (2016):			
Verschiedene*	-	0,8-3,3	-

Alle Steinpackungen wurden zufällig angeordnet.
*Zusammenfassung der angegebenen numerisch ermittelten Beiwerte verschiedener Autoren für Wellenbrecher aus gebrochenem Steinmaterial.

Sowohl Losada et al. (2016) als auch Burcharth und Andersen (1995) weisen darauf hin, dass die in Tabelle 4 aufgeführten Werte für β' nur in einem kleinen Bereich von Reynolds-Zahlen und für relativ niedrige Reynolds-Zahlen ermittelt wurden. Physikalische Modellversuche sind außerdem meist mit für das Küsteningenieurwesen sehr kleinen Durchmessern des Steinmaterials durchgeführt worden. Maßstabeffekte bei der Übertragung der Ergebnisse auf größere Steindurchmesser sind nicht ausreichend bekannt und können deswegen nicht berücksichtigt werden (Burcharth und Andersen 1995).

Zu den aus der Literatur entnommenen Funktionen ist außerdem anzumerken, dass die meisten Veröffentlichungen keine statistische Beschreibung der Genauigkeit der ermittelten β' -Werte enthalten. Einzige Ausnahme für den Wert β nach Gl. (6) ist Den Adel (1987) (zitiert nach van Gent 1993), der für den ermittelten Wert $\beta = 2,2$ ein 95 %-Konfidenzintervall zwischen $0,9 \leq \beta \leq 5,3$ angibt. Meist wird die vorhandene Streuung der Werte nur sehr unspezifisch als „groß“ beschrieben, siehe z. B. Hansen (1992).

8.2 Übersicht über vorhandene Untersuchungen zur Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke

Es liegen derzeit nur wenige Veröffentlichungen zur Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten vor. Knieß und Köhler (1984) führten Versuche zur Durchlässigkeit mörtelvergossener Deckschichten durch. Alle Deckschichten wurden mit der Steinklasse II hergestellt, die der heutigen Bezeichnung CP_{90/250} entspricht (Kayser 2005). Alle Deckschichten wurden im turbulent hydraulisch rauen Zustand durchströmt (Knieß und Köhler 1984). Die Ergebnisse sind in Tabelle 5 dargestellt, in der die von Knieß und Köhler (1984) gegebenen k' -Werte unter Annahme eines mittleren Durchmessers der Wasserbausteine der Steinklasse II von $d_{50} = 0,16$ m in β' -Werte umgerechnet wurden.

Tabelle 5: Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen von Knieß und Köhler (1984).

Deckschichtdicke [cm]	Vergussmenge [l/m ²]	Porosität vor Verguss [-]	Porosität nach Verguss [-]	k' [mm/s]*	β' [-]**
40	63,1	0,45	0,29	64	13,2
40	60,7	0,44	0,29	130	3,2
40	61,4	0,42	0,26	44	19,3
40	55,7	0,44	0,30	100	6,1
*Gl. (10)		**Gl. (8)			

Die in einem Bereich von 55 l/m² – 63 l/m² variierten Vergussstoffmengen stellen die untere Grenze der in den EAK 2007 empfohlenen Vergussstoffmengen an der Küste dar. Der potenziell relevante Bereich hoher Vergussstoffmengen, bei denen infolge der Wellenbelastung größere Druckunterschiede zwischen Oberkante und Unterkante der Deckschicht entstehen als bei den untersuchten sehr durchlässigen Deckschichten, wird mit den Ergebnissen nicht abgedeckt.

Auch bei den von Hallauer (1986) durchgeführten Untersuchungen wird die Vergussstoffmenge nur in einem Bereich von 45 – 55 l/m² variiert. Die untersuchten Deckschichten wiesen Durchlässigkeiten von $k' = 120$ – 180 mm/s auf. Allerdings werden weder die verwendete Steinklasse, noch die genaue Dicke oder Porosität der Versuchskörper angegeben.

Führböter und Dette (1979b) führten Durchlässigkeitsversuche an einem Deckwerk, bestehend aus der Deckschicht und einem darunter liegenden Geotextil, durch. Der Durchströmungswiderstand wird dabei vom Geotextil dominiert und das Ergebnis ist daher für die mörtelvergossene Deckschicht nicht repräsentativ.

Die vorhandenen Untersuchungen decken also nur einen kleinen Teil der für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke an der Küste verwendeten Vergussstoffmengen und eine an der Küste praktisch nicht verwendete Steinklasse ab (vgl. Kap. 2).

8.3 Methodik

Die Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke ist abhängig von der Steingröße, Steinform, Orientierung der Steine zur Strömungsrichtung, der effektiven Porosität sowie der Vergussstoffmenge und der Verteilung des Vergussstoffs im Porenraum. Im Folgenden wird angenommen, dass die Porosität und effektive Porosität der Stein-

schüttung gleich groß sind. Die Porosität der Steinschüttung vor Verguss ist insbesondere abhängig vom Einbauverfahren (MAV 2017).

Die meistverwendete Steinklasse für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke ist die Gewichtsklasse LMB_{5/40} (siehe Kap. 2), in der Größe und Form der Steine innerhalb der in den „*Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine*“ (TLW 2003) definierten Grenzen variieren. Daher wurden die Untersuchungen auf diese Steinklasse begrenzt und die Vergussstoffmenge und damit die Porosität systematisch variiert. Die Vergussstoffmenge wurde im Bereich der an der Küste typischerweise verwendeten Mengen (siehe Kap. 2) variiert. Als geringste Vergussmenge wurden 56 l/m² verwendet, was als untere Grenze der Vergussstoffmenge für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten im Küstenbereich angenommen werden kann. Die hier verwendete höchste Vergussstoffmenge von 110 l/m² wird bei einer stärkeren Verklammerung eingesetzt. In den Versuchen wurden außerdem die beiden Deckschichtdicken 40 cm und 60 cm untersucht. Es wird angenommen, dass die Porosität und der Fließzustand den größten Einfluss auf die Durchlässigkeit haben.

8.3.1 Materialien

Die verwendeten Wasserbausteine der Gewichtsklasse LMB_{5/40} hatten einen mittleren Durchmesser von $d_{50} = 0,21$ m und eine Ungleichförmigkeit von $d_{85}/d_{15} = 1,6$. Die Wasserbausteine wurden von der Firma *Colcrete – von Essen GmbH & Co. KG* in Kooperation mit der Firma *Gewatech Grund- und Wasserbau GmbH & Co. KG* von Hand mit kolloidalem Mörtel vergossen. Der Mörtel erfüllte alle im MAV (2017) definierten Anforderungen an frischen und erhärteten Vergussstoff.

Es wurden zehn Probekörper mit quadratischer Grundfläche hergestellt, die Deckschichtausschnitte repräsentieren. Die Seitenlänge der Grundfläche betrug 1,22 m. Sieben Versuchskörper hatten eine Dicke von 40 cm, drei Versuchskörper wurden mit einer Dicke von 60 cm hergestellt. Mit den gewählten Wasserbausteinen der Klasse LMB_{5/40} weisen die Versuchskörper bei einer Dicke von 40 cm zwei Steinlagen und bei einer Dicke von 60 cm drei Steinlagen auf.

Die Versuchskörper wurden hergestellt, indem die Wasserbausteine händisch in einen Bewehrungskorb geworfen wurden, um eine zufällige Steinanordnung zu erhalten. Diese Bewehrungskörbe befinden sich in Schalungen, die das anschließende Vergießen der Versuchskörper ermöglichen und eine einheitliche Grundfläche der Versuchskörper sicherstellen (s. Abbildung 16). Vor dem Befüllen der Bewehrungskörbe werden die Steine mit einem Hochdruckreiniger von Verunreinigungen befreit.



Abbildung 16: Unvergossener Versuchskörper in der Draufsicht in der Schalung (links) und Verguss eines Versuchskörpers von Hand (rechts) (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Beim Füllen der Schalungen wird darauf geachtet, die Herstellung des Deckwerks möglichst realitätsgetreu umzusetzen. Der Unterschied zur Praxis besteht darin, dass an Küsten und Wasserstraßen die Wasserbausteine maschinell auf Böschungen geschüttet werden. Für die Herstellung der Versuchskörper wurde daher versucht, die Steine möglichst wahllos in die Schalungen zu kippen. Anschließend wurde durch händisches Umpacken der Steine versucht Randeffekte an der Grenze zwischen Schalung und Steinerschüttung auszugleichen. Das dafür entscheidende Kriterium war, dass beim Betrachten der Versuchskörper von oben der Boden der Schalung nicht sichtbar sein durfte. Insbesondere an den Rändern, wo die Wände der Schalung die natürliche Lage der Steine behindern und dadurch größere Hohlräume entstehen, ist das Umpacken der Steine für die realitätsnahe Steinverteilung besonders wichtig.

Wichtigster Einflussparameter auf die Durchlässigkeit der Deckschichten ist die Porosität, die für alle Versuchskörper jeweils vor dem Verguss und nach dem Verguss ermittelt wurde. So konnte nicht nur die Porosität der vergossenen Versuchskörper ermittelt werden, sondern auch die Verteilung des Vergussstoffs über die Deckschichtdicke. Diese Vorgehensweise ist nach MAV (2017) auch bei der Erstellung neuer hydraulisch gebundener Deckschichten an den Bundeswasserstraßen vorgeschrieben, um die Qualität der Vergussarbeiten zu bewerten und eine den Anforderungen des MAV (2017) genügende Vergussstoffverteilung sicherzustellen.

Für die Ermittlung der Porosität der Versuchskörper wird die Auslitermethode verwendet. Dazu wird eine Schalung, in der sich der Versuchskörper befindet, mit Wasser befüllt. Das Volumen des Wassers, welches für das Füllen des Behälters benötigt wird, entspricht dem Hohlraumvolumen. In den durchgeführten Ausliterversuchen ist jeweils das Wasservolumen für Intervalle von 2,5 cm über die gesamte Dicke der Versuchskörper bestimmt worden. Abbildung 17 stellt exemplarisch eine Verteilung der Volumenanteile des Hohlraums, des Vergussstoffs und der Wasserbausteine über die Dicke der Deckschicht dar.

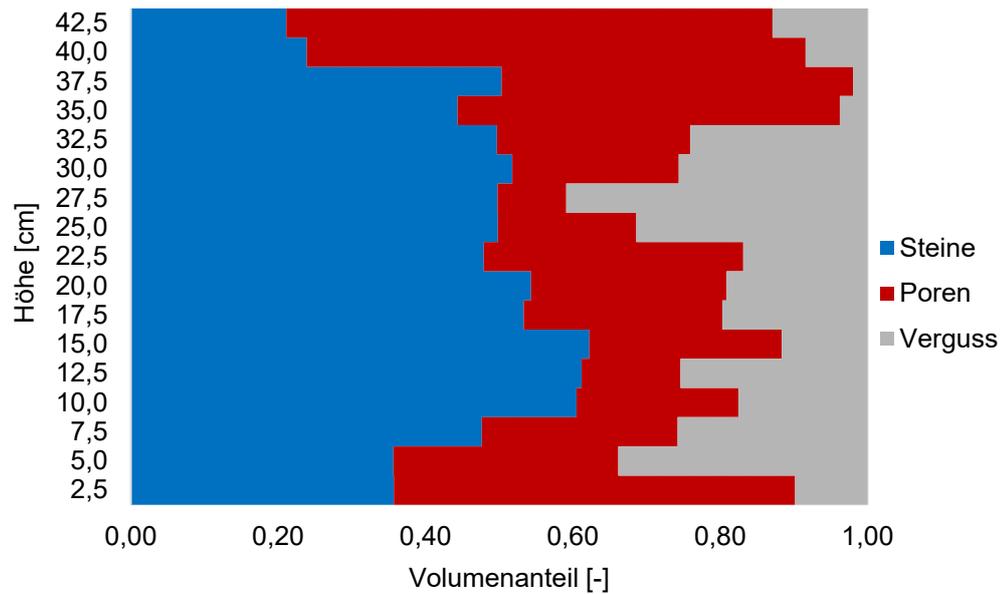


Abbildung 17: Exemplarische Darstellung der gemessenen Verteilung des Stein-, Mörtel- und Hohlraumvolumens über die Deckschichtdicke.

Abbildung 18 zeigt exemplarisch die Seitenansicht eines teilvergossenen Versuchskörpers.



Abbildung 18: Vergossener Versuchskörper, $d = 60$ cm, Vergussmenge $q_v = 100$ l/m² (Foto: Kreyenschulte 2016).

Wird die Porosität als Mittelwert aller Schichten von der Unterkante bis zur Oberkante des Versuchskörpers, die im Fall einer Schüttsteindeckschicht keine klar abgegrenzte Linie ist, definiert, so hat die aufgrund des Randeffekts erhöhte Porosität an der Ober- und Unterkante der Deckschicht einen deutlichen Einfluss auf die Porosität des gesamten Versuchskörpers. Da die Porosität dort größere Schwankungen als im mittleren Bereich der Versuchskörperdicke zeigt (siehe auch Abbildung 17) und sich zusätzlich an Ober- und Unterkante der Einström- bzw. Ausströmbereiche der Deckschicht befindet, wird die Porosität der Versuchskörper als Mittelwert der Porosität der Deckschichthöhen von 5 cm bis 37,5 cm für die 40 cm dicken Versuchskörper bzw. 5 cm bis 57,5 cm für die 60 cm dicken Versuchskörper definiert. Es wird außerdem im Folgenden angenommen,

dass die Porosität der effektiven Porosität entspricht. Die so ermittelten Werte sind in Tabelle 6 dargestellt.

Tabelle 6: Porosität der Versuchskörper vor und nach dem Verguss sowie verwendete Vergussstoffmenge.

Versuchskörper	Dicke [cm]	Porosität vor Verguss [%]	Porosität nach Verguss [%]	Vergussstoffmenge [l/m ²]
1	40	50	23	108
2	40	51	23	108
3	40	49	26	88
4	40	49	34	56
5	40	50	27	88
6	40	49	27	75
7	40	51	24	100
8	60	46	23	100
9	60	48	30	100
10	60	47	33	89

8.3.2 Beschreibung des Versuchsprinzips und der Versuchseinrichtung

Zur experimentellen Bestimmung der Durchlässigkeit der Versuchskörper werden diese in einer Versuchseinrichtung getestet, die eine definierte Durchströmung des Versuchskörpers bei gleichzeitiger Messung der Drücke entlang der Strömungsrichtung erlaubt. Die Versuchseinrichtung wurde von der Firma *BERDING Beton GmbH* gebaut, von *Deltares* modifiziert und diente ursprünglich der Ermittlung der Durchlässigkeit von Setzsteindeckwerken. Die Versuchseinrichtung wurde am *IWW* weiter modifiziert, um auch Deckschichtdicken von 60 cm untersuchen zu können und eine Dichtung für die unregelmäßigen Berandungen der Versuchskörper mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten zu konstruieren. Ein Querschnitt der Versuchseinrichtung ist in Abbildung 19 dargestellt.

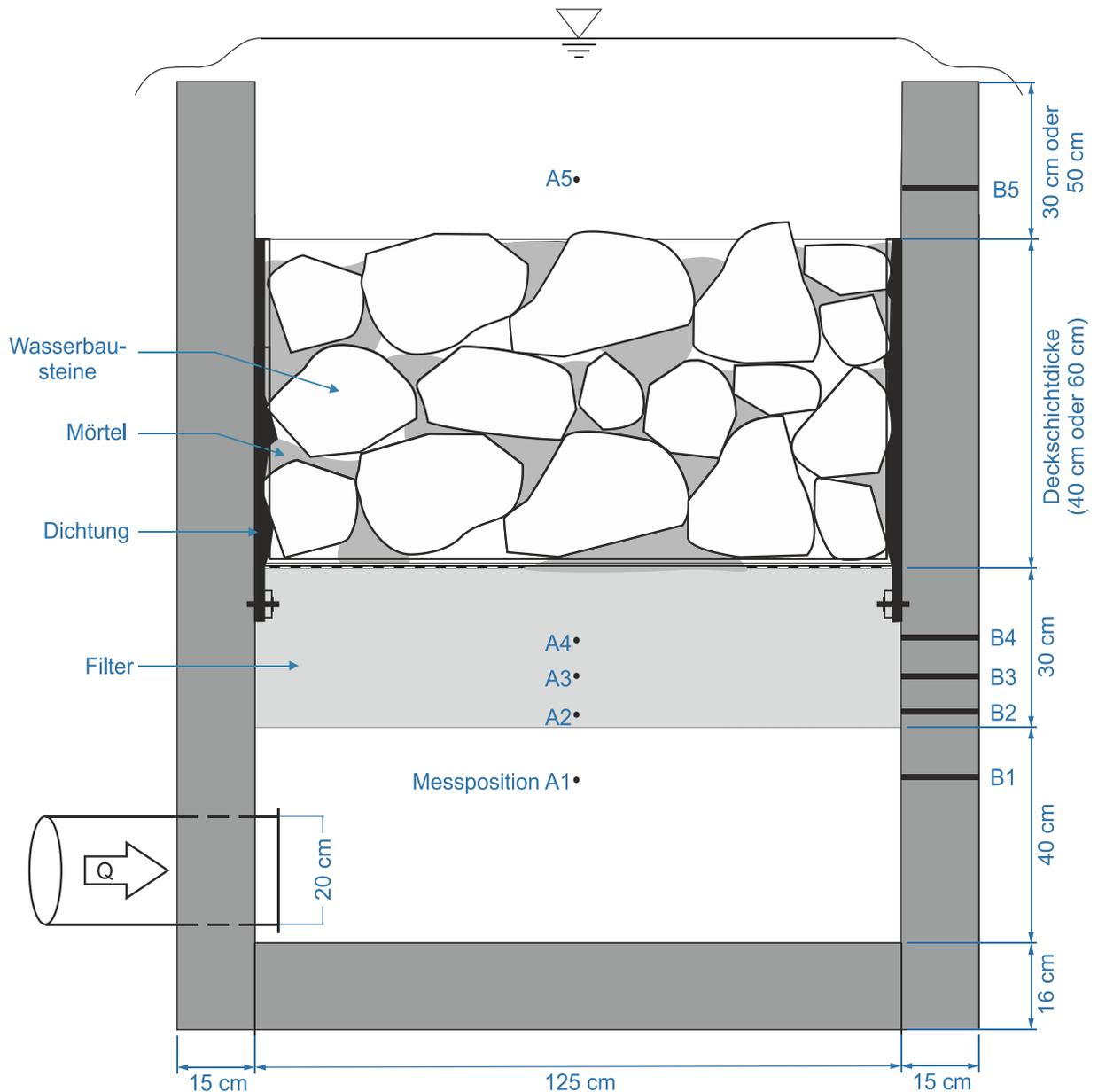


Abbildung 19: Querschnitt durch die Versuchseinrichtung zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke.

Wasser strömt durch das in Abbildung 19 links angeschlossene Rohr in die Versuchseinrichtung, strömt dann durch den mineralischen Filter und schließlich durch die Deckschicht. Danach fällt das Wasser im freien Überfall über die Wandungen der Versuchseinrichtung. Bei der Durchströmung des mineralischen Filters wird die Strömung gleichmäßig. Bei dem Filter handelte es sich um einen Flusskies mit einem mittleren Korndurchmesser von $d_{50} = 2,8$ cm und einer Ungleichförmigkeit von $d_{85}/d_{15} = 2$.

Werden nun unter stationären Bedingungen der Durchfluss durch das Rohr sowie die Wasserdrücke an verschiedenen Positionen entlang der Strömungsrichtung gemessen, können mit der Differenz aus dem Druck unter der Deckschicht (ermittelt durch Extrapolation des Druckverlaufs im Filtermaterial bis zur Unterkante der Deckschicht) und über der Deckschicht der hydraulische Gradient und schließlich die Durchlässigkeit des Filtermaterials und der Deckschicht berechnet werden.

Die Drücke werden in zwei Messachsen aufgezeichnet. Messachse A liegt 90° zum Rohr, durch das das Wasser in die Versuchseinrichtung strömt. Messachse B liegt diesem Rohr direkt gegenüber, siehe Abbildung 17. Zur Messung der Drücke entlang der Messachsen A und B wurde das Gerät *DP300 Pressure-Calibrator* der Firma *Mecotec* verwendet (Messunsicherheit 0,025 % vom Endwert, Messbereich 0 – 400 mbar). Der Durchfluss der Versuchseinrichtung wurde am Zuflussrohr mit einem Ultraschallmessgerät des Typs *AquaTrans® AT600* der Firma *GE Measurements and Control* gemessen. Das Messgerät misst die Fließgeschwindigkeit mit einer Genauigkeit von 1 % des Ablesewertes bei Fließgeschwindigkeiten bis zu 12 m/s.

8.3.3 Ermittlung der Durchlässigkeit

Der hydraulische Gradient i zwischen Ober- und Unterkante der Deckschicht wird mit dem Potenzial an der Oberkante der Deckschicht Φ_o , dem fiktiven Potenzial Φ_{fiktiv} und der Deckschichtdicke d wie folgt bestimmt:

$$i = \frac{\Delta\phi}{\Delta x} = \frac{\phi_o - \phi_{fiktiv}}{d} \quad (11)$$

Das Potenzial Φ wird dabei in Metern Wassersäule angegeben. Das tatsächlich an der Unterkante der Deckschicht vorliegende Potenzial unterscheidet sich in der Grundfläche der Deckschicht je nachdem, ob am betrachteten Punkt ein Porenraum vorhanden ist oder ein Wasserbaustein auf dem Filter liegt. Um diese lokalen Effekte zu kompensieren wird das fiktive Potenzial Φ_{fiktiv} an der Unterkante der Deckschicht durch Extrapolation des Potenzials im Filter bis zur Unterkante der Deckschicht berechnet. Die Definition des fiktiven Potenzials entspricht dem Vorgehen zur Ermittlung der Durchlässigkeit von Setzsteindeckwerken, siehe z. B. Klein Breteler und Bezuijen (1988). Die für jede Messachse ermittelten hydraulischen Gradienten werden gemittelt, um ein für die Deckschicht repräsentatives Ergebnis zu erhalten.

Das beschriebene Vorgehen wird für jeden Versuchskörper mit verschiedenen Durchflüssen durchgeführt. Mit den Ergebnissen kann die Filtergeschwindigkeit über das hydraulische Potential aufgetragen werden, siehe Abbildung 20.

Der gesuchte Zusammenhang zwischen hydraulischem Gefälle und Filtergeschwindigkeit wird über den Durchlässigkeitskoeffizienten der turbulent rauen Durchströmung k' in Gl. (9) beschrieben. Anhand der exemplarisch dargestellten Ergebnisse in Abbildung 20 ergibt sich der mittels linearer Regression bestimmte Zusammenhang:

$$v_f = k' \cdot \sqrt{i} = 7,6 \cdot 10^{-2} \text{ m/s} \cdot \sqrt{i} \quad (12)$$

Die Funktion beschreibt die Messwerte mit einem Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,99$. Die Messergebnisse und die so beschriebene Funktion sind in Abbildung 20 dargestellt.

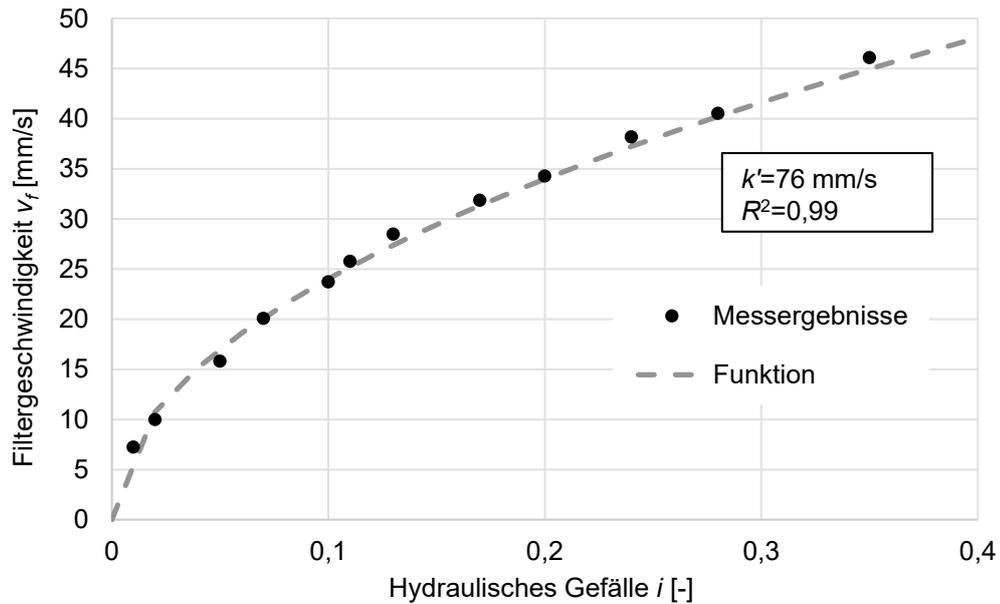


Abbildung 20: Exemplarische Darstellung der Filtergeschwindigkeit v_f über das hydraulische Potenzial i und Ausgleichsfunktion.

8.4 Ergebnisse

Nach der beschriebenen Methodik wurde mit allen Versuchsergebnissen verfahren. Die ermittelten Durchlässigkeitskoeffizienten k' und die statistischen Parameter zur Beschreibung, wie gut die Messergebnisse mit dem entsprechenden Durchlässigkeitskoeffizienten wiedergegeben werden, sind in Tabelle 7 aufgeführt. Die Durchlässigkeitskoeffizienten sind außerdem in β' -Beiwerte umgerechnet worden, um diese besser mit den Daten aus der Literatur vergleichen zu können (siehe Kap. 8.5).

Tabelle 7: Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche.

Versuchskörper	Dicke [cm]	Vergussmenge [l/m ²]	Porosität nach Verguss [-]	k' [mm/s]	Bestimmtheitsmaß R^2 [-]	Standardabweichung* [mm/s]	β'
1	40	108	0,23	61	0,9925	0,7198	8,58
2	40	108	0,21	41	0,9936	0,8919	14,09
3	40	88	0,26	77	0,9982	0,4332	8,10
4	40	56	0,33	93	0,9948	0,6455	12,53
5	40	88	0,25	47	0,9996	0,1914	19,06
6	40	76	0,27	76	0,9964	0,6013	9,43
7	40	100	0,23	47	0,9976	0,5602	14,46
8	60	100	0,25	31	0,9961	0,3708	43,81
9	60	100	0,31	56	0,9947	0,6757	27,82
10	60	89	0,33	96	0,9970	0,6864	11,76
Lose Steine	40	0	0,51	288	0,9199	3,791	6,60
Lose Steine	60	0	0,47	263	0,9626	2,009	5,72

*bezogen auf die mittlere Geschwindigkeit

Die Beschreibung der Strömung mit Gl. (8) unter Vernachlässigung des laminaren Fließwiderstands ist möglich, wenn der Strömungszustand im porösen Medium turbulent rau ist. Die Schwankungen des Potenzials um einen Mittelwert und die Tatsache, dass der aus den Versuchsergebnissen resultierende Zusammenhang mit einer sehr guten Genauigkeit durch Gl. (8) beschrieben werden kann, deuten bereits auf diesen Strömungszustand hin. Wie in Kap. 8.1 beschrieben, kann der vorliegende Strömungszustand auch mithilfe der Reynolds-Zahl überprüft werden. In Tabelle 8 sind die während der Versuche geprüften minimalen und maximalen Filtergeschwindigkeiten und die daraus berechneten Reynolds-Zahlen unter Verwendung der Filtergeschwindigkeit nach Burcharth und Christensen (1991) aufgeführt:

$$Re = \frac{v_f \cdot d}{\nu} \quad (13)$$

Außerdem wurde die Poren-Reynolds-Zahl nach Li und Garga (1998) unter Verwendung des hydraulischen Radius berechnet:

$$Re = \frac{v_f \cdot R_{hyd}}{\nu \cdot n} = \frac{v_f \cdot d}{6\nu(1-n)r_E} \quad (14)$$

Der dimensionslose Beiwert r_E berücksichtigt die Form der Steine und stellt das Verhältnis der volumenspezifischen Oberfläche der Steine zur volumenspezifischen Oberfläche einer gewichtsgleichen Kugel dar ($r_E \geq 1$). Der dimensionslose Beiwert wurde mit $r_E = 1,2$ abgeschätzt. Als charakteristischer Durchmesser wurde der mittlere Durchmesser d_{50} und als kinematische Viskosität $\nu = 1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ verwendet.

Tabelle 8: Minimale und maximale Filtergeschwindigkeiten und Reynolds-Zahlen für alle Versuche.

Versuchskörper	Min. Filtergeschwindigkeit $v_{f,min}$ [mm/s]	Max. Filtergeschwindigkeit $v_{f,max}$ [mm/s]	Re_{min}^* [-]	Re_{max}^* [-]	Re_{min}^{**} [-]	Re_{max}^{**} [-]
1	6,90	49,86	225	1.627	1.248	9.018
2	2,84	44,00	93	1.435	514	7.958
3	7,28	46,11	246	1.557	1.317	8.339
4	14,72	49,47	560	1.883	2.662	8.947
5	15,48	46,27	533	1.592	2.800	8.368
6	18,33	47,66	632	1.644	3.315	8.620
7	18,06	47,14	597	1.558	3.266	8.526
8	9,78	25,76	319	840	1.769	4.659
9	11,57	37,5	415	1.346	2.093	6.782
10	6,39	42,94	240	1.611	1.156	7.766
Lose Steine $d = 40 \text{ cm}$	9,06	49,74	430	2.357	1.639	8.995
Lose Steine $d = 60 \text{ cm}$	12,24	38,99	549	1.749	2.214	7.051
	*nach Gl. (14)		**nach Gl. (13)			

Die kritische Reynolds-Zahl Re_{krit} zur Kennzeichnung des Beginns des turbulent-rauen Strömungszustands ist wie beschrieben keine feste Größe und wird auch von verschiedenen Autoren unterschiedlich, jedoch immer größer 300, angegeben. Die für die am *IWW*

durchgeführten Versuche ermittelten Reynolds-Zahlen liegen in den meisten Fällen deutlich über dieser kritischen Reynolds-Zahl $Re_{krit.}$ Einzelne Versuche der Versuchskörper 1, 2, 3, 10 lassen sich, wenn die Reynolds-Zahl nach Gl. (14) ermittelt wird, dem Übergangsbereich zuordnen. Auch die dort erzielten Versuchsergebnisse lassen sich allerdings mit den ermittelten k' -Werten sehr gut beschreiben, siehe Tabelle 7. Die Annahme eines turbulent hydraulisch rauen Strömungszustands bei der Durchströmung der mörtelvergossenen Deckschichten und damit die Verwendung von Gl. (8) zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Filtergeschwindigkeit und hydraulischem Gradienten ist also gerechtfertigt.

8.5 Abschätzung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Porosität

Die Ergebnisse der Durchlässigkeitsuntersuchungen sollen im Folgenden genutzt werden, um eine Abschätzung der Durchlässigkeit der vergossenen Deckschichten in Abhängigkeit der Porosität zu formulieren. Dazu werden die Ergebnisse zuerst mit denen vorhandener Untersuchungen zur Durchlässigkeit grober Gesteinskörnungen (siehe Kap. 8.2) verglichen.

Abbildung 21 zeigt den Durchlässigkeitsbeiwert k' als Funktion der Porosität für einen mittleren Korndurchmesser $d_{50} = 0,206$ m (entsprechend dem in den eigenen Untersuchungen verwendeten Wasserbausteinen), berechnet mit dem aus der Literatur entnommenen minimalen Beiwert $\beta'_{min} = 0,8$ und maximalen Beiwert $\beta'_{max} = 4$. Auch die Ergebnisse der Versuche am IWW sowie die Versuchsergebnisse von Knieß und Köhler (1984) sind dargestellt.

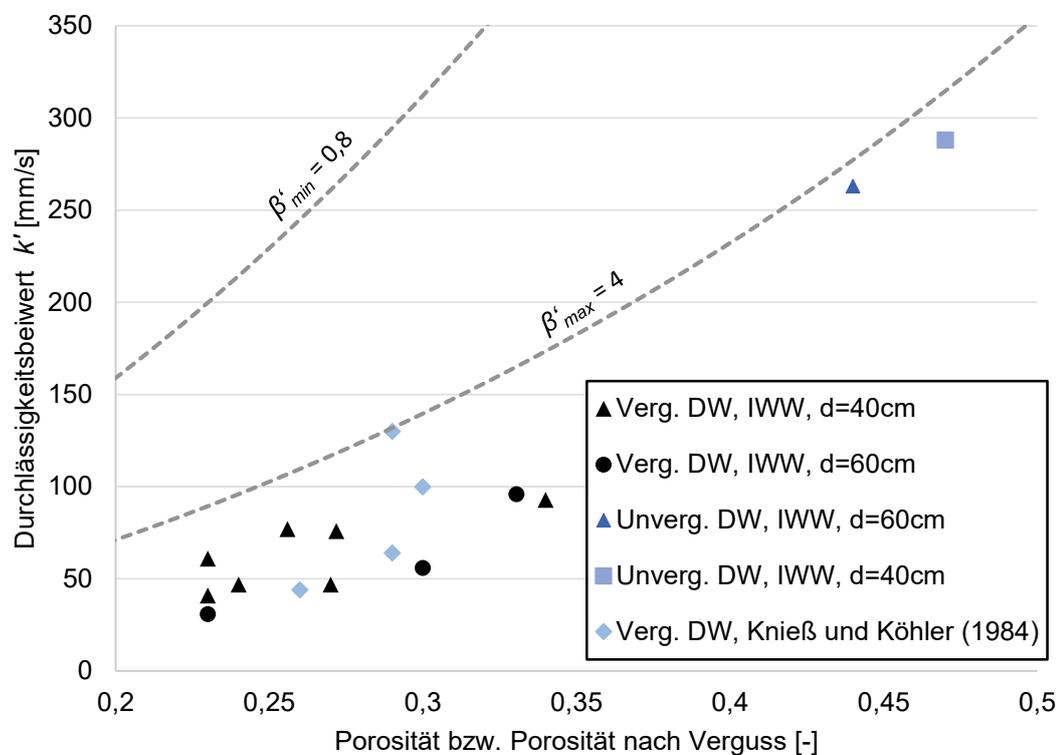


Abbildung 21: Durchlässigkeit k' über Porosität von Schüttsteindeckschichten sowie Funktionen der Durchlässigkeit mit minimalen und maximalen Beiwerten aus der Literatur (gestrichelte Graphen).

Die Ergebnisse vergossener Deckschichten von Knieß und Köhler (1984) liegen mit einer Ausnahme im Bereich der am *IWW* ermittelten Ergebnisse. Die für unvergossene Deckschichten in den Versuchen am *IWW* ermittelten Werte liegen im unteren Bereich der in der Literatur angegebenen Durchlässigkeiten ($\beta' \approx 4$) bzw. knapp darunter. Es ist ersichtlich, dass die Funktionen mit den in der Literatur angegebenen Beiwerten von $\beta' \approx 0,8 - 4$ die Durchlässigkeit der vergossenen Deckschichten deutlich überschätzen. Die Durchlässigkeit wird bei Berechnung mit dem aus der Literatur entnommenen Wert von $\beta' = 4$ zwischen 39 % und 188 %, im Mittel um 100 % überschätzt. Der Vergleich der Versuchsergebnisse zur Durchlässigkeit der mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten mit den in der Literatur vorhandenen Ansätzen zeigt also, dass die vorhandenen Ansätze angepasst werden müssen, um auch die Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten beschreiben zu können.

Wird eine lineare Regressionsanalyse mit den am *IWW* ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerten durchgeführt, um bei Vernachlässigung des laminaren Anteils des Strömungswiderstandes mit Gl. (8) den Beiwert β' zu berechnen, so ergibt sich $\beta' = 14,26$. Das Bestimmtheitsmaß der Funktion beträgt $R^2 = 0,62$, das 95 %-Konfidenzintervall des β' -Beiwertes weist einen Wert $10,75 \leq \beta' \leq 19,82$ aus. Abbildung 22 zeigt die so beschriebene Funktion sowie die Ergebnisse der am *IWW* durchgeführten Versuche.

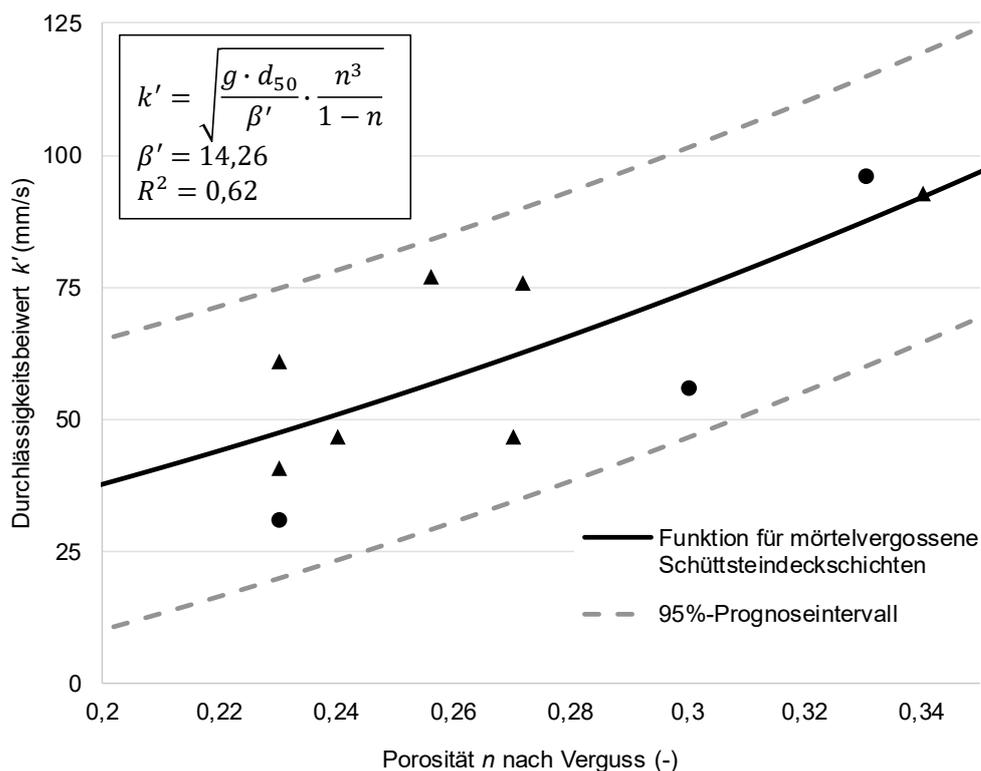


Abbildung 22: Durchlässigkeit k' mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten in Abhängigkeit der Porosität für $\beta' = 14,26$ und Versuchsergebnisse (*IWW*; \blacktriangle $d = 40$ cm; \bullet $d = 60$ cm).

Die Gültigkeit des ermittelten β' -Beiwertes ist aufgrund der Tatsache, dass nur zehn Versuchskörper getestet wurden, auf den Bereich der hier untersuchten Porositäten von 23 % bis 34 % beschränkt. Dieser Bereich ist bewusst als der Bereich gewählt worden, der für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten relevant ist, da die obere Grenze der Porosität mit einer Vergussmenge von 56 l/m^2 erzeugt wurde, was als untere Grenze der Vergussstoffmenge für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten im Küstenbereich

angenommen werden kann. Die hier verwendete Vergussstoffmenge von 110 l/m^2 wird bei einer stärkeren Verklammerung eingesetzt. Die Gültigkeit des β' -Beiwertes beschränkt sich außerdem auf vergossene Deckschichten, der Übergang der Funktion zu einer Funktion für unvergossene Deckschichten war nicht Teil der hier durchgeführten Untersuchungen.

8.6 Zusammenfassung und Fazit

Es wurden insgesamt zehn Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten bei Variation der Deckschichtdicke und der Vergussstoffmenge sowie zwei Versuche zur Bestimmung der Durchlässigkeit von nicht vergossenen Deckschichten durchgeführt. Dabei wurden die Vergussstoffmengen und damit die Porosität der Deckschichten erstmals systematisch variiert. Alle Versuche wurden im für das Küsteningenieurwesen relevanten Bereich turbulent rauer Strömungen und im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die am IWW durchgeführten Versuche wurden mit der Steinklasse LMB_{5/40} durchgeführt, bisher lagen nur Untersuchungen mit der Steinklasse CP_{90/250} vor.

Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich geringere Durchlässigkeiten mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten als von vorhandenen Rechenansätzen für unvergossene Deckschichten bei gleicher Porosität vorhergesagt würde. Mit den Ergebnissen wurde ein β' -Beiwert für vergossene Deckschichten ermittelt und der Durchlässigkeitskoeffizient in Abhängigkeit der Porosität für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten beschrieben.

Da in den Versuchen im *GWK* aufgrund des aufwendigen Deckwerksaufbaus und der verfügbaren Versuchszeit nur eine begrenzte Anzahl von Deckschichten mit unterschiedlichen Durchlässigkeiten untersucht werden können, dient die Abschätzung der Durchlässigkeit in Abhängigkeit der Porosität auch dazu, die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf andere Deckschichten als die im *GWK* untersuchten Deckschichten sicherzustellen.

9 Versuche zur Ermittlung der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins

Zur Berechnung der verbundwirksamen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins aus einer mörtelvergossenen Deckschicht liegt ein semiempirisches Modell von Römisch (2000) vor. Die verbundwirksame Kraft wird von Römisch (2000) als Widerstand im Grenzzustand bei Strömungsbelastung verwendet. Bei der im vorliegenden Beitrag behandelten Wellenbelastung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke liegen andere Einwirkungen vor (u. a. können Wellendruckschläge auftreten), jedoch kann das Modell von Römisch (2000) auch hier zur Berechnung der Widerstandsgröße eingesetzt werden. Da das Modell lediglich anhand von 19 Laborversuchen verifiziert wurde und keine statistische Beschreibung der berechneten Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vorliegt, wurden Laborversuche und Versuche *in situ* durchgeführt, um die Datenbasis zu vergrößern und eine statistische Beschreibung der Ergebnisse durchzuführen. Darüber hinaus wird ein mögliches Vorgehen zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit beschrieben. Im Folgenden werden das Modell von Römisch (2000) und die bereits vorhandenen Versuchsergebnisse zunächst beschrieben. Danach werden die eigenen Untersuchungen sowie deren Ergebnisse dargestellt und anschließend diskutiert.

9.1 Übersicht über vorhandene Untersuchungen und Modelle

Römisch (2000) führte Untersuchungen zur Strömungsstabilität mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke durch. Dabei kombinierte er Versuche an im Labor hergestellten Deckschichten mit theoretischen Überlegungen und formulierte so einen Bemessungsansatz für den Grenzzustand „Lösen eines Einzelsteins“ bei Strömungsbelastung. Die verbundwirksame Kraft F_V beim Lösen eines Einzelsteins wird beschrieben als Produkt der verbundwirksamen Fläche und einer Verbundspannung τ_V :

$$F_V = A_V \cdot \tau_V = a \cdot \pi \cdot d_{c,V}^2 \cdot \tau_V \tag{15}$$

Die verbundwirksame Fläche wird berechnet als Oberfläche einer Kugel mit charakteristischem Durchmesser $d_{c,V}$ und einem Verbundflächenverhältnis a , das den Anteil der mörtelbedeckten Oberfläche zur gesamten Oberfläche beschreibt. Das Verhältnis ist abhängig vom Porenvolumen und damit vom Steindurchmesser, der Vergussstoffmenge pro Fläche, dem Ausbreitungsverhalten des Mörtels im Porenraum und der Porenraumstruktur der Schüttung. Das Verhältnis der Verbundfläche zur gesamten Steinoberfläche wird schließlich über folgende Gleichung berechnet (Römisch 2000):

$$a = \alpha_P \cdot \alpha_V \cdot \alpha_{Fl} \cdot \frac{q_V}{V_{n,ges}} \tag{16}$$

In Gl. (16) bezeichnet q_V die Vergussstoffmenge in [l/m²], $V_{n,ges}$ das vorhandene Porenvolumen vor Verguss in [l/m²], α_P [-] den Beiwert zur Berücksichtigung der Porenraumstruktur, α_V [-] den Beiwert zur Berücksichtigung der Verteilung des Mörtels im Porenraum und α_{Fl} [-] den Beiwert zur Berücksichtigung der flächenhaften Verteilung des Mörtels beim Einbringen. Die anhand theoretischer Überlegungen hergeleiteten Beiwerte sind in Tabelle 9 dargestellt.

Tabelle 9: Beiwerte zur Bestimmung des Verbundflächenverhältnisses nach Römisch (2000).

Formelzeichen	Bezeichnung und ggf. Wert
q_V	Vergussmenge [l/m ²]
$V_{n,ges}$	Porenvolumen vor Verguss [l/m ²]
$\alpha_P = 0,86$	Beiwert zur Berücksichtigung der Porenraumstruktur [-]
$\alpha_V = 0,8$	Beiwert zur Berücksichtigung zur Verteilung des Mörtels im Porenraum [-]
α_{Fl}	Beiwert zur Berücksichtigung der flächenhaften Verteilung des Mörtels beim Einbringen [-]
	$\alpha_{Fl} = 0,8$ für Vergussmengen >80 l/m ²
	$\alpha_{Fl} = 0,8 \cdot q_V / 80$ für Vergussmengen ≤80 l/m ²

Anhand der sichtbar von Mörtel bedeckten Flächen der aus dem Verbund gelösten Steine, die den verbundwirksamen Flächen A_V gleichgesetzt wurden, wurde die Verbundspannung τ_V mithilfe der Ausreißkraft P und dem Gewicht des Steins G anhand von 19 Versuchen mit folgender Gleichung ermittelt:

$$\tau_V = \frac{P_{Ausreiß} - G}{A_V} \tag{17}$$

Daraus ergab sich im Mittel eine Verbundspannung von $\tau_V = 0,52 \text{ N/mm}^2$. Für die Abschätzung der Ausreißkraft von in der Praxis hergestellten Deckschichten empfiehlt Römisch (2000) jedoch die Verbundspannung aufgrund von möglicherweise verschmutzten Oberflächen der Steine auf $\tau_V = 0,1 \text{ N/mm}^2$ zu reduzieren. Im Folgenden wird der Übersichtlichkeit halber die Verbundspannung beim Lösen eines Einzelsteins als Verbundspannung bezeichnet.

Im Grenzzustand wirken für den Fall der Überströmung der Deckschicht als Einwirkung die aus Strömungswiderstand und Liftkraft resultierende Strömungskraft und als Widerstand das Gewicht des Steins und die kritische Verbundkraft. Daraus ergibt sich folgende Formel für die zulässige Strömungsgeschwindigkeit $v_{zul.}$ über der Deckschicht (Römisch 2000):

$$v_{zul.} = B_{Grenz} \cdot \sqrt{d_{50} \cdot g \cdot \Delta \cdot \left[1 + 6 \cdot a \cdot \frac{\tau_V}{g \cdot (\rho_S - \rho_W) \cdot d_{50}} \right]} \quad (18)$$

In Gl. (18) ist B_{Grenz} ein dimensionsloser empirischer Beiwert, Δ die relative Dichte des Steinmaterials unter Wasser, ρ_S die Dichte des Steinmaterials und ρ_W die Dichte des Wassers. In den von Römisch (2000) durchgeführten Versuchen konnte der Grenzzustand nicht erreicht werden. Daher weist Römisch (2000) darauf hin, dass es sich vorerst um theoretische Betrachtungen handelt, die für den Einsatz in der Praxis noch verifiziert werden müssen.

Der in Gl. (18) formulierte Ansatz kann für die beim Wellenauflauf auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten übernommen werden. Der empirische Beiwert B_{Grenz} beinhaltet allerdings implizit Eigenschaften der Strömung über der Deckschicht. Da die Überströmung der Deckschicht beim Wellenauflauf im Gegensatz zur Überströmung in einem Gerinnequerschnitt sowohl instationär als auch ungleichförmig ist und andere Schichtdicken und Turbulenzen vorliegen, muss B_{Grenz} für mörtelvergossene Deckschichten durch hydraulische Versuche ermittelt werden, bei denen sich Einzelsteine lösen.

9.2 Methodik

Zur Durchführung der Versuche zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins, im Folgenden Ausreißversuche genannt, wurde eine Versuchseinrichtung gebaut, an die folgende Anforderungen gestellt wurden:

- Durchführung der Versuche sowohl im Labor als auch in situ möglich. Um die Einrichtung mobil verwenden zu können, sollten Größe und Gewicht minimal gehalten werden. Eine einfache und schnelle Bedienung begünstigt eine große Versuchszahl.
- Die Steine sollen immer senkrecht zur Deckschichtoberkante gezogen werden.
- Die Versuchseinrichtung muss sicher auf der unebenen Deckschichtoberfläche stehen.
- Die Zugkraft muss mit annähernd gleicher Geschwindigkeit kontinuierlich gesteigert werden können.
- Eine genügend große Zugkraft zum Lösen von Einzelsteinen muss aufgebracht werden können.

Um die oben aufgeführten Anforderungen zu erfüllen, wurde ein Dreibock für den Versuchsaufbau gewählt, siehe Abbildung 23.



Abbildung 23: Versuchseinrichtung für Ausreißversuche (Fotos: Flegelskamp 2016).

Der Dreibock besteht aus kreisrunden Stahlprofilen, die über eine oberhalb angebrachte Kopfplatte verbunden sind. Querstreben zwischen den Beinen sorgen für zusätzliche Stabilität. Für eine bessere Standsicherheit können je nach Untergrund höhenverstellbare, gelenkige Gerüstspindeln in die Beine eingeschoben werden. So wird auch sichergestellt, dass der Dreibock so ausgerichtet werden kann, dass die Steine immer senkrecht zur Deckschichtoberfläche gezogen werden. Die Höhe der Konstruktion beträgt je nach Auslenkung und Verwendung der Füße zwischen 1,85 m bis 2,00 m. In die Kopfplatte ist eine Ringöse integriert. An dieser Ringöse hängt die Zugkraftmesszelle *easy force pro* der Firma *AST Angewandte Systemtechnik GmbH* (Maximalkraft 50 kN, Genauigkeitsklasse 0,1 % vom Endwert, Messrate bis 1,6 kHz) und darunter ein Kettenzug, mit dem am Stein gezogen wird. Sowohl Zugkraftmesszelle als auch Kettenzug haben eine Maximallast von 50 kN.

9.2.1 Versuchsdurchführung

Um mit dem Kettenzug an einem Einzelstein zu ziehen, wird in diesen eine Gewindestange eingestellt, auf die eine Ringmutter aufgeschraubt werden kann. Für die Verankerung der Gewindestangen in den Wasserbausteinen werden die Steine mit einer Bohrmaschine angebohrt. Dabei wird beginnend mit einem Bohrkopfdurchmesser von 8 mm über Durchmesser von 12 mm, 16 mm und 18 mm der Lochdurchmesser schrittweise aufgeweitet. Mit diesem Vorgehen soll eine Vorschädigung des Verbundmörtels zwischen den Wasserbausteinen verhindert werden. Im Folgenden wird das Bohrloch mit einem

Spezialkleber verfüllt und eine Gewindestange mit einer Länge von 100 mm und einem Durchmesser von 14 mm oder 16 mm eingestellt. Auf diese wird die Ringmutter geschraubt und der Lashaken des Kettenzugs in diese eingehängt.

In diesem Zustand, in dem noch keine Zugkraft auf den Stein aufgebracht wird, wird der Ausgangswert der Zugkraftmesszelle auf Null gesetzt. Danach wird mit dem Kettenzug die Last kontinuierlich gesteigert, bis sich der Stein löst. Der zeitliche Verlauf der Kraft und die Maximalkraft werden aufgezeichnet und die Maximalkraft in den folgenden Auswertungen als Kraft beim Lösen eines Einzelsteins verwendet.

9.2.2 Beprobte Deckschichten

Die Ausreißversuche wurden an vier eigens dafür hergestellten Deckschichten am *IWW*, an den teilvergossenen Deckwerken im *GWK* nach Modellphase 1 und an einem bestehenden Deckwerk am Voslapper Groden durchgeführt.

Deckschichten am *IWW* – Es wurden vier Deckschichten von der Firma *Colcrete – von Essen GmbH & Co. KG* für Spezial-Wasserbau und Küstenschutz in Zusammenarbeit mit der Firma *Gewatech Grund- und Wasserbau GmbH & Co. KG* am *IWW* verklammert. Abbildung 24 zeigt eine dieser Deckschichten.



Abbildung 24: Versuchsdeckschicht am *IWW* (Foto: Kreyenschulte 2016).

Die Deckschichten haben eine Größe von 2,4 m mal 2,9 m. Mit Abzug von 0,2 m an den Rändern, die nur noch aus einer Steinlage bestehen, haben die Versuchsfelder eine Nettofläche von ca. 5,7 m². Die Deckschichtdicken der einzelnen Felder variieren von ca. 0,45 m bis 0,55 m, siehe Tabelle 10. Somit bestehen die Deckschichten aus zwei bis drei Steinlagen.

Tabelle 10: Eigenschaften der Deckschichten am *IWW*.

Dicke [m]	Vergussmenge [l/m ²]
0,55	19
0,45	27
0,55	41
0,50	53

Die verwendeten Wasserbausteine sind die gleichen wie die für die Durchlässigkeitsuntersuchungen verwendeten und in Kap. 8.3.1 beschriebenen Wasserbausteine. Zur Herstellung der zu vergießenden losen Steinschüttung wurden die Wasserbausteine mit

einem Radlader geschüttet. Per Hand wurden anschließend stellenweise Anpassungen vorgenommen, um ein Deckschichtplanum herzustellen. Mit einem Hochdruckreiniger wurden Verunreinigungen in baupraktischem Umfang von den Wasserbausteinen entfernt. Vor dem Verguss wurde die Steinoberfläche mattfeucht vorbereitet. Beim Vergussmörtel handelte es sich um kolloidalen Mörtel, der alle Anforderungen an den frischen und erhärteten Vergussstoff nach MAV (2017) erfüllte und per Hand auf die Deckschichten aufgebracht wurde. Eine Nachbehandlung des Mörtels fand durch flächiges Aufsprühen des Nachbehandlungsmittels *CK 615* der Firma *Bautechnik Ceresit* statt, das ein zu schnelles Austrocknen des Vergussstoffs verhindert und somit Schwindrissen vorbeugt. Durch Auslitern des Mörtel-Volumenstroms konnte die auf die Deckschichten aufgebrauchte Vergussstoffmenge ermittelt werden, da der Mörtel mittels einer Schneckenpumpe durch den zum Vergießen der Deckschicht verwendeten Schlauch gepumpt wurde. Die Ausreißversuche wurden 39–48 Tage nach dem Verguss durchgeführt. Der Vergleich der bruchmechanischen Kennwerte des Mörtels der Deckschichten am *IWW* und der Deckwerke im *GWK* zeigte Unterschiede, die innerhalb der Schwankungsbreiten der bruchmechanischen Kennwerte der einzelnen für einen Verguss der Deckschicht benötigten mehreren Vergussstoffmischungen lagen.

Deckwerke im *GWK* – Auch an den Deckwerken im *GWK* wurden Ausreißversuche durchgeführt. Die Deckschichten wurden nach dem Verguss, wie die Deckschichten am *IWW*, mit dem Mittel *CK 615* nachbehandelt. Die Ausreißversuche wurden nach Durchführung von Modellphase 1 durchgeführt, die Deckschichten waren also bereits einer hydraulischen Belastung ausgesetzt. Der Aufbau der Deckwerke entsprach somit dem der Modellphase 1. Alle Eigenschaften der Deckschichten und ihrer Materialien sind in Kap. 6 beschrieben. Die Ausreißversuche wurden 21 Tage nach dem Verguss durchgeführt.

In-Situ-Deckwerk – Das untersuchte Deckwerk am Voslapper Groden befindet sich an der Nordsee zwischen dem Jade-Weser-Port und dem Außenhafen Hooksiel unterhalb der Deichstraße „Am Tiefen Fahrwasser“. Das Deckwerk wurde 1971 mit einer Deckschicht aus Wasserbausteinen der Steinklasse III ($LMB_{5/40}$) gebaut und bis heute mehrmals ausgebessert. Unter der vollvergossenen Deckschicht wurde damals kein Filter angeordnet, da die Deckschicht als ausreichend dicht angesehen wurde. Im Laufe der Zeit wurde jedoch der feine Sand der Böschung unter der Deckschicht durch kleine Hohlräume, die bei der Herstellung einer vollvergossenen Deckschicht nicht ganz zu vermeiden sind, ausgespült. So bildeten sich Hohlräume unter der Deckschicht, die von der Deckschicht nicht mehr überbrückt werden konnten. Da es lokal zu Absackungen der Deckschicht kam (siehe Abbildung 25), wurden diese verfüllt.



Abbildung 25: Lokale Absackung der Deckschicht am Voslapper Groden (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Vereinzelt sind lose Wasserbausteine sowie Fehlstellen auf der Deckschicht zu finden. Auch diese wurden lokal nachgebessert, siehe Abbildung 26 rechts. Im Deckwerk sind Dehnungsfugen integriert, die senkrecht sowie parallel zum Deich verlaufen und das Deckwerk in einzelne rechteckige Bereiche teilen. Diese Bauweise wird heute nicht mehr angewendet.



Abbildung 26: Deckwerk am Voslapper Groden (Fotos: Kreyenschulte 2016).

Das Deckwerk wurde zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung abgerissen und neu gebaut. Der genaue Aufbau des alten Deckwerks und die verwendete Vergussstoffmenge sind nicht bekannt. Beides ist zwar in den Ausführungsbeispielen in den EVU (1990) beschrieben, die Angaben zum Aufbau konnten allerdings vor Ort beim Abriss des Deckwerks nicht bestätigt werden. Als Vergussstoffmenge geben die EVU (1990) 100 l/m^2 an. Würde der Vergussstoff nur in die erste Steinlage eingedrungen sein, so würden 100 l/m^2

bei einer 40 cm dicken Deckschicht einen flächigen Vollverguss ergeben. Bei der Beprobung des Deckwerks war jedoch zu erkennen, dass der Vergussstoff tiefer in die Deckschicht eingedrungen ist, sodass die tatsächliche Vergussstoffmenge wahrscheinlich eher 120 – 140 l/m² betragen hat.

9.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Ausreißversuche wurden je nach Ausgangszustand des beprobten Steins und nach der Art des Versagens bei Maximallast geordnet. Beim Ausgangszustand wurde unterschieden in teilweise verklammert oder allseitig verklammert. Teilweise verklammert sind alle Steine, die keine Mörtelbrücke zu allen benachbarten Steinen in einem Radius von d_{50} in der ersten Steinlage haben oder deren Mörtelbrücken Risse mit einer Breite > 2 mm und einer Länge $> d_{50}/2$ aufweisen. Steine, bei denen bereits benachbarte Steine aus dem Verbund gelöst wurden, sowie Steine, die nicht Teil der ersten Steinlage sind, fallen also immer in diese Kategorie.

Es traten folgende Versagensarten bei der Durchführung der Versuche auf:

- Einzelsteinversagen: Ein einzelner Stein wurde aus dem Verbund gelöst. Der Bruch fand im Vergussmörtel oder der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein statt.
- Konglomeratversagen: Ein Konglomerat von vermörtelten Steinen wurde zusammen aus dem umliegenden Verbund gelöst. Der Bruch fand im Vergussmörtel oder der Kontaktfläche zwischen Stein und Mörtel statt.

Einzelstein- und Konglomeratversagen werden in der Auswertung der Ergebnisse nicht getrennt berücksichtigt, sondern es geht unabhängig von der Versagensart der maximale Zugkraftwert in die Auswertung ein. Bei den Versuchen am Deckwerk am Voslapper Groden und an den Deckwerken im *GWK* trat kein Konglomeratversagen auf, bei den Versuchen an den Deckschichten am *IWW* hingegen trat in jedem Versuchsfeld auch Konglomeratversagen auf. Das wird durch die geringeren Vergussstoffmengen bei den Deckschichten am *IWW* verursacht. Ein Konglomeratversagen kann nur auftreten, wenn die verbundwirksame Kraft des Steins, an dem mit der Versuchseinrichtung gezogen wird, zu seinen direkten Nachbarsteinen größer ist als die verbundwirksame Kraft dieser Nachbarsteine zu deren weiter vom beprobten Stein entfernten Nachbarsteinen. Je höher die Vergussmenge wird, desto geringer wird die Wahrscheinlichkeit, dass ein Konglomeratversagen auftritt.

Deckschichten am *IWW* – Abbildung 27 zeigt die Ergebnisse der Versuche am *IWW*. Da bei den beprobten Deckschichten sowohl die Dicke der Deckschicht und damit das verfügbare Porenvolumen als auch die Vergussstoffmenge variiert, werden die gemessenen Ausreißkräfte in Abhängigkeit der verbundwirksamen Fläche A_V aufgetragen:

$$F_V = \alpha_P \cdot \alpha_V \cdot \alpha_{FL} \cdot \frac{q_V}{V_{n,ges}} \cdot \pi \cdot d_{c,V}^2 \cdot \tau_V = A_V \cdot \tau_V \quad (19)$$

Die Verbundspannung τ_V wird dabei als konstant angenommen.

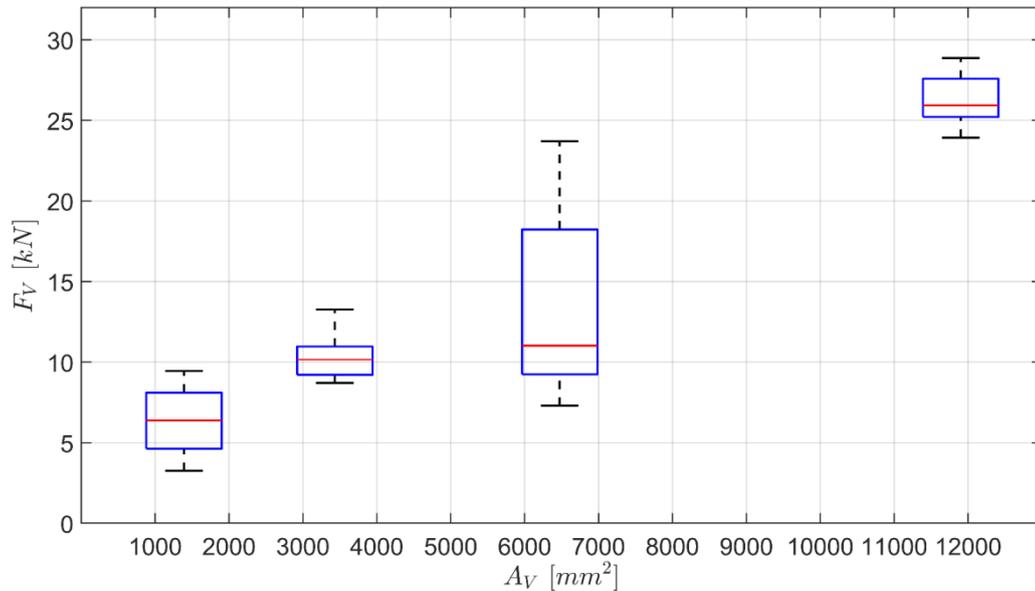


Abbildung 27: Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (allseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*).

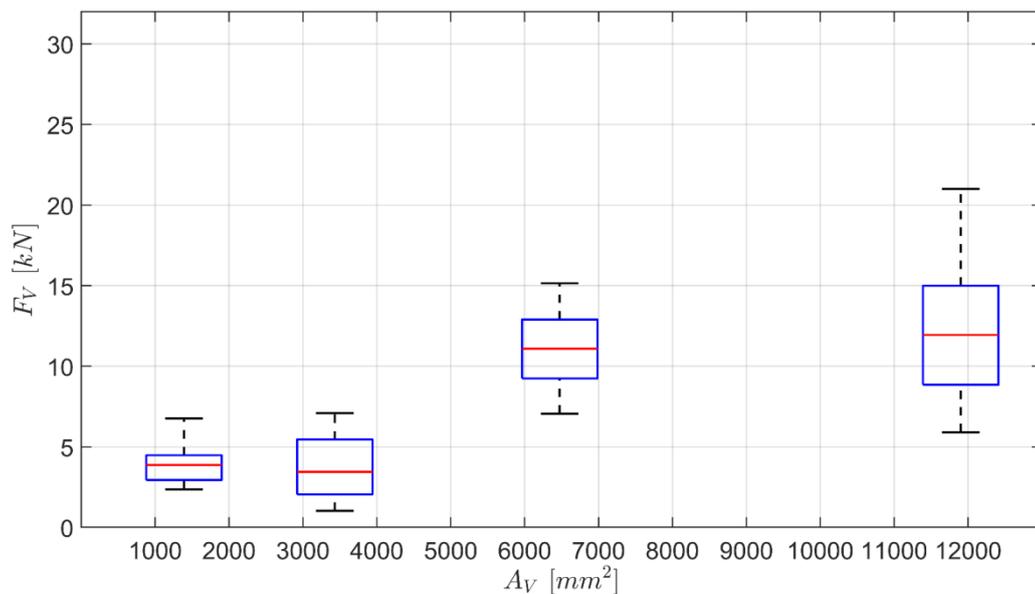


Abbildung 28: Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (teilseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*).

Die Ergebnisse zeigen den nach den theoretischen Überlegungen zu erwartenden Trend steigender verbundwirksamer Kräfte bei wachsender Verbundfläche sowohl für allseitig als auch teilseitig verklammerte Steine. Die Streuung der Ergebnisse ist groß. Wird davon ausgegangen, dass die Ergebnisse der Ausreißkräfte bei genügend großer Anzahl der Versuche normalverteilt sind, zeigt sich schon anhand der Boxplots für die allseitige Verklammerung (s. Abbildung 27) bei der Verbundfläche von $A_V = 6474 \text{ mm}^2$ oder $A_V = 11900 \text{ mm}^2$, dass die Versuchsergebnisse noch keine normalverteilte Stichprobe darstellen. In Tabelle 11 sind die Ergebnisse der Ausreißversuche zusammengefasst und unter der Annahme, dass die Ausreißkräfte normalverteilt sind, statistisch beschrieben.

Tabelle 11: Ergebnisse der Ausreißversuche an Deckschichten am *IWW*.

	Dicke der Deckschicht [m]	0,55	0,45	0,55	0,50
	Vergussmenge [l/m ²]	19	27	41	53
	Anzahl durchgeführter Versuche	4	5	5	5
Allseitig verklammert	Mittelwert [kN]	6,37	10,35	13,67	26,30
	Standardabweichung [kN]	2,55	1,74	6,52	1,84
	Variationskoeffizient [%]	40	17	48	7
	Anzahl durchgeführter Versuche	9	9	9	10
Teilseitig verklammert	Mittelwert [kN]	3,94	3,77	11,07	12,03
	Standardabweichung [kN]	1,35	2,16	2,66	4,40
	Variationskoeffizient [%]	34	57	24	36

Mit den Ergebnissen der Ausreißversuche wurde eine lineare Regression mit Gl. (19) durchgeführt, um die theoretische Verbundspannung zu ermitteln, siehe Abbildung 29. Für die allseitig verklammerten Steine ergab sich eine Verbundspannung von $\tau_{V,allseitig} = 2,25 \text{ N/mm}^2$ (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,77$, mittlerer quadratischer Fehler 4,06 kN) und für die teilseitig verklammerten Steine ergab sich eine Verbundspannung von $\tau_{V,teilseitig} = 1,17 \text{ N/mm}^2$ (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,43$, mittlerer quadratischer Fehler 3,65 kN).

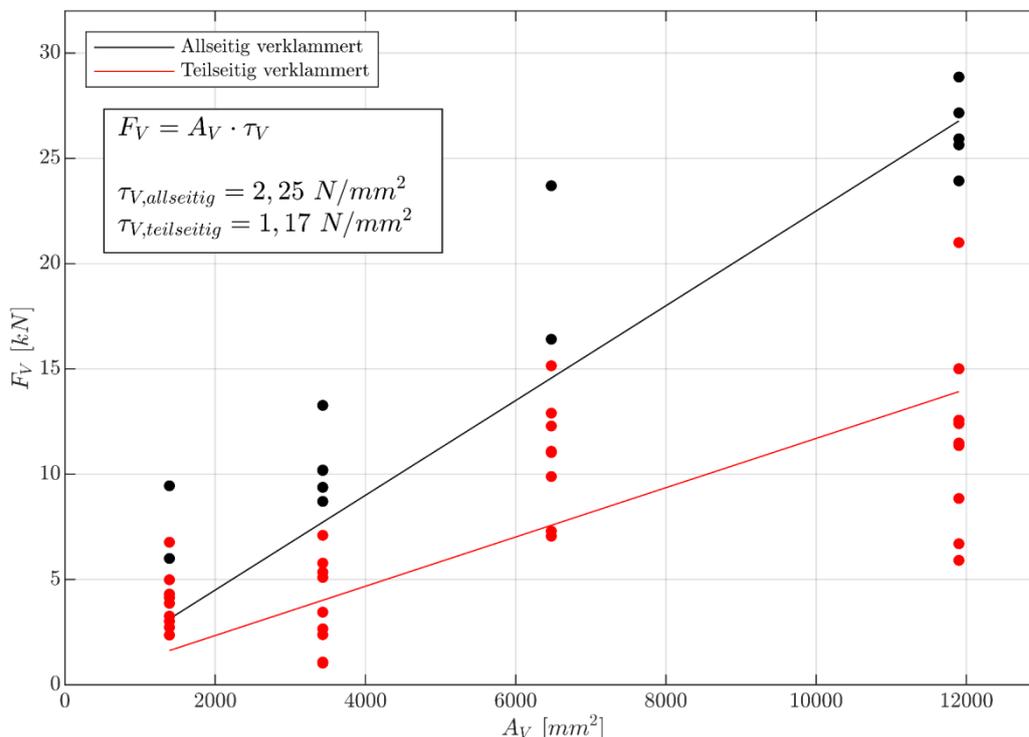


Abbildung 29: Lineare Regression und Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (allseitige und teilseitige Verklammerung, Versuche am *IWW*).

Deckwerke im *GWK* – Die Ergebnisse der im *GWK* nach Modellphase 1 durchgeführten Ausreißversuche sind in Tabelle 12 dargestellt. Bei allen beprobten Steinen handelte es sich um allseitig verklammerte Steine. Der mittlere Durchmesser der Steine betrug $d_{50} = 0,23 \text{ m}$.

Auch hier liegt eine große Streuung der Ergebnisse vor, die im Vergleich zu den Ergebnissen der Deckschichten am *IWW* größer ist.

Tabelle 12: Ergebnisse der Ausreißversuche an Deckschichten im *GWK* (alle Steine allseitig verklammert).

Feld		Nord	Süd
Dicke [m]		0,6	0,4
Vergussmenge [l/m ²]		80	80
Anzahl durchgeführter Versuche		7	6
Allseitig verklammert	Mittelwert [kN]	24,10	26,37
	Standardabweichung [kN]	14,10	13,45
	Variationskoeffizient [%]	58	51

Trotz unterschiedlicher theoretischer Verbundflächen ist der Mittelwert der Ausreißkraft für beide Deckschichten ungefähr gleich. Nach Gl. (19) allerdings müsste die verbundwirksame Kraft bei gleicher Verbundspannung linear mit der Verbundfläche steigen, was für die im *GWK* durchgeführten Versuche nicht der Fall ist. Die Verbundspannung wird aufgrund der gleichen Mörtelrezeptur als gleich angenommen.

Werden die Verbundspannungen nach Gl. (8.11) getrennt für die Deckschicht auf der Nordseite und der Südseite des *GWK* ermittelt, so ergeben sich diese zu $\tau_{V,Nord} = 0,89 \text{ N/mm}^2$ und $\tau_{V,Süd} = 0,65 \text{ N/mm}^2$. Diese Verbundspannungen sind im Vergleich zur Verbundspannung unter unbelasteten Laborbedingungen am *IWW* mit $\tau_{V,allseitig} = 2,25 \text{ N/mm}^2$ deutlich niedriger. Mögliche Ursachen dafür sind:

- Unterschiedliche Abbindezeiten des Mörtels vor Durchführung der Ausreißversuche: Die Ausreißversuche am *IWW* wurden 39–48 Tage nach dem Verguss durchgeführt, die im *GWK* 21 Tage nach Verguss.
- Der Mörtel der Deckschichten im *GWK* konnte zehn Tage abbinden, dann begannen am elften Tag die hydraulischen Versuche. Diese wurden an sechs Tagen durchgeführt. Nach 21 Tagen wurden schließlich die Ausreißversuche durchgeführt.

Die anhand der Ausreißversuche am *IWW* und am *GWK* ermittelten Verbundspannungen sind also nicht direkt vergleichbar. Die Ergebnisse der Ausreißversuche im *GWK* stellen wahrscheinlich im Gegensatz zu den unter Laborbedingungen hergestellten Deckschichten am *IWW* für die Praxis realistischere Werte dar. Im *GWK* lagen, wie in der Praxis, Baustellenbedingungen vor und die Deckschichten wurden während der Abbindezeit des Mörtels bereits hydraulisch belastet.

In-Situ-Deckwerk – Bei den Versuchen an der Deckschicht am Voslapper Groden konnten nicht alle Steine aus dem Verbund gelöst werden, da in diesen Fällen die maximale Zugkraft der Versuchseinrichtung von 50 kN erreicht wurde. Außerdem lag nicht immer eine der Versagensarten „Lösen eines Einzelsteins“ bzw. „Lösen eines Steinkonglomerats“ vor, sondern zusätzlich traten die folgenden Versagensarten auf:

- Lösen der Gewindestange aus dem Bohrloch: Durch einen schwachen Verbund zwischen Spezialmörtel und Bohrloch kann die Gewindestange aus dem Bohrloch gezogen werden, bevor der Stein sich aus dem Verbund löst oder die Maximallast der Versuchseinrichtung erreicht wird. Dies kann z. B. bei unzureichender Reinigung des Bohrlochs von Steinmehl, das bei der Bohrung anfällt, verursacht werden.

- Bruch des Steins: Durch die Bohrung wird am untersten Punkt der Gewindestange eine potenzielle Bruchfuge erzeugt. Ist die Festigkeit dieser Bruchfuge geringer als die Verbundfestigkeit des Steins oder die Maximallast der Versuchseinrichtung, so bricht der Stein entlang dieser Bruchfuge auf. Diese Versagensart trat häufig bei Steinen aus dem Piesberger Steinbruch auf, die im Deckwerk am Voslapper Groden verbaut wurden.

Mit den ermittelten Zugkräften dieser beiden letzten Versagensarten und bei Erreichung der Maximalkraft der Versuchseinrichtung kann lediglich festgestellt werden, dass die Kraft beim Lösen eines Einzelsteins größer sein muss als die gemessene Kraft. Eine vollständige Auswertung der am Deckwerk am Voslapper Groden gewonnenen Daten, die in Tabelle 13 dargestellt sind, ist daher nicht möglich. Es können allerdings einige qualitative Aussagen getroffen werden.

Tabelle 13: Ergebnisse der Ausreißversuche am Deckwerk am Voslapper Groden.

	Anzahl durchgeführter Versuche	38	
Alle Versuche	Lösen eines Einzelsteins	15	
	Maximalkraft der Versuchseinrichtung erreicht	5	
	Andere Versagensarten	18	
		Allseitig verklammert	Teilseitig verklammert
Versuche mit Lösen eines Einzelsteins	Anzahl durchgeführter Versuche	9	6
	Mittelwert [kN]	26,47	4,96
	Standardabweichung [kN]	15,85	2,69
	Variationskoeffizient [%]	59	54

Die Streuung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins ist sehr groß. Wenn nur der Teil der Versuchsergebnisse betrachtet wird, der eine Aussage über die Kraft beim Lösen eines Einzelsteins zulässt, ergibt sich ein Variationskoeffizient von 59 % für die allseitig verklammerten Steine und ein Variationskoeffizient von 54 % für die teilseitig verklammerten Steine. Dabei wurde wieder die Annahme getroffen, dass die Kräfte normalverteilt sind. Wenn die unbekannteren tatsächlichen Kräfte beim Lösen eines Einzelsteins bei den Versuchen, bei denen kein Lösen eines Einzelsteins eintrat, verfügbar wären, so würde sich die Streuung und damit die Standardabweichung und der Variationskoeffizient weiter erhöhen. Beide Größen sind also im Vergleich zu den Ergebnissen der Deckschichten am *IWW* und im *GWK* erhöht, was auf die höhere Vergussmenge und/oder die Einflüsse aus Alterung und Ermüdung zurückzuführen sein kann.

9.4 Diskussion

Mit den durchgeführten Ausreißversuchen wurde die Datenbasis zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vergrößert und die Unterscheidung zwischen allseitig und teilseitig verklammerten Steinen eingeführt. Dabei zeigte sich, dass der Trend zunehmender Kräfte beim Lösen eines Einzelsteins mit zunehmender Verbundfläche

bzw. zunehmender Vergussstoffmenge unter ansonsten gleichen Randbedingungen im Laborversuch bestätigt und mit Gl. (19) beschrieben werden kann.

Die im GWK ermittelten Verbundspannungen stellen eine erste Versuchsreihe für unter Baustellenbedingungen hergestellte und vor der Durchführung der Ausreißversuche hydraulisch belastete Deckschichten dar. Die dort ermittelten Verbundspannungen sind deutlich geringer als die der Deckschichten am IWW und betragen ca. 30 %–40 % der Verbundspannungen der Laborversuche am IWW. Anhand der Ausreißversuche am GWK ließ sich auch im Gegensatz zu den Versuchen am IWW keine Zunahme der verbundwirksamen Kraft bei Zunahme der theoretischen verbundwirksamen Fläche feststellen.

Die theoretische Verbundspannung nach Gl. (19) kann nur für eine Versuchsserie unter gleichen Randbedingungen aufgestellt werden. Daher wurde sie nur für die am IWW durchgeführten Versuche mittels linearer Regression bestimmt. Die Werte zeigen eine um ca. 50 % reduzierte Verbundspannung bei teilweise verklammerten Steinen. Dennoch liegt der ermittelte Wert der Verbundspannung für teilweise verklammerte Steine mit $\tau_V = 1,17 \text{ N/mm}^2$ am oberen Randbereich der von Römisch (2000) in seinen Versuchen ermittelten Verbundspannung von $\tau_{V,max} = 0,7\text{--}1 \text{ N/mm}^2$ und deutlich über seiner Empfehlung zur Berechnung der vorhandenen Kraft beim Lösen eines Einzelsteins mit $\tau_V = 0,1 \text{ N/mm}^2$. Ein Vergleich der Verbundspannung mit anderen in Ersatzversuchen bestimmbareren Werten wie der Haftzugfestigkeit von Verbundversuchskörpern aus Wasserbausteinen und Mörtel ist nicht möglich, da es sich bei der Verbundspannung um eine rein theoretische Größe handelt. Die beim Lösen eines Einzelsteins in der Bruchfuge auftretende Spannung setzt sich aus Zug-, Druck- und Scherspannungen zusammen.

Die Ergebnisse der Verbundspannung zeigen eine erhebliche Streuung. In den meisten Fällen ist der Umfang der Stichprobe bzw. die Anzahl der Ausreißversuche unter gleichen Versuchsbedingungen noch zu gering, um statistisch belastbare Aussagen zu treffen. Die Streuung ist bei den unter Laborbedingungen durchgeführten Versuchen an den Deckschichten am IWW am geringsten. Dort ist, wie zu erwarten, die Streuung der Ergebnisse größer für die teilweise verklammerten Steine als für die allseitig verklammerten Steine. Die Ergebnisse der Ausreißversuche im GWK lassen vermuten, dass die Streuung der Ergebnisse durch Ermüdung zunimmt, da die Deckschichten nach Durchführung der hydraulischen Versuche in Modellphase 1 getestet wurden. Eine weitere Zunahme der Streuung der Ausreißkräfte ist an dem in situ getesteten Deckwerk am Voslapper Groden zu erkennen. Das 1971 gebaute und mehrmals sanierte Deckwerk ist Einflüssen aus Alterung und Ermüdung ausgesetzt, die die wahrscheinlichste Ursache für diese höchste aufgetretene Streuung der Ergebnisse darstellen.

Obwohl eine größere Datenbasis für die Beschreibung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins erforderlich ist, soll hier ein mögliches Vorgehen zur Abschätzung dieser Kraft gezeigt werden. Mithilfe von Ausreißversuchen bei unterschiedlichen Vergussstoffmengen unter ansonsten gleichen Randbedingungen kann die theoretische Verbundspannung durch lineare Regression ermittelt werden. Mit der statistischen Beschreibung der Ergebnisse kann auch eine Aussage über das Vertrauen in die mit der berechneten Verbundspannung gemachte Vorhersage formuliert werden. Abbildung 30 zeigt dieses Vorgehen exemplarisch mit den Ergebnissen der am IWW durchgeführten Versuche.

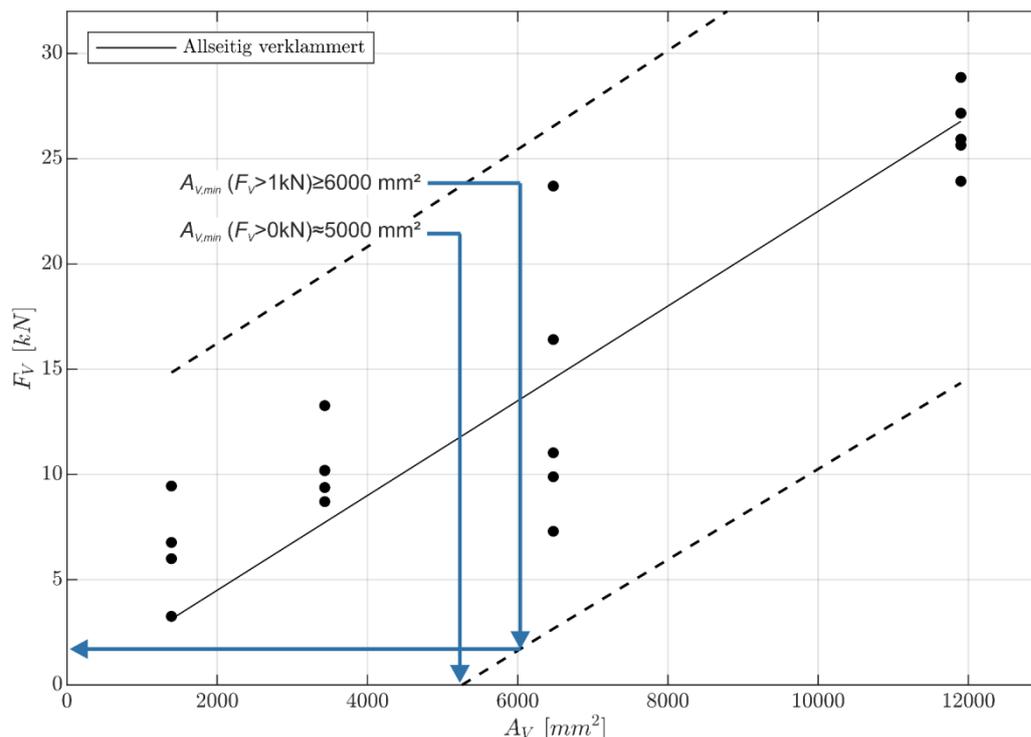


Abbildung 30: Lineare Regression, 99 %-Konfidenzintervall der Vorhersage und Ergebnisse der Kraft zum Lösen eines Einzelsteins in Abhängigkeit der Verbundfläche (allseitige Verklammerung, Versuche am *III*). Dargestellt ist außerdem die Ablesung zur Bestimmung der benötigten Verbundflächen für eine verbundwirksame Kraft $F_V > 0$ kN und $F_V > 1$ kN).

Mithilfe der Konfidenzintervalle der Vorhersage kann z. B. bestimmt werden, dass unter Laborbedingungen für allseitig verklammerte Steine mindestens eine Verbundfläche von ca. 5000 mm² vorhanden sein muss, um innerhalb des gewählten Konfidenzintervalls der Vorhersage von 99 % eine Kraft größer als Null zu erhalten. Daraus kann dann anhand von Gl. (19) die mindestens benötigte Vergussstoffmenge ermittelt werden, um einen wirksamen Verguss zu gewährleisten. Diese beträgt unter der gegebenen Randbedingung der Verbundfläche beispielsweise ca. 30 l/m² bei einer 40 cm dicken Deckschicht mit einer Porosität vor Verguss von 45 % und einem mittleren Steindurchmesser $d_{50} = 0,21$ m. Für eine Mindestverbundkraft von 1 kN, die in den EVU (1990) angegeben wird, wäre demnach eine Verbundfläche von ca. 6000 mm² und damit eine Vergussmenge von mindestens 35 l/m² notwendig:

$$q_V = \frac{A_V \cdot V_{n,ges}}{\alpha_P \cdot \alpha_V \cdot \alpha_{FL} \cdot \pi \cdot d_{c,V}^2} = \frac{6000mm^2 \cdot 450l/m^2}{0,86 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cdot \pi \cdot (210mm)^2} = 35,41 \text{ l/m}^2 \quad (20)$$

Diese Werte decken sich sehr gut mit den im MAV (2017) empfohlenen Mindestvergussmengen von $q_{V,min} = 40$ l/m² für vergossene Steine der Klasse LMB_{5/40} oberhalb des Wasserwechselbereichs.

Die Einflüsse aus Alterung und Ermüdung der Baustoffe könnten über Beiwerte $\gamma_t (< 1)$ zur Reduktion der Verbundspannung berücksichtigt werden. Die Verbundspannung zum Zeitpunkt t ergäbe sich dann z. B. in folgender Form aus dem Produkt der Verbundspannung nach Fertigstellung der Deckschicht (t_0) und dem zeit- und belastungsabhängigen Beiwert γ_t :

$$\tau_{V,t>t_0} = \gamma_{\tau}(\Delta t, E) \cdot \tau_{V,t_0} \quad (21)$$

Dabei ist zu beachten, dass die Ergebnisse der durchgeführten Versuche zeigen, dass nicht nur der Mittelwert der verbundwirksamen Kraft infolge dieser Einflüsse abnimmt, sondern auch die Streuung dieser Kraft zunimmt.

Der mit dem Modell von Römisch (2000) bestimmte Widerstand in Form der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins kann auch im Grenzzustand bei Wellenauflauf verwendet werden. Als Einwirkung kann die Auflaufgeschwindigkeit der gebrochenen Welle verwendet werden. Der empirische Beiwert zur Berücksichtigung der Eigenschaften der Wellenauflaufströmung (Turbulenz, Instationarität, Ungleichförmigkeit) muss in hydraulischen Versuchen ermittelt werden, bei denen der Grenzzustand erzeugt wird, sich also Einzelsteine lösen.

9.5 Zusammenfassung und Fazit

Es wurden Laborversuche und Versuche in situ zur Ermittlung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins durchgeführt. Mit den durchgeführten Ausreißversuchen wurde die Datenbasis zur Bestimmung der Kraft beim Lösen eines Einzelsteins vergrößert und die Unterscheidung zwischen allseitig und teilsseitig verklammerten Steinen eingeführt. Dabei zeigte sich, dass der Trend zunehmend größerer Kräfte beim Lösen eines Einzelsteins mit zunehmender Verbundfläche bzw. zunehmender Vergussstoffmenge unter ansonsten gleichen Randbedingungen im Laborversuch bestätigt und mit dem Modell von Römisch (2000) beschrieben werden kann. Die Versuchsergebnisse wurden statistisch beschrieben und diskutiert. Damit wurde ein mögliches Vorgehen zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit beschrieben.

Um die möglichen Grenzzustände beim Lösen eines Einzelsteins für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke unter Wellenbelastung zu beschreiben muss dieser Grenzzustand in hydraulischen Versuchen erzeugt werden. Mit den Ergebnissen dieser Versuche können dann die Eigenschaften z. B. der Wellenauflaufströmung mit empirischen Beiwerten berücksichtigt werden und so die Einwirkung beschrieben werden.

10 Rissbildung in der Deckschicht

Um eine mögliche Verschlechterung des Deckwerks durch Rissbildung in der Deckschicht abzuschätzen, wird die Deckschicht als elastisch gebetteter Träger modelliert. Als für die Rissbildung maßgebend werden Biegemomente und die daraus entstehenden Biegespannungen angenommen. Im Folgenden werden die dafür benötigten theoretischen Grundlagen dargestellt sowie auf die verwendeten Randbedingungen und Modellparameter eingegangen. Abbildung 31 stellt die verwendeten Modelle sowie Größen und Parameter für die Beschreibung der Rissbildung in der Deckschicht in der bereits beschriebenen Prozesskette zur Wellen-Boden-Bauwerks-Interaktion dar. Die Ergebnisse fließen schließlich in eine Grenzzustandsgleichung ein, mit der eine mögliche Verschlechterung der Deckschicht in Abhängigkeit der Deckschichtparameter und der Wellenparameter abgeschätzt werden kann.

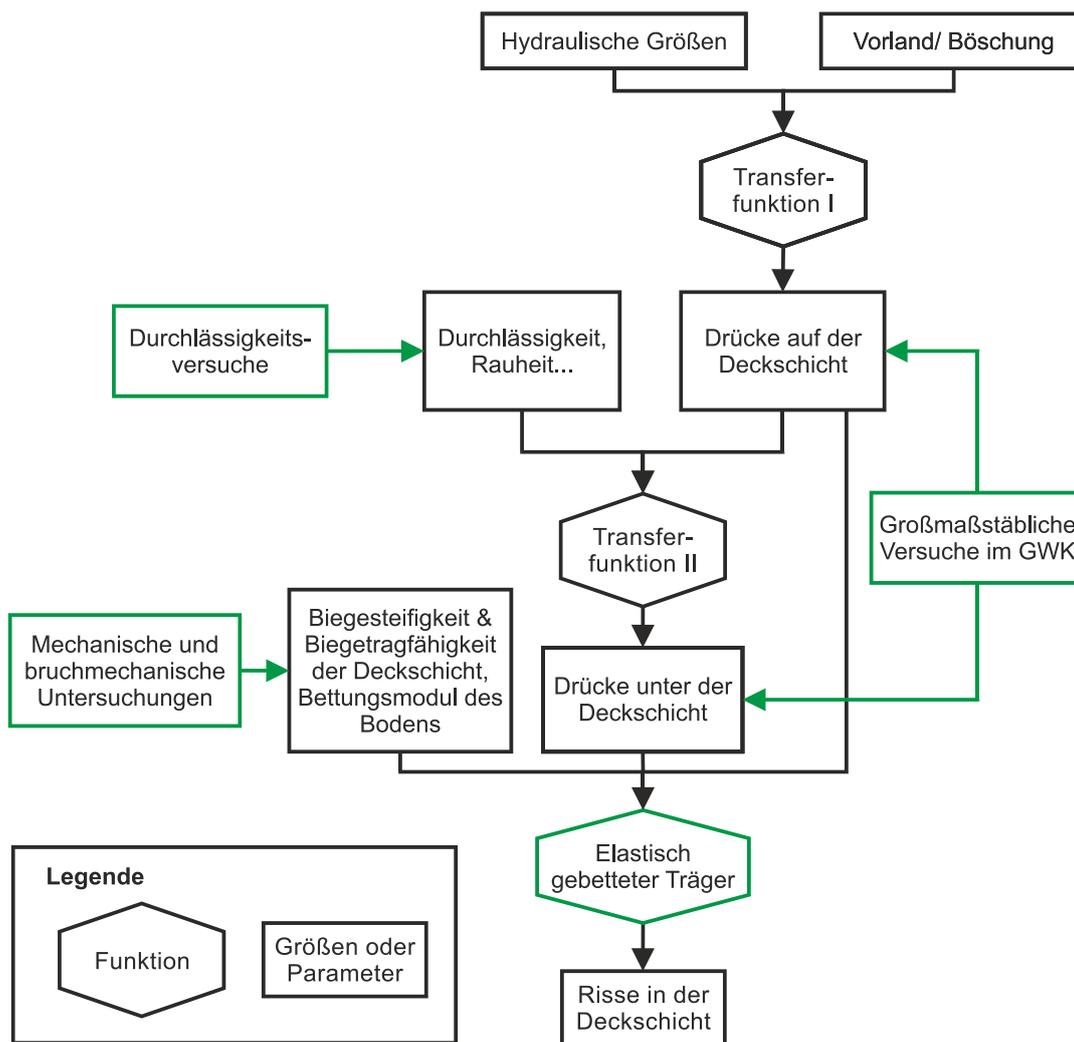


Abbildung 31: Verwendete Modelle, Größen und Parameter zur Beschreibung der Rissbildung in der Deckschicht (Prozesskette verändert nach Groot et al. 1988) und eigene Untersuchungen im HYGEDe-Projekt (grün umrandet).

10.1 Theoretische Grundlagen des Modells des elastisch gebetteten Trägers

Ein kohärentes Deckwerk auf einer Böschung, die als elastischer Untergrund wirkt, kann als elastisch gebetteter Träger modelliert werden (siehe z. B. Peters (2017) oder Loeff et al. (2007)). Grundlage für die Theorie des elastisch gebetteten Trägers ist die Hypothese von Winkler/Zimmermann. Diese besagt, dass die elastische Unterlage unter dem Träger mit einem Gegendruck auf die Verformung des Trägers reagiert, der proportional zur Durchbiegung w ist. Die Differentialgleichung der Biegelinie für den elastisch gebetteten Träger lautet (Dankert und Dankert 2013):

$$\frac{d^2}{dx^2} \left[EI_{yy}(x) \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \right] + k_s(x) w(x) = q(x) \tag{22}$$

Dabei bezeichnet EI [Nm²] die Biegesteifigkeit des Trägers, w [m] die Durchbiegung, k_s [N/m²] den Bettungsmodul und q [N/m] die äußere Last. Die x-Achse ist in Längsrichtung des Trägers definiert. Das Biegemoment M_b [Nm] kann aus der Durchbiegung wie folgt berechnet werden:

$$M_b(x) = -EI_{yy} \frac{d^2 w(x)}{dx^2} \quad (23)$$

Eine gleichförmige, rechtwinklig zum Träger angreifende Kraft führt lediglich zur Absenkung des Trägers, hat aber keine Biegemomente oder Querkräfte zur Folge. Sobald eine ungleichförmige Last vorliegt, werden aufgrund der resultierenden ungleichförmigen Durchbiegung Biegemomente erzeugt und die Last somit entlang des Trägers verteilt.

Der Untergrund des Trägers wird durch voneinander unbeeinflusste Federn abgebildet und ein linear-elastisches Verformungsverhalten der Federn angenommen. Der Boden unter dem Träger kann allerdings keine Zugkräfte aufnehmen. Wirkt daher die resultierende äußere Kraft entgegen der Schwerkraft und übersteigt das Gewicht eines Teils des Trägers, so wird die Federkraft an dieser Stelle zu Null und die äußere Kraft wird durch die Übertragung der Biegemomente in andere Bereiche des Trägers verteilt.

Analytische Lösungen der Gl. (22) werden z. B. von Dankert und Dankert (2013) angegeben. Um möglichst viele verschiedene Lastsituationen schnell berechnen zu können, wird die Differenzialgleichung in eine Differenzengleichung überführt und schließlich die Differenzenformel der Biegelinie bei veränderlicher Biegesteifigkeit verwendet (Dankert und Dankert 2013):

$$\begin{aligned} \mu_{i-1} w_{i-2} - 2(\mu_{i-1} + \mu_i) w_{i-1} + \left(\mu_{i-1} + 4\mu_i + \mu_{i+1} + \frac{k_i h^4}{EI_0} \right) w_i \\ - 2(\mu_i + \mu_{i+1}) w_{i+1} + \mu_{i+1} w_{i+2} = \frac{q_i h^4}{EI_0} \end{aligned} \quad (24)$$

Der Index i kennzeichnet dabei den Wert der bereits für die Differenzialgleichung beschriebenen Größen am i -ten Element. Außerdem wird eine Bezugsbiegesteifigkeit EI_0 definiert und für alle Elemente die jeweilige Biegesteifigkeit EI_i beschrieben mit

$$\mu_i = EI_i / EI_0 \quad (25)$$

Das Biegemoment berechnet sich dann nach:

$$M_{b,i} = -\frac{EI_0}{h^2} (\mu_i w_{i-1} - 2\mu_i w_i + \mu_i w_{i+1}) \quad (26)$$

Die Differenzenformeln wurden in *MATLAB*® implementiert. Zur Lösung des resultierenden Gleichungssystems wird ein Algorithmus von Dankert und Dankert (2013) verwendet.

10.2 Randbedingungen

Als Randbedingungen des Modells müssen die Auflagerbedingungen am Modellrand und die äußere Last vorgegeben werden. Es wird die Geometrie der Deckschichten im *GWK* im Modell abgebildet. Die Modellränder werden als freie Ränder definiert, da sowohl die Fuß- als auch die Kronensicherung vor die Deckschicht gelegt und nicht gesondert mit dieser verbunden sind. Die Bewegung der Deckschicht in Längsrichtung ist per Definition des Modells ausgeschlossen.

Die Drücke auf und unter der Deckschicht stellen die auf die Deckschicht wirkende äußere Last dar. Wie bereits in Kap. 3.3 beschrieben, wird der Druck unter der Deckschicht in Abhängigkeit des Drucks auf der Deckschicht maßgeblich von der Durchlässigkeit der

Deckschicht beeinflusst. Schiereck (2004) unterscheidet daher die in Abbildung 32 dargestellten drei Deckwerks-Archetypen.

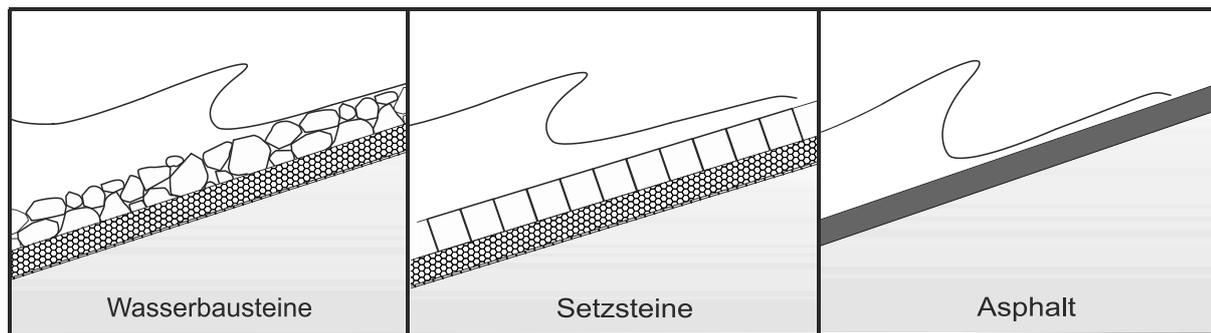


Abbildung 32: Deckwerks-Archetypen, verändert nach Schiereck (2004).

In Hinblick auf die äußere Last auf die Deckschicht in Form der Drücke auf und unter der Deckschicht können mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke je nach Vergussstoffmenge alle drei Deckwerks-Archetypen darstellen. Als fiktive untere Grenze kann eine Vergussstoffmenge von Null l/m^2 angenommen werden, was einer losen Steinschüttung entspricht (Abbildung 32 links). Mit zunehmender Vergussstoffmenge werden schließlich sämtliche Hohlräume der Steinschüttung gefüllt, so dass ein vollvergossenes und undurchlässiges Deckwerk entsteht (Abbildung 32 rechts), was die obere Grenze der möglichen Vergussstoffmenge darstellt. Dazwischen werden die Belastungsmechanismen des hydraulisch gebundenen Deckwerks denen eines Setzsteindeckwerks, wie in der Mitte von Abbildung 32 dargestellt, ähneln.

Für die Deckwerks-Archetypen dominieren allerdings jeweils unterschiedliche Versagensmechanismen die Bauwerksantwort auf die äußere Belastung und damit die jeweils aktivierten Bauwerkswiderstände. Für die Deckwerks-Archetypen wurden daher bestimmte Lastfälle der äußeren Belastung für die jeweiligen Versagensmechanismen ermittelt, die parametrisiert wurden. Bei Setzsteindeckwerken wird beispielsweise der Mechanismus „Bewegung eines Einzelsteins“ betrachtet und das Kräftegleichgewicht am Einzelstein aufgestellt (siehe z. B. Peters 2017). Die Einwirkung in Form der maximalen aus der Deckschicht gerichteten Kraft ergibt sich in diesem Fall bei maximalem Wellenrücklauf. Für Asphaltdeckwerke wird hingegen der Mechanismus „Rissbildung“ betrachtet und die größten Biegespannungen werden bei Druckschlagbelastung erwartet (Löff et al. 2007).

Im Hinblick auf den Mechanismus, der zu einer Verschlechterung der Deckschicht bzw. deren Versagen führt, sind mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke unabhängig von der Belastung den kohärenten bzw. monolithischen Deckwerken (von Schiereck (2004) wird beispielhaft das Asphaltdeckwerk genannt) zuzuordnen. Welcher Lastfall allerdings maßgebend ist, kann nicht von vornherein festgelegt werden, da mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke wie beschrieben im Hinblick auf die äußere Belastung in Abhängigkeit der Vergussstoffmenge allen Deckwerks-Archetypen entsprechen können.

Daher wird die äußere Belastung nicht parametrisiert, sondern die in den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* gemessenen Drücke werden als Randbedingung angesetzt und mit diesen die Durchbiegungen und Biegemomente berechnet. Erst im Anschluss wird dann das maximale Biegemoment aus 200 Berechnungen pro Sekunde (die der Messfrequenz der Druckmessdosen unter der Deckschicht entsprechen) für jedes Ereignis

ermittelt. Ein Ereignis ist dabei definiert als eine Welle, die auf der Deckschicht bricht. So wurde schließlich ein maximales Biegemoment pro Ereignis ermittelt und für jeden Versuch, in dem wie beschrieben mindestens 1000 Wellen erzeugt wurden, lagen somit 1000 Werte des maximalen Biegemoments vor. Auf Grundlage dieser Werte kann dann, wie für andere im Küsteningenieurwesen verwendete Größen wie die Wellenaufbauhöhe, z. B. das maximale Biegemoment oder das 98 %-Quantil der Biegemomente pro Versuch ermittelt werden.

Um diese Analyse durchzuführen, waren einige Schritte zur Aufbereitung der Messdaten und Definition eines Ereignisses notwendig. Ein Ereignis, also das Brechen einer Welle auf der Deckschicht, wurde definiert mit dem Zero-Downcrossing-Verfahren. Dieses wurde mit den Messdaten der am weitesten seewärts liegenden Druckmessdose durchgeführt (Klein Breteler et al. 2012).

Die Messfrequenz der Druckmessdosen auf der Deckschicht betrug 1000 Hz, während sie unter der Deckschicht 200 Hz betrug. Daher wurde ein gleitendes Mittel verwendet, um die Messungen auf der Deckschicht auf eine Frequenz von 200 Hz zu mitteln. Dazu wurde das von Klein Breteler et al. (2012) beschriebene Verfahren verwendet, das unterschiedliche Gewichtungen aller n gemittelten Werte zulässt, siehe Abbildung 33.

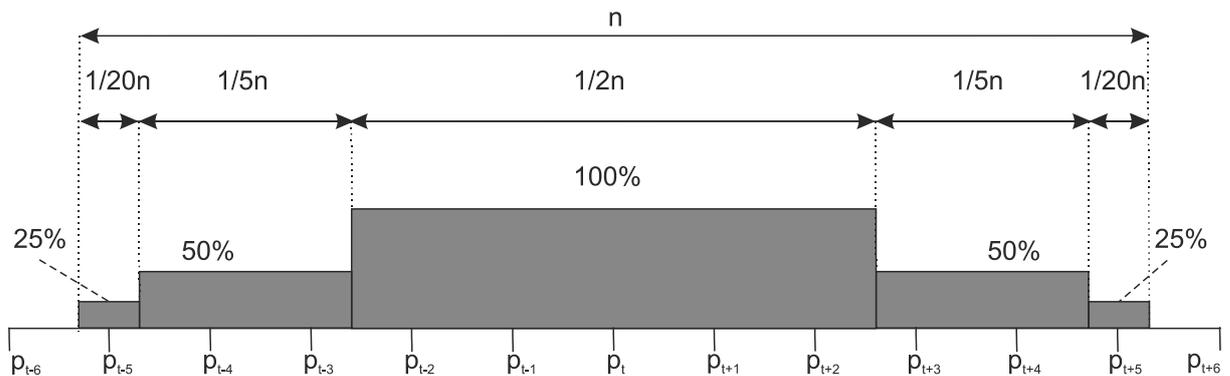


Abbildung 33: Gleitendes Mittel, verändert nach Klein Breteler et al. (2012).

Die Anzahl n der Werte, über die in Abhängigkeit der Messfrequenz f gemittelt wurde, wurde abweichend von Klein Breteler et al. (2012) bestimmt nach:

$$n = T_p f / 100 \quad (27)$$

10.3 Modellparameter

Neben den Randbedingungen müssen noch die Modellparameter definiert werden. Diese bilden die mechanischen Eigenschaften der Deckschicht und des Bodens ab. Für die Deckschicht muss die Biegesteifigkeit EI und für den Boden der Bettungsmodul k_s definiert werden.

10.3.1 Biegesteifigkeit

Es liegen keine großmaßstäblichen mechanischen Versuche zur Ermittlung der Biegesteifigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke vor. Daher wird die Biegesteifigkeit mit Ergebnissen mechanischer Versuche des *ibac* (Klotzek 2017) berechnet, indem der

Verbundkörper eines mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks als zusammengesetzter Querschnitt betrachtet wird. Das im Folgenden beschriebene Vorgehen lehnt sich an das von Rijkswaterstraat (1985) beschriebene Vorgehen zur Bestimmung der Biegesteifigkeit von mit Asphalt voll vergossenen Schüttsteindeckwerken an.

Es wird davon ausgegangen, dass die Deckschicht einer reinen Biegebelastung ausgesetzt ist. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da in dem Fall, dass keine weiteren Einwirkungen vorliegen, die Normalkraft in der Deckschicht infolge Eigengewicht als Druckkraft wirken würde. Es wird davon ausgegangen, dass Risse im Mörtel oder der Verbundfläche infolge von Zugkräften auftreten. Die Ergebnisse der bruchmechanischen Untersuchungen unterstützen diese Annahme.

Für reine Biegung lässt sich die Biegesteifigkeit der Deckschicht wie für Verbundquerschnitte aus Materialien mit unterschiedlichen Elastizitätsmoduln ermitteln. Folgende Annahmen müssen dafür getroffen werden (Gross et al. 2017):

- Zwischen den einzelnen Teilflächen des Querschnitts liegt ein vollkommener Verbund vor. Die Materialien können sich an der Grenzfläche nicht gegeneinander verschieben (kein Schlupf).
- Da das Verhalten eines mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks bis zur ersten Rissbildung beschrieben werden soll, wird im ungerissenen Zustand ein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung nach dem Hookeschen Gesetz gewählt.

Im Falle einer reinen Biegebelastung besteht der einzige Unterschied zwischen der Berechnung der Spannungen und Verformungen beim Verbundquerschnitt und beim homogenen Querschnitt darin, dass die Trägerachse durch die Verbindungslinie der ideellen Schwerpunkte der Teilflächen und nicht durch die Flächenschwerpunkte verläuft (Gross et al. 2017). Mit den Flächenträgheitsmomenten bezogen auf die Achsen des ideellen Querschnitts folgt die Biegesteifigkeit des Verbundträgers zu:

$$\overline{EI} = \sum_i E_i I_i = E_{WBS} \int_A \bar{z}_{WBS}^2 \cdot dA + E_M \int_A \bar{z}_M^2 \cdot dA \quad (28)$$

In Gl. (28) steht A für die Einzelflächen der Komponenten im Querschnitt und \bar{z} für den Abstand des Teilflächenschwerpunkts zum Schwerpunkt des ideellen Gesamtquerschnitts. In erster Näherung wird angenommen, dass der Vergussstoff im Steingerüst gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist und dass auch der Flächenanteil der Wasserbausteine gleichmäßig über den Querschnitt verteilt ist. Es wird außerdem angenommen, dass die Elastizitätsmoduln der Komponenten bei Druck und Zug gleich groß sind, da die dadurch eingeführte Abweichung der resultierenden Biegesteifigkeit gering ist.

Werden diese beiden Annahmen verwendet, so fallen ideeller Schwerpunkt und Schwerpunkt des Querschnitts zusammen. Die neutrale Faser, in der keine Spannungen auftreten, liegt dann bei $\bar{z} = 0$. Die Berechnung der Biegesteifigkeit kann wie folgt durchgeführt werden:

$$\overline{EI} = EI = E_{WBS} \cdot a_{WBS} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12(1-\mu_{WBS}^2)} + E_M \cdot a_M \cdot \frac{b \cdot d^3}{12(1-\mu_M^2)} \quad (29)$$

Die Flächenanteile der Komponenten am Gesamtquerschnitt sind mit a_{WBS} [-] für die Wasserbausteine und a_M [-] für den Mörtel bezeichnet, die Querschnittshöhe mit d , die

Querschnittsbreite mit b und die Querdehnungszahl mit μ_{WBS} bzw. μ_M . Das Vorgehen zur Berechnung der Biegesteifigkeit des zusammengesetzten Querschnitts wird in Abbildung 34 verdeutlicht, in der die bei Biegebelastung unter Druckspannung stehende Querschnittshöhe mit h_1 und die unter Zugspannung stehende Querschnittshöhe mit h_2 bezeichnet ist.

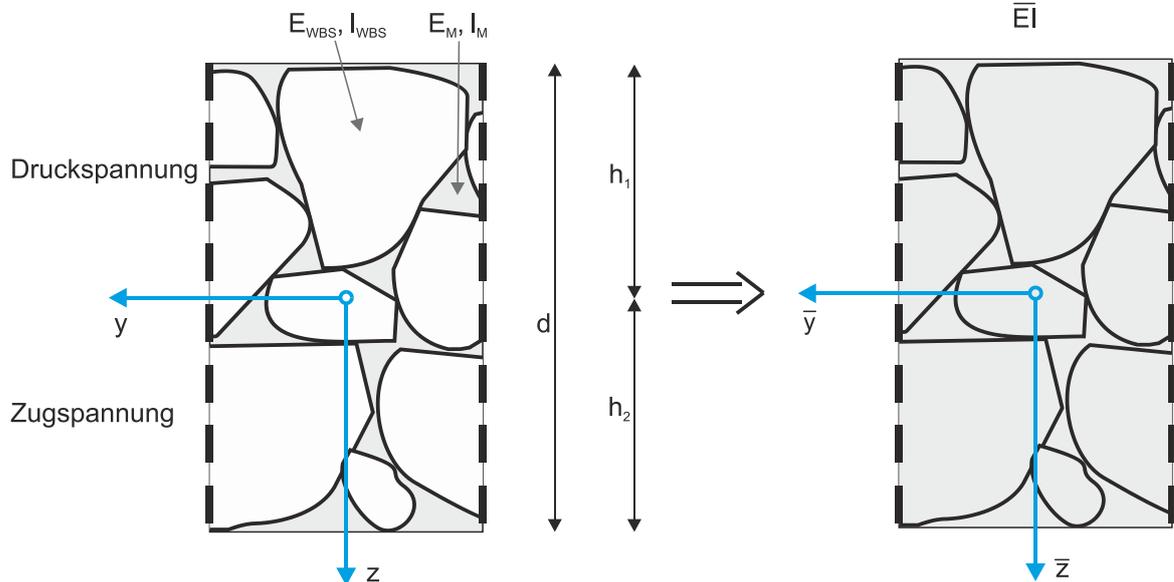


Abbildung 34: Berechnung der Biegesteifigkeit des mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks als zusammengesetzter Querschnitt.

Am *Institut für Bauforschung der RWTH Aachen University (ibac)* wurden mechanische Untersuchungen an Natursteinen und kolloidalem Vergussmörtel zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls durchgeführt. Bei den Untersuchungen wurde außerdem jeweils die Querdehnungszahl ermittelt. Der statische Elastizitätsmodul des Mörtels wurde anhand von sechs zylindrischen Prüfkörpern nach DIN EN 12390-13 bestimmt. Der statische Elastizitätsmodul der Wasserbausteine wurde anhand von sechs zylindrischen Prüfkörpern nach DIN EN 14580 bestimmt. Tabelle 14 gibt eine Zusammenfassung der von Klotzek (2017) ermittelten Elastizitätsmoduln der Deckschichtkomponenten. Die Querdehnungszahl betrug für den Mörtel $\mu_M = 0,06$ (Standardabweichung 0,006) und für die Natursteine $\mu_M = 0,23$ (Standardabweichung 0,025).

Tabelle 14: Statischer Elastizitätsmodul $E_{stat,33}$ der Deckschichtkomponenten in Abhängigkeit der Belastung (verändert nach Klotzek 2017).

Komponente und Belastung	Statischer Elastizitätsmodul $E_{stat,33}$ [N/mm ²]			
	Minimum	Mittelwert	Maximum	Standardabweichung
Wasserbausteine (Druck)	60.951	68.767	76.771	6.327
Wasserbausteine (Zug)	40.394	61.936	77.009	13.433
Kolloidaler Mörtel (Druck)	22.532	23.270	24.827	606
Kolloidaler Mörtel (Zug)	17.766	19.520	21.329	1.374

Für die Ermittlung der Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts werden Werte im Bereich der Mittelwerte der vom *ibac* ermittelten Elastizitätsmoduln der Komponenten verwendet. Die Flächenanteile von Mörtel und Wasserbausteinen entsprechen im Mittel den

Raumanteilen der Komponenten und wurden daher in Abhängigkeit der Porosität und der verwendeten Vergussstoffmenge gewählt. Da die Querdehnungszahlen von Wasserbausteinen und Mörtel die Biegesteifigkeit des Verbundquerschnitts nur sehr geringfügig beeinflussen, wurden diese vernachlässigt. Alle gewählten Größen und die sich daraus für die einzelnen Deckschichtdicken ergebenden Biegesteifigkeiten sind in Tabelle 15 zusammengefasst.

Tabelle 15: Bauwerksparameter im Modell.

Deck- schicht dicke [mm]	Bezeichnung	Statischer E-Modul $E_{stat,33}$ [N/mm ²]		Anteil der Komponen- ten im Quer- schnitt [-]		Biegestei- figkeit EI [MNm ²]
		WBS	Mörtel	a_{WBS}	a_M	
400	Vollvergossen	60.000	20.000	0,55	0,45	224,00
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²				0,20	197,33
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m ²	60.000	20.000	0,55	0,29	698,40
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²				0,13	642,00

Die Spannung in den jeweiligen Komponenten kann dann in Abhängigkeit des Abstands zum ideellen Schwerpunkt berechnet werden nach:

$$\sigma_i = E_i \frac{M_b}{EI} \bar{z} \tag{30}$$

Die Spannungs- und Dehnungsverteilung des mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks sind in Abbildung 35 dargestellt.

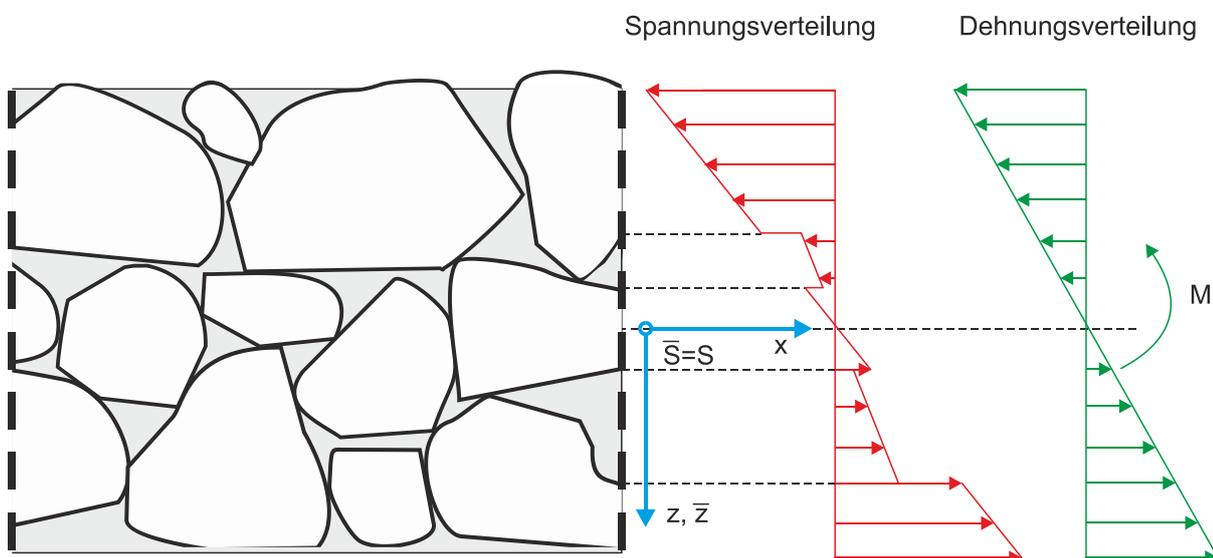


Abbildung 35: Spannungs- und Dehnungsverteilung am Längsschnitt eines mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerks.

10.3.2 Bettungsmodul

Der Boden unter dem Deckwerk wird im Modell durch den Bettungsmodul abgebildet, der in Versuchen für den jeweiligen Boden ermittelt werden muss. Peters (2017) weist

darauf hin, dass keine Messungen des Bettungsmoduls für Deckwerke vorliegen. Für die hier durchgeführten Berechnungen wird der Bettungsmodul daher der Literatur entnommen. Die Darstellung von Bettungsmoduln in Tabelle 16 erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, sondern soll vielmehr die Bandbreite der möglichen Werte des Bettungsmoduls aufzeigen und darstellen, welche Werte in anderen Veröffentlichungen zur Berechnung der Stabilität von Deckwerken verwendet wurden.

Tabelle 16: Übersicht über Bettungsmoduln für verschiedene Bodenarten.

Bodenart	Bettungsmodul [MN/m ²]	Anmerkungen	Quelle
Sand, locker, rund	20-50		
Sand, locker, eckig	40-80		
Sand, mitteldicht, rund	50-100	„typische“ Werte, die eine Bandbreite angeben	EAU (1990)
Sand, mitteldicht eckig	80-150		
Ton, halbfest	5-10		
Lehm, halbfest	5-20		
Schluff	3-10		
Sandige Böden	10-20	Empfehlung für Böden unter Deckwerken bei Druckschlagbelastung	Peters (2017)
Dichter Sand	100	Unter Asphaltdeckwerken	Looff et al. (2007)
	64	bei Druckschlagbelastung	Davidse (2009)

Allgemein ist die Abbildung des Bodens als Feder im Model eine starke Vereinfachung. Aufgrund dieser starken Vereinfachung ist das Bettungsmodul von einer Vielzahl von Variablen abhängig, z. B. der Belastungsgeschwindigkeit, Art, Dauer und Größe der Belastung sowie der Wassersättigung, Belastungshistorie, Verdichtung und weiteren Parametern des Bodens (Peters 2017).

Die niedrigen Werte für den Bettungsmodul für Böden unter Deckwerken sind laut Peters (2017) realistisch, da im Gegensatz zu Böden unter anderen Bauwerken, z. B. Fundamenten oder Straßen, der Boden unter einem Deckwerk nicht so aufwendig behandelt und verdichtet oder auch erst gar nicht ausgetauscht wird. Die äußeren Belastungen sorgen bei einem durchlässigen Deckwerk außerdem dafür, dass die Porenwasserdrücke oszillieren und sich damit das Korngerüst des Bodens eher lockert als verdichtet, was den Bettungsmodul zusätzlich reduziert.

Die Berechnungen der mörtelvergossenen Schüttsteindeckschichten werden mit Bettungsmoduln von $k_s = 10 \text{ MN/m}^2$ und $k_s = 50 \text{ MN/m}^2$ durchgeführt. Diese Werte repräsentieren sandige Böden.

10.3.3 Parametervariationen

Eine Übersicht der variierten Modellparameter, mit denen die Berechnung der Schnittgrößen der mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerke im *GWK* als elastisch gebetteter Träger durchgeführt wurden, ist in Tabelle 17 dargestellt.

Tabelle 17: Variierte Modellparameter der Deckwerke im GWK.

Deck- schichtdi- cke [mm]	Bezeichnung	Biegesteifig- keit EI [MNm ²]	Bettungs- modul k_s [MN/m ²]	Bezeichnung
400	Vollvergossen	224,00	50	Parameter- kombination 1
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	197,33		
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m ²	698,40		
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	642,00		
400	Vollvergossen	224,00	10	Parameter- kombination 2
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	197,33		
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m ²	698,40		
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	642,00		

10.4 Ergebnisse

Mit dem Modell werden zuerst die Durchbiegung und das Biegemoment für jeden Zeitschritt berechnet. Abbildung 36 stellt diese Größen und die zum gleichen Zeitpunkt vorliegenden Randbedingungen in Form der Druckdifferenz exemplarisch für eine Druckschlagbelastung dar. Die Druckdifferenz ist die Differenz zwischen dem Druck auf der Deckschicht und dem Druck unter der Deckschicht, sodass bei positiver Druckdifferenz der Druck auf der Deckschicht größer ist als unter der Deckschicht.

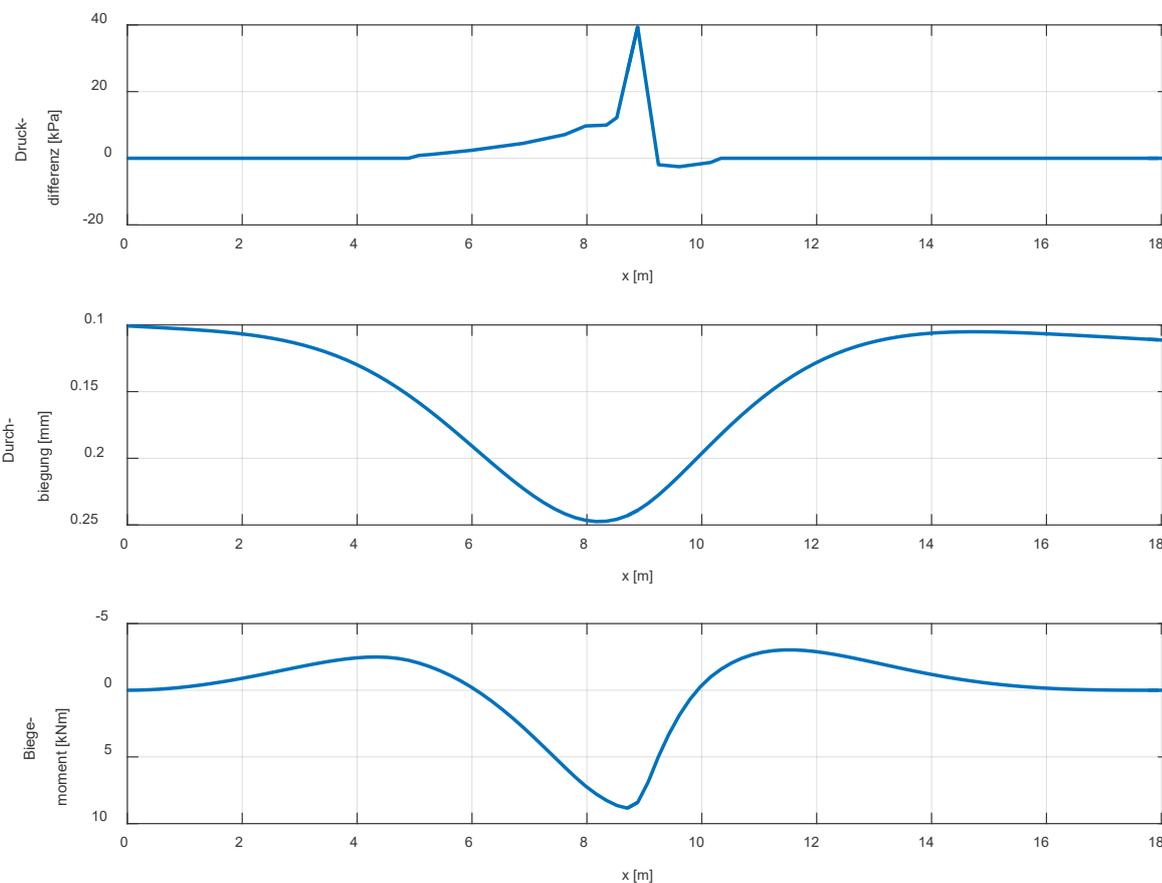


Abbildung 36: Exemplarische Darstellung der Druckdifferenz, der Durchbiegung und des Biegemoments im Fall einer Druckschlagbelastung (Parameterkombination 1).

Mit den Biegemomenten für jeden Zeitschritt wird für jedes Ereignis das maximale Moment bestimmt. Für den in Abbildung 36 dargestellten Fall beträgt das maximale Biegemoment $M_b \approx 8 \text{ kNm}$. Aus diesen mindestens 1000 Werten des Biegemoments pro Versuch wird das maximale Moment ermittelt. Im Folgenden werden die einzelnen Schritte dargestellt, die schließlich zur Berechnung der Spannungen im Querschnitt und zu einer dimensionslosen Darstellung der Spannungen in Abhängigkeit der wesentlichen Einflussparameter führen. Abbildung 37 zeigt die maximalen Momente für jede Deckschichtkonfiguration über der Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$.

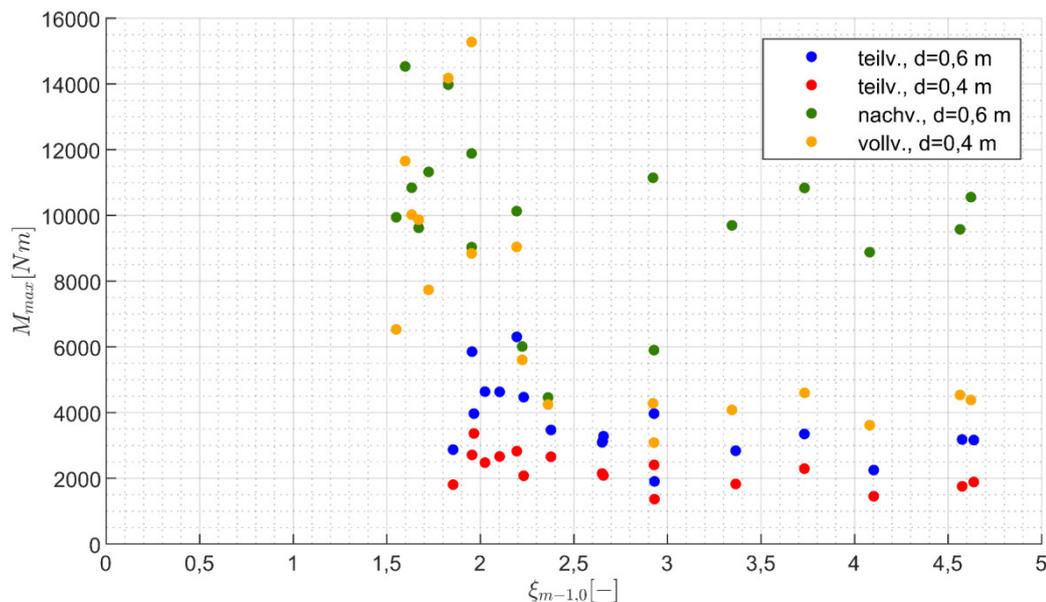


Abbildung 37: Maximales Biegemoment M_{max} über $\xi_{m-1,0}$ (Parameterkombination 1).

In Abbildung 37 sind die absoluten Werte des maximalen Biegemoments dargestellt, es wird also nicht unterschieden, ob die resultierenden Zugspannungen in der oberen oder unteren Deckschichthälfte auftreten. Für die Deckschichten ergeben sich die höchsten maximalen Biegemomente im Bereich der Brecherkennzahlen, in dem vermehrt Druckschläge auftreten ($\xi_{m-1,0} < 2,5$). Für Brecherkennzahlen $\xi_{m-1,0} \geq 2,5$ zeigen sich relativ konstante Werte für das maximale Biegemoment. Bei den durchlässigen Deckschichten zeigt sich allerdings im Vergleich zu den undurchlässigen Deckschichten ein geringerer Anstieg des maximalen Biegemoments für Brecherkennzahlen $\xi_{m-1,0} < 2,5$. Die Ergebnisse zeigen außerdem, dass für durchlässige Deckschichten geringere maximale Biegemomente für alle Brecherkennzahlen $\xi_{m-1,0}$ auftreten. Die Druckdifferenz und die daraus resultierende äußere Kraft auf die durchlässigen Deckschichten ist geringer als bei undurchlässigen Deckschichten, da sich aufgrund der höheren Durchlässigkeit der Druck unter der Deckschicht schneller an den Druck auf der Deckschicht (und umgekehrt) anpassen kann.

Aus den Biegemomenten werden mit Gl. (30) die Biegespannungen am Querschnittsrand berechnet, da dort die größten Spannungen auftreten. Die Spannungen können sowohl für die Wasserbausteine als auch den Mörtel berechnet werden. In den Wasserbausteinen sind diese aber deutlich zu gering, um die Festigkeit der Wasserbausteine zu überschreiten, deshalb werden diese hier nicht dargestellt. Diese Beobachtung deckt sich mit den Ergebnissen der Begutachtung vorhandener Deckschichten (Kap. 2) und den Ergebnissen der Laborversuche des *ibac* (Klotzek 2017), bei denen die Rissbildung ausschließlich im Mörtel oder an der Kontaktfläche zwischen Mörtel und Stein auftrat. Die

Biegespannungen im Mörtel werden dimensionslos gemacht durch Division mit der fiktiven hydrostatischen Druckhöhe der Wellenhöhe H_{m0} . Da bei den dimensionslosen Biegespannungen auch die Wellenhöhe H_{m0} eingeht, reduziert sich die Streuung der Ergebnisse deutlich. Die relativen Biegespannungen werden im Folgenden durch einhüllende Funktionen beschrieben. Diese Funktionen bestehen, in Anlehnung an das Vorgehen zur Beschreibung der maximalen relativen Drücke auf einer Elastocast®-Deckschicht von Alcerreca-Huerta (2014), aus einem Summanden zur Beschreibung der infolge des quasistatischen Anteils der Wellenbelastung (also infolge des Wellenaufbaus und Wellenrücklaufs) entstehenden Biegespannung $\sigma_{M,qst}$ und einem Summanden zur Beschreibung der infolge der Druckschlagbelastung entstehenden Biegespannung $\sigma_{M,ds}$:

$$\frac{\sigma_M}{\rho g H_{m0}} = \frac{\sigma_{M,qst}}{\rho g H_{m0}} + \frac{\sigma_{M,ds}}{\rho g H_{m0}} \quad (31)$$

Der quasistatische Anteil wird durch Gl. (32), der Anteil infolge der Druckschlagbelastung als Rayleigh-verteilt mit Gl. (33) beschrieben.

$$\frac{\sigma_{M,qst}}{\rho g H_{m0}} = c_1 \cdot \tanh(c_2 \cdot \xi_{m-1,0}) \quad (32)$$

$$\frac{\sigma_{M,ds}}{\rho g H_{m0}} = c_3 \cdot \xi_{m-1,0} \cdot e^{(-0,5 \cdot \xi_{m-1,0}^2 / c_4)} \quad (33)$$

Die Funktionen zur Beschreibung der relativen Biegespannung erfüllen folgende Randbedingungen:

- $f(\xi_{m-1,0}) \rightarrow 0$ wenn $\xi_{m-1,0} \rightarrow 0$ für den quasistatischen Anteil und den Anteil aus Druckschlagbelastung und damit auch für die Summe der Funktionen.
- Da für steigende Brecherkennzahlen die Wahrscheinlichkeit und Größe von Druckschlagbelastungen abnimmt, gilt: $f(\xi_{m-1,0}) \rightarrow f_{quasistatisch}(\xi_{m-1,0})$ wenn $\xi_{m-1,0} \rightarrow \infty$.
- Wenn $\xi_{m-1,0} \rightarrow \infty$, dann geht $f(\xi_{m-1,0})$ gegen einen Grenzwert, der von den Deckwerkeigenschaften abhängt. Für durchlässige Deckschichten scheint der Grenzwert innerhalb der im *GWK* untersuchten Brecherkennzahlen erreicht zu sein, da kein Anstieg der relativen Biegespannung mehr zu beobachten ist. Das ist wahrscheinlich darauf zurückzuführen, dass sich die Drücke auf und unter der Deckschicht schnell angleichen können. Für undurchlässige Deckschichten scheint der Grenzwert mit den im großmaßstäblichen Versuch getesteten Wellenparametern noch nicht erreicht zu sein, wie aus der folgenden Beschreibung der Ergebnisse ersichtlich.

Die definierten Funktionen sowie die Ergebnisse der *GWK*-Versuche in Form der relativen Biegespannung sind für die durchlässigen Deckschichten in Abbildung 38 dargestellt.

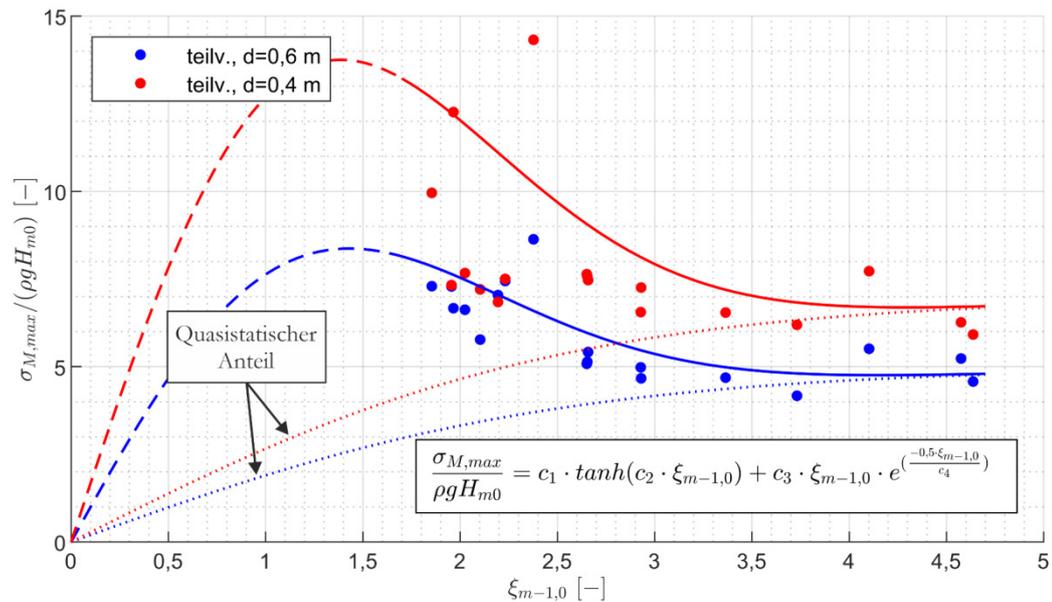


Abbildung 38: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (durchlässige Deckschichten, Parameterkombination 1, c_1 – c_4 aus Tabelle 18).

Für Brecherkennzahlen $\xi_{m-1,0} \leq 2,5$ steigt die relative Biegespannung und deren Streuung infolge der höheren Auftrittswahrscheinlichkeit von Druckschlägen und aufgrund des Anstiegs der Druckschlaggröße an. Für größere Brecherkennzahlen scheint die relative Biegespannung einen Grenzwert zu erreichen. Die in diesem Brecherkennzahlbereich auftretenden nicht brechenden Wellen scheinen demnach keine größeren Differenzdrücke infolge des Wellenrücklaufs erzeugen zu können, da die Deckschichten durchlässig sind und sich somit der Druck unter der Deckschicht an den Druck auf der Deckschicht anpassen kann.

Die im Vergleich zu den anderen Werten bei ähnlichen Brecherkennzahlen hohe relative Biegespannung für die 40 cm dicke Deckschicht bei $\xi_{m-1,0} \approx 2,4$ entsteht infolge einer hohen Druckschlagbelastung. Dieser Einzelwert zeigt die hohe natürliche Variabilität der Druckschlagbelastung, die besonders bei Betrachtung der Maximalwerte der Belastungsgrößen erkennbar wird. Das Gleiche gilt für die hohe relative Biegespannung bei $\xi_{m-1,0} \approx 2$ für die 40 cm dicke undurchlässige Deckschicht in Abbildung 39.

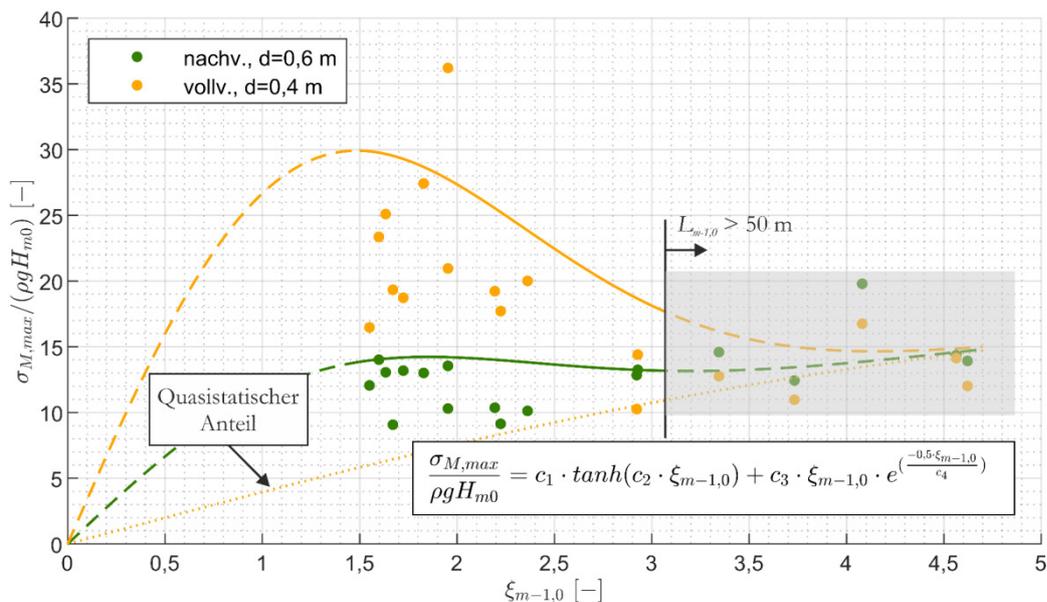


Abbildung 39: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (undurchlässige Deckschichten, Parameterkombination 1, c_1-c_4 aus Tabelle 18).

Bei der vollvergossenen und undurchlässigen Deckschicht mit einer Dicke von 40 cm ist der Anstieg der relativen Biegespannung im Sturzbrecherbereich ($\xi_{m-1,0} \leq 2,5$) deutlich ausgeprägter als bei den durchlässigen Deckschichten. Grund dafür ist, dass der Druck unter der Deckschicht in Abhängigkeit des Drucks auf der Deckschicht sich nur über längere Zeiträume ändert, da die Deckschicht undurchlässig ist. Dadurch entsteht bei Druckschlagbelastung eine hohe Druckdifferenz zwischen Ober- und Unterkante der Deckschicht. Im Gegensatz dazu ist der Anstieg der relativen Biegespannung im Sturzbrecherbereich im Fall der nachvergossenen Deckschicht gering. Das ist auch erkennbar anhand der Differenz der in Abbildung 39 als durchgezogene grüne Linie dargestellten Summe der relativen Biegespannung aus quasistatischem Anteil und Anteil aus Druckschlagbelastung und dem als gestrichelte grüne Linie dargestellten quasistatischen Anteil der relativen Biegespannung. Das liegt einerseits an der höheren Biegesteifigkeit der 60 cm dicken Deckschicht. Andererseits ändert sich der Druck unter der Deckschicht im Fall der nachvergossenen Deckschicht im Vergleich zur vollvergossenen Deckschicht bei gleichen hydraulischen Größen auf der Deckschicht stärker, da wie in Kap. 6 beschrieben an der Unterseite der Deckschicht eine Vergussstoffverteilung ähnlich einer teilvergossenen Deckschicht vorliegt. Da der Mörtel auf die bereits teilvergossene Deckschicht aufgebracht wurde, wurde nicht das gesamte Porenvolumen der Deckschicht mit Mörtel gefüllt und die Porosität der nachvergossenen Deckschicht betrug $n_{nachv.} = 0,16$. Eine Analyse der Lastfälle (Kreyenschulte et al. 2018) zeigt daher auch, dass die maximalen Biegespannungen für die nachvergossene Deckschicht im Bereich $\xi_{m-1,0} \leq 2,5$ in ungefähr einem Drittel der Fälle nicht infolge des Wellendruckschlags auftreten, sondern infolge des Wellenrücklaufs.

Für Wellenlängen $L_{m-1,0} > 50$ m (entspricht beim Versuchsprogramm im GWK in Abbildung 39 und 41 ungefähr Brecherkennzahlen $\xi_{m-1,0} > 3$) zeigen sich bei beiden undurchlässigen Deckschichten größere Wellenrücklaufhöhen. Das führt dazu, dass die Druckfigur auf und unter der Deckschicht von den DMD nicht komplett wiedergegeben werden kann. Die DMD decken nicht die gesamte Länge der Deckschicht ab. Daher

stellen für die undurchlässigen Deckschichten für Wellenlängen $L_{m-1,0} > 50$ m die Aufzeichnung der DMD keine zuverlässigen Randbedingungen für das Modell dar. Die berechneten relativen Biegespannungen sind damit ebenfalls nicht aussagekräftig. Dieser Umstand wird bei den Gültigkeitsgrenzen der besprochenen Funktionen berücksichtigt.

Das gleiche Vorgehen zur Definition einhüllender Funktionen wird mit den mit Parameterkombination 2 berechneten relativen Biegespannungen durchgeführt. Die gewählten einhüllenden Funktionen sind in Abbildung 40 und 41 dargestellt.

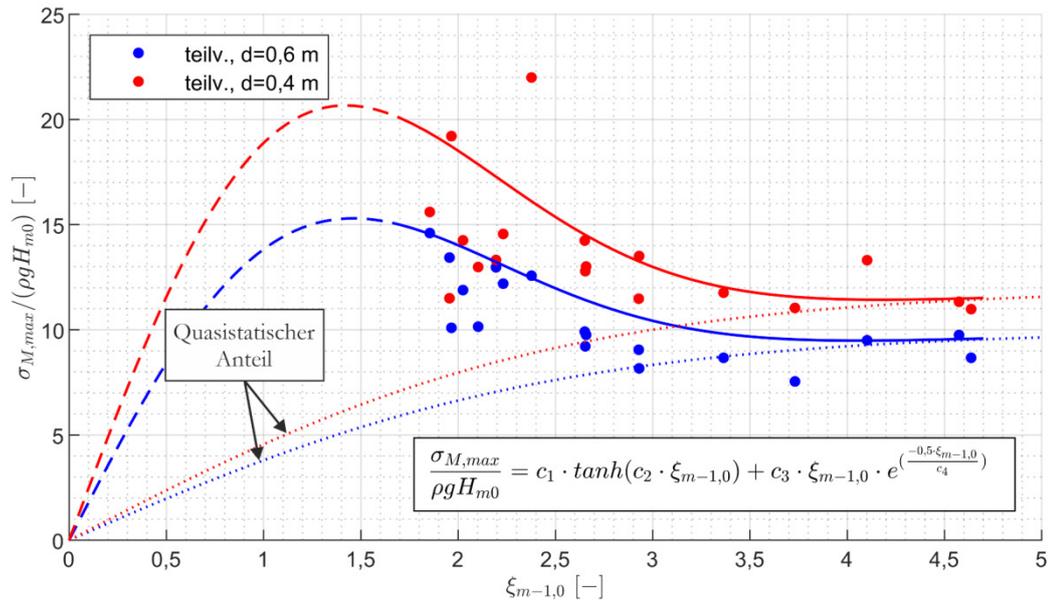


Abbildung 40: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (durchlässige Deckschichten, Parameterkombination 2, c_1 - c_4 aus Tabelle 18).

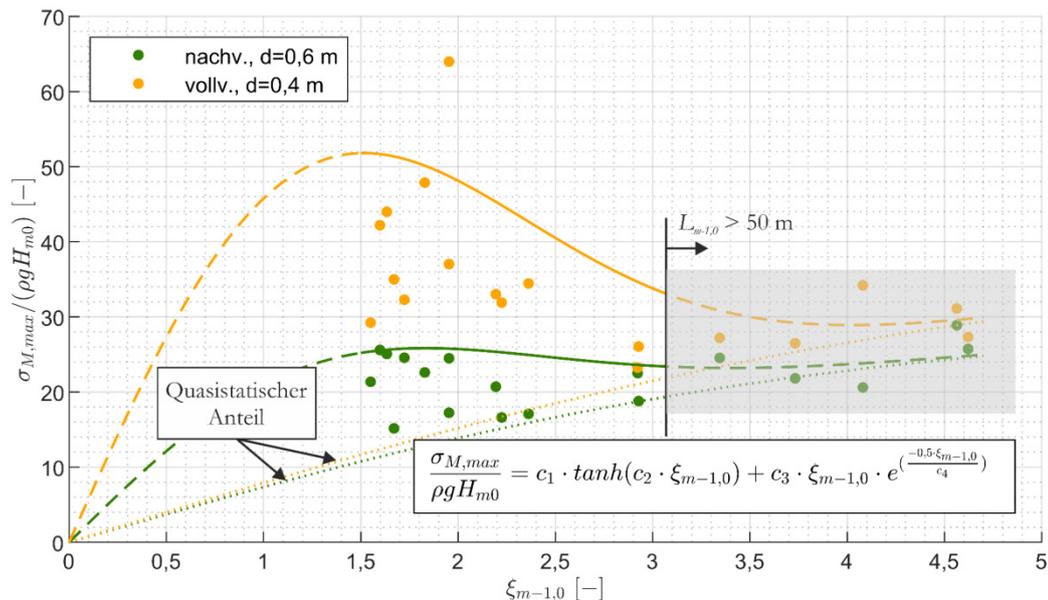


Abbildung 41: Maximale dimensionslose Biegespannung im Mörtel $\sigma_{M,max}$ über $\xi_{m-1,0}$ mit einhüllenden Funktionen (undurchlässige Deckschichten, Parameterkombination 2, c_1 - c_4 aus Tabelle 18).

Der geringere Bettungsmodul führt bei gleicher äußerer Belastung zu größeren Durchbiegungen und somit zu höheren relativen Biegespannungen. Im Wesentlichen sind daher

die Werte der relativen Biegespannung erhöht. Tabelle 18 gibt eine Übersicht über die für die Gleichungen verwendeten Konstanten.

Tabelle 18: Konstanten der einhüllenden Funktionen des Maximums der relativen Biegespannung in Abhängigkeit der berechneten Parameterkombination und Deckschichtkonfiguration.

d [mm]	Bezeichnung	c_1	c_2	c_3	c_4	Gültigkeitsbereich
400	Vollvergossen	20	0,2	30	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	7	0,4	14	1,5	-
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m ²	20	0,2	10	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	5	0,4	8	1,5	-
400	Vollvergossen	40	0,2	50	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	12	0,4	20	1,5	-
600	Nachvergossen, $q_V = 80+100$ l/m ²	30	0,2	18	1,8	$L_{m-1,0} < 50$ m
	Teilvergossen, $q_V = 80$ l/m ²	10	0,4	14	1,5	-

Die angegebenen Gleichungen gelten jeweils nur für den Bereich der Brecherkennzahlen, für den die Funktionen mit den Ergebnissen der großmaßstäblichen hydraulischen Versuche vorliegen und dürfen nicht darüber hinaus extrapoliert werden. Die Gültigkeit der Funktionen für die voll- und nachvergossenen Deckschichten ist außerdem auf Wellenlängen $L_{m-1,0} < 50$ m beschränkt. Das beschriebene Vorgehen kann für weitere Randbedingungen verwendet werden, z. B. zur Ermittlung der Gleichungen der einhüllenden Funktionen des 98 %-Quantils der relativen Biegespannungen.

10.5 Grenzzustandsgleichung bei Rissbildung

Die mit dem Modell des elastisch gebetteten Trägers berechneten Spannungen im Mörtel am Querschnittsrand infolge der Biegebelastung stellen die Einwirkungsgröße dar, die potenziell zu einer Rissbildung in der Deckschicht führt. Um zu entscheiden, ob bei den vorliegenden Randbedingungen Risse auftreten können, wird der Grenzzustand bei Rissbildung betrachtet. Die Grenzzustandsgleichung zur Berechnung möglicher Rissbildung lautet:

$$\sigma_{M,vorb} = \sigma_{M,zul} \quad (34)$$

Die zulässige Spannung $\sigma_{M,zul}$ im Mörtel kann mit den Ergebnissen der bruchmechanischen Untersuchungen (Klotzek 2017) abgeschätzt werden. Die vorliegende Spannung $\sigma_{M,vorb}$ kann mit den im vorherigen Kapitel definierten Gleichungen abgeschätzt werden. Mit diesen Gleichungen können verschiedene Randbedingungen berücksichtigt werden:

- Wellenparameter: Die Wellenhöhe H_{m0} und über die Brecherkennzahl $\xi_{m-1,0}$ ebenfalls die Wellenperiode $T_{m-1,0}$ bzw. Wellenlänge $L_{m-1,0}$ werden berücksichtigt.
- Deckschichtkonfigurationen: Es können durchlässige und undurchlässige Deckschichten berücksichtigt werden. Die undurchlässigen Deckschichten können unterteilt werden in vollvergossene und nachvergossene Deckschichten. Diese Konfigurationen repräsentieren die häufigsten Deckschichtbauweisen an der deutschen Nordseeküste.

- Bettungsmodul: Zwei verschiedene Bettungsmoduln können berücksichtigt werden. Ein Bettungsmodul von $k_s = 50 \text{ MN/m}^2$ kann für eine verdichtete Böschung (sandiger Boden) verwendet werden, wohingegen ein Bettungsmodul von $k_s = 10 \text{ MN/m}^2$ nach Peters (2017) im Wertebereich für nicht oder unzureichend verdichtete Böden oder Böden unter durchlässigen Deckschichten verwendet werden kann.

10.6 Zusammenfassung und Fazit

Um eine mögliche Verschlechterung des Deckwerks durch Rissbildung in der Deckschicht abzuschätzen, wurde die Grenzzustandsgleichung bei Rissbildung infolge von Biegemomenten betrachtet. Zur Ermittlung der in der Deckschicht vorhandenen Spannungen wurde diese als elastisch gebetteter Träger modelliert. Das Modell wurde im Programm *MATLAB*® implementiert und die Ergebnisse der mechanischen Untersuchungen des *ibac* zur Bestimmung der Bauwerksparameter verwendet. Als Randbedingung wurden die in den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* aufgezeichneten Drücke verwendet. Mit den Ergebnissen des Modells wurde eine Ereignisanalyse der Biegemomente durchgeführt. Aus den Biegemomenten wurde schließlich die Biegespannung am Querschnittsrand berechnet. Die relative Biegespannung wurde schließlich für alle im *GWK* untersuchten Deckwerkskonfigurationen durch einhüllende Funktionen beschrieben, die in der Grenzzustandsgleichung zur Berechnung der Spannung verwendet werden können.

Mit den aus den Ergebnissen der Modellrechnungen abgeleiteten Funktionen können die Biegespannungen für die meistverwendeten Deckwerksbauarten an der deutschen Nordseeküste in Abhängigkeit der Wellenparameter und des Bettungsmoduls abgeschätzt werden. Das Vorgehen kann für weitere Randbedingungen verwendet werden, z. B. zur Ermittlung der Gleichungen der einhüllenden Funktionen des 98 %-Quantils der relativen Biegespannungen. Wenn die Auswirkungen der Alterungs- und Ermüdungsprozesse auf die zulässige Biegezugspannung bekannt sind, können auch diese Prozesse in der Grenzzustandsgleichung berücksichtigt werden.

Da die Modellparameter anhand der Ergebnisse der mechanischen Ersatzversuche (Klotzek 2017) bestimmt wurden, steht eine Validierung des Modells anhand von großmaßstäblichen Biegeversuchen an Deckschichtplatten noch aus.

Mit den Funktionen zur Bestimmung der relativen Biegespannung ist die Abschätzung des Beginns der Entwicklung erster Biegezugrisse möglich. Infolge der Risse reduziert sich die effektive Querschnittshöhe und damit die Biegesteifigkeit und Biegetragfähigkeit im betreffenden Querschnitt. Dieser Prozess kann nur mit dem Modell des elastisch gebetteten Trägers und nicht über die hier dargestellten Gleichungen beschrieben werden. Zukünftige Untersuchungen sollten daher den Prozess der Verschlechterung bis zur Schadensentwicklung und zum Versagen der Deckschicht mit dem Bauwerksmodell beschreiben.

Darüber hinaus kann die Belastung der Deckschicht infolge der hydraulischen Randbedingungen mithilfe der mit dem Bauwerksmodell bestimmbaren maßgebenden Lastfälle parametrisiert werden. Dies ist ein notwendiger weiterer Schritt, um die Berechnung der Biegespannungen auf weitere Deckschichtkonfigurationen zu erweitern.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurde der Stand der Technik und des Wissens zur Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke dargestellt. Aufgrund eines relativ geringen Prozessverständnisses der Belastungsmechanismen und Widerstände erfolgt die Bemessung mörtelvergossener Schüttsteindeckwerke derzeit aufgrund von Erfahrungswerten. Es liegt kein theoretisch fundierter und durch Modellversuche verifizierter Bemessungsansatz für diese Deckwerksart vor.

Daher wurden anhand der Aufnahme des Zustands vorhandener Deckwerke zunächst mögliche Schadensmechanismen der Deckwerke beschrieben. Damit konnten die benötigten Größen und Parameter zur Beschreibung der Wellen-Bauwerks-Interaktion identifiziert und im Anschluss Versuche zur Bestimmung dieser Größen durchgeführt werden.

Zur Berechnung der Drücke unter der Deckschicht in Abhängigkeit der Drücke auf der Deckschicht ist die Kenntnis der Durchlässigkeit der Deckschicht notwendig. Im Gegensatz zu anderen Deckwerkstypen, bei denen die Porosität in vergleichsweise kleinen Grenzen schwankt, sind bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken Porositäten zwischen nahezu 0 % und 40 % möglich. Für ein Verständnis der Interaktion von Seegangbelastung und Deckwerk wird also die Kenntnis der Durchlässigkeit über ein breites Spektrum der Porosität benötigt. Bei den Versuchen zur Ermittlung der Durchlässigkeit mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten wurden die Vergussstoffmengen und damit die Porosität der Deckschichten erstmals systematisch variiert. Alle Versuche wurden im für das Küsteningenieurwesen relevanten Bereich turbulent rauer Strömungen und im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich geringere Durchlässigkeiten mörtelvergossener Schüttsteindeckschichten als von vorhandenen Rechenansätzen für unvergossene Deckschichten bei gleicher Porosität vorhergesagt würde. Mit den Ergebnissen wurde ein β' -Beiwert für vergossene Deckschichten ermittelt und der Durchlässigkeitskoeffizient in Abhängigkeit von der Porosität für mörtelvergossene Schüttsteindeckschichten beschrieben.

Im Grenzzustand „Lösen eines Einzelsteins“ kann der Widerstand, die verbundwirksame Kraft bei Lösen eines Einzelsteins, mit dem Modell von Römisch (2000) beschrieben werden. Es wurden Labor- und In-Situ-Versuche durchgeführt, um die Datenbasis der Kraft bei Lösen eines Einzelsteins zu vergrößern und eine statistische Beschreibung der Ergebnisse durchzuführen. Dabei zeigte sich, dass der Trend zunehmend größerer Kräfte bei Lösen eines Einzelsteins mit zunehmender Verbundfläche bzw. zunehmender Vergussstoffmenge unter ansonsten gleichen Randbedingungen im Laborversuch bestätigt und mit dem Modell von Römisch (2000) beschrieben werden kann. Die Versuchsergebnisse wurden statistisch beschrieben und die Unterscheidung zwischen allseitig und teilsseitig verklammerten Steinen eingeführt. Damit wurde ein mögliches Vorgehen zur Beurteilung der Verklammerungswirkung unter Berücksichtigung der Vorhersagegenauigkeit beschrieben. Im Grenzzustand kann die Auflaufgeschwindigkeit der gebrochenen Welle als Einwirkung verwendet werden. Der empirische Beiwert zur Berücksichtigung der Eigenschaften der Wellenauflaufströmung (Turbulenz, Instationarität, Ungleichförmigkeit) muss in hydraulischen Versuchen ermittelt werden, bei denen der Grenzzustand erzeugt wird, sich also Einzelsteine lösen.

Um eine mögliche Verschlechterung des Deckwerks durch Rissbildung in der Deckschicht abzuschätzen, wurde die Grenzzustandsgleichung bei Rissbildung infolge von

Biegemomenten betrachtet. Zur Ermittlung der in der Deckschicht vorhandenen Spannungen wurde diese als elastisch gebetteter Träger modelliert. Das Modell wurde im Programm *MATLAB*® implementiert und die Ergebnisse der mechanischen Untersuchungen des *Instituts für Baustoffforschung der RWTH Aachen University* (Klotzek 2017) zur Bestimmung der Bauwerksparameter verwendet. Als Randbedingung wurden die in den großmaßstäblichen Versuchen im *GWK* aufgezeichneten Drücke verwendet. Mit den Ergebnissen des Modells wurde eine Ereignisanalyse der Biegemomente durchgeführt. Aus den Biegemomenten wurde schließlich die relative Biegespannung am Querschnittsrand berechnet und durch einhüllende Funktionen beschrieben. Mit den aus den Ergebnissen der Modellrechnungen abgeleiteten Funktionen können die Biegespannungen für die meistverwendeten Deckwerksbauarten an der deutschen Nordseeküste in Abhängigkeit der Wellenparameter und des Bettungsmoduls abgeschätzt werden. Wenn die Auswirkungen der Alterungs- und Ermüdungsprozesse auf die zulässige Biegezugspannung bekannt sind, können auch diese Prozesse in der Grenzzustandsgleichung berücksichtigt werden.

Zur funktionalen Bemessung der Deckwerke wurden die Reduktionsfaktoren für die Gleichung zur Bestimmung der Wellenauflaufhöhe nach *EurOtop* (2018) bestimmt. Dazu wurden die Daten des 2D-Laserscanners verwendet und mit Videoaufzeichnungen validiert. Die Wellenauflaufhöhe wird bei teilvergossenen Schüttsteindeckschichten deutlich reduziert, wobei bei einer Schichtdicke von 60 cm aufgrund der hohen Rauheit und Porosität der Deckschicht die größte Reduktion erzielt wird. Auch die vollvergossenen Deckschichten zeigen aufgrund ihrer hohen Oberflächenrauheit eine Reduktion des Wellenaufbaus. Die Wellenauflaufhöhen wurden mit Literaturangaben verglichen und liegen im Bereich anderer poröser und rauer Deckschichten. Mit den ermittelten Reduktionsfaktoren können erstmals die Wellenauflaufhöhen für mörtelvergossene Schüttsteindeckwerke berechnet werden.

Die beschriebenen Modelle und die Ergebnisse der durchgeführten Versuche stellen die Grundlage für ein vertieftes Prozessverständnis der Wellen-Bauwerks-Interaktion bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken dar. Es besteht weiterer Forschungsbedarf in Hinblick auf die Schadensmechanismen und die zu deren Beschreibung verwendeten Modelle. Da die Modellparameter des elastisch gebetteten Balkens anhand der Ergebnisse der mechanischen Ersatzversuche bestimmt wurden, steht eine Validierung des Modells anhand von großmaßstäblichen Biegeversuchen an Deckschichtplatten noch aus. Darüber hinaus wurden die Rissbildung in der Deckschicht und die Erosion eines Einzelsteins vorerst getrennt betrachtet. Am realen Bauwerk beeinflussen sich diese Mechanismen jedoch gegenseitig. Beispielsweise führt ein Riss in der Deckschicht zu einer Reduktion der verbundwirksamen Fläche und damit zu einer verminderten verbundwirksamen Kraft, die den Widerstand im Grenzzustand der Erosion eines Einzelsteins darstellt. Wird ein einzelner Stein erodiert, schafft das wiederum Bewegungsmöglichkeiten für die benachbarten Steine, deren Widerstand gegen Erosion eines Einzelsteins reduziert wird. Durch die lokale Reduktion der Biegesteifigkeit können in Folge weitere Risse auftreten. Der Schadensfortschritt stellt einen komplexen Vorgang dar, dessen Beschreibung zur Beurteilung der Verschlechterungen bzw. Schäden an mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken notwendig ist. Dazu könnte auch eine Modellierung einer vorhandenen Deckschicht mit gleichzeitiger kontinuierlicher Aufzeichnung des Zustands dieser Deckschicht durchgeführt werden.

Eine weitere Fragestellung ist die Entwicklung insbesondere der Verbundfestigkeiten (Haftbiegezug-, Haftzug- und Haftscherfestigkeit) über die Zeit infolge Alterung und Ermüdung. Die Entwicklung dieser Festigkeiten entscheidet maßgeblich über den zu erwartenden Schadensfortschritt.

Schlussendlich wurden die hydraulischen Größen wie die Wellenaufbauhöhe über Beiwerte für die Funktion aus dem EurOtop-Manual beschrieben. Diese Beiwerte fassen alle einzelnen Einflussgrößen des Deckwerks zusammen. Über die getrennte Betrachtung dieser Einflüsse aus Rauheit, Porosität und Durchlässigkeit der Deckschichten könnte allerdings ein vertieftes Prozessverständnis der hydraulischen Prozesse auf der Deckschicht erreicht werden.

12 Danksagung

Die Autoren danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung und dem Projektträger Jülich für die finanzielle Unterstützung des *KFKI*-Verbundvorhabens „Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke *HYGEDE*“ (Zeitraum vom 01.06.2015 bis 31.05.2018, Förderkennzeichen 03KIS0110 und 03KIS0111). Die Autoren danken der Projektbegleitenden Gruppe und Herrn Prof. Oumeraci für die fachliche Begleitung und Unterstützung.

13 Literaturverzeichnis

Alcerreca-Huerta, J. C.: Process-based modelling of waves interacting with porous bonded revetments and their sand foundation. Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2014.

Burcharth, H. F.; Andersen, O. H.: On the one dimensional steady and unsteady porous flow equations. In: *Coastal Engineering*, 24, 233–257. 1995.

Burcharth, H. F.; Christensen, C.: On Stationary and Non-stationary Porous Flow in Coarse Granular Materials. European Community, MAST G6-S: Project 1, Wave Action on and in coastal structures. Aalborg, 1991.

CIRIA: The International Levee Handbook. C731. London, 2013.

Dankert, J.; Dankert, H.: Technische Mechanik. Statik, Festigkeitslehre, Kinematik/Kinetik Springer Vieweg, doi: 10.1007/978-3-8348-2235-2, 2013.

Davidse, M. P.: Background and Literature review: Wave impact on asphaltic concrete revetments. Master Thesis Delft University of Technology, Faculty of Civil Engineering, Section Hydraulic Engineering, 2009.

Den Adel, H.: Re-analysis of permeability measurements using Forchheimer's equation. Report C0-272550/56, Delft Geotechnics, Quelle zitiert nach van Gent, M. R. A. (1993), 1987.

DIN EN 14580:2005-07: Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls.

DIN EN 12390-13:2014: Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbeanspruchung.

EAK: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. und der Hafentechnischen Gesellschaft e.V., 2007.

EAU: Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen. Ernst, Berlin, 1990.

EurOtop: Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application. 2018.

EVU: Empfehlungen für Verklammerung und Vollverguß von Uferschutzwerken und Sohlensicherungen. Bauberatung Zement des Bundesverbandes der Deutschen Zementindustrie, Köln, 1990.

Forchheimer: Wasserbewegung durch Boden. In: Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, 49, 1736–1741. 1903.

Foyer, G.: Prediction Formulae for Processes on and in Porous Bonded Revetments – An Experimental and Numerical Study. Dissertation am Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, 2013.

Führböter, A.; Dette, H. H.: Prüfverfahren bei Vergussdecken – Bruchverhalten und Verklammerungswirkung. In: Beton, 29/10, 355–359, 1979a.

Führböter, A.; Dette, H. H.: Prüfverfahren bei Vergussdecken – Durchlässigkeitsuntersuchungen. In: Beton, 29/9, 314–316, 1979b.

GBB: BAW-Merkblatt Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB). Bundesanstalt für Wasserbau, 2010.

Groot, M. B. de; Bezuijen, A.; Burger, A. M.; Konter, J. L. M.: The interaction between soil, water and bed or slope protection. In: Proceedings of the International Symposium on modelling of Soil-Water-Structure interaction (SOWAS), Delft, Netherlands, 183–197, 1988.

Gross, D.; Hauger, W.; Schröder, J.; Wall, W. A.: Technische Mechanik 2 – Elastostatik. Springer Vieweg, doi: 10.1007/978-3-662-53679-7, 2017.

Hallauer, O.: Vergussstoffe für Uferdeckwerke. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 58, 29–69, 1986.

Hallauer, O.: Baustoffe für Deckwerke. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 66, 239–256, 1989.

Hannoura, A. A.; McCorquodale, J. A.: Rubble Mounds: Hydraulic Conductivity Equation. In: Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 111, 5, 783–799, 1985.

Hansen, D.: The behaviour of flowthrough rockfill dams. Dissertation. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Ottawa, Canada, 1992.

Kayser, J.: Zur Handhabung der neuen Norm DIN EN 13383 für Wasserbausteine und deren Umsetzung in einer Steinbemessung. BAW-Brief, 2/2005, 2005.

Klein Breteler, M.; Bezuijen, A.: The permeability of closely placed blocks on gravel. In: Proceedings of the International Symposium on modelling of Soil-Water-Structure interaction (SOWAS), Delft, Netherlands, 1988.

Klein Breteler, M.; van der Werf, I.; Wenneker, I.: Kwantificering golfbelasting en invloed lange golven. Onderzoeksprogramma Kennisleemtes Steenbekledingen. Deltares (1204727-009), 2012.

Klotzek, T.: Mechanische und bruchmechanische Eigenschaften hydraulisch gebundener Deckwerke. Masterarbeit (Unveröffentlicht). Institut für Bauforschung und Lehrstuhl für Baustoffkunde der RWTH Aachen, 2017.

Knieß, H.-G.; Köhler, H.-J.: Untersuchung gebundener Steinschüttungen auf Flexibilität, Verbundfestigkeit und Wasserdurchlässigkeit. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, 55, 113–134, 1984.

Kreyenschulte, M.; Kühling, V.; Brühl, M.; Schüttrumpf, H.: Wellen-Bauwerks-Interaktion bei mörtelvergossenen Schüttsteindeckwerken. In: Tagungsband zum 48. Internationalen Wasserbau-Symposium Aachen und 6. Siegener Symposium, „Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen“, 18./19. Januar 2018. 27–35. 2018.

Kreyenschulte, M.; Kühling, V.; Schüttrumpf, H.; Oumeraci, H.: Wellenbelastung und Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke (HYGEDE): Zwischenbericht I. Wissensstandsanalyse zur Stabilität hydraulisch gebundener Deckwerke (Unveröffentlicht). Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen University (B2016015), 2016.

Kudella, M.: LWI Datenanalyse- und Visualisierungssoftware. Entwickelt von M. Kudella, Copyright (c) 2004-2016, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Abt. Hydromechanik und Küsteningenieurwesen, Technische Universität Braunschweig und Forschungszentrum Küste, Hannover, 2016.

Li, B.; Garga, V. K.: Relationships for Non-Darcy Flow in Rockfill. In: Journal of Hydraulic Engineering, 124(2), 206–212, 1998.

Loeff, A. K. de; t'Hart, R.; Montauban, K.; van den Ven, M.: GOLFKLAP A Model To Determine The Impact Of Waves On Dike Structures With An Asphaltic Concrete Layer. In: Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering, Santander, Spain, 5106–5116, 2007.

Losada, I. J.; Lara, J. L.; del Jesus, M.: Modeling the Interaction of Water Waves with Porous Coastal Structures. In: Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 142(6), 2016.

LWI: Stabilität von verklammerten Steinschüttungen. Bericht Nr. 833 (unveröffentlicht). Unter Mitarbeit von U. Drewes und K. Römisch, Leichtweiß-Institut für Wasserbau – Abteilung Wasserbau und Gewässerschutz, 1998.

MAG: BAW-Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 1993.

MAK: BAW-Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2013.

Mansard, E. P. D.; Funke, E. R.: The measurement of incident and reflected spectra using a least square method. In: Proceedings of the 17th International Conference on Coastal Engineering (ICCE). Sydney, Australien, 154–172, 1980.

MAR: BAW-Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2008.

MAV: BAW-Merkblatt Anwendung von hydraulisch gebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (MAV). Unter Mitarbeit von Stein J.; Weißmann, M., Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2017.

MELUR-SH: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein. Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein, Kiel, 2013.

MMB: BAW-Merkblatt Materialtransport im Boden (MMB). Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2013.

Oumeraci, H.; Staal, T.; Pfoertner, S.; Ludwigs, G.; Kudella, M.: Hydraulic Performance, Wave Loading and Response of Elastocoast Revetments and their Foundation – A Large Scale Model Study, 2010.

Pedras, M. H. J.; Lemos, M. J. S.: Macroscopic turbulence modeling for incompressible flow through undeformable porous media. In: International Journal of Heat and Mass Transfer, 44, 6, 1081–1093. doi: 10.1016/S0017-9310(00)00202-7, 2001.

Peters, D. J.: Design of pattern-placed Revetments. Dissertation. Technische Universität Delft, 2017.

Pilarczyk, K. W.: Other design considerations. In: Pilarczyk, K. W. (Hg.): Dikes and Revetments. Design, maintenance and safety assessment. Delft, 407–428, 1998.

Polubarinova-Kochina, P. Y.: Theory of Filtration of Liquids in Porous Media. In: Hutchinson, J. W., Kármán, T. (Hg.): Advances in applied mechanics. New York, 153–225. doi: 10.1016/S0065-2156(08)70301-6, 1951.

Rijkswaterstraat: The Use of Asphalt in Hydraulic Engineering. Rijkswaterstraat – Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, 1985.

Römisch, K.: Strömungsstabilität vergossener Steinschüttungen. In: Wasserwirtschaft, 90, 7–8, 356–361, 2000.

RPV: BAW-Richtlinie Prüfung von hydraulisch- und bitumengebundenen Stoffen zum Verguss von Wasserbausteinen an Wasserstraßen (RPV). Unter Mitarbeit von Stein J.; Weißmann, M., Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2008.

Schiereck, G. J.: Introduction to Bed, Bank and Shore Protection. Spon Press, 2004.

Shih, R. W. K.: Permeability Characteristics of Rubble Material – New Formulae. In: Edge, B. L. (Hg.): Coastal engineering 1990 proceedings. 1499–1512. doi: 10.1061/9780872627765.114, 1990.

Stadelmann, R.: Den Fluten Grenzen setzen. Band 1: Nordfriesland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft mbH, Husum, 2008.

Stadelmann, R.: Den Fluten Grenzen setzen. Band 2: Dithmarschen und Elbe/ Elbmarschen; Inseln Trischen und Helgoland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft mbH, Husum, 2010.

TLW: Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine. Technisches Regelwerk Wasserstraßen, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2003.

van Gent, M. R. A.: Stationary and oscillatory flow through coarse porous media. Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering, Report No. 93-9 Delft University of Technology, Delft, Faculty of Civil Engineering, 1993.

Williams, A. F.: Permeability of rubble mound material. Mast G6-S, Project I, Hydraulics Research, Draft Report (unveröffentlicht, zitiert nach Andersen und Burcharth, 1995), 1992.

The effect of bathymetric modification on water age in the Elbe Estuary

Ingrid Holzwarth¹, Holger Weilbeer¹ and Kai W. Wirtz²

¹ Bundesanstalt für Wasserbau

² Helmholtz-Zentrum Geesthacht

Summary

The transport time of substances is a physical factor that influences the completeness of biogeochemical reactions in the estuary. Since hydrodynamic changes induce changes in transport time, river discharge and its seasonal variability strongly determine the transport time of riverine water and its fluctuations.

A factor that leads to a permanent change in hydrodynamics is man-made bathymetric modification. However, the impact of such modification on transport time has never been quantified. Here we show for the Elbe Estuary (Germany), an example of a partially to well-mixed alluvial estuary, that the impact of typical, decadal man-made bathymetric modification on the transport time of riverine water is much smaller than the effect of the natural variability in river discharge. In this study, we used riverine water age to determine transport time. We found the age difference due to river discharge variation to be in the order of days to weeks, depending on the location within the estuary. In contrast to the strong influence of discharge, we found the age difference between scenarios which differ by the effect of 40 years of man-made bathymetric modification to be in the order of hours with a maximum of 38 hours, depending on location and discharge. Overall, riverine water age increases by approximately 7 % in the more strongly impacted bathymetry, suggesting that transport time is only slightly affected by the considerable depth differences of several meters in large parts of the estuary.

With regard to the summer oxygen minimum zone, which regularly develops in the estuarine freshwater section, we therefore expect the physical influence of the realistic modification via a change in transport time to be small. Nevertheless, the increase in transport time of land-borne material potentially poses an additional stressor to the dissolved oxygen dynamics in the estuary.

Keywords

well-mixed estuary; bathymetric modification; transport time; riverine water age; hydraulic residence time

Zusammenfassung

Die Dauer des Stofftransportes entlang eines Ästuars ist ein physikalischer Faktor, der die Vollständigkeit der stattfindenden biogeochemischen Umsetzungen beeinflusst. Die Transportzeit des Wassers und der sich darin befindenden gelösten und suspendierten Stoffe wird durch die Hydrodynamik bestimmt, sodass

Änderungen in der Hydrodynamik auch Änderungen in der Transportzeit hervorrufen; die Transportzeit des flussseitig in das Ästuar einströmenden Wassers ist besonders von dessen Menge und deren Variabilität abhängig.

Bathymetrische Anpassungen rufen eine dauerhafte Änderung der Hydrodynamik hervor. Dennoch wurde bisher der Einfluss von menschengemachten Anpassungen der Ästuarbathymetrie auf die Transportzeit nicht quantifiziert. Für das Ästuar der Elbe (Deutschland), als ein Beispiel eines teilweise bis gut durchmischten alluvialen Ästuars, zeigen wir, dass der Einfluss typischer menschengemachter Anpassungen der Bathymetrie auf die Transportzeit kleiner ist als der Einfluss der natürlichen Variabilität des Oberwasserzuflusses.

Dazu bestimmten wir das Wasseralter des Oberwassers im Ästuar und fanden die Unterschiede im Wasseralter aufgrund der Variabilität der Oberwassermenge in der Größenordnung von Tagen bis Wochen, abhängig von der Position im Ästuar. Im Unterschied zu dem starken Einfluss der Oberwassermenge zeigte sich der Unterschied im Wasseralter zwischen zwei bathymetrischen Szenarien, die sich durch den Effekt von 40 Jahren menschlicher Einflüsse auf die Bathymetrie unterschieden, in der Größenordnung von Stunden bis hin zu einem Tag. Insgesamt betrug die Zunahme des Wasseralters etwa 7 % in dem Szenario mit der menschlich stärker beeinflussten Bathymetrie und den teilweise großen Tiefenänderungen von mehreren Metern.

Im Hinblick auf die Zone des sommerlichen Sauerstoffminimums, die sich regelmäßig im Süßwasserteil des Elbeästuars entwickelt, ist daher der rein physikalische Einfluss der bathymetrischen Änderungen durch die Transportzeit als klein zu erwarten. Dennoch stellt auch die geringe Erhöhung der Transportzeit potentiell einen zusätzlichen Stressor für die Sauerstoffdynamik des Ästuars dar.

Schlagwörter

gut durchmischtes Ästuar; bathymetrische Anpassungen; Transportzeit; Wasseralter; Aufenthaltszeit

1 Introduction

The transport time of land-borne substances in estuaries is an important characteristic because it is the physical factor that influences the completeness of biogeochemical reactions in the estuary or certain estuarine sections. In the context of nutrient transport, phytoplankton dynamics, low oxygen situations, fate of pollutants and spill events, such transport times have been assessed in many estuarine systems worldwide (Ahmed et al. 2017, Brye et al. 2012, Chan et al. 2002, Fujiwara et al. 2002, Rayson et al. 2016, Shen and Haas 2004). Usually, a strong dependence of transport time on river discharge is either inherently given by the applied method, e.g. in (Sheldon and Alber 2006), or observed in the results, e.g. in (Kärnä and Baptista 2016).

Generally, changes in transport time are induced by changes in hydrodynamics. Thus, several other influence mechanisms than river discharge on transport time scales exist; of particular interest are man-made influences with regard to the interaction of the diverse impacts on the biogeochemical system of estuaries. One of the man-made interventions to which many estuaries worldwide are subjected to nowadays, is the deepening of the estuarine bathymetry for navigational purpose (Abood et al. 1999, Avoine et al. 1981, Meyers et al. 2014, van Maren et al. 2015, Vriend et al. 2011). While bathymetric changes involve changes in estuarine hydrodynamics (Ensing et al. 2015, Lane 2004, Liu et al. 2001, Picado et al. 2010, Prandle 2003) they potentially also induce a change in transport time. Despite

the ubiquity of bathymetric deepening, the influence of man-made bathymetric modification on transport time has not been quantitatively investigated to date.

Several methods exist to estimate time scales for the transport of substances. Some methods provide an integral time scale for the entire system; others give local results for the different positions in the estuary (Zimmerman 1988). The former kind of methods are so-called box model estimates (Kärnä and Baptista 2016, Zimmerman 1988) which usually either base on the flushing time approach (Monsen et al. 2002, Zimmerman 1988), make use of particle tracking methods (Rayson et al. 2016) or rely on tidal prism models (Luketina 1998). Local time scales are either section-wise applications of the box model estimates, or continuous methods that make use of numerical models. Of those local and continuous methods, the concept of water age is a widely used method (Brye et al. 2012, Kärnä and Baptista 2016, Shen and Haas 2004); it is mathematically well-described (Deleersnijder et al. 2001, Delhez et al. 1999, Delhez et al. 2004, Delhez et al. 2014, Delhez and Deleersnijder 2002) and demarcated from related time scales (Delhez et al. 2014).

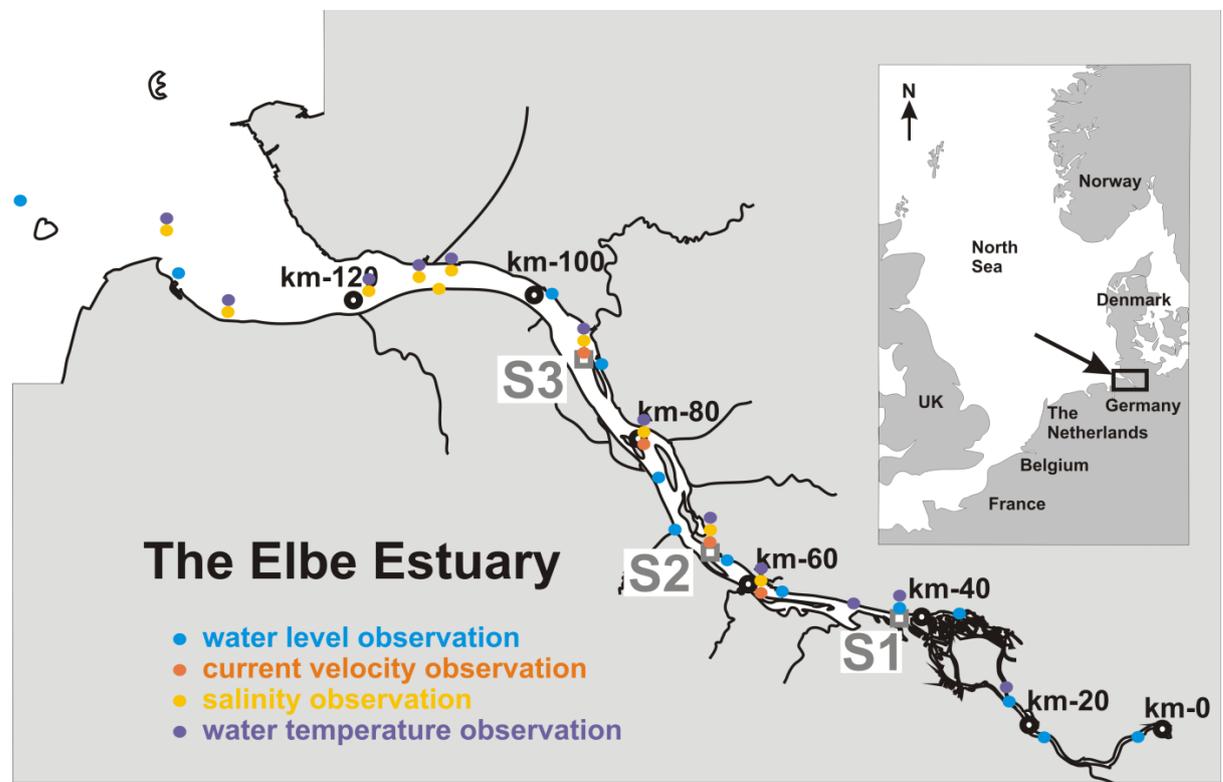


Figure 1: Location of the Elbe Estuary at the North Sea (small map). Thick black circles mark the distance in kilometers downstream of the tidal barrier at km-0. The blue circles show the position of the gauges (from upstream to downstream) Altengamme, Over, Bunthaus, Hamburg St. Pauli, Seemannshoef, Schulau, Hetlingen, Stadersand, Grauerort, Glueckstadt, Brokdorf, Cuxhaven, and Scharhoern. The most downstream gauging station Bake Alpha lies outside of the map. The orange circles show the position of the observation stations for current velocity (from upstream to downstream) D1 Hanskalbsand, D2 Julesand, D3 Pagensand, D4 Rhinplate. The yellow circles show the position of the salinity observation stations (from upstream to downstream) D1 Hanskalbsand, D2 Julesand, D3 Pagensand, D4 Rhinplate, LZ1a, LZ1, LZ1b, LZ2, LZ3 and LZ4. The violet circles show the position of the water temperature observation stations (from upstream to downstream) Bunthaus, Seemannshoef, Blankenese, D1 Hanskalbsand, D2 Julesand, D3 Pagensand, D4 Rhinplate, LZ1a, LZ1b, LZ2, LZ3 and LZ4. The three grey squares mark the specific positions S1, S2 and S3 for the analysis later on.

In this study, we examine the effect of a realistic bathymetric change on transport time scale. The bathymetric change reflects 40 years of human interference in the Elbe Estuary (Germany), see Figure 1. According to the classification of Savenije (2005), the Elbe Estuary is a funnel shaped alluvial estuary with an amplification of the tide in upstream direction. In the estuarine parameter space of Geyer and MacCready (2014), the Elbe Estuary extends from well-mixed to partially mixed conditions, depending on the position within the estuary. The Elbe Estuary is strongly exposed to anthropogenic influences, particularly by strong man-made modifications of its geometry with considerable deepening of the bathymetry during the last centuries, but also by riverine substance loads which lead to strong biogeochemical processes and the formation of a seasonal oxygen minimum zone in the estuarine freshwater section (Amann et al. 2012, 2014, Bergemann et al. 1996, Dähnke et al. 2008, Schöl et al. 2014, Schroeder 1997).

2 Method

2.1 Hydrodynamic model

We simulated hydrodynamics in the Elbe Estuary with the mathematical method Untrim (Casulli 2009, Casulli and Stelling 2010). The Elbe Estuary model setup is adapted from the coarsest model described in (Sehili et al. 2014). In comparison to the model used there, the largest difference in the model applied here is the use of a detailed distribution of bottom friction coefficients. The bathymetry resolution on subgrid level (Casulli and Stelling 2010) enables a precise representation of water volume. The unstructured, orthogonal computational grid consists of roughly 11000 horizontal elements with 25 subgrid divisions per edge and a maximum of 31 vertical z-layers with a thickness of 1m.

The model domain extends along the 170 km estuarine shipping channel, starting at the weir Geesthacht (km-0, see Figure 1) down to the end of the maintained shipping channel in the inner German Bight, see Figure 2a. The domain contains the entire volume between the main dikes and includes the largest eight tributaries of the estuary.

The model is steered with realistic boundary values for the years 2010 and 2011: at the riverine boundary, we use daily measurements of river discharge at the last riverine gauging station Neu Darchau (50 km upstream of the weir at km-0; data from Water and Shipping Authority Lauenburg, accessed at www.fgg-elbe.de). The highest discharge during the simulation period occurred at the end of January 2011 with a peak value of $3500 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, and long-lasting low discharge, ranging between $300\text{--}500 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, was observed from May to end of July 2011. Riverine water temperatures have a clear seasonal cycle with lowest values of $2\text{--}5^\circ\text{C}$ at the beginning of the year, and highest values of $20\text{--}23^\circ\text{C}$ during June to September. Riverine water temperatures originate from observations at the station Cumlosen (115 km upstream of the weir at km-0; data from Landesamt für Umwelt Brandenburg, accessed at www.fgg-elbe.de).

The boundary value for salinity is kept constant at 0.4 psu. In the tributaries we employ long-term mean discharge estimates (IKSE 2005) due to a lack of discharge measurements. Wind and air temperature fields for the entire domain are provided with a spatial resolution of 0.0625° ($\sim 7 \text{ km}$) from 24-hour-forecasts at 1 hour time resolution (Deutscher Wetterdienst DWD). At the seaward open boundary, water level values stem from a numerical circulation model of the German Bight, the salinity value is kept constant at 32 psu and we

use water temperature values from the offshore observation station FINO1 (data from <http://fino.bsh.de>) which is located outside the model domain in the North Sea.

2.2 Scenario definitions

Two different bathymetric scenarios represent two states with different degrees of man-made modification: scenario “Hi” represents an actual, strongly impacted bathymetry. Scenario “Lo” represents a lesser impacted bathymetry, though far from being pristine. The modifications from Lo to Hi particularly include deepening and maintenance of the navigation channel, and silting of flood plains and side branches as related morphological reactions. Figure 2b and Figure 2c show that water depth in Hi is several meters larger compared to Lo in most sections of the navigation channel.

In Hi we use the bathymetry of the year 2010 as the most recent and consistent one available. In Lo, we replace the bathymetry in the section between the tidal barrier and km-120 by the 40 years older bathymetry of 1970. In the section of the replacement, bathymetry differences can be mainly attributed to anthropogenic modifications. The bathymetry of the estuarine mouth area further downstream was not changed in the model since there, bathymetric differences mainly result from natural morphologic changes. Note that the peculiar depth peak in scenario Lo at km-40 (Figure 2c) is due to the open construction of an immersed tube tunnel below the Elbe at that time.

We combine the two bathymetric scenarios Hi and Lo with four different discharge regimes, resulting in eight simulated scenarios, see Table 1: Hi-M and Lo-M include the variable, observed riverine freshwater discharge in the years 2010 and 2011. Hi-3 and Lo-3 run with a constant discharge of $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, corresponding to mean low summer discharge of $301 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (FHH and HPA 2014). Hi-7 and Lo-7 (Hi-13 and Lo-13) run with $700 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ($1300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), corresponding to mean discharge of $713 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, and mean high summer discharge of $1280 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, respectively.

Table 1: Overview on scenarios; scenarios differ in bathymetry (Hi, Lo) and riverine freshwater inflow. The reference simulation Hi-M is based on the bathymetry Hi and measured riverine discharge; Hi-M thus represents the situation in the years 2010 and 2011.

Freshwater discharge	Measured 2010 – 2011	Constant $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$	Constant $700 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$	Constant $1300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$
Hi	Hi-M (reference)	Hi3	Hi7	Hi13
Lo	Lo-M	Lo3	Lo7	Lo13

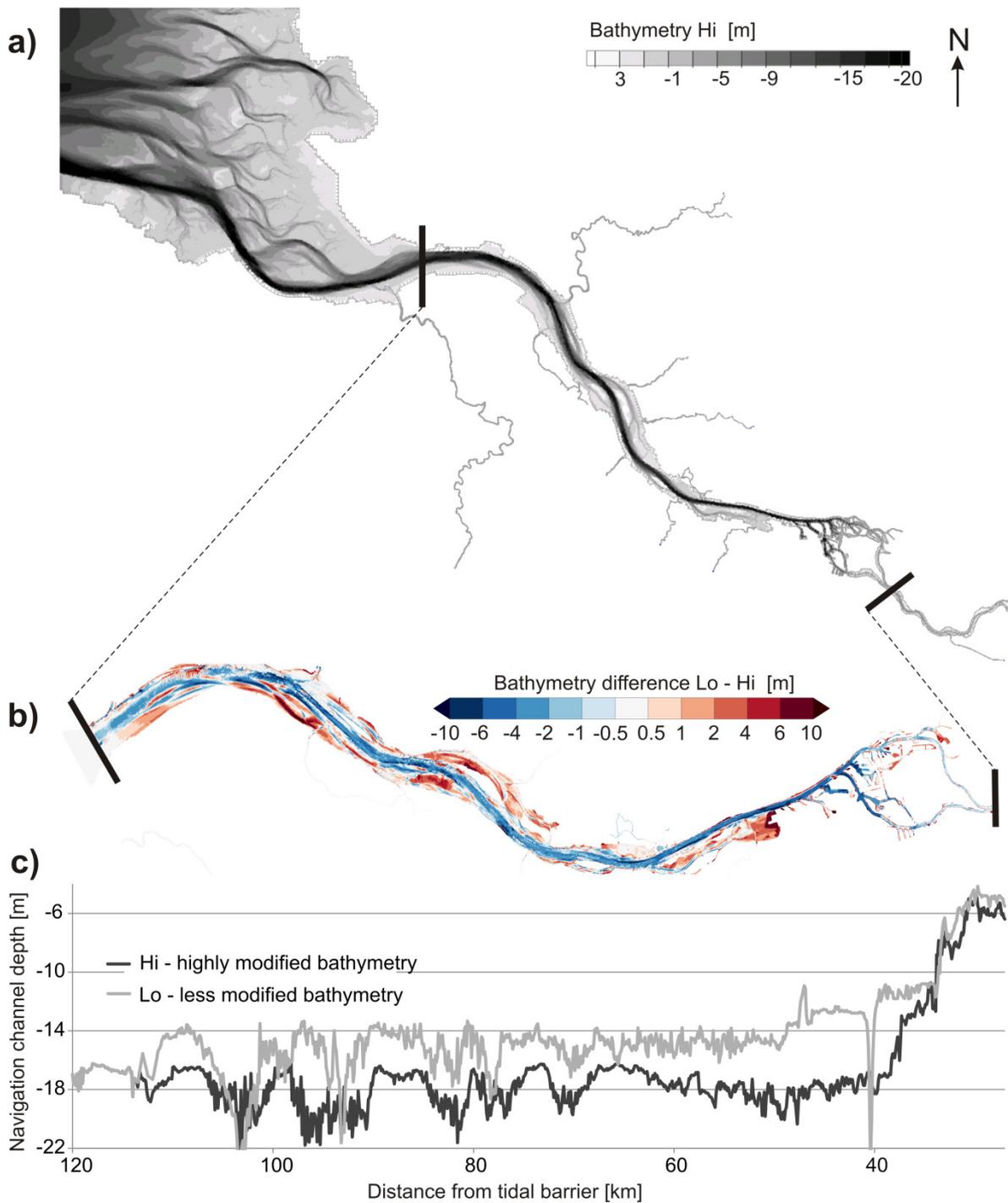


Figure 2: a) Model domain with bathymetry H_i , shown in the resolution as used in the subgrid bathymetry model. Thick black lines mark the section of largest bathymetry differences between H_i and Lo . b) Bathymetry difference $Lo - H_i$. Blue areas indicate that these parts are deeper whereas red areas are lower in the bathymetry H_i . c) Depth of the navigation channel along the estuary for the bathymetries H_i in black and Lo in grey.

2.3 Water age calculation

Delhez et al. (1999) defines the age of a water parcel as the time that elapsed since the water parcel entered a domain of interest outside of which the age is prescribed to be zero. Thereby, age is a pointwise, time-dependent result in the domain and its calculation is derived in an Eulerian framework to run with the algorithms of a numerical model.

We use the calculation of water age implemented in D-Water Quality (Postma et al. 2003, Smits and van Beek 2013), which is based on the tracking of two tracers that are transported by fluid motion. One tracer (T_{con}) is conservative whereas the other tracer (T_{dec}) is subjected to exponential growth or decay and related to the concentration of T_{con} according to: $C_{T_{dec}}(t) = C_{T_{con}} \cdot e^{-\gamma t}$.

The transport equations for the two tracers are

$$\frac{\partial C_{T_{con}}}{\partial t} = -\nabla \cdot (\mathbf{u} C_{T_{con}} - \mathbf{K} \nabla C_{T_{con}}) \quad (1)$$

$$\frac{\partial C_{T_{dec}}}{\partial t} = -\gamma C_{T_{dec}} - \nabla \cdot (\mathbf{u} C_{T_{dec}} - \mathbf{K} \nabla C_{T_{dec}}) \quad (2)$$

The water age a is then calculated by

$$a = \frac{\ln(C_{T_{dec}}/C_{T_{con}})}{-\gamma} \quad (3)$$

We focus on the age of riverine water because the riverine substance load governs the strong biogeochemical processes in the Elbe Estuary (Amann et al. 2012, 2012, 2014, 2014, Dähnke et al. 2008, Schroeder 1997). To estimate the time that elapsed since a riverine water signal entered the estuary, we charge water discharge at the tidal barrier with constant concentrations of the conservative as well as the decayable tracer. The decay rate of the decayable tracer is chosen to be $\gamma=0.01$ [d⁻¹]. During the simulation, riverine water age a_{riv} is then calculated for each computational element, based on Equation 3.

2.4 Calculation of hydraulic residence time

The hydraulic residence time t_{res} (Monsen et al. 2002; Zimmerman 1988), is defined as

$$t_{res} = V \cdot Q^{-1}, \quad (4)$$

where V is the estuarine volume upstream of a specific position, and Q is freshwater discharge. The definition of hydraulic residence time t_{res} in Equation (4) assumes stationary discharge and a completely mixed water volume.

Here, we determined t_{res} for the constant discharge scenarios Hi3, Hi7, and Hi13 by using the results of the hydrodynamic simulation for the calculation of V . We proceeded as follows: starting at the upstream model boundary (river boundary), we specified positions and corresponding cross sections every two kilometres downstream of each other. Solely the area where the estuary forms an inland delta and splits into a southern and northern stream, between km-22 and km-40, was not subdivided into smaller sections. The last cross section is located at km-114, where the estuarine funnel starts to open to the sea and extensive tidal flats are present. For each position, we calculated the upstream estuarine water volumes by summing up the water volumes of all computational cells located

upstream of the corresponding cross section. Finally, we averaged these aggregated water volumes over a spring-neap cycle.

This section-wise information on the average water volume for each constant discharge scenario was then used to calculate t_{res} along the estuary.

3 Results

3.1 Hydrodynamic model validity

Reference simulation (Hi-M) results demonstrate that the hydrodynamic model is capable of simulating the estuarine water movement with a good overall agreement between simulated cell values and point measurements. The skill for a direct comparison of simulated and observed values for water level, current velocity, salinity and water temperature is given in Table 2 and Figure 3. For the skill assessment of water level, we used data from 14 observation stations, which were provided by the German Water and Shipping Administration. From upstream to downstream, these are the stations Altengamme, Over, Bunthaus, Hamburg St. Pauli, Seemannshoef, Schulau, Hetlingen, Stadersand, Grauerort, Glueckstadt, Brokdorf, Cuxhaven, Scharhoern and Bake A. For the skill assessment of current velocity, salinity and water temperature, we compared depth averaged model results to the observational values. For the stations D1 Hanskalbsand, D2 Julesand, D3 Pagensand, D4 Rhinplate (Water and Shipping Administration), which are equipped with a fixed bottom sensor and a vertically moving top sensor 0.8 m below the water surface, observational values were also depth averaged. In addition to these four stations, the stations LZ1a, LZ1, LZ1b, LZ2, LZ3 and LZ4 (Water and Shipping Administration) were included in the skill assessment for salinity and water temperature, and Bunthaus, Seemannshoef and Blankenese (Institut fuer Hygiene und Umwelt Hamburg, www.wgmn.hamburg.de, license dl-de/by-2-0) for water temperature. Refer to Figure 1 for the positions of all observation stations.

Table 2: Model skill in comparison to observations. n gives the number of observation stations. The statistical figures were calculated using all available measurements at each station for the entire simulation period from 01.01.2010 to 31.12.2011.

Variable with n = number of stations	Mean correlation	Mean difference	Root mean square error
Water level (n=14)	0.99	0.10 (m)	0.15 (m)
Current velocity (n=4)	0.930	0.11 (m/s)	0.12 (m/s)
Salinity (n=10)	0.867	2.10 (psu)	2.4 (psu)
Water temperature (n=12)	0.991	0.97 (°C)	1.23 (°C)

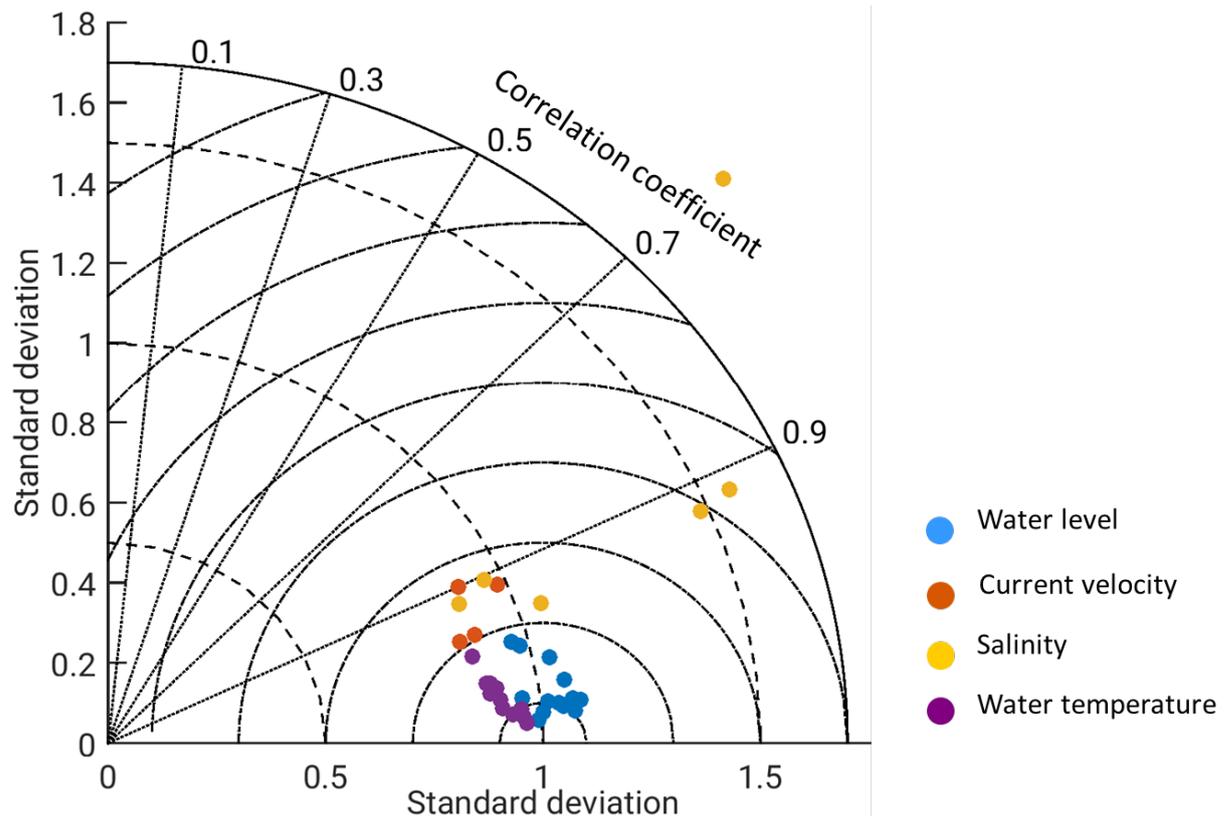


Figure 3: Normalized Taylor diagram on the statistical comparison of model results for the reference scenario Hi-M to observations. Blue dots show values for model skill at the positions of water level measurements, red dots for current velocities, yellow dots for salinity and violet dots for water temperature. Observation stations and period of comparison are identical to the ones assessed in Table 2.

Time series comparison generally shows a good agreement between simulated and observed water level and current velocity, including magnitude and timing, see two examples in Figure 4 with a) at a position in the beginning of the salinity gradient zone, and b) at a position in the freshwater zone, i.e. the section of the estuary where salinity is only determined by riverine salinity. However, the main shortcoming of the model is the intrusion of salinity too far upstream, as can be seen in Figure 4 a): at the upstream end of the salt mixing zone, the model overestimates salinity with 2 to 3 psu. The salinity stations which show the noticeable poor skill in Figure 3 are located in this region. The deviation in water temperature predominantly occurs during summer and mainly originates from neglecting the effect of power plant cooling waters.

The differences in tidal characteristic numbers of water level, see Table 3, show that overall, the tidal curve is modeled with an 18 cm too large tidal range, which is almost equally distributed between an overestimated high water level and an underestimated low water level. High water and low water occur roughly 10 minutes later in the simulation, while differences in the duration of flood period and ebb period are below one minute. Our results complement (Sehili et al. 2014) who already showed good agreement between model results and observations for water level during selected periods in the years 2006 and 2011. Altogether, the model provides a reliable hydrodynamic base.

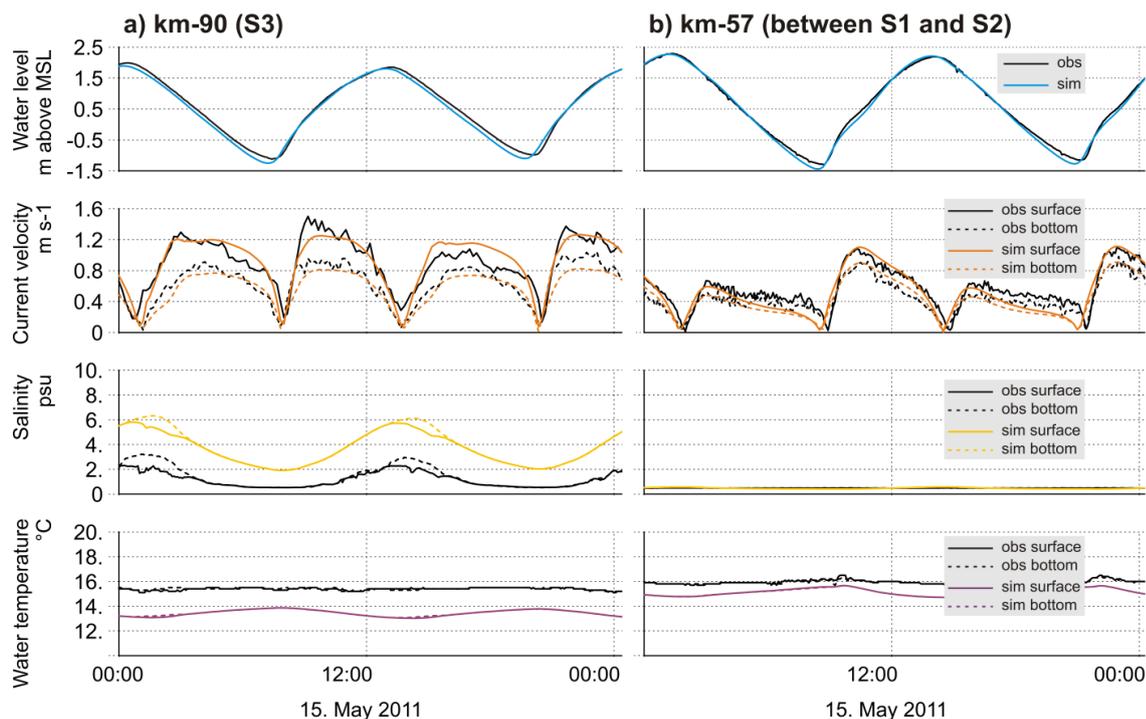


Figure 4: Time series comparison of observed and simulated water level, current velocity, salinity and water temperature; a) at position km-90 with water level measured at Glueckstadt, and current velocity, salinity and water temperature measured at D4 Rhinplate; b) at position km-57 with water level measured at Schulau, and current velocity, salinity and water temperature measured at D1 Hanskalbsand.

Table 3: Differences in tidal characteristic numbers of water level between simulated results and observational data (sim – obs) for the period 01.02.2010 to 31.12.2011, including 1349 tidal cycles at 14 observation stations. Second column contains the mean difference over all stations, with the mean values of absolute differences given in brackets. We used the postprocessors ncanalyse and ncdelta for the analysis (<http://wiki.baw.de/en/index.php/NCANALYSE> and <http://wiki.baw.de/en/index.php/NCDELTA>).

Difference in	Mean (abs(mean))	Min	Max
Mean high water level [m]	+ 0.09 (0.11)	- 0.01 (Cuxhaven)	+ 0.21 (Bunthaus)
Mean low water level [m]	- 0.09 (0.10)	- 0.02 (Cuxhaven)	- 0.19 (Altengamme)
Mean tidal range [m]	+ 0.18 (0.19)	+ 0.01 (Bake A)	+ 0.37 (Altengamme)
Mean water level [m]	+ 0.01 (0.03)	- 0.07 (Bake A)	+ 0.06 (Hetlingen)
Time of high water [min]	+ 12.0 (12.3)	-1 (Cuxhaven)	+ 20 (Grauerort)
Time of low water [min]	+ 7.8 (8.8)	-6 (Cuxhaven)	+ 21 (Altengamme)
Flood period duration [min]	- 0.5 (3.5)	-15 (Altengamme)	+ 6 (Grauerort)
Ebb period duration [min]	+ 0.3 (3.8)	- 5 (Grauerort)	+ 16 (Altengamme)
Flood mean water level [m]	- 0.03 (0.04)	- 0.08 (Grauerort)	+ 0.01 (Altengamme)
Ebb mean water level [m]	+ 0.04 (0.06)	- 0.09 (Bake A)	+ 0.11 (Hetlingen)

3.2 Reference water age

In the reference scenario Hi-M, riverine water age a_{riv} generally increases from upstream to downstream: Figure 5a shows a_{riv} during the year 2011 at three stations S1, S2, S3 along the estuarine shipping channel (positions marked in Figure 1) with S1 being the most upstream station and having smaller a_{riv} values than S2 than S3. The areal overview confirms that a_{riv} increases downstream, see Figure 6a, which shows spring-neap averaged a_{riv} values during low river discharge condition.

Riverine water age a_{riv} exhibits a strong dependency on river discharge (blue line in Figure 5a): after the high discharge event at the end of January, a_{riv} values are smallest for all stations (e.g. 0.9 days at S1, 3.8 days at S3) while values are largest in July after several weeks of low discharge (e.g. 9.1 days at S1, 25.2 days at S3). The further downstream the station, the bigger is the difference between smallest a_{riv} after high discharge and largest a_{riv} during low discharge: while this difference is about 8 days at S1, it is more than 20 days at S3. The a_{riv} difference between the stations also depends on discharge, e.g. the a_{riv} difference between S1 and S3 after the peak discharge in January is about 3 days whereas it is more than 15 days during the low flow period in June/July.

When looking at a_{riv} values in dependence on river discharge without chronological allocation (dots in Figure 5b), the behavior described above appears even more consistent: at similar discharge, a_{riv} values are larger the further downstream the station; at the same station, a_{riv} values are larger the smaller the discharge; the further downstream the station, the larger the a_{riv} difference at high discharge compared to low discharge; and, finally, the lower the discharge, the higher the a_{riv} differences between upstream and downstream stations.

At each station, a_{riv} seems to be inversely proportional to river discharge Q ; Figure 5b displays a fitted line at each station S1 to S3 of a_{riv} in dependence of Q^{-1} .

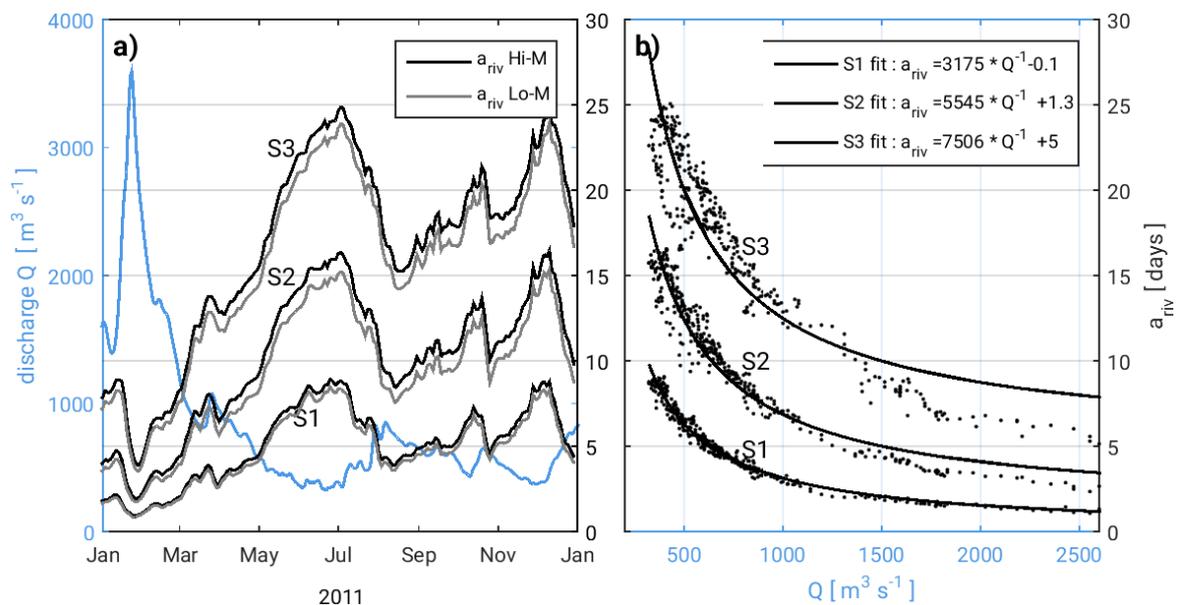


Figure 5: a) Time series of measured river discharge Q (blue line) and calculated, tidally averaged riverine water age a_{riv} for the year 2011. Values for a_{riv} are shown at the stations S1 (km-43, position Seemannshöft) and S2 (km-65, D2 Julesand) in the estuarine freshwater part, and S3 (km-90, position D4 Rhinplate) in the salinity mixing zone for the scenarios Hi-M (black) and Lo-M (grey), respectively. b) Black dots show daily a_{riv} values plotted versus freshwater discharge Q for the stations S1, S2 and S3; the lines show a fit for each station with the equation given in the box.

3.3 Water age for bathymetric and constant discharge scenarios

In scenario Lo-M, a_{riv} is usually smaller compared to Hi-M, see in Figure 5a grey lines compared to black lines. The differences are in the order of hours at S1, S2, and S3, and thus lower than the differences caused by the natural variability of river discharge. At S1, the difference in a_{riv} between the two scenarios Hi-M and Lo-M is smallest following the flood event (~ 1 hour difference) and highest during the low-flow period (~ 14 hours difference). At S3, differences are larger but behave in the same way: differences are smallest after the flood in January (~ 8 hours difference) and they are highest during low river discharge (~ 38 hours).

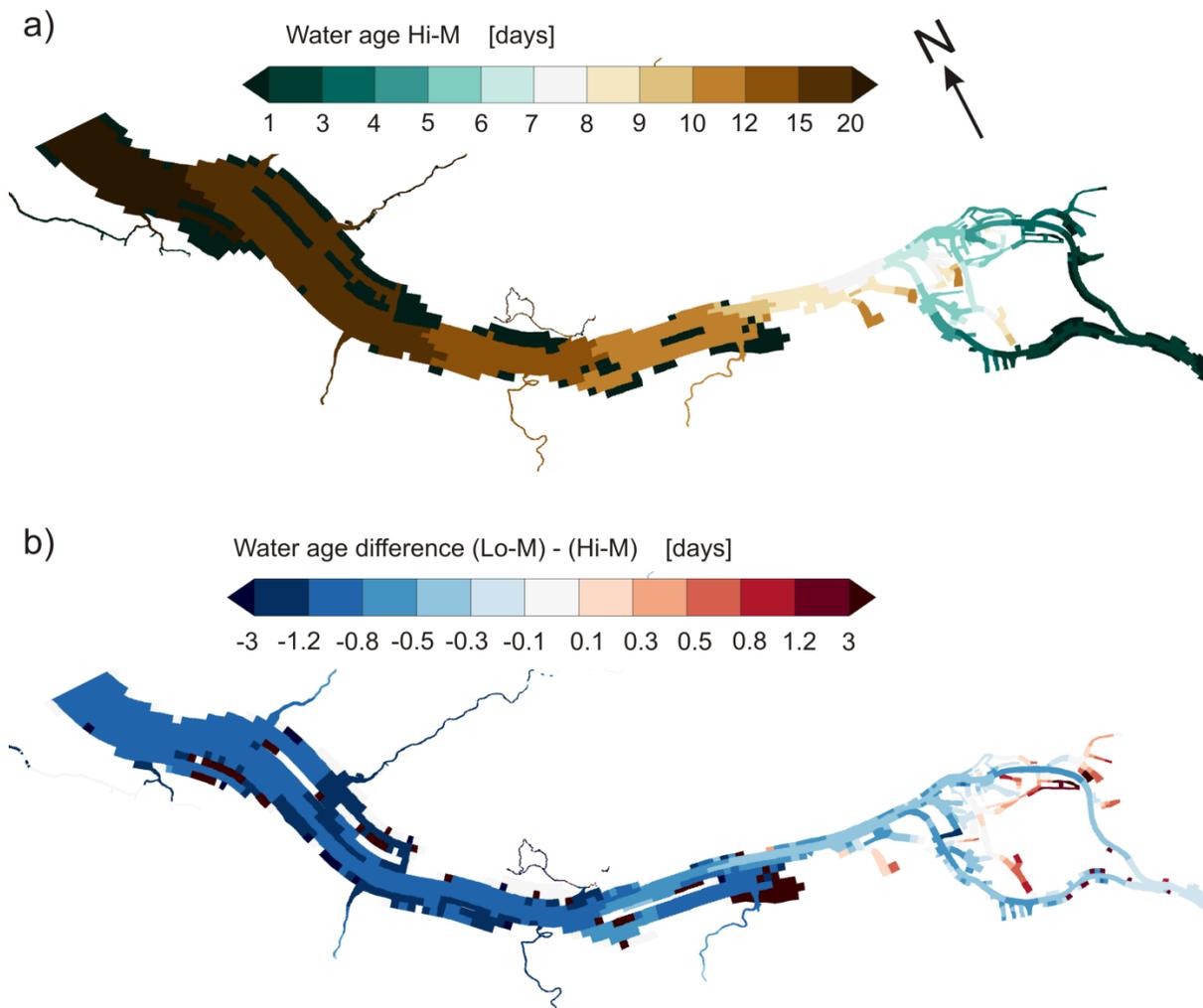


Figure 6: a) Spring-neap tidally averaged water age a_{riv} in June 2011 for scenario Hi-M. There are some conspicuous patches in the middle of the estuary (sand banks and islands) and at the banks that appear to have a water age below 1 day: these are elevated areas that have fallen dry and have a water age of zero. b) Water age difference (Lo-M) – (Hi-M) of spring-neap tidally averaged water age for boundary conditions of June 2011. Similar to a), there are patches where water age difference above 3 days is displayed: these areas fell dry in Hi-M but not in Lo-M, leading to the apparently high difference.

The areal differences between Hi-M and Lo-M (Figure 6b) confirm that a_{riv} is larger in Hi-M, apart from some harbor basins and bank areas that silted up or had been backfilled. Figure 6b also indicates that a_{riv} differences increase downstream.

In the constant freshwater discharge scenarios (Hi3, Hi7, Hi13), riverine water age a_{riv} behaves similarly to the scenarios with variable, measured discharge: a_{riv} increases with distance from the tidal barrier and with decreasing discharge (Figure 7 upper left panel). In addition to the variable discharge scenarios, the quasi-stationary results for the constant discharge scenarios better allow an evaluation on the longitudinal profile. Most prominent is the accelerated increase in a_{riv} between km-20 and km-35 (Figure 7 zoom area on upper right panel). During the 15 km long distance, a_{riv} increases from 1.5 days to 6.4 days in the low-flow scenario Hi3, from 14 hours to 2.5 days in Hi7 and from 8 hours to 1.3 days in Hi13. Downstream of km-35, the increase in a_{riv} continues steadily but more gradually. 55 km further downstream, at position S3, a_{riv} reaches values of 24.8 days in Hi3, of 15.6 days in Hi7 and of 9.5 days in Hi13.

Water age in the corresponding Lo constant discharge scenarios is always smaller (Figure 7 upper panels, flat-colored lines for Lo-scenarios in comparison to intensely-colored lines for Hi-scenarios). However, differences are in the order of a few hours up to 1 day maximum (see Figure 7 lower panels). While a_{riv} differences between Hi7 and Lo7, and Hi13 and Lo13, grow almost continuously from upstream to downstream until km-70 in Lo7 and until km-100 in Lo13, the differences between Hi3 and Lo3 peak twice along the estuary: at around km-30 where a_{riv} is 16 hours smaller, and second between km-60 and km-80 where it is almost 1 day smaller in the shallower bathymetry Lo. Downstream of km-80, a_{riv} values in Hi3 and Lo3 converge whereas differences in Hi7/Lo7, Hi13/Lo13 respectively, appear to remain almost constant until km-140.

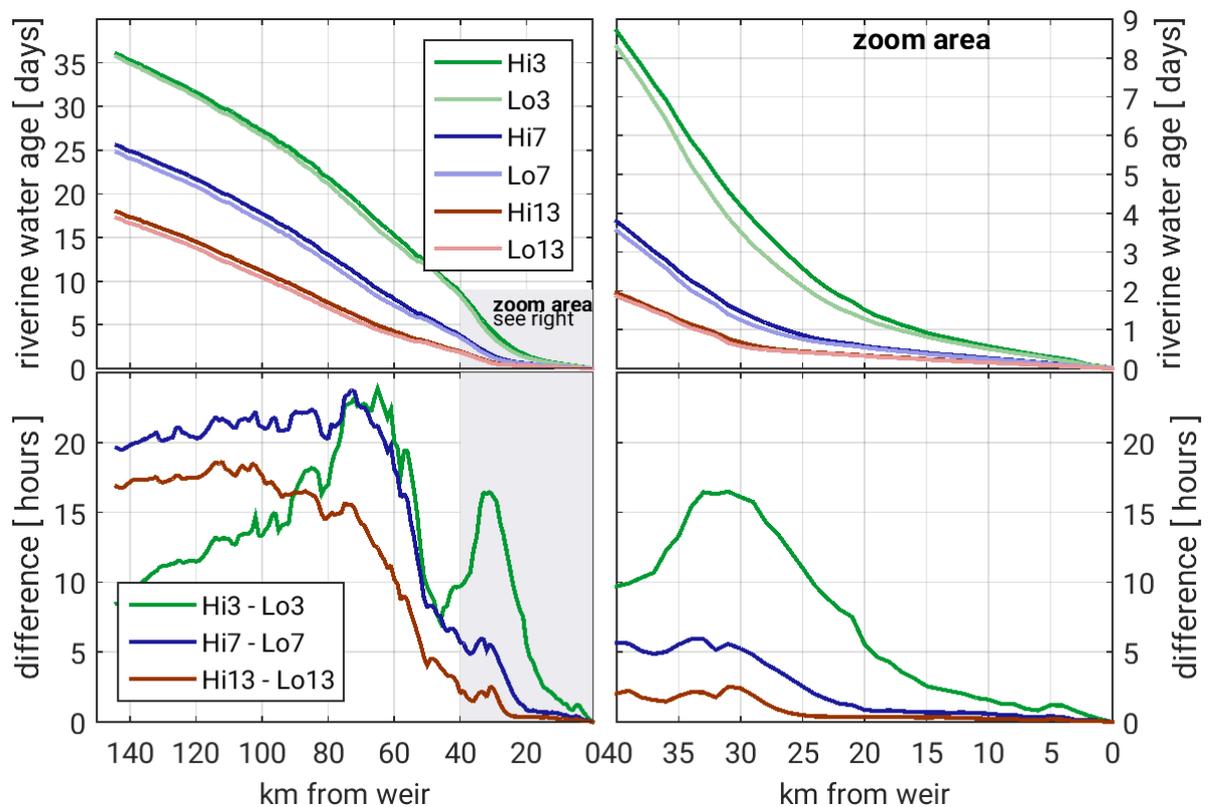


Figure 7: Upper panels: Riverine water age along the estuary for scenarios with constant discharge. Lower panels: Difference in riverine water age between scenarios with the same discharge but different bathymetries. Left panels show values along the entire shipping channel, right panels show a zoom in the upstream 40 km of the shipping channel.

4 Discussion

4.1 Relation between water age and river discharge

Riverine water age a_{riv} is determined by river discharge (Figure 5). The dependency between a_{riv} and Q is clearest at the most upstream position S1 and, because of a delayed response, becomes less distinct further downstream: the effect of a change in Q needs some time to propagate through the system and the assumption of fast/instantaneous adaptation of a_{riv} becomes less precise the more downstream the location of interest. This delayed response also causes the difference at high discharge values between a_{riv} and the fitted line in Figure 5 b), which is particularly evident for the position S3. A possibility for a better fit was to relate the riverine water age $a_{riv}(x,t)$ at an arbitrary position x downstream of the discharge ($x = 0$) and at an arbitrary point in time t to the entire discharge history between $t - a_{riv}(x,t)$ and t . However, the capability to predict a_{riv} would be lost by using such a relationship.

The observed inverse proportionality between a_{riv} and Q (Figure 5 b) can be explained by the hydraulic residence time t_{res} : Figure 8 shows both transport time scales, a_{riv} and t_{res} , for the constant discharge scenarios on the actual, strongly impacted bathymetry. For each discharge scenario, the two transport time scales are similar in the freshwater region. The differences are in the range of hours between the hydraulic residence time t_{res} , which constitutes an integral measure for the entire water volume upstream of a specific position, and riverine water age a_{riv} , which gives a local value. Their similarity illustrates the well-mixed nature of the freshwater zone and demonstrates that a_{riv} is mainly driven by downstream-oriented residual flow which is induced by discharge.

It has to be noted that the limit of the freshwater region depends on discharge and migrates upstream with decreasing discharge. The model simulates the freshwater limit at around km-55 for a constantly low discharge of $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (in Scenario Hi3), at km-85 in Hi7, and at km-105 in Hi13. However, the salt front in the model penetrates too far landwards, see Figure 4, so the above given limits of the freshwater region can be expected to be located several kilometres further downstream.

Downstream of the freshwater region, the two transport time scales increasingly deviate from each other, mainly because of two reasons: first and foremost, the volume V in Equation (4) is progressively filled with seawater instead of water that originates from river discharge. Second, the underlying assumption in Equation (4) of a completely mixed water volume becomes continuously less valid with downstream position.

In contrast to t_{res} , a_{riv} remains a valid transport time scale for river water throughout the estuary because it gives the time that has elapsed since the water entered the estuary at the upstream boundary, independent of the ratio of freshwater to seawater and under varying discharge.

So far, the concept of water age has mainly been applied in systems characterized by stratification, and a strong dependency of water age on discharge has also been found in these systems. There, in addition to a general decrease in water age with increasing discharge, an influence is also given by a larger vertical difference between smaller age values at the surface and larger age values at the bottom (Kärnä and Baptista 2016, Ren et al. 2014, Shen and Lin 2006). Apart from discharge, tidal forcing (Shen and Lin 2006) and wind (Gong et al. 2009) have been described to influence the vertical distribution of age in stratified systems.

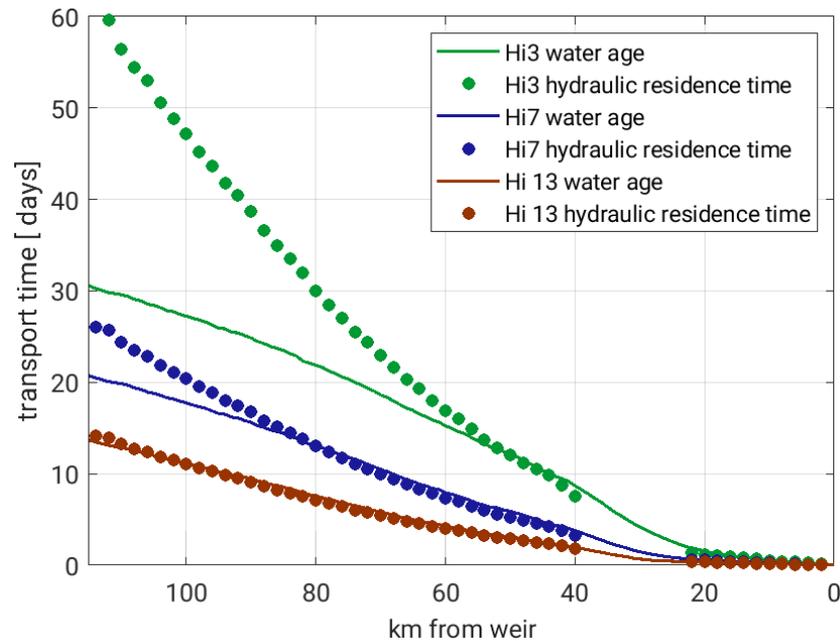


Figure 8: Riverine water age (solid lines) and hydraulic residence times (dots) for the constant discharge scenarios Hi3 (green), Hi7 (blue) and Hi13 (red) along the shipping channel. The gap in hydraulic residence time data between km-22 and km-40 is because the inland delta in that area has not been divided into separate sections for the analysis of water volume.

4.2 Effect of man-made bathymetric modification on water age

The variation in water age a_{riv} due to varying discharge within each of the scenarios Hi-M and Lo-M is much larger than the difference in a_{riv} due to a different bathymetry at any equal discharge regime, although large depth differences exist between the bathymetric scenarios Hi and Lo (Figure 2b and Figure 2c). In scenario Hi, the navigation channel is several meters deeper whereas lateral areas at the banks of the estuary are up to several meters shallower. In total, the estuarine volume is about 6.7 % larger in Hi compared to Lo. The larger water volume explains the general increase in riverine water age under the higher human impact in Hi-M.

During the time period that we considered in this study, discharge values were not constant long enough for a_{riv} to reach steady state values. We therefore also studied scenarios with different constant discharges and found the a_{riv} differences between the bathymetric scenarios (Hi3 and Lo3, Hi7 and Lo7, Hi13 and Lo13, respectively) to be in the same order of magnitude as the difference between Hi-M and Lo-M. This consistency in results for different discharge regimes lets us reliably determine the difference in a_{riv} due to the bathymetric modifications to be in the order of several hours in most sections of the estuary, corresponding to 6–8 % of the absolute value. This relative increase in riverine water age in the higher impacted bathymetry corresponds to the relative increase in water volume. Thus, the difference in riverine water age can also be explained quantitatively by the increase in volume, considering the similarity to hydraulic residence time: in Equation (4), a variation in volume directly changes t_{res} by the same relative amount.

This almost direct quantitative dependency between a change in water volume and a change in age can be expected to be generally applicable to well-mixed estuaries, or well-mixed sections of otherwise more stratified estuaries. In contrast, in stratified estuaries,

where a vertical variability in age and other additional influences apart from discharge on the vertical age distribution play a role, a more complex relation may exist.

4.3 Relation to estuarine oxygen dynamics

Transport time scales are usually explored in the context of biogeochemical or water quality issues (Ahmed et al. 2017, Brye et al. 2012, Chan et al. 2002, Fujiwara et al. 2002, Rayson et al. 2016, Shen and Haas 2004). Here, we focus on estuarine oxygen dynamics because in the Elbe Estuary (Amann et al. 2012, Schroeder 1997) and in many other contemporary estuaries worldwide, estuarine oxygen minimum zones (eOMZs) are frequently observed (Abril et al. 2003, Billen et al. 2001, Hagy et al. 2004, Ruiz et al. 2015, Tomaso and Najjar 2015, Zhang and Li 2010). The eOMZs are mainly linked to anthropogenic impacts, of which eutrophication is the most frequently reported cause (Breitburg et al. 2003, Cloern 2001, Conley et al. 2009, Diaz 2001, Díaz and Rosenberg 2011, Howarth et al. 2011, Kemp et al. 2009, Paerl 2006, 2009, Rabalais et al. 2010): the increase in land-borne nutrients due to the wash out of agricultural fertilizers increases primary production in the limnic river sections which transforms into labile detritus when reaching the deeper and more turbid estuarine sections. Bacterial respiration of such easily degradable detritus consumes oxygen and results in an eOMZ if the oxygen depletion cannot be counterbalanced by atmospheric reaeration or primary production.

Generally, physical and biogeochemical processes interact in the formation and control of eOMZs (Du and Shen 2015, Kemp and Boynton 1980). Previous studies have attempted to estimate the effect of physical processes on eOMZs, mainly for stratified and partially stratified estuaries (Bruce et al. 2014, Du and Shen 2015, Fujiwara et al. 2002, Scully 2013), where wind conditions and freshwater discharge govern the strength of the stratification and thus are the dominating physical influence mechanisms. For well-mixed estuaries, comparable studies are missing, maybe because the intrinsic hydrodynamic conditions are favourable to counteract low dissolved oxygen concentrations by the generally greater possibility to supply oxygenated water from the surface. Nevertheless, eOMZs regularly occur in many well-mixed estuaries (Diez-Minguito et al. 2014, Lanoux et al. 2013, Schroeder 1997, Verity et al. 2006).

Bathymetric deepening in well-mixed estuaries influences physical factors of eOMZ formation, mainly the transport of degradable organic matter via changes in hydrodynamics and the relative atmospheric interface for reaeration due to the reduction in water surface-to-volume ratio. Despite these possible influences of bathymetric deepening on an eOMZ, there is no quantification of physical effects known to us, though, similar to the Elbe Estuary, many well-mixed estuaries worldwide experience the phenomena of a strongly deepened navigation channel and severe eOMZs, like the upper Delaware Estuary (DiLorenzo et al. 1994, Sharp 2010, Tomaso and Najjar 2015), the Scheldt (Meire et al. 2005, van Damme et al. 2005), the Loire (Abril et al. 2003, Etcheber et al. 2007, Walther et al. 2015) or the Guadalquivir (Diez-Minguito et al. 2014, Ruiz et al. 2015).

The time it takes for degradable organic matter to be transported to a specific location determines the completeness of its heterotrophic degradation. Middelburg and Herman (2007), for example, showed that organic matter is extensively modified due to heterotrophic processing in estuaries with long residence times compared to estuaries with shorter residence times. An analysis in Lanoux et al. (2013) for the Gironde estuary hints at lower

oxygen concentration during a period of longer residence times compared to a period of shorter residence time under otherwise similar environmental conditions. It is thus a plausible concept that a longer transport time induces higher accumulated oxygen consumption between the origin of degradable organic matter and some specific location.

Given the detected increase in a_{riv} of approximately 7 %, our results hint at an increase in accumulated oxygen demand caused by a realistic, 40-year bathymetric change due to human interference. If the higher oxygen consumption will also finally lead to a more severe eOMZ, strongly depends on the possibility for reaeration (Holzwarth and Wirtz 2018).

5 Conclusion

This is the first study on the impact of a bathymetry difference on riverine transport time scale in an estuary. We show for the Elbe Estuary that the effect of a bathymetric difference, which reflects a realistic 40-year impact of typical man-made modification, on riverine water age is much smaller than the effect of the natural, seasonal variability in river discharge. The age difference between the bathymetric scenarios lies in the order of hours up to one day maximum, depending on location and discharge. This difference corresponds to a 6–8 % larger relative riverine water age in the bathymetry with higher human impact.

Due to the well-mixed character of the Elbe Estuary, this increase in riverine water age is mainly caused by the increase in water volume, and an almost direct quantitative dependency between a change in water volume and a change in age exists.

Generally, riverine water age in the Elbe Estuary is governed by river discharge; the age is small after time intervals with high discharges and increases, proportional to the inverse of discharge, during periods of low discharge. Thereby, the age difference between highest and lowest discharge is in the order of days for upstream stations and grows to weeks for stations in the salinity gradient zone.

Notwithstanding the apparently small impact, the effect of the larger water age in the higher impacted bathymetry potentially leads to higher accumulated oxygen consumption. In combination with reduced oxygen reaeration due to the decreased water surface-to-volume ratio, the higher impacted bathymetry generates additional stressors to the estuarine oxygen minimum zone, acting into the direction of lower oxygen levels. We thus expect hydrodynamic effects by bathymetry deepening to intensify the eutrophication impact on estuarine oxygen levels.

6 Acknowledgements

We thank Frank Böker (BAW) for preparing the different model bathymetries and Günther Lang (BAW) for his valuable input on the hydrodynamic simulations and the postprocessing of the results.

The work of Ingrid Holzwarth and Holger Weilbeer was funded as part of the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) departmental research and development program. The work of Kai W. Wirtz was supported by the German Federal Ministry of Education and Research (BMBF) through the MOSSCO project and by the Helmholtz Society through the PACES program.

7 References

- Abood, K. A.; Metzger, S. G.; Distant, D. F.: Minimizing Dredging Disposal via Sediment Management in New York Harbor. In: *Estuaries*, 22, 3, 763, 1999.
- Abril, G.; Etcheber, H.; Delille, B.; Frankignoulle, M.; Borges, A. V.: Carbonate dissolution in the turbid and eutrophic Loire estuary. In: *Marine Ecology Progress Series*, 259, 129–138, 2003.
- Ahmed, A.; Pelletier, G.; Roberts, M.: South Puget Sound flushing times and residual flows. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 187, 9–21, 2017.
- Amann, T.; Weiss, A.; Hartmann, J.: Carbon dynamics in the freshwater part of the Elbe estuary, Germany: Implications of improving water quality. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 107, 112–121, 2012.
- Amann, T.; Weiss, A.; Hartmann, J.: Silica fluxes in the inner Elbe Estuary, Germany. In: *Biogeochemistry*, 118, 1–3, 389–412, 2014.
- Avoine, J.; Allen, G. P.; Nichols, M.; Salomon, J. C.; Larsonneur, C.: Suspended-sediment transport in the Seine estuary, France. Effect of man-made modifications on estuary-shelf sedimentology. In: *Marine Geology*, 40, 1–2, 119–137, 1981.
- Bergemann, M.; Blöcker, G.; Harms, H.; Kerner, M.; Meyer-Niehl, R.; Petersen, W.; Schroeder, F.: Der Sauerstoffhaushalt der Tideelbe. In: *Die Küste*, 58, 199–261, 1996.
- Billen, G.; Garnier, J.; Ficht, A.; Cun, C.: Modeling the response of water quality in the Seine River Estuary to human activity in its watershed over the last 50 years. In: *Estuaries*, 24, 6, 977, 2001.
- Breitburg, D. L.; Adamack, A.; Rose, K. A.; Kolesar, S. E.; Decker, B.; Purcell, J. E.; Keister, J. E.; Cowan, J. H.: The pattern and influence of low dissolved oxygen in the Patuxent River, a seasonally hypoxic estuary. In: *Estuaries*, 26, 2, 280–297, 2003.
- Bruce, L. C.; Cook, P. L. M.; Teakle, I.; Hipsey, M. R.: Hydrodynamic controls on oxygen dynamics in a riverine salt wedge estuary, the Yarra River estuary, Australia. In: *Hydrology and Earth System Sciences*, 18, 4, 1397–1411, 2014.
- Brye, B. de; Brauwere, A. de; Gourgue, O.; Delhez, E. J.M.; Deleersnijder, E.: Water renewal timescales in the Scheldt Estuary. In: *Journal of Marine Systems*, 94, 74–86, 2012.
- Casulli, V.: A high-resolution wetting and drying algorithm for free-surface hydrodynamics. In: *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 60, 4, 391–408, 2009.
- Casulli, V.; Stelling, G. S.: Semi-implicit subgrid modelling of three-dimensional free-surface flows. In: *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 67, 4, 441–449, 2010.
- Chan, T. U.; Hamilton, D. P.; Robson, B. J.; Hodges, B. R.; Dallimore, C.: Impacts of hydrological changes on phytoplankton succession in the Swan River, Western Australia. In: *Estuaries*, 25, 6, 1406–1415, 2002.
- Cloern, J. E.: Our evolving conceptual model of the coastal eutrophication problem. In: *Marine Ecology Progress Series*, 210, 223–253, 2001.

- Conley, D. J.; Paerl, H. W.; Howarth, R. W.; Boesch, D. F.; Seitzinger, S. P.; Havens, K. E.; Lancelot, C.; Likens, G. E.: Ecology. Controlling eutrophication. Nitrogen and phosphorus. In: *Science* (New York, N.Y.), 323, 5917, 1014–1015, 2009.
- Dähnke, K.; Bahlmann, E.; Emeis, K.: A nitrate sink in estuaries? An assessment by means of stable nitrate isotopes in the Elbe estuary. In: *Limnology and Oceanography*, 53, 4, 1504–1511, 2008.
- Deleersnijder, E.; Campin, J.-M.; Delhez, E. J. M.: The concept of age in marine modelling. In: *Journal of Marine Systems*, 28, 3–4, 229–267, 2001.
- Delhez, E. J.M.; Campin, J.-M.; Hirst, A. C.; Deleersnijder, E.: Toward a general theory of the age in ocean modelling. In: *Ocean Modelling*, 1, 1, 17–27, 1999.
- Delhez, É. J.M.; Brye, B. de; Brauwere, A. de; Deleersnijder, É.: Residence time vs influence time. In: *Journal of Marine Systems*, 132, 185–195, 2014.
- Delhez, É. J.M.; Deleersnijder, É.: The concept of age in marine modelling. In: *Journal of Marine Systems*, 31, 4, 279–297, 2002.
- Delhez, É. J.M.; Lacroix, G.; Deleersnijder, É.: The age as a diagnostic of the dynamics of marine ecosystem models. In: *Ocean Dynamics*, 54, 2, 221–231, 2004.
- Díaz, R. J.: Overview of hypoxia around the world. In: *Journal of Environment Quality*, 30, 2, 275, 2001.
- Díaz, R. J.; Rosenberg, R.: Introduction to Environmental and Economic Consequences of Hypoxia. In: *International Journal of Water Resources Development*, 27, 1, 71–82, 2011.
- Diez-Minguito, M.; Baquerizo, A.; Swart, H. E. de; Losada, M. A.: Structure of the turbidity field in the Guadalquivir estuary. Analysis of observations and a box model approach. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 119, 10, 7190–7204, 2014.
- DiLorenzo, J. L.; Huang, P.; Thatcher, M. L.; Najarian, T. O.: Dredging Impacts on Delaware Estuary Tides. In: Spaulding, M. L. (ed.): *Proceedings of the 3rd international conference / 3rd International Conference on Estuarine and Coastal Modeling*. Oak Brook, Illinois, September 8–10, 1993, American Soc. of Civil Engineers, New York, NY, 1994.
- Du, J.; Shen, J.: Decoupling the influence of biological and physical processes on the dissolved oxygen in the Chesapeake Bay. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 120, 1, 78–93, 2015.
- Ensing, E.; Swart, H. E. de; Schuttelaars, H. M.: Sensitivity of tidal motion in well-mixed estuaries to cross-sectional shape, deepening, and sea level rise. In: *Ocean Dynamics*, 65, 7, 933–950, 2015.
- Etcheber, H.; Taillez, A.; Abril, G.; Garnier, J.; Servais, P.; Moatar, F.; Commarieu, M.-V.: Particulate organic carbon in the estuarine turbidity maxima of the Gironde, Loire and Seine estuaries: Origin and lability. In: *Hydrobiologia*, 588, 1, 245–259, 2007.
- FHH; HPA: *Deutsches gewässerkundliches Jahrbuch. Elbegebiet, Teil III: Untere Elbe ab der Havelmündung*. In German, Hamburg, 2014.

- Fujiwara, T.; Takahashi, T.; Kasai, A.; Sugiyama, Y.; Kuno, M.: The role of circulation in the development of hypoxia in Ise Bay, Japan. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 54, 1, 19–31, 2002.
- Geyer, W. R.; MacCready, P.: The Estuarine Circulation. In: *Annual Review of Fluid Mechanics*, 46, 1, 175–197, 2014.
- Gong, W.; Shen, J.; Hong, B.: The influence of wind on the water age in the tidal Rappahannock River. In: *Marine Environmental Research*, 68, 4, 203–216, 2009.
- Hagy, J. D.; Boynton, W. R.; Keefe, C. W.; Wood, K. V.: Hypoxia in Chesapeake Bay, 1950–2001. Long-term change in relation to nutrient loading and river flow. In: *Estuaries*, 27, 4, 634–658, 2004.
- Holzwarth, I.; Wirtz, K.: Anthropogenic impacts on estuarine oxygen dynamics. A model based evaluation. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 211, 45–61, 2018.
- Howarth, R.; Chan, F.; Conley, D. J.; Garnier, J.; Doney, S. C.; Marino, R.; Billen, G.: Coupled biogeochemical cycles. Eutrophication and hypoxia in temperate estuaries and coastal marine ecosystems. In: *Frontiers in Ecology and the Environment*, 9, 1, 18–26, 2011.
- IKSE: Die Elbe und ihr Einzugsgebiet. Ein geographisch-hydrologischer und wasserwirtschaftlicher Überblick. In German, International Commission for the Protection of the Elbe, Magdeburg, 2005.
- Kärnä, T.; Baptista, A. M.: Water age in the Columbia River estuary. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 183, 249–259, 2016.
- Kemp, W. M.; Boynton, W. R.: Influence of biological and physical processes on dissolved oxygen dynamics in an estuarine system. Implications for measurement of community metabolism. In: *Estuarine and Coastal Marine Science*, 11, 4, 407–431, 1980.
- Kemp, W. M.; Testa, J. M.; Conley, D. J.; Gilbert, D.; Hagy, J. D.: Temporal responses of coastal hypoxia to nutrient loading and physical controls. In: *Biogeosciences*, 6, 12, 2985–3008, 2009.
- Lane, A.: Bathymetric evolution of the Mersey Estuary, UK, 1906–1997. Causes and effects. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 59, 2, 249–263, 2004.
- Lanoux, A.; Etcheber, H.; Schmidt, S.; Sottolichio, A.; Chabaud, G.; Richard, M.; Abril, G.: Factors contributing to hypoxia in a highly turbid, macrotidal estuary (the Gironde, France). In: *Environmental Science: Processes & Impacts*, 15, 3, 585, 2013.
- Liu, W.-C.; Hsu, M.-H.; Kuo, A. Y.; Li, M.-H.: Influence of bathymetric changes on hydrodynamics and salt intrusion in estuarine system. In: *Journal of the American Water Resources Association*, 37, 5, 1405–1416, 2001.
- Luketina, D.: Simple Tidal Prism Models Revisited. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 46, 1, 77–84, 1998.
- Meire, P.; Ysebaert, T.; van Damme, S.; van den Bergh, E.; Maris, T.; Struyf, E.: The Scheldt estuary. A description of a changing ecosystem. In: *Hydrobiologia*, 540, 1–3, 1–11, 2005.
- Meyers, S. D.; Linville, A. J.; Luther, M. E.: Alteration of residual circulation due to large-scale infrastructure in a coastal plain estuary. In: *Estuaries and Coasts*, 37, 2, 493–507, 2014.

- Middelburg, J. J.; Herman, P. M. J.: Organic matter processing in tidal estuaries. In: *Marine Chemistry*, 106, 1–2, 127–147, 2007.
- Monsen, N. E.; Cloern, J. E.; Lucas, L. V.; Monismith, S. G.: A comment on the use of flushing time, residence time, and age as transport time scales. In: *Limnology and Oceanography*, 47, 5, 1545–1553, 2002.
- Paerl, H. W.: Assessing and managing nutrient-enhanced eutrophication in estuarine and coastal waters. Interactive effects of human and climatic perturbations. In: *Ecological Engineering*, 26, 1, 40–54, 2006.
- Paerl, H. W.: Controlling eutrophication along the freshwater–marine continuum. Dual nutrient (N and P) reductions are essential. In: *Estuaries and Coasts*, 32, 4, 593–601, 2009.
- Picado, A.; Dias, J. M.; Fortunato, A. B.: Tidal changes in estuarine systems induced by local geomorphologic modifications. In: *Continental Shelf Research*, 30, 17, 1854–1864, 2010.
- Postma, L.; Boderie, P. M. A.; van Gils, J. A. G.; van Beek, J. K. L.: Component software systems for surface water simulation. In: Goos, G.; Hartmanis, J.; van Leeuwen, J.; Sloot, P. M. A.; Abramson, D.; Bogdanov, A. V.; Dongarra, J. J.; Zomaya, A. Y.; Gorbachev, Y. E. (eds.): *Computational Science — ICCS 2003*, Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 649–658, doi: 10.1007/3-540-44860-8_67, 2003.
- Prandle, D.: Relationships between tidal dynamics and bathymetry in strongly convergent estuaries. In: *Journal of Physical Oceanography*, 33, 12, 2738–2750, 2003.
- Rabalais, N. N.; Díaz, R. J.; Levin, L. A.; Turner, R. E.; Gilbert, D.; Zhang, J.: Dynamics and distribution of natural and human-caused hypoxia. In: *Biogeosciences*, 7, 2, 585–619, 2010.
- Rayson, M. D.; Gross, E. S.; Hetland, R. D.; Fringer, O. B.: Time scales in Galveston Bay. An unsteady estuary. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 121, 4, 2268–2285, 2016.
- Ren, Y.; Lin, B.; Sun, J.; Pan, S.: Predicting water age distribution in the Pearl River Estuary using a three-dimensional model. In: *Journal of Marine Systems*, 139, 276–287, 2014.
- Ruiz, J.; Polo, M. J.; Díez-Minguito, M.; Navarro, G.; Morris, E. P.; Huertas, E.; Caballero, I.; Contreras, E.; Losada, M. A.: The Guadalquivir Estuary. A hot spot for environmental and human conflicts. In: Finkl, C. W.; Makowski, C. (eds.): *Environmental Management and Governance. Advances in Coastal and Marine Resources*, Springer International Publishing, Cham, 199–232, doi: 10.1007/978-3-319-06305-8_8, 2015.
- Savenije, H. H. G.: *Salinity and tides in alluvial estuaries* Elsevier, Amsterdam, 2005.
- Schöl, A.; Hein, B.; Wyrwa, J.; Kirchesch, V.: Modelling Water Quality in the Elbe and its Estuary. Large scale and long term applications with focus on the oxygen budget of the estuary. In: *Die Küste*, 81, 203–232, 2014.
- Schroeder, F.: Water quality in the Elbe estuary: Significance of different processes for the oxygen deficit at Hamburg. In: *Environmental Modeling and Assessment*, 73–82, 1997.
- Scully, M. E.: Physical controls on hypoxia in Chesapeake Bay. A numerical modeling study. In: *Journal of Geophysical Research: Oceans*, 118, 3, 1239–1256, 2013.

Sehili, A.; Lang, G.; Lippert, C.: High-resolution subgrid models: background, grid generation, and implementation. In: *Ocean Dynamics*, 2014.

Sharp, J. H.: Estuarine oxygen dynamics. What can we learn about hypoxia from long-time records in the Delaware Estuary? In: *Limnology and Oceanography*, 55, 2, 535–548, 2010.

Sheldon, J. E.; Alber, M.: The calculation of estuarine turnover times using freshwater fraction and tidal prism models. A critical evaluation. In: *Estuaries and Coasts*, 29, 1, 133–146, 2006.

Shen, J.; Haas, L.: Calculating age and residence time in the tidal York River using three-dimensional model experiments. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 61, 3, 449–461, 2004.

Shen, J.; Lin, J.: Modeling study of the influences of tide and stratification on age of water in the tidal James River. In: *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 68, 1–2, 101–112, 2006.

Smits, J. G. C.; van Beek, J. K. L.: ECO: a generic eutrophication model including comprehensive sediment-water interaction. In: *PLoS ONE*, 8, 7, e68104, 2013.

Tomaso, D. J.; Najjar, R. G.: Long-term variations in the dissolved oxygen budget of an urbanized tidal river. The upper Delaware Estuary. In: *Journal of Geophysical Research: Biogeosciences*, 120, 6, 1027–1045, 2015.

van Damme, S.; Struyf, E.; Maris, T.; Ysebaert, T.; Dehairs, F.; Tackx, M.; Heip, C.; Meire, P.: Spatial and temporal patterns of water quality along the estuarine salinity gradient of the Scheldt estuary (Belgium and The Netherlands). Results of an integrated monitoring approach. In: *Hydrobiologia*, 540, 1–3, 29–45, 2005.

van Maren, D. S.; van Kessel, T.; Cronin, K.; Sittoni, L.: The impact of channel deepening and dredging on estuarine sediment concentration. In: *Continental Shelf Research*, 95, 1–14, 2015.

Verity, P. G.; Alber, M.; Bricker, S. B.: Development of hypoxia in well-mixed subtropical estuaries in the Southeastern USA. In: *Estuaries and Coasts*, 29, 4, 665–673, 2006.

Vriend, H. J. de; Wang, Z. B.; Ysebaert, T.; Herman, P. M. J.; Ding, P.: Eco-Morphological Problems in the Yangtze Estuary and the Western Scheldt. In: *Wetlands*, 31, 6, 1033–1042, 2011.

Walther, R.; Cayrol, C.; Hamm, L.; Delouis, A.; Lehay, D.: Evaluation of an offshore disposal site in the Loire Estuary through field monitoring and 3D numerical modeling. In: *Coastal Engineering Proceedings*, 1, 34, 24, 2015.

Zhang, H.; Li, S.: Effects of physical and biochemical processes on the dissolved oxygen budget for the Pearl River Estuary during summer. In: *Journal of Marine Systems*, 79, 1–2, 65–88, 2010.

Zimmerman, J. T. F.: Estuarine residence times. In: Kjerfve, B. (ed.): *Hydrodynamics of estuaries*, CRC Press, Boca Raton, 75–84, 1988.

Korrekturen zu „Die Küste, Heft 65, EAK 2002, korrigierte Ausgabe 2007 und unveränderter Nachdruck 2015“

Seite 42: Tab. A3.2 letzte Zeile, 3. Spalte, Nenner: „sinh (kd)“

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \cos\theta$$

statt „sinh (kz)“

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -\frac{H}{2} \omega^2 \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kz)} \cdot \cos\theta$$

Seite 44: Tab. A3.3 Zeile 4. b) und 5. a) mittlere Spalte, jeweils letzte Gleichung am Ende „sin (3θ)“

statt „sinh (3θ)“

4. b) vertikal

$$w = c \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11-2 \cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \cdot \sin(3\theta) \right]$$

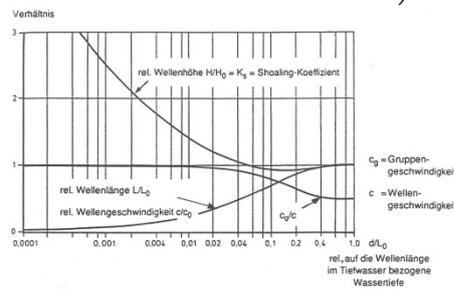
$$w = c \cdot \left[k \cdot a \cdot \frac{\sinh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{4} k^2 a^2 \cdot \frac{\sinh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{3}{64} k^3 a^3 \cdot \frac{11-2 \cosh(kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \sinh[3k(z+d)] \cdot \sinh(3\theta) \right]$$

5. Orbitalbeschleunigung a) horizontal

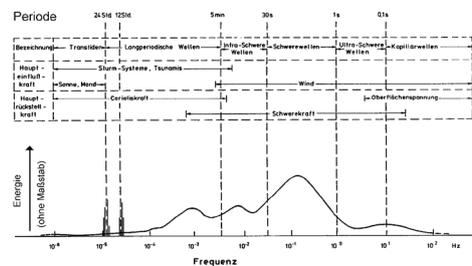
$$\frac{\partial u}{\partial t} = c \cdot \left[k \cdot \omega \cdot a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11-2 \cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \sin(3\theta) \right]$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c \cdot \left[k \cdot \omega \cdot a \cdot \frac{\cosh[k(z+d)]}{\sinh(kd)} \cdot \sin\theta + \frac{3}{2} k^2 \omega a^2 \cdot \frac{\cosh[2k(z+d)]}{\sinh^4(kd)} \cdot \sin(2\theta) + \frac{9}{64} k^3 \omega a^3 \cdot \frac{11-2 \cosh(2kd)}{\sinh^7(kd)} \cdot \cosh[3k(z+d)] \cdot \sinh(3\theta) \right]$$

Seite 73: Abb. A3.17: Wellenverformung bei abnehmender Wassertiefe (Shoaling), lineare Theorie ersetzt durch richtige Abbildung. (Abbildung ist richtig in korrigierter Ausgabe 2007, falsch im unveränderten Nachdruck 2015)



statt



Seite 143: 4. Ansätze für die Bemessung von Küstenschutzwerken 4.1. Einführung

Erster Absatz, dritter Satz:

„Wie in Abschn. 3 bereits erläutert, wird der Seegang beim Einlaufen in Flachwasserzonen durch Grundberührung beeinflusst, wenn die Wellenlänge L größer als die doppelte Wassertiefe d wird.“

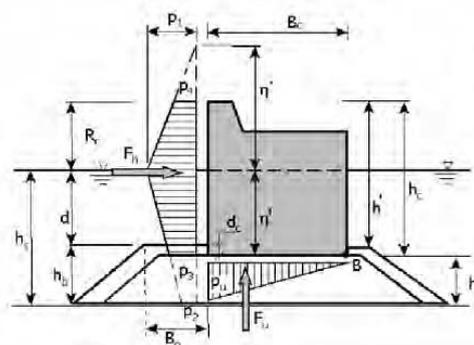
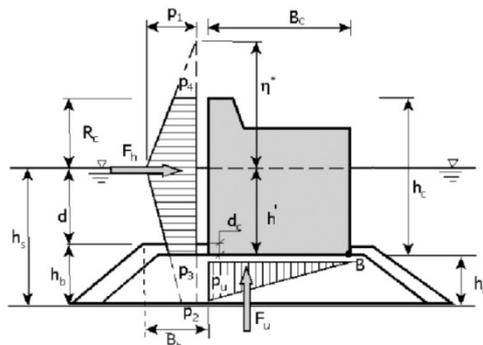
statt „... wenn die Wellenlänge L größer als die halbe Wassertiefe d wird.“

Seite 174 Die Literaturverweise „Oumeraci et al. 2001“ und „Oumeraci et al. 2001a“ beziehen sich auf dieselbe Literatur im gesamten Aufsatz. Oumeraci et al, 2001

statt „Oumeraci et al. 2001a“

Seite 181: A4.3.2 in Skizze „h“ gelöscht und „η“ durch „h“ ersetzt.

statt



Seite 182: In vorletzter Formel zweimal „Rc*“

$$M_{F_h} = \frac{1}{6} \cdot (2p_1 + p_3) h^2 + \frac{1}{2} \cdot$$

$$(p_1 + p_4) h' R_c^* + \frac{1}{6} \cdot (p_1 + 2p_4) R_c^{*2}$$

statt „Rc“

$$M_{F_h} = \frac{1}{6} \cdot (2p_1 + p_3) h^2 + \frac{1}{2} \cdot$$

$$(p_1 + p_4) h' R_c + \frac{1}{6} \cdot (p_1 + 2p_4) R_c^2$$

Seite 212: Abb. A5.11 Bildunterschrift „Stabilität gegen Abheben von ηz=1,2“

statt „...nz=1,2“

Letzter Satz „Basis-Trockenrohdichte des Steinmaterials von 2650 kg/m³“

statt „2,65 t/m³“

Seite 222: Formel 6.8. fehlende runde Klammer nach g eingefügt „(ω² · h/g)^{3/4}“

statt „(ω² · h/g^{3/4}“

$$g \cdot k / \omega^2 = \left[\tanh \left(\omega^2 \cdot h / g \right)^{3/4} \right]^{-2/3}$$

$$g \cdot k / \omega^2 = \left[\tanh \left(\omega^2 \cdot h / g^{3/4} \right) \right]^{-2/3}$$

Erläuterung zu den weiteren Beiträgen des Heftes

Ingrid Holzwarth

Bundesanstalt für Wasserbau, ingrid.holzwarth@baw.de

Eine der nachgefragtesten Ausgaben der „Die Küste“ ist das Heft 74 aus dem Jahr 2008, das anlässlich der 31. International Conference on Coastal Engineering in Hamburg veröffentlicht wurde und in englischer Sprache erschienen ist. Die Beliebtheit des Heftes 74 der „Die Küste“ erklärt sich darin, dass die enthaltenen Artikel einen umfassenden Überblick über die deutsche Küste, deren Naturraum, den Küstenschutz und dessen Bauwerken, sowie den Ästuaren, Wasserstraßen und Häfen geben.

Einige der in Heft 74 enthaltenen Artikel wurden nun durch die Autoren aktualisiert und ins Deutsche übersetzt. Damit stehen die folgenden Beiträge der interessierten Leserschaft zur Verfügung:

- Küstenschutz in Schleswig-Holstein
- Bremen und Bremerhaven
- Das Elbeästuar
- Die geologische Entwicklung von Nord- und Ostsee

Küstenschutz in Schleswig-Holstein: ein Überblick über Strategien und Maßnahmen

Jacobus Hofstede

*Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt, Natur und Digitalisierung des Landes
Schleswig-Holstein, jacobus.hofstede@melund.landsb.de*

Zusammenfassung

Mit der etwa 1.105 km langen sandigen Küstenlinie, zahlreichen Inseln und Halligen sowie den etwa 3.990 km² großen Küstenniederungen ist Schleswig-Holstein den Angriffen des Meeres in besonderer Weise ausgesetzt. In den potentiell überflutungsgefährdeten Küstenniederungen leben 354.000 Menschen, und es sind Sachwerte in Höhe von insgesamt 49 Milliarden Euro vorhanden. Diese Zahlen unterstreichen die übergeordnete Bedeutung eines nachhaltigen Küstenschutzes für Schleswig-Holstein, insbesondere vor dem Hintergrund eines künftig verstärkt ansteigenden Meeresspiegels.

In diesem Beitrag wird, nach einem kurzen Abriss zur historischen Entwicklung des Küstenschutzes in Schleswig-Holstein, das Bemessungskonzept „Klimadeich“ für Landes- schutzdeiche erläutert. Dieses Konzept wurde mit der Fortschreibung 2012 des General- plans Küstenschutz eingeführt und 2018 nochmals erweitert. Anschließend werden die wichtigsten Maßnahmen des Küstenschutzes an Nord- und Ostsee dargestellt. Der Bei- trag schließt mit einem Ausblick auf die Anpassung an den Klimawandel an den Küsten Schleswig-Holsteins ab.

Schlagwörter

Schleswig-Holstein, Küstenschutz, Seedeiche, Küstensicherung, Klima-Anpassung

Summary

The German Federal State of Schleswig-Holstein with its about 1,100 km long sandy shorelines, many islands and about 3,990 km² large coastal lowlands is particularly exposed to the destructive forces of the sea. In the flood-prone coastal lowlands, 354,000 people live and capital assets amounting to 49 billion Euro are concentrated. These values demonstrate the significance of a well-functioning sustainable coastal risk management in Schleswig-Holstein, especially in the light of accelerating sea level rise.

This manuscript starts with a short historical outline of the development of coastal flood defense and protection in Schleswig-Holstein. This outline is followed by a description of the design concept for strengthening of seawalls, which was introduced with the updated master plan coastal flood defense and protection in 2012 and further developed in 2018. Subsequently, the main coastal risk management measures along the North Sea and the Baltic Sea coastlines of Schleswig-Holstein are introduced. This manuscript ends with an outlook on adaptation to climate change and sea level rise.

Keywords

Schleswig-Holstein, coastal flood defense, coastal protection, seawalls, climate-change-adaptation

1 Einleitung

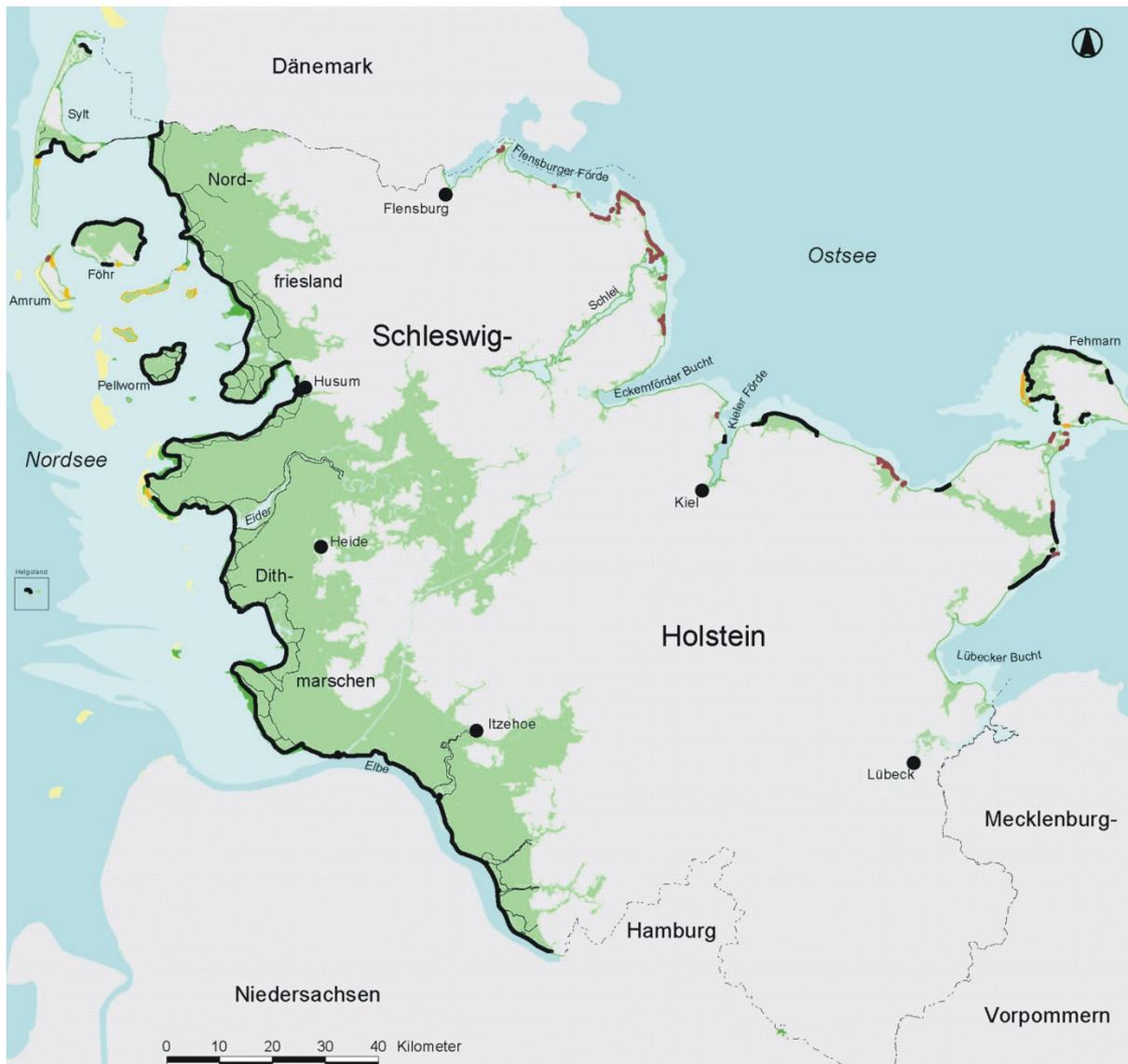


Abbildung 1: Überblick über Schleswig-Holstein mit seinen Landesschutzdeichen (fette schwarze Linien), Regionaldeichen (braune Linien), Mitteldeiche (dünne schwarze Linien) und Küstenniederungen (grüne Flächen).

In Schleswig-Holstein leben rund 2.9 Millionen Menschen auf einer Fläche von 15.730 km² (Abbildung 1). An keinem Ort ist man mehr als 60 Kilometer von einem Meer entfernt. Diese Situation bietet dem Bundesland viele positive Aspekte, zum Beispiel als attraktives Wohngebiet, als touristisches Ziel sowie hinsichtlich der maritimen und der Hafen-Wirtschaft. Die bevorzugte Lage führt aber auch zu einer besonderen Herausforderung. Mit der etwa 1.105 km langen sandigen Küstenlinie, zahlreichen Inseln und Halligen sowie den über 3.990 km² großen Küstenniederungen ist Schleswig-Holstein den Angriffen des Meeres in besonderer Weise ausgesetzt. In den potentiell

überflutungsgefährdeten Küstenniederungen leben 354.000 Menschen und es sind Sachwerte in Höhe von insgesamt 49 Milliarden Euro vorhanden. Diese Zahlen unterstreichen die übergeordnete Bedeutung eines nachhaltigen Küstenschutzes für Schleswig-Holstein, insbesondere vor dem Hintergrund eines künftig verstärkt ansteigenden Meeresspiegels. Schwerpunkt des staatlichen Küstenschutzes ist die langfristige Erhaltung der Wehrfähigkeit der 433 km Landesschutzdeiche, die zusammen über 90 % der überflutungsgefährdeten Küstenniederungen schützen (MELUR 2013).

In diesem Beitrag wird, nach einem kurzen Abriss zur historischen Entwicklung des Küstenschutzes in Schleswig-Holstein, das Bemessungskonzept: „Klimadeich“ für Landesschutzdeiche erläutert, das mit der Fortschreibung des Generalplans Küstenschutz im Jahre 2012 eingeführt und 2018 nochmals erweitert wurde. Anschließend werden die wichtigsten Maßnahmen des Küstenschutzes an Nord- und Ostsee dargestellt. Der Beitrag schließt mit einem Ausblick zur Anpassung an den Klimawandel an den Küsten Schleswig-Holsteins ab.

2 Historische Entwicklung des Küstenschutzes

Seit über zwei Jahrtausenden schützen sich die Bewohner der Nordseeküste von Schleswig-Holstein vor Sturmfluten. Etwa zu Beginn unserer Zeitrechnung wurde an der Nordseeküste mit der Anlage von Warften zum Schutz der Siedlungen begonnen. Einige Jahrhunderte später wurden auf der Halbinsel Eiderstedt die ersten Ringdeiche zum Schutz der landwirtschaftlich genutzten Flächen vor Sommerfluten errichtet (Meier 2000). Vor etwa 1.000 Jahren fing der tatsächliche Deichbau an. Sehr schwere Sturmfluten (z. B. die Erste und Zweite „Grote Mandränke“ in den Jahren 1362 und 1634) führten immer wieder zu Deichbrüchen, woraufhin die Deiche stetig instandgesetzt, erhöht und verstärkt wurden. Mit den wachsenden technischen Möglichkeiten (Abbildung 2) konnten nach und nach weite Marschflächen zurückgewonnen werden. Jedoch führten immer wieder sehr schwere Sturmfluten, wie beispielsweise in den Jahren 1717, 1825 und 1962, zu Deichbrüchen. Während der letzten Katastrophenflut im Jahr 1962 verloren mehr als 300 Menschen in Hamburg ihr Leben; in Schleswig-Holstein waren keine Menschenleben zu beklagen. Aufgrund dieser geschichtlichen Erfahrungen entwickelte die lokale Bevölkerung eine besondere Einstellung gegenüber ihrem Land und dem Meer. Der moderne Küstenschutz ist daher Ausdruck eines historisch gewachsenen und berechtigten Wunsches der Bewohner, ihr Leben und ihren Besitz vor Flutkatastrophen zu schützen und dem Landverlust entgegenzuwirken.

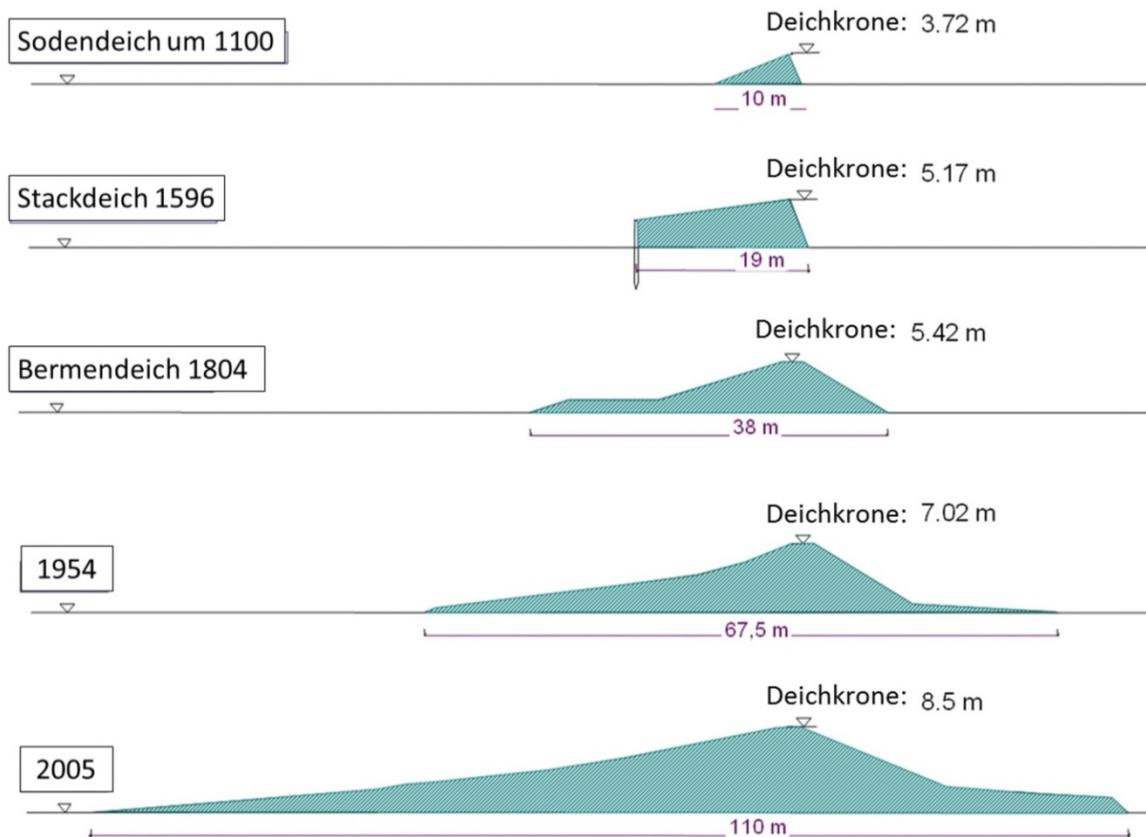


Abbildung 2: Entwicklung von Deichen an der Nordseeküste von Schleswig-Holstein.

An der Ostseeküste Schleswig-Holsteins wurde der erste Deich im Jahr 1581 circa 30 km östlich von Flensburg errichtet. Weitere Deiche folgten im 18. und 19. Jahrhundert auf private Initiativen hin. Da diese Deiche jedoch unterdimensioniert waren, wurden sie während Sturmfluten oftmals wieder zerstört. Die höchste Sturmflut in der westlichen Ostsee wurde im November 1872 aufgezeichnet. Sie war mit einem Wasserstand von bis zu 3,3 m über dem mittleren Meeresspiegel etwa einen Meter höher als alle vorherigen und nachfolgenden am Pegel Lübeck-Travemünde aufgezeichneten Sturmfluten (Abbildung 3). Dieses Ereignis, das 271 Todesopfer im Ostseeraum forderte, stellt den Wendepunkt für den Küstenschutz an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste dar. In Schleswig-Holstein kamen 31 Menschen in den Fluten um, etwa 2.850 Gebäude wurden zerstört oder stark beschädigt und über 15.000 Personen hilfsbedürftig (Kiecksee 1972). Es war das letzte Mal, dass in Schleswig-Holstein Menschen infolge einer Sturmflut gestorben sind. Nach dieser Katastrophe begann die preußische Regierung mit der systematischen Planung von Schutzbauwerken (Eiben 1992). Das damals entwickelte Deichprofil zeigte bereits grundlegende Eigenschaften moderner Deiche. Insgesamt wurden bis 1882 über 70 km Deiche errichtet, die sich fast eins-zu-eins decken mit den heutigen Landes-schutzdeichen.

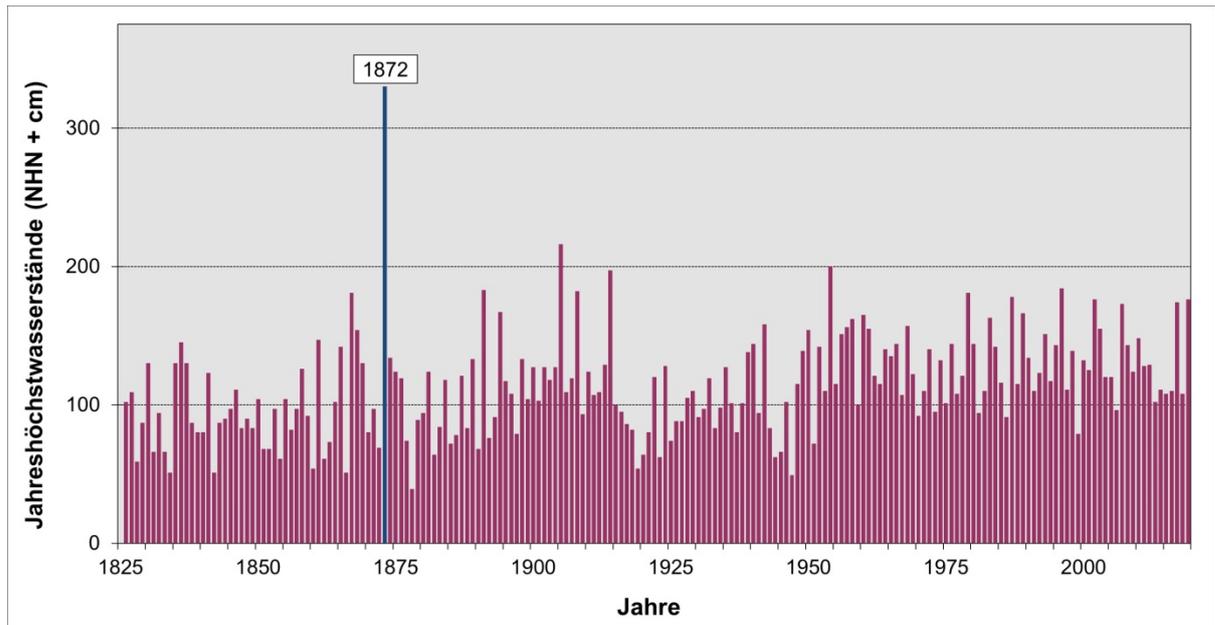


Abbildung 3: Entwicklung der jährlichen Höchstwasserstände am Pegel Travemünde seit 1826.

3 Moderner Küstenschutz

3.1 Strategische Überlegungen

Unter dem Eindruck der Sturmflutkatastrophe von 1962 verabschiedete Schleswig-Holsteins Landesregierung im Jahre 1963 einen Generalplan für den Küstenschutz, der das technische und finanzielle Konzept zur Gewährleistung der Küstenschutz-Sicherheitsstandards in Schleswig-Holstein umfasst. Der Plan wurde in den Jahren 1977, 1986, 2001 und zuletzt 2012 fortgeschrieben, wobei die aktuelle Fassung des Jahres 2012 (MELUR 2013) eine Reihe von strategischen Weiterentwicklungen gegenüber früheren Plänen enthält. Die Vorgaben aus der europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie wurden aufgegriffen und berücksichtigt. So wird der Küstenschutz im Kontext eines ganzheitlichen Küstenhochwasserrisikomanagements beschrieben. Es werden für den Küstenschutz relevante Aussagen zur Raumordnung, Bauleitplanung, Gefahrenabwehr und zum Katastrophenschutz gemacht. Insbesondere vor dem Hintergrund des Klimawandels und seiner Konsequenzen wurden Grundsätze für das Bauen in Küstenniederungen und an den Küsten eingeführt.

Weiterhin gilt nunmehr für alle Landesschutzdeiche ein statistisch ermittelter, maßgeblicher Sturmflutwasserstand HW_{200} mit einer jährlichen Eintrittswahrscheinlichkeit von 0,005 (Wiederkehrintervall = 200 Jahre). Das HW_{200} ist Grundlage für die Überprüfung der aktuellen Sicherheit der Landesschutzdeiche im Rahmen der regelmäßigen Fortschreibungen des Generalplanes Küstenschutz. Wenn bei diesem Wasserstand über eine längere Strecke ein Wellenüberlauf von mehr als $2\text{ l/m}^*\text{s}$ auftritt, muss der Deichabschnitt verstärkt werden. Die Berechnung des Wellenauflaufes und Wellenüberlaufes erfolgt nach EUROTOP (2007). Im Jahre 2011 hat die letzte Sicherheitsüberprüfung mit dem neuen Verfahren ergeben, dass 93 km der Landesschutzdeiche in Schleswig-Holstein zu verstärken sind.

Bei der Bemessung von Deichverstärkungen wird ein einheitlicher Klimazuschlag in Höhe von 0,5 m auf das HW₂₀₀ aufgeschlagen. Gemäß neuerer Veröffentlichungen (Grinsted et al. 2015, Le Bars et al. 2017) kann der Meeresspiegel bis zum Ende dieses Jahrhunderts deutlich stärker als um 0,5 m ansteigen. IPCC (2019) gibt als wahrscheinliche Bandbreite für das RCP8.5-Szenario globale Anstiegswerte zwischen 0,6 und 1,1 m für den Zeitraum 2000 bis 2100 an. Dadurch nimmt auch die Bandbreite der Projektionen beachtlich zu. Für das Land Schleswig-Holstein stellt diese Unschärfe eine erhebliche Herausforderung hinsichtlich einer vorsorglichen und gleichzeitig kosteneffizienten Schutzstrategie dar. Zur Berücksichtigung der großen Bandbreiten in den wissenschaftlichen Projektionen hat Schleswig-Holstein bereits 2009 das Konzept „Baureserve“ für Deichverstärkungen eingeführt (MELUR 2013). Dieses wurde im Jahre 2018 auf der Basis neuerer wissenschaftlicher Erkenntnisse nochmals zum Konzept Klimadeich erweitert (Abbildung 4).

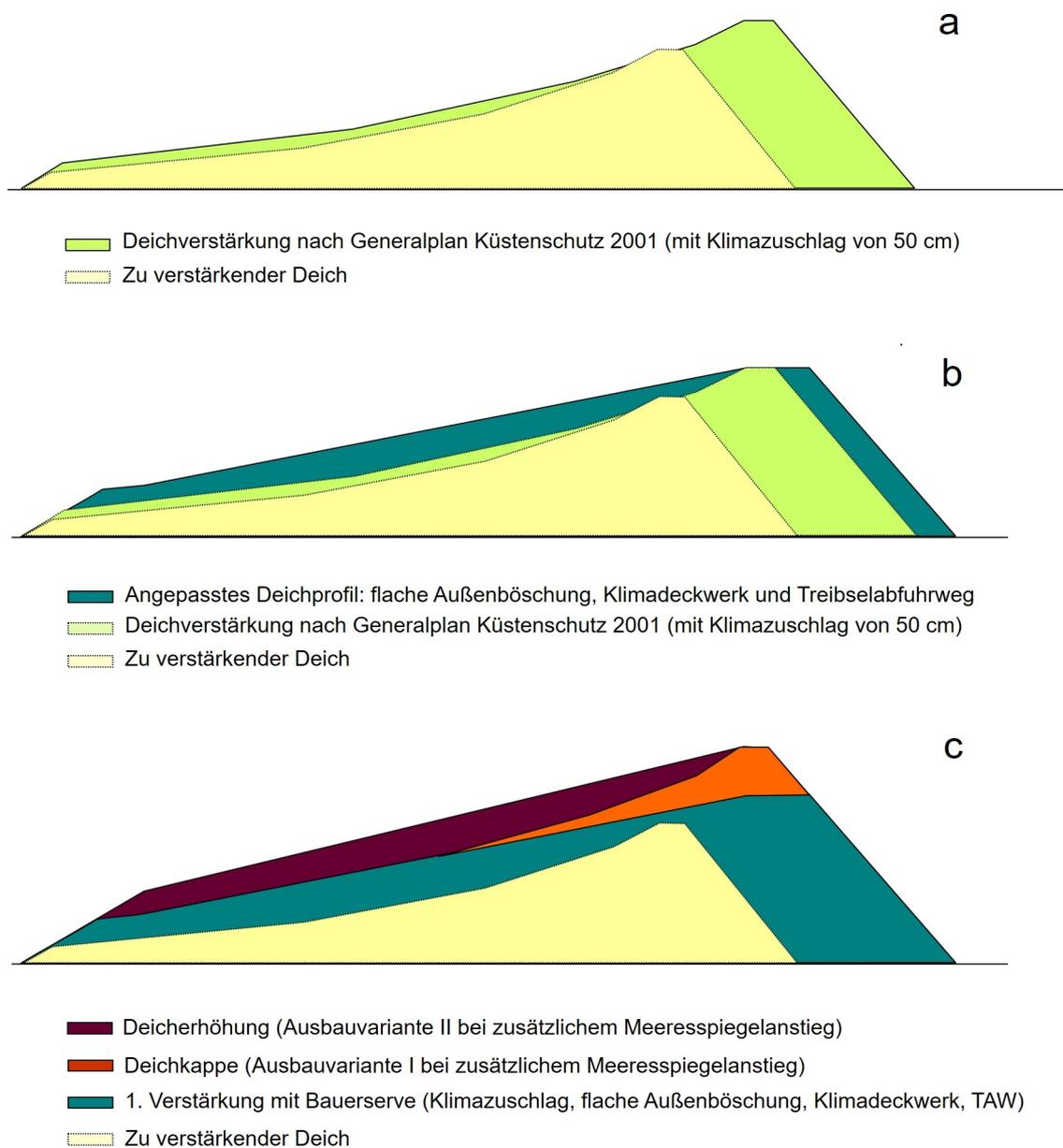


Abbildung 4: Das Konzept Klimadeich.

- Für die nach der Sicherheitsüberprüfung zu verstärkenden Deichabschnitte wird zunächst auf der Basis des vorhandenen, sich nach oben versteilenden Regelprofils der Deichaußenböschung eine Neubemessung durchgeführt (Abbildung 4a).
- Das somit ermittelte Deichbestick (Höhe und Neigungen) wird in einem nachfolgenden Schritt angepasst, in dem die Regelbreite der Deichkrone von 2,5 auf 5 m verbreitert wird und die Außenböschung von der Oberkante Treibsel-Abfuhrweg oder Wellenüberschlagssicherung bis zur Deichkrone grundsätzlich eine einheitliche Neigung von 1:10 erhält. Wenn ein Deckwerk zur Fußsicherung vorhanden ist bzw. geplant wird, soll seine Oberkante mit einem Klimazuschlag in Höhe von 0,5 m bemessen werden (Abbildung 4b). Mit diesem Deichbestick wird der Deich verstärkt.

Durch die Abflachung der Deichaußenböschung wird eine zusätzliche Sicherheit gegenüber dem bisherigen Regelprofil geschaffen, da der (zu kehrende) Wellenauflauf mit flacheren Deichaußenböschungen generell abnimmt. Der größte Vorteil der Abflachung und der verbreiterten Deichkrone besteht darin, dass eine Baureserve für spätere Nachverstärkungen geschaffen wird. Nachfolgende Generationen haben die Möglichkeit, mit geringem technischem, finanziellem und planerischem Aufwand dem Deich eine Deichkappe aufzusetzen (Ausbauvariante I, Abbildung 1c). Mit diesem zweistufigen Verfahren kann einem Meeresspiegelanstieg von bis zu etwa 1,5 m begegnet werden. Aktuelle Untersuchungen, die sich mit sog. High-End-Szenarien befassen (Grinsted et al. 2015, Le Bars et al. 2017), resultieren in noch höheren Anstiegswerten. Damit diese Anstiegswerte eintreten, müssten die Landeiskappen auf Grönland und in der Antarktis kollabieren, was derzeit als sehr unwahrscheinlich eingestuft wird. Auch in diesem Falle wäre eine weitere Verstärkung der Landesschutzdeiche durch eine Profilanpassung möglich (Ausbauvariante II, Abbildung 1c). Mit dieser weiteren Profilanpassung kann einem Meeresspiegelanstieg von bis zu etwa 2 m begegnet werden.

3.2 Maßnahmen an der Ostseeküste

Die Küstenlinie entlang der Ostsee hat eine Länge von etwa 536 km; davon entfallen 137 km auf die Schlei-Förde und 71 km gehören zur Insel Fehmarn. Die Länge der aktiven (erodierenden) Steilufer beträgt 122 km. Aufgrund der stark bewegten, durch Buchten und Landzungen geprägten Topografie der schleswig-holsteinischen Ostseeküste gibt es eine große Zahl nicht miteinander verbundener Küstenniederungsgebiete (Abbildung 1). In diesen insgesamt etwa 315 km² großen Niederungen leben über 56.000 Menschen, und es sind Sachwerte in Höhe von fast 7 Milliarden Euro vorhanden. Der Küstenschutz entlang der Ostseeküste Schleswig-Holsteins wird hauptsächlich durch Landesschutz- und Regionaldeiche realisiert. Zwischen 2005 und 2011 wurde in der Lübecker Bucht ein kommunales Küstenhochwasserschutzsystem in mehreren Bauphasen errichtet. Sie werden nachfolgend behandelt.

3.2.1 Deiche

In Schleswig-Holstein ist im Gegensatz zur Nordseeküste die Ostseeküste durch eine große Zahl nicht miteinander verbundener Niederungsgebiete geprägt (Abbildung 1). Die meisten sind durch Deiche mit einer Gesamtlänge von 121 km geschützt – etwa 69 km

Landesschutzdeiche und 51 km Regionaldeiche. Im Gegensatz zu den Landesschutzdeichen liegen die Regionaldeiche weitgehend in der Zuständigkeit von Deichverbänden und besitzen keine festgelegten Sicherheitsstandards.

Die letzte Verstärkung eines Landesschutzdeiches an der Ostseeküste wurde von 2010 bis 2013 zwischen Dahme und Rosenfelde durchgeführt. Hier wurde das Konzept „Baureserve“ noch nicht umgesetzt. Dieser 5,5 km lange Deichabschnitt (davon 1,8 km in Ortslage) schützt ein etwa 45 km² großes Niederungsgebiet mit fast 2.200 Einwohnern und Sachwerten in Höhe von 300 Millionen Euro. Der Deich wurde durchschnittlich um 0,8 m auf NHN +4,8 m erhöht; außerhalb der Ortslagen bekam die Außenböschung eine Neigung von 1:8. Die im Vergleich zur Westküste deutlich geringere Deichhöhe hängt in erster Linie mit dem fehlenden Tideeinfluss in der Ostsee zusammen. In Teilbereichen der Ortslage Dahme sowie am Schöpfwerk Dahme mussten wegen der besonders engen Platzverhältnisse Hochwasserschutzwände auf der Deichkrone errichtet werden (Abbildung 5). Die Baumaßnahmen griffen nicht unerheblich in Natur und Landschaft ein, was die Umsetzung diverser landschaftspflegerischer Maßnahmen erforderlich machte. So wurde etwa 1 ha des seltenen Lebensraumtyps „Feuchte Dünentäler“ aus dem Baubereich geborgen und auf vorbereitete Vordünenflächen aufgebracht.



Abbildung 5: Bau einer Hochwasserschutzwand auf dem Landesschutzdeich Dahme-Rosenfelde (© LKN.SH).

3.2.2 Küstenhochwasserschutzsystem Scharbeutz/Timmendorfer Strand

Nicht in allen überflutungsgefährdeten Küstensiedlungen entlang der Ostsee sind Deiche die geeignete Schutzmaßnahme. Insbesondere in den touristisch geprägten Küstenorten sind alternative Maßnahmen gefragt. Ein Beispiel ist die Lübecker Bucht; in den Gemeinden Timmendorfer Strand und Scharbeutz wohnen fast 5.000 Menschen in überflutungsgefährdeten Küstenniederungen. Darüber hinaus befinden sich in diesem Gebiet Sachwerte, auch touristische Infrastruktur, in Höhe von 450 Millionen Euro. Der Küstenhochwasserschutz bestand im Wesentlichen aus einem Strandwallsystem mit einer Höhe von circa 2,5 bis 3,0 m über NHN, was in Anbetracht der sehr hohen Vulnerabilitäten als

defizitär eingestuft wurde. Auch vor dem Hintergrund der langfristig steigenden Überflutungswahrscheinlichkeit infolge des künftig zu erwartenden beschleunigten Meeresspiegelanstieges (IPCC 2019) wurde eine nachhaltige Küstenschutzlösung dringend notwendig. Da das letzte katastrophale Sturmhochwasser bereits fast 150 Jahre zurückliegt (Abbildung 2) und die Region wirtschaftlich vom Tourismus abhängt, stand die ortsansässige Bevölkerung einer klassischen Hochwasserschutzlösung mittels Deiche eher skeptisch gegenüber. Die Verantwortung für den Hochwasserschutz liegt bei den Gemeinden. Eine geeignete, von den Einwohnern akzeptierte Küstenschutzlösung für dieses Gebiet konnte nur mit einer aktiven Einbindung der örtlichen Bevölkerung erzielt werden. Erstmals im Küstenschutz wurde deshalb ein proaktives Bürgerbeteiligungsverfahren mit externer Moderation durchgeführt (Hofstede 2004). Als Ergebnis dieses Verfahrens sollten die Gemeinden nunmehr eine in die Küstenlandschaft integrierte Küstenhochwasserschutzlösung planen und umsetzen. Im Rahmen eines nachfolgenden Ideenwettbewerbes wurde eine solche generelle Lösung entwickelt und in sechs Bauphasen zwischen 2005 und 2011 in beiden Gemeinden umgesetzt. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um eine durch geotextile Sandcontainer stabilisierte Spundwand mit aufgesetztem Wellenabweiser aus Beton (Abbildung 6); die Anlage wurde in das bestehende Strandwallsystem eingebaut bzw. „versteckt“ (Abbildung 7). Nur wenn der Strandwall im Laufe einer Sturmflut erodiert, kommt die technische Anlage zum Vorschein und schützt die Küstenniederung effektiv vor Überflutung. Dieses Beispiel zeigt eine in die Landschaft integrierte und vor Ort akzeptierte Lösung.

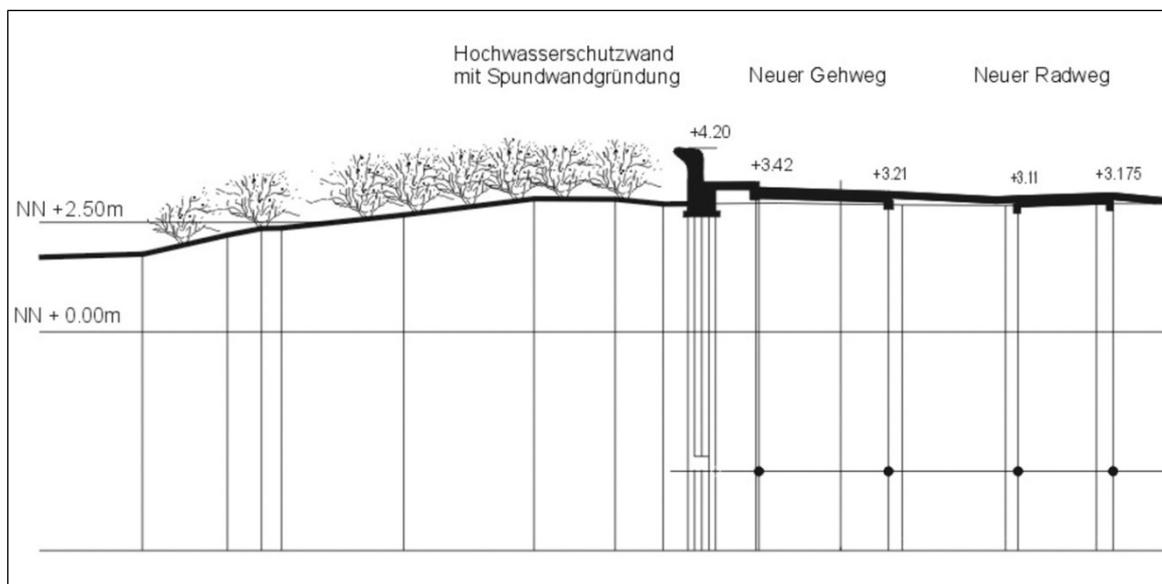


Abbildung 6: Hochwasserschutzsystem für Timmendorfer Strand und Scharbeutz.



Abbildung 7: Hochwasserschutzsystem „versteckt“ im aufgeschütteten Strandwall (© Hofstede).

3.2.3 Küstensicherung an der Ostseeküste

Neben dem Küstenhochwasserschutz werden an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste an einigen Stellen Küstensicherungsmaßnahmen, vornehmlich Buhnen, zum Schutz vor Landabbruch und Erosion durchgeführt (Eiben 1992). In den 1980er Jahren wurden beispielsweise in der Probstei bei Kiel 46 sogenannte T-Buhnen als Fußsicherung für den dortigen Landesschutzdeich errichtet. Insgesamt ist die Zahl der Küstensicherungsbauwerke jedoch gering. Dies entspricht dem Grundsatz aus dem Generalplan Küstenschutz, wonach besonders an der Ostsee eine natürliche Dynamik der Küste einschließlich von Steiluferabbrüchen erwünscht ist (MELUR 2013). Das während der Sturmfluten auf natürlichem Wege freigesetzte Material dient der Stabilisierung der umliegenden Niederrungsküsten und hat somit eine bedeutende Funktion für den Küstenschutz. Sandaufspülungen zur Küstensicherung, wie zum Beispiel auf der Nordseeinsel Sylt praktiziert (siehe unten), sind an der schleswig-holsteinischen Ostseeküste insbesondere auch wegen der sehr geringen Sandvorkommen im Meer keine nachhaltige Lösungsoption. Generell sollen nur Siedlungen, wichtige Infrastrukturanlagen und hohe Sachwerte vor irreversiblen Küstenrückgang und struktureller Erosion geschützt werden.

3.3 Maßnahmen an der Nordseeküste

Die schleswig-holsteinische Nordseeküste ist geprägt durch eingedeichte Küstenmarschen, das Wattenmeer und die Tideelbe (Abbildung 1). Die Küstenlinie hat eine Länge von 569 km, davon sind 208 km Insel- und 63 km Halligküste. In den 3.572 km² großen Küstenmarschen leben 298.000 Menschen, und es sind Sachwerte in Höhe von 42 Milliarden Euro vorhanden. Der Küstenschutz entlang der Nordseeküste Schleswig-Holsteins wird hauptsächlich durch Deiche (Landesschutzdeiche, Regionaldeiche und Mitteldeiche) realisiert. Weitere Schwerpunkte sind die Küstensicherung auf Sylt mittels Sandersatzmaßnahmen sowie die Verstärkungen von Halligwarften. Sie werden nachfolgend behandelt.

3.3.1 Deiche

Die Küstenmarschen an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins werden über 407 km durch Landesschutz- (363 km) und Regionaldeiche (44 km) vor Sturmfluten gesichert (Abbildung 1). Weitere 548 km Mitteldeiche bieten als sogenannte zweite Deichlinie einen zusätzlichen Schutz für die dahinterliegenden Küstenmarschen. Sie dienen dazu, Überflutungen im Falle eines Bruches von Landesschutzdeichen räumlich einzuschränken. Die zweite Deichlinie besteht vorwiegend aus ehemaligen, im Zuge der früheren Landgewinnung in die zweite Linie gerückten, Landesschutzdeichen. Einen Sonderfall stellen die fast 40 km langen, relativ niedrigen Regionaldeiche auf den Halligen dar. Vor dem Hintergrund, dass das zum Ausgleich des Meeresspiegelanstieges erforderliche Höhenwachstum der Halligen eine regelmäßige Überflutung mit sedimentbeladenem Meerwasser voraussetzt, sollen sie nur vor Sommerhochwasser schützen. Im Winter sind die fast 300 Bewohner der Halligen auf den Schutz durch Warften angewiesen (siehe unten).



Abbildung 8: Landesschutzdeich in Büsum nach der Verstärkung (© LKN.SH).

Die erste Deichverstärkung nach dem Konzept Baureserve wurde zwischen 2013 und 2015 in Büsum (Dithmarschen) durchgeführt. Die Sicherheitsüberprüfung hatte ergeben, dass ein etwa 2,7 km langer Abschnitt des Landesschutzdeiches den Schutzstandard nicht erfüllt und verstärkt werden muss. Im Schutz dieses Deichabschnittes leben etwa 6.750 Menschen, und es sind Sachwerte in Höhe von etwa 720 Millionen Euro vorhanden. Der verstärkte Deich hat nunmehr eine Kronenhöhe von NHN +8,7 m und eine durchgehende Außenböschungsneigung von mindestens 1:9, teilweise sogar 1:15 (Abbildung 8). Wegen der vorhandenen dichten Ortsbebauung musste die Verstärkung seeseitig durchgeführt werden. Zur Verringerung der Überbauung von ökologisch wertvollen Wattflächen wurde das vorhandene Deckwerk am Deichfuß um durchschnittlich 0,7 m erhöht. Eine Besonderheit der Baumaßnahme waren die parallel zur Deichverstärkung ausgeführten Arbeiten zur Verbesserung der touristischen Infrastruktur wie die Watttribüne auf der

neuen Deichaußenböschung, Fußgängerbrücken zur Innenstadt und Deckwerkstreppen zum Watt (Abbildung 8). Mit dieser integrativen Maßnahme hat die Gemeinde Büsum ein großes Maß an Sicherheit dazugewonnen und gleichzeitig seine touristische Attraktivität erheblich gesteigert.

3.3.2 Sandersatzmaßnahmen auf Sylt

Die Sandersatzmaßnahmen auf der Insel Sylt sind ein weiteres wichtiges Element der Küstenschutzstrategie an der Nordseeküste von Schleswig-Holstein. Bis Ende 2019 wurden insgesamt 51 Millionen m³ Sand an den Nordseestränden von Sylt aufgespült und verklappt (Abbildung 9). Mit diesem Sand konnte der natürliche Rückgang von etwa einem Meter pro Jahr ausgeglichen bzw. sogar ein Sandpuffer hergestellt werden. Dieser Puffer wird gelegentlich auch als Vordüne bezeichnet, ist aber ein sog. Verschleißbauwerk auf dem oberen Strand. Er dient dazu, während Sturmfluten Erosionen an den eigentlichen Dünen zu verhindern. An den Inselenden und vor Westerland sind wegen der intensiven Hydrodynamik respektive dichter Bebauung weitere (harte) Schutzmaßnahmen erforderlich.

Neben traditionellen Strandaufspülungen werden vermehrt auch Verklappungen im Vorstrand durchgeführt. Die Kosten für dieses Verfahren sind vergleichsweise gering. Darüber hinaus kann der beobachteten langfristigen Versteilung des Unterwasserprofils vor Sylt entgegengewirkt werden. Diese Versteilung führt dazu, dass höhere Wellen den unmittelbaren Strandbereich erreichen und hier zusätzliche Erosion erzeugen. Entsprechend führt die Vorstrandverklappung zu einer Stabilisierung der dahinterliegenden Strandabschnitte.

Die natürliche Erosion an der Nordseeküste von Sylt beträgt etwa 1 Mio. m³ pro Jahr. Aufgrund der vorherrschenden hydro-morphodynamischen Verhältnisse ist nicht davon auszugehen, dass dieses Material in Richtung Nordsee verfrachtet und somit aus dem System verschwindet. Wahrscheinlicher ist, dass es küstenparallel zu den Seegats und von dort in das Wattenmeer transportiert wird. Wenn diese Hypothese stimmt, würde der vor Sylt künstlich eingebrachte Sand – als positiver Nebeneffekt – das durch einen beschleunigten Meeresspiegelanstieg entstehende Sedimentdefizit im Wattenmeer verringern und dazu beitragen, das Ökosystem Wattenmeer in seiner Größe sowie seinen Strukturen und Funktionen in Zeiten des Klimawandels zu bewahren. Dieses langfristige Ziel verfolgt die Landesregierung Schleswig-Holsteins mit seiner Strategie für das Wattenmeer 2100 (MELUR 2015). Die oben beschriebene Hypothese wird derzeit in dem INTERREG-Projekt „Building with Nature“ (Teilvorhaben: BASEWAD – balancing sediment deficits in the Wadden Sea) wissenschaftlich untersucht.

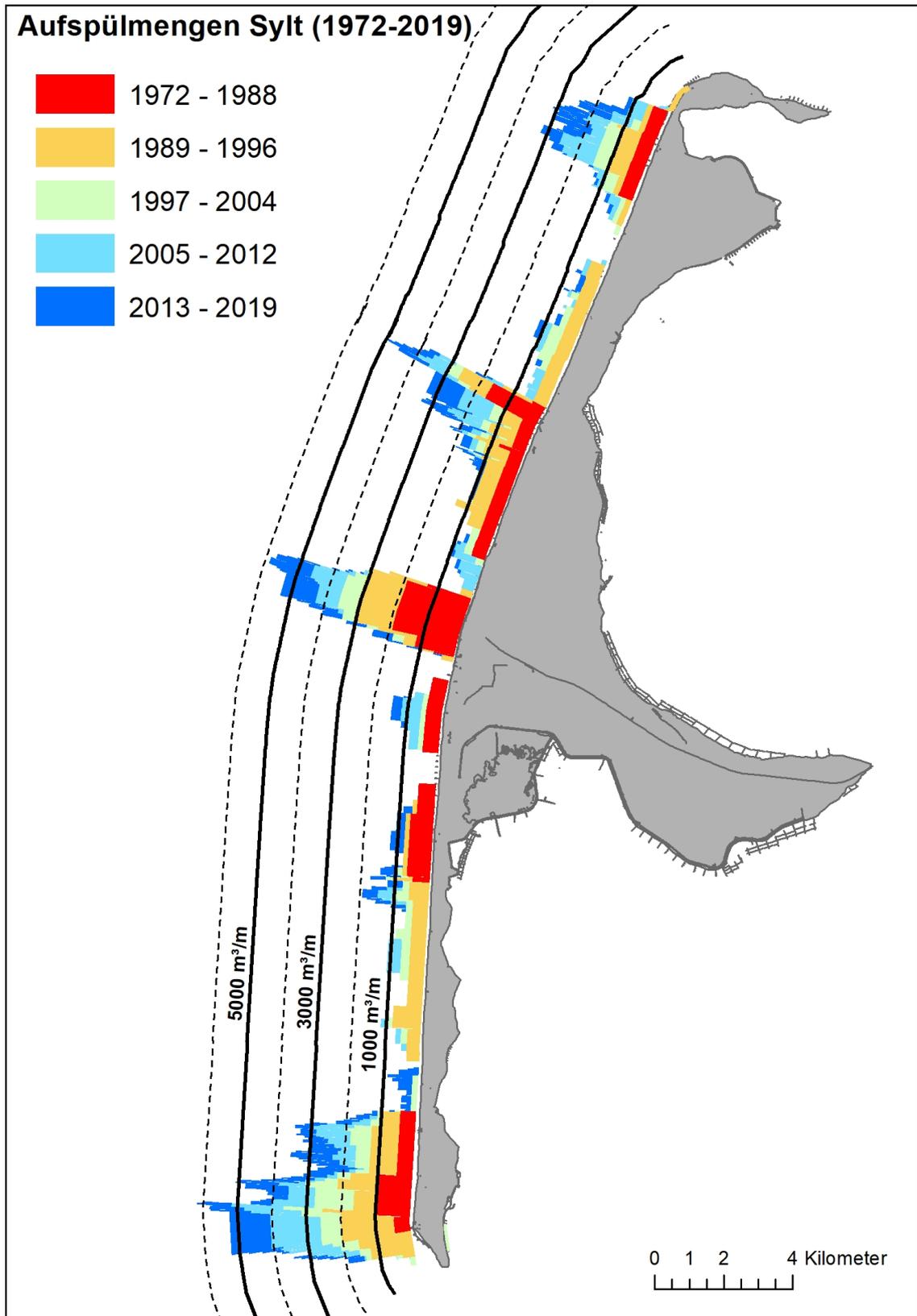


Abbildung 9: Sandaufspülungen an der Nordseeküste von Sylt seit 1972 (LKN.SH).

3.3.3 Das Warftverstärkungs- und Entwicklungsprogramm

Die 10 Halligen mit ihren Warften im nordfriesischen Wattenmeer stellen weltweit einmalige und erhaltenswerte Kultur- und Naturwerte dar. Wie keine andere Landschaft stehen sie als Sinnbild für den „Kampf mit dem Blanken Hans“. Historische Sturmfluten wüteten hier wegen der exponierten und kaum geschützten Lage besonders gravierend. Die Halligen sind zumindest teilweise Überbleibsel einer im Mittelalter infolge von Sturmfluten und Meereseinbrüchen untergegangenen Küstenmarschlandschaft. Betrug ihre Fläche Mitte des 17. Jahrhunderts noch etwa 100 km², reduzierte sich diese Fläche infolge von Sturmfluten bis Ende des 19. Jahrhunderts auf weniger als 30 km² (Lorenzen 1980). Von 1824 bis 1924 nahm die Halligbevölkerung von 937 auf 490 ab, was fast einer Halbierung gleichkommt. Allein während der Sturmflut von 1825, der sogenannten Halligflut, verloren 74 Halligbewohner ihr Leben, weitere 234 Menschen zogen fort (Meier 2012). Zu Anfang des 20. Jahrhunderts wurden die Halligen durch Küstenschutzmaßnahmen in ihrer Lage stabilisiert.

Durch ihre exponierte Lage im Wattenmeer sind die Halligen vom Meeresspiegelanstieg und höheren Sturmflutwasserständen besonders betroffen. Mit dem Ziel, die Halligen in Zeiten des demographischen und des Klimawandels langfristig bewohnbar zu halten, wurde ein Regierungsprogramm aufgelegt. Schwerpunkt ist eine nachhaltige Verstärkung der Warftkörper als zentraler Siedlungs- und Wirtschaftsraum in Kombination mit baulichen Hochwasserschutzmaßnahmen an Gebäuden und nicht-baulichen Maßnahmen wie dem Freihalten von Schutzstreifen. Dazu wurde unter anderem eine Sicherheitsüberprüfung der bewohnten Halligwarften durchgeführt und ein neues Bestick als Grundlage für Warftverstärkungen entwickelt (Abbildung 10).

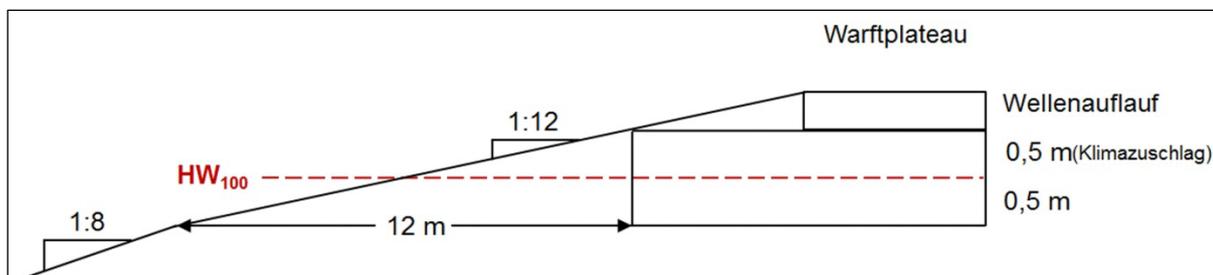


Abbildung 10: Bestick-Elemente einer Halligwarft-Plateauverstärkung.



Abbildung 11: Plateauverstärkung an der Westseite von der Hanswarft (Hooge; © Hofstede)

Da eine Überflutung der Warften trotz des hohen Schutzstandards nicht ausgeschlossen werden kann, sind auch Maßnahmen zur Reduzierung der Schadenserwartungen im Programm berücksichtigt worden: beispielsweise das Schaffen von Schutzräumen in neuen Gebäuden. Im Jahre 2019 wurden die ersten drei Warftverstärkungen auf Hooge (Hanswarft), Langeneß (Treuberg) und Nordstrandischmoor (Norderwarft) als Pilotprojekte durchgeführt (Abbildung 11).

4 Ausblick

Der Umgang mit dem menschengemachten Klimawandel ist zu einem der Brennpunkte unserer Gesellschaft geworden. Dies wird sich auch in der bis 2022 anstehenden fünften Fortschreibung des Generalplanes Küstenschutz Schleswig-Holstein niederschlagen. Insbesondere die zukünftige Entwicklung des Meeresspiegelanstieges infolge des menschengemachten Klimawandels genießt dabei hohe öffentliche und mediale Aufmerksamkeit. In 2019 hat das IPCC einen Sonderbericht über den Ozean und die Kryosphäre in einem sich wandelnden Klima veröffentlicht, in dem neue Projektionen zum weltweiten Meeresspiegelanstieg enthalten sind. Bund und Länder haben sich darauf verständigt, für Vorsorgezwecke das RCP8.5-Szenario zu verwenden, das die höchste Anpassungsnotwendigkeit mit sich bringt. Nach diesem Szenario liegt die wahrscheinliche Bandbreite des in diesem Jahrhundert zu erwartenden globalen mittleren Meeresspiegelanstieges zwischen 0,61 und 1,10 m (Medianwert 0,84 m). Diese neuen Werte liegen um etwa 10 % höher als die im letzten IPCC-Bericht (2014) veröffentlichten. Sturmflutwasserstände an den deutschen Küsten werden vermutlich entsprechend dem mittleren Meeresspiegelanstieg höher ausfallen (Belfort et al. 2015, Klein et al. 2018). Dies wird schwerwiegende Auswirkungen an den tiefliegenden sandigen Küsten haben. Die Küsten und Küstenschutzanlagen werden künftig stark erhöhten hydrologischen Belastungen ausgesetzt sein. Neben dem Konzept Klimadeich werden weitere, auch nicht-technische, Anpassungen wie die Sicherung von Flächen für erforderliche Deichverstärkungen und für Küstenrückgang erforderlich. Im neuen Landesentwicklungsplan Schleswig-Holstein sollen entsprechende Vorranggebiete für den Küstenschutz und für die Klima-Anpassung an den Küsten geschaffen werden. In Anbetracht der zu erwartenden zunehmenden Belastungen der Küstenzonen und die sich daraus ergebende Anpassungsnotwendigkeit behält das Fazit in den Generalplänen Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein von 2001 und 2012 (MLR 2001, MELUR 2013) auch in Zukunft seine Gültigkeit: „*Der Küstenschutz wird niemals enden*“.

5 Literaturverzeichnis

- Belfort, D. J.; Fischer, M.; Leckebusch, G. C.; Ulbrich, U.; Ganske, A.; Rosenhagen, G.; Heinrich, H.: Identification of storm surge events over the German Bight from atmospheric reanalysis and climate model data. In: Nat. Hazards Earth Syst. Sci., 15, 1437–1447, 2015.
- Eiben, H.: Küstenschutz an der Ostseeküste von Schleswig-Holstein. In: DVWK (Hg.), Historischer Küstenschutz. Verlag Conrad Witwer, Stuttgart, 517–534, 1992.

Grinsted, A.; Jevrejeva, S.; Riva, R. E. M.; Dahl-Jensen, D.: Sea level rise projections for northern Europe under RCP8.5. *Climate Research*, 64, 15–23, 2015.

Hofstede, J. L. A.: Timmendorfer Strand und Scharbeutz: Zwei Ostseegemeinden schützen sich vor Klimaänderungen. In: Gönnert G.; Grassl H.; Kelletat D.; Kunz H.; Probst B.; Von Storch, H.; Sündermann, J. (Hg.), Tagungsband: „Klimaänderung und Küstenschutz“, Hamburg, 233–242, 2004.

IPCC: Climate Change 2014: Synthesis Report. Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (Pachauri, R. K.; Meyer, L. A. (Hg.)), IPCC, Genova, 151 pp., 2014.

IPCC, 2019: Summary for Policymakers. In: Pörtner, H.-O. et al. (Hg.): IPCC Special Report on the Ocean and Cryosphere in a Changing Climate. In press.

Kiecksee, H.: Die Ostseesturmflut 1872. Schriften des Deutschen Schifffahrtsmuseums Bremerhaven, Heft 2, 1972.

Klein, B. et al.: Deutsche Bucht mit Tideelbe und Lübecker Bucht. In: Von Storch, H.; Meinke, I.; Claußen, M. (Hg.): Hamburger Klimabericht – Wissen über Klima, Klimawandel und Auswirkungen in Hamburg und Norddeutschland. Verlag Springer Berlin Heidelberg, 54–87, 2018.

Le Bars, D.; Drijfhout, S.; De Vries, H.: A high-end sea level rise probabilistic projection including rapid Antarctic ice sheet mass loss. In: *Environmental Research Letters*, 12, 2017.

Le Bars, D.; De Vries, H.; Drijfhout, S.: Sea level rise and its spatial variations. De Bilt, Technical Report, 372, 2019.

Lorenzen, J.: Die Halligen in alten Abbildungen. In: Forining for nationale Friscke, Breklumer Druckerei Manfred Siegel KG, 1992.

Meier, D.: Landschaftsgeschichte, Siedlungs- und Wirtschaftsweise der Marsch. In: Verein Ditmarschens Landeskunde (Hg.): Geschichte Dithmarschens, 71–92, 2000.

Meier, D.: Die Schäden der Sturmflut von 1825 an der Nordseeküste Schleswig-Holsteins. *Die Küste* 79, 193–235, 2012.

MELUR – Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein – Fortschreibung 2012. MELUR, Kiel, 2013.

MELUR – Ministerium für Energiewende, Landwirtschaft, Umwelt und ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein: Strategie für das Wattenmeer 2100. MELUR, Kiel, 2015.

MLR – Ministerium für ländliche Räume, Landesplanung, Landwirtschaft und Tourismus des Landes Schleswig-Holstein: Generalplan Küstenschutz - Integriertes Küstenschutzmanagement in Schleswig-Holstein 2001. MLR, Kiel, 2001.

Bremen und Bremerhaven

Iven Krämer¹ und Jan Janssen²

¹ Die Senatorin für Wissenschaft und Häfen, iven.kraemer@wab.bremen.de

² *bremenports GmbH & Co. KG*

Zusammenfassung

Die bremischen Häfen bilden das Rückgrat einer maritimen Logistiklandschaft, die die Ökonomie des kleinsten Bundeslandes in besonderer Weise prägt. Die Hafengruppe Bremen/Bremerhaven ist Deutschlands zweitgrößter See- und Europas zweitgrößter Automobil- und siebtgrößter Containerhafen. Während sich Bremerhaven auf den Umschlag von Containern, Automobilen und Offshore-Windenergieanlagen spezialisiert hat, konzentriert sich Bremen auf Massen- und konventionelle Stück- und Schwergüter. Aktuell geht es darum, die bremischen Häfen mit ausgewählten Infrastrukturprojekten zukunftsgerecht weiterzuentwickeln. Seit den 2010er Jahren fokussiert sich der Großteil der Hafeninvestitionen auf Projekte zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Hafeneisenbahn, zur Verbesserung der wasserseitigen Erreichbarkeit und der Umschlagmöglichkeiten sowie zur Anpassung des Hochwasserschutzes. Die künftigen Investitionsschwerpunkte werden der Optimierung der Infrastruktur innerhalb der Hafengrenzen dienen. Die wesentlichen Projekte werden bei der Hafeneisenbahn, in den Arealen der Columbusinsel und der Geestemündung, bei der Optimierung der landseitigen Erreichbarkeit sowie bei der Erneuerung der bremischen Baggerflotte liegen. Auch Themen wie die hafeneigene Nachhaltigkeitsstrategie und umfangreiche Digitalisierungsvorhaben werden in den kommenden Jahren die Wettbewerbsfähigkeit in entscheidender Weise mit beeinflussen. Für den An- und Abtransport der Seegüter und damit zur Verbesserung ihrer Wettbewerbsposition ist es zudem von größter Bedeutung, dass bestimmte Hafenhinterlandprojekte schnellstmöglich realisiert werden.

Schlagwörter

Bremische Häfen, Bremen, Bremerhaven, zweitgrößter deutscher Seehafen, regionalwirtschaftliche Bedeutung, historische Entwicklung, Status quo, Hafeninfrastruktur, Container, Automobile, Offshore-Windenergieanlagen, Kreuzfahrtterminal, Massengut, konventionelles Stückgut, Schwergut, Bremische Hafeneisenbahn, Hochwasserschutz, Ersatz und Unterhaltung, Baggerungen, Baggerflotte, Kajen, Industriehafen, Kaiserhafen, Columbusinsel, Columbuskaje, Drehbrücke, Schiffstreibstoffe, LNG, Geestemündung, Sturmflutsperrwerk, Lkw-Zulaufsteuerung, greenports, Nachhaltigkeit, Digitalisierung, Rang-E Projekt, Offshore Terminal Bremerhaven (OTB), Hinterlandanbindung, Straße, Schiene, Binnenschiff

Summary

The Bremen Ports form the backbone of a maritime logistics landscape that characterizes the economy of the smallest federal state in a special way. The Port group Bremen/Bremerhaven is Germany's second largest seaport and Europe's second largest automobile and fourth largest container port. While Bremerhaven specializes in the handling of containers, automobiles and offshore wind turbines, Bremen focuses on bulk, breakbulk and heavy goods. The current aim is to further develop the Bremen Ports with selected infrastructure projects in a future-oriented manner. Since the 2010's most of the port infrastructure investments have focused on projects to increase the performance of the port railway, improve water-side accessibility and transshipment facilities, and adapt flood protection. Future investment priorities will be to optimize the infrastructure within the port boundaries. The main projects will be in the Port railway, in the areas of the Columbusinsel (Columbus Island) and the Geestemündung (mouth of the River Geeste), in the optimization of land accessibility and in the innovation of Bremen's dredging fleet. Topics such as the port's own sustainability strategy and extensive digitization projects will also have a decisive impact on competitiveness in the coming years. It is also of paramount importance that certain port hinterland projects will be implemented as quickly as possible for the transport of sea goods and thus to improve their competitive position.

Keywords

Bremen ports, Bremen, Bremerhaven, second largest German seaport, regional economic significance, historical development, status quo, port infrastructure, containers, automobiles, offshore wind turbines, cruise terminal, bulk cargo, breakbulk cargo, heavy goods, Bremen Port Railway, flood protection, exchange and maintenance, dredging, dredging fleet, quays, Industriehafen (Industry Port), Kaiserhafen (Emperor Port), Columbusinsel (Columbus Island), Columbuskaje (Columbus Kay), Drehbrücke (Revolving Bridge), marine fuel, LNG, Geestemündung (Mouth of the River Geeste), storm surge-Barrage, truck inlet control, greenports, sustainability, digitization, rang-E project, Offshore Terminal Bremerhaven (OTB), hinterland, road, rail, barge

1 Einleitung

Häfen und Schifffahrt prägen die Entwicklung an der Weser schon seit Jahrhunderten. Der Aufstieg Bremens zur erfolg- und traditionsreichen Hanse- und Kaufmannsstadt wäre ohne sie nicht möglich gewesen. Heute zählen die bremischen Häfen zu den wichtigsten Universalhäfen Europas und bilden das Rückgrat einer maritimen Wirtschafts- und Logistiklandschaft, die die Ökonomie des kleinsten Bundeslandes in besonderer Weise prägt.

Die große regionalwirtschaftliche Bedeutung der Häfen kommt vor allem darin zum Ausdruck, dass rund ein Fünftel der Beschäftigung und des Umsatzes sowie ein Viertel der Wertschöpfung Bremens auf die Häfen und die mit ihnen verknüpften Branchen entfallen – so viel wie in keinem anderen Bundesland. Ziel bremischer Politik war und ist es daher, die ökonomische Schlüsselrolle der Häfen für das Land Bremen zu erhalten und weiter auszubauen. Hierzu gilt es, im Rahmen einer konsequenten Investitions- und Instandhaltungsstrategie unterschiedliche Projekte und Themenstellungen zu evaluieren und bedarfsgerecht umzusetzen.

Die Hafengruppe Bremen/Bremerhaven ist mit rd. 75 Millionen Tonnen Jahresumschlag im Jahr 2017 Deutschlands zweitgrößter Seehafen. Wie viele andere Seehäfen befinden sich auch die bremischen Häfen aktuell in einer Phase schwankenden Wachstums und erheblicher Veränderungen. Die langfristig weiter wachsende Containertransport-Branche (2017: rd. 5,5 Millionen TEU¹) und Bremens Rolle als einer der beiden führenden europäischen Automobilhäfen waren in den vergangenen 25 Jahren die Hauptwachstumstreiber für das lokale Hafengeschäft. Aktuell geht es darum, den zweitgrößten Automobil- und viertgrößten Containerhafen Europas mittels ausgewählter Infrastrukturprojekte zukunftsgerecht aufzustellen und weiterzuentwickeln.

2 Historische Entwicklung

Die Freie Hansestadt Bremen besteht aus den Städten Bremen und Bremerhaven. Das Zwei-Städte-Land hat eine Fläche von rd. 420 Quadratkilometer und eine Bevölkerung von rd. 678.000 Menschen und ist damit das kleinste Bundesland Deutschlands (Angaben: 2016).



Abbildung 1: Bremen und Bremerhaven. Quelle: Google Maps.

Die erste Erwähnung Bremens findet sich in einem historischen Dokument aus dem Jahr 782 vor Christus. Die Einwohner Bremens waren rege Händler, die ihre Waren auf der Weser transportierten. Im 13. Jahrhundert trat Bremen dem mächtigen Städtebund der Hanse bei. Im Jahr 1410 erhielt Bremen das Recht, Tonnen und Baken auf der Weser zu setzen, um den Seeverkehr zu regeln; 1541 bestätigte Kaiser Karl V. der Stadt das „*Stapelrecht*“. Es versetzte Bremen in die Lage, von durchziehenden Kaufleuten ein Abladen und Anbieten ihrer Waren zu verlangen. Dieses Privileg verhalf der Stadt zu wirtschaftlicher

¹ Twenty Feet Equivalent Unit, entspricht einem 20 Fuß-Container.

Blüte und führte dazu, dass sie als Stadtstaat und Handelsmetropole mit einflussreichen Kaufleuten und Händlern zunehmend an Bedeutung gewann.

Für die Hafengeschichte Bremens war das Jahr 1827 ein entscheidender Meilenstein. Der Senat der Stadt Bremen und der Bürgermeister Johann Smidt sahen sich zu dieser Zeit mit dem Problem einer zunehmenden Versandung der Weser konfrontiert. Gemeinsam entwickelten sie einen Plan für den Bau eines neuen bremischen Hafenbeckens an der Nordsee und überzeugten das Königreich Hannover, ihnen ein 89 Hektar großes Stück Land an der Geestemündung zu verkaufen. Ziel der Bestrebungen war, die Stadt weniger abhängig von den Schiffbarkeitsproblemen auf der Weser zu machen und außerdem den Ambitionen Hannovers in der Handelsschifffahrt entgegenzuwirken. Der Bau des neuen Hafens war gleichzeitig auch der Ursprung der Stadt Bremerhaven. Im Jahr 1830 lief die amerikanische „Draper“ als erstes Überseeschiff den Hafen an, der im Zuge des wachsenden Geschäfts mit dem Bau des Neuen Hafens im Jahr 1847 beträchtlich erweitert wurde.

Eine weitere fundamentale Entscheidung war die 1859 von Bremen und Hannover getroffene Vereinbarung, gemeinsam eine Eisenbahnlinie (Geestebahn) zu bauen, um den Hafen von Bremerhaven an das entstehende kontinentale Eisenbahnnetz anzubinden. Durch diese Entwicklung eröffnete sich ein weitaus größeres Hinterland, da Güter von nun an vom Schiff auf die Schiene und umgekehrt umgeladen und zu Zielen im ganzen Land transportiert werden konnten.

Neben dem zunehmenden Erfolg Bremerhavens prägten auch neue Entwicklungen in der Stadt Bremen das Ende des 19. Jahrhunderts. Neue Hafenanlagen mit modernen, schienengebundenen Kranen wurden errichtet und die Verwaltung des Hafens an die neu gegründete Bremer Lagerhaus-Gesellschaft (heute: BLG Logistics Group AG & Co. KG) übertragen.

Ein Problem blieb jedoch ungelöst: die Weser-Fahrrinne, deren Tiefe nicht mehr als 2 Meter betrug. Fast jeden Winter war die Weser zwischen Vegesack und Brake mit einer dicken Eisschicht bedeckt, die den Seeverkehr zum Erliegen brachte und Bremen von den Handelsrouten abzuschneiden drohte. Die Preußische Akademie des Bauwesens beschloss daher, dem Vorschlag von Ludwig Franzius, Oberbaudirektor in Bremen, zu folgen, um der Versandung der Weser entgegenzuwirken. Der Vorschlag von Franzius beruhte auf der Idee einer Korrektur der durch Krümmungen und Engstellen geprägten Unterweser. Durch die Begradigung sollte eine Trichterform entstehen, damit die Tide- welle Bremen ungehindert erreichen und wieder verlassen konnte. Die höhere Geschwindigkeit des mit der Ebbe ablaufenden Wassers würde dazu führen, dass der Sand aus dem Weserbett abtransportiert würde. Die geschätzten Kosten des Projekts beliefen sich allein für die Unterweser auf rd. 30 Million Mark – eine in der damaligen Zeit ungeheuerliche Summe, die heute einem Betrag von rd. 500 Millionen Euro entsprechen würde. Die Stadt Bremen erhielt daher die Erlaubnis, eine Steuer von einer Mark auf jede Tonne Seeschiffsladung zu erheben. Im Jahr 1887 wurde mit den Strombauarbeiten sowie mit dem Bau neuer großer Hafenbecken begonnen.

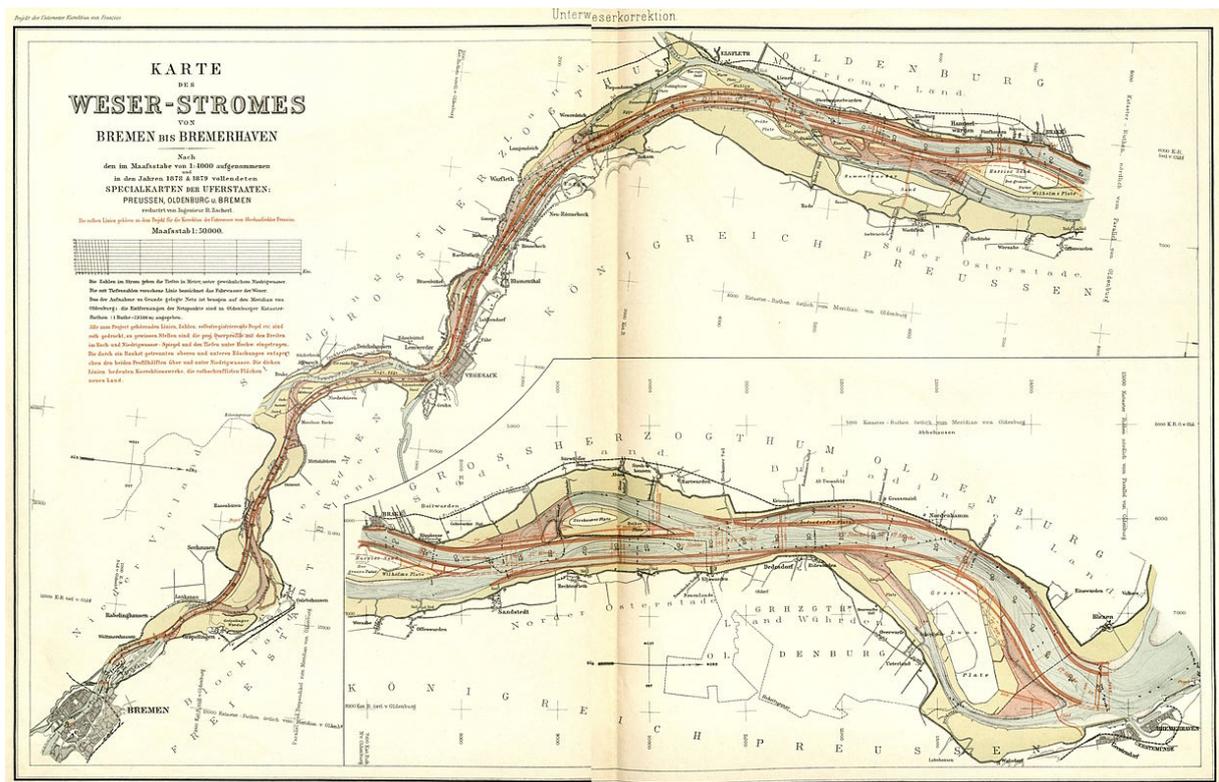


Abbildung 2: Weserkorrektion von Ludwig Franzius. Quelle: <http://www.bremen-history.de/die-weserkorrektion-bedeutet-baggern-und-nochmals-baggern/>.

Anfang des 20. Jahrhunderts wurden gleich mehrere große Baumaßnahmen in Angriff genommen: der Bau von zwei neuen Schleusen und zwei weiteren Hafenbecken in Bremerhaven sowie dem vollständig neuen Industriehafen in Bremen mit einer Fläche von rd. 300 Hektar. Die bremischen Häfen setzten zudem ihre Spezialisierung fort und die neuen Anlagen ermöglichten den Umschlag von Getreide und Bananen sowie den Passagierverkehr. Während des Zweiten Weltkriegs wurden die Hafenanlagen weitgehend zerstört. Der Güterumschlag erholte sich nur langsam und konnte erst Anfang der 1950er Jahre wieder an den Stand von 1938 anknüpfen. Neue Projekte, wie das RoRo-Terminal in Bremerhaven und der Neustädter Hafen in Bremen sollten die Umschlagkapazitäten weiter steigern.

Eine neue Ära begann im Mai 1966, als der erste Container im Bremer Überseehafen entladen wurde. Ab diesem Zeitpunkt wurde für gut 40 Jahre (Inbetriebnahme der letzten Ausbaustufe CT 4 im Jahr 2008) die lokale Hafenentwicklung von der kontinuierlichen Vergrößerung der Containeranlagen um mindestens ein neues Terminal alle zehn Jahre dominiert.

Die Fahrzeuglogistik, zweites Standbein in den bremischen Häfen, begann in den 1970er Jahren, als deutsche Automobilhersteller erstmals ihre Produkte nach Übersee verkauften. Nur wenig später kamen japanische, später dann koreanische und heute auch in Übersee gebaute deutsche Fahrzeuge dazu.

Beim Rückblick auf diese bunte Hafengeschichte mit jahrhundertelanger Erfahrung im Umschlag unterschiedlichster Waren, angefangen bei Baumwolle, Kaffee, Kakao, Tabak, Bier, Wein und Leinen bis hin zu Containern, Automobilen, Südfrüchten und Stückgut, ist es der Mut, neue Trends aufzugreifen und der Wille, neue Entwicklungen

mitzubestimmen, die aus Bremen und Bremerhaven das gemacht haben, was beide Standorte heute sind: der zweitgrößte Seehafenkomplex an der deutschen Küste.

3 Status Quo

Im Laufe der Jahre kam es in den Zwillingshäfen zu einer ausgeprägten Arbeitsteilung. Während sich Bremerhaven auf den Umschlag von Containern, Fahrzeugen und Offshore-Windenergieanlagen spezialisiert hat, konzentrieren sich die Terminals in Bremen, rd. 60 Kilometer flussaufwärts, auf Massengut wie Erze, Kohle und Getreide und konventionelle Stück- und Schwergüter wie Projektladung, Eisen-, Stahl- und Forstprodukte. Die Terminals in Bremerhaven erreichten 2017 einen Anteil von mehr als 80 Prozent (in Tonnen) am gesamtbremischen Seegüterumschlag.

Direkt am seeschifftiefen Wasser gelegen bietet Bremerhaven heute beste Anlaufbedingungen für jede Größe von Containerschiffen. Der Containerterminal selbst stellt die größte zusammenhängende Anlage ihrer Art in Europa dar. Gleichzeitig ist Bremerhaven eine führende kontinentale Autodrehscheibe und entwickelt sich zu einem wichtigen Hafen für den Umschlag von Offshore-Windenergieanlagen. Die Erfolgsgeschichte des Containerterminals begann 1968. Nach fünf Ausbaustufen bietet der Containerterminal heute eine nutzbare Kajenlänge von rd. 4,7 Kilometer und eine Fläche von rd. 290 Hektar, entsprechend rd. 400 Fußballfeldern. Mit einer Liegewanntentiefe von bis zu 15 Metern bezogen auf SKN(LAT)² und 14 Liegeplätzen für große Containerschiffe ist der Terminal hervorragend ausgestattet. Als viertgrößter europäischer Umschlagplatz verfügt Bremerhaven über ein dichtes und weltweites Netz an Haupt- und Federschiffsverbindungen. Im Durchschnitt alle 1,3 Tage erreicht ein Mega-Containerschiff mit Abmessungen von Länge/Breite = 400/60 Metern und einer Kapazität von mindestens 18.000 TEU den Hafen an der Wesermündung. Gleichzeitig ist Bremerhaven einer der größten Automobilhäfen der Welt, mehr als zwei Millionen Fahrzeuge werden hier jährlich umgeschlagen. Der Autoterminal ist insgesamt rd. 240 Hektar groß und verfügt über Stellflächen für insgesamt rd. 95.000 Pkws, davon rd. 50.000 überdacht. Im abgeschleusten Teil des Überseehafens existieren 18 Seeschiffsliegeplätze, an denen jährlich rd. 1.500 RoRo- und Autotransportschiffe mit einer Einzelkapazität von bis zu 8.500 Fahrzeugen abgefertigt werden. In drei speziellen Technikzentren werden die Fahrzeuge bearbeitet, repariert, umgerüstet, ausgestattet oder endgefertigt. 16 Gleisanschlüsse und Kopframpen sorgen für einen reibungslosen An- und Abtransport der Fahrzeuge per Bahn. Bremerhaven ist zudem ein bedeutender Umschlagplatz für temperaturgeführte Güter. An den großen Fruchtterminals werden jährlich rd. 250.000 Tonnen Kühlgut zwischengelagert. Das ColumbusCruiseCenter Bremerhaven (CCCB) ist einer der modernsten und sichersten Passagierterminals in Europa und leistet einen wichtigen Beitrag zur wachsenden touristischen Attraktivität Bremerhavens. Die rund rd. 1.000 Meter lange Columbuskaje bietet Platz für die gleichzeitige Abfertigung von bis zu vier Kreuzfahrtschiffen. Die Stadt an der Außenweser ist gleichzeitig einer der bedeutendsten Standorte der Fisch- und Lebensmittelverarbeitung in Deutschland. Im Fischereihafen ist die gesamte Wertschöpfungskette der Fischwirtschaft in Form von Mittelständlern und Großunternehmen, Verpackungs- und Lagereibetrieben sowie Speditionen angesiedelt.

² Niedrigster möglicher Gezeitenwasserstand, Lowest Astronomical Tide

Darüber hinaus bieten weitere große Flächen im Süden der Stadt der aufstrebenden Offshore-Windenergieindustrie optimale Bedingungen. Die Nähe zum seeschifftiefen Wasser, eine hervorragende Infrastruktur, ein leistungsstarkes Industriecluster – Bremerhaven bietet auch dieser Branche beste Bedingungen.



Abbildung 3: Überseehafen Bremerhaven. Quelle: Google Maps.

Die Hafenanlagen in Bremen-Stadt, 60 Kilometer stromaufwärts, sind Spezialisten im Umschlag von konventionellen Stück- und Schwer- sowie Massengütern. Die Terminals am Neustädter Hafen stellen Europas größten Umschlagplatz für Stück- und Schwergut dar und sind gefragt, wenn es um den Umschlag von konventionellen Stückgütern geht. In ihren Leistungsbereich fallen vor allem Projektladung, Eisen- und Stahlprodukte, Forstprodukte sowie der Umschlag von Containern und Schwergütern. Seit einigen Jahren werden dort auch große Elemente für Windkraftanlagen verladen. Etwa 50 Unternehmen mit rd. 2.400 direkt beschäftigten Arbeitnehmern in den Bereichen Umschlag, Industrie, Gewerbe und Dienstleistungen sind im Industriebereich tätig. In den sieben Hafenbecken konzentriert sich mit knapp 6 Millionen Tonnen etwa die Hälfte des stadtbremischen Seegüterumschlags. Hier werden vor allem Baustoffe, Holz und Massengüter, Stahl und Stahlerzeugnisse bis hin zu Containern, Projektladung sowie Fahrzeug- und Anlagenteile umgeschlagen. Die Unternehmen sorgen dabei oftmals auch für die Produktion und Verarbeitung der Güter. Im Holz- und Fabrikhafen kommen Getreide, Kaffee, Kakao und Fischmehl mit dem Schiff oder der Bahn an und werden dort umgeschlagen, zwischengelagert oder weiterverarbeitet. Als Reaktion auf den wachsenden Binnenschiffsverkehr wurde ab 1968 der Weserhafen Hemelingen oberhalb des Weserwehrs ausgebaut. An den Anlagen an der Mittelweser werden Schüttgüter wie Sand und Kies umgeschlagen.

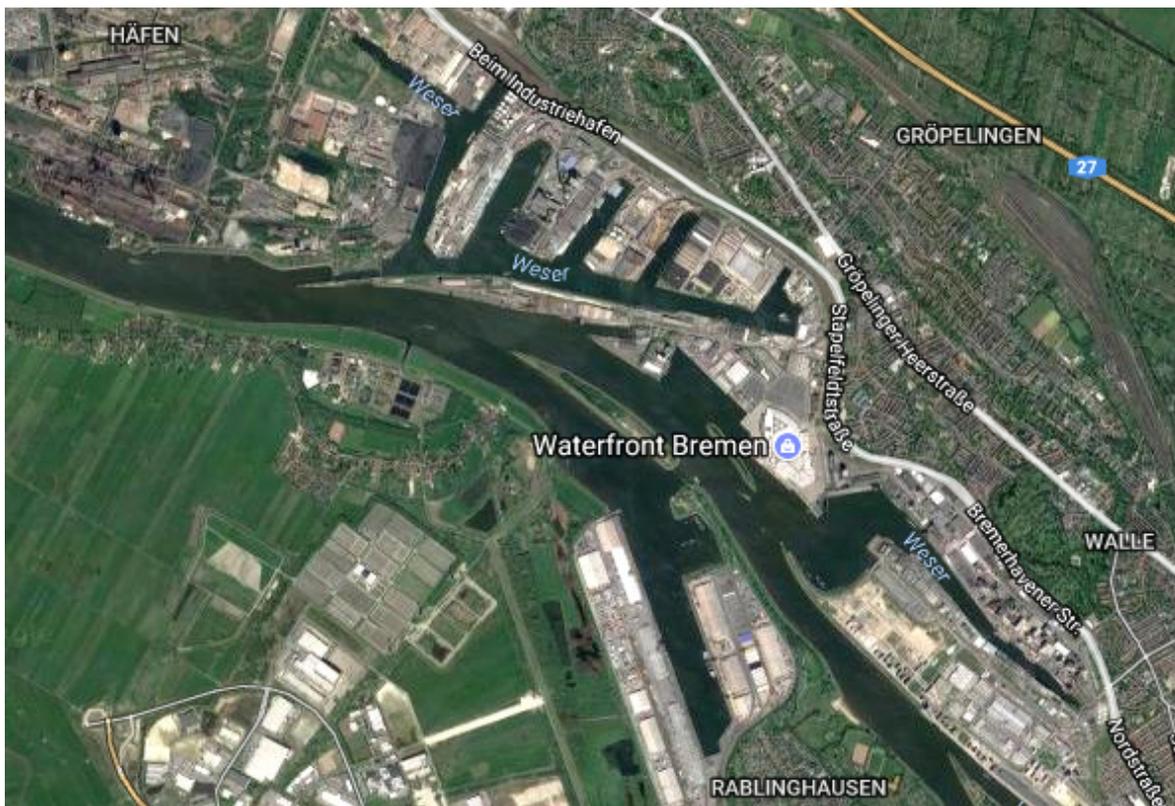


Abbildung 4: Industriehafen (Mitte oben), Neustädter Hafen (Mitte unten) und Holz- und Fabrikenhafen (rechte Seite) Bremen. Quelle: Google Maps.

4 Aktuelle Bauvorhaben

Um den unterschiedlichen Herausforderungen zu begegnen hat Bremen in der ersten Dekade der 2000er Jahre ein Hafeninvestitionsprogramm mit einem Volumen von rd. 800 Millionen Euro auf- und umgesetzt. Die Mittel flossen vor allem in den Bau des Containerterminals 4 (CT 4), den Neubau der Kaiserschleuse sowie in die Teilverfüllung des Osthafens im Bremerhavener Überseehafen.

Seit etwa 2012 fokussiert sich der Großteil der bremischen Hafeninvestitionen vor allem auf Projekte zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Bremischen Hafeneisenbahn, zur Verbesserung der wasserseitigen Erreichbarkeit und der Umschlagmöglichkeiten sowie zur Anpassung des Hochwasserschutzes. Außerdem werden große Vorhaben zur Sanierung und dort, wo es alters- und bauartbedingt erforderlich ist, zum Neubau bestehender Hafenanlagen durchgeführt. Hintergrund hierfür ist der über mehrere Jahrzehnte aufgebaute Bestand an Hafenanlagen, der einen entsprechenden Unterhaltungs- und Ersatzbedarf mit sich bringt.

4.1 Bremische Hafeneisenbahn

Die bremischen Häfen sind traditionelle Eisenbahnhäfen und verfügen daher über eine gut ausgebaute Schieneninfrastruktur. Sie umfasst insgesamt eine Gleislänge von rd. 185 Kilometern. Mit rd. 37.000 Zugankünften und -abfahrten, davon rd. 29.000 in Bremerhaven, zählt die Bremische Hafeneisenbahn hinsichtlich ihres Aufkommens zu den bedeutendsten des Kontinents.

Mit den Bahnhofsteilen Kaiserhafen, Nordhafen, Imsumer Deich und Weddewarder Tief sowie eigenen Gleisen im vorgelagerten Bahnhof Bremerhaven Speckenbüttel der DB Netz AG verfügt die Hafeneisenbahn in Bremerhaven über Gleisanlagen von 76 Kilometer Länge, wobei 45 Kilometer elektrifiziert sind. Insgesamt erreichen und verlassen im Mittel täglich 82 Züge Bremerhaven, wobei 46 Container, 32 Autos und 4 sonstige Güter transportieren. Beim Containerhinterlandtransport Bremerhavens erreicht die Eisenbahn seit mehreren Jahren einen Anteil von 47 Prozent, im Automobilbereich ist es sogar 80 Prozent (alle Angaben: Prognosen auf Basis Sep/Okt 2017).

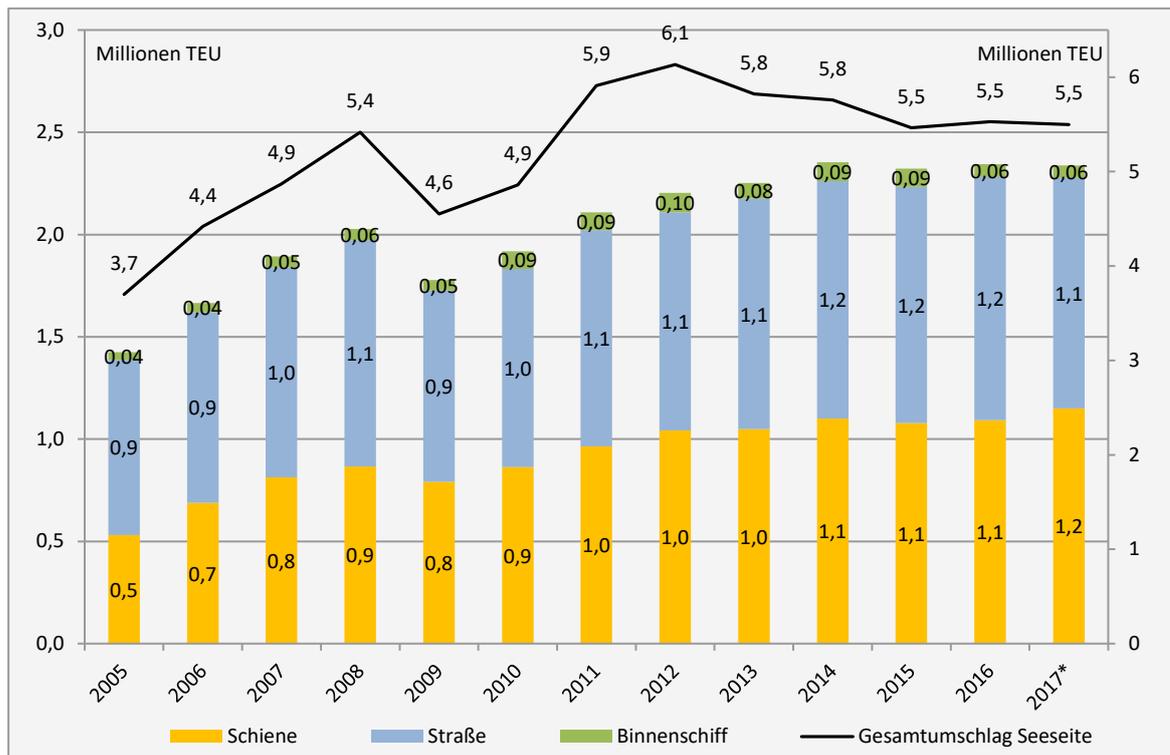


Abbildung 5: Modal Split Containerhinterlandtransport und Seegüterumschlag Bremerhaven. Quelle: bremenports GmbH & Co. KG.

Vor dem Hintergrund der Prognose eines mittelfristig weiter steigender Seegüterumschlags und damit einhergehend auch der Schienenhinterlandtransporte wurde im Zeitraum 2013 bis 2015 zunächst der Bahnhofsteil Kaiserhafen in Bremerhaven für rd. 8 Millionen Euro und kofinanziert von der Europäischen Union ausgebaut. Hierzu wurden 12 Gleise auf bis zu 750 Meter verlängert und weitere Gleise elektrifiziert. Insgesamt wurden mehr als 4 Kilometer Schienen neu verlegt und neue Sozialräume sowie Abstellplätze für 12 Rangierloks geschaffen. Die Realisierung der Baumaßnahme erleichtert seit 2015 die terminalnahe Ein- und Ausfahrt insbesondere von Autozügen. Der Rangieraufwand wurde verringert und andere Bahnhofsteile spürbar entlastet.

Der Bahnhofsteil Imsumer Deich in Bremerhaven wurde im Zeitraum 2014 bis 2017 umfassend ausgebaut. Das Bundesland Bremen investierte hier rd. 30 Millionen Euro, um zentral im Vorfeld der Container- und Automobilterminals eine zusätzliche Vorstellgruppe bereit zu stellen. Insgesamt wurden acht neue, voll elektrifizierte Gleise mit einer Gesamtlänge von 6 Kilometern und Einzelnutzlängen von bis zu 750 Meter erstellt und damit die Vorstellkapazitäten insbesondere für Containerzüge nachhaltig erhöht. Das Projekt wurde gleichfalls aus Mitteln der Europäischen Union kofinanziert.

4.2 Baggerungen und Kajen

Im Zeitraum 2012 bis 2017 konnte mit drei Einzelmaßnahmen die Erreichbarkeit des Bremer Industriehafens für größere und tiefgehende Seeschiffe substanziell verbessert werden. Zunächst wurde durch den Abtrag einer Böschung eine Hafendurchfahrt verbreitert, im Anschluss wurden vier Hafenbecken um jeweils einen Meter vertieft. Hierdurch können jetzt bis zu 10,5 Meter tiefgehende Seeschiffe mit jeweils 15 bis 30 Prozent mehr Ladung den abgeschleusten Teil des Industriehafens erreichen und wieder verlassen. Darüber hinaus wurde eine Engstelle durch den Bau einer 250 Meter langen und landeinwärts versetzten Kaje beseitigt. Hierdurch wurden im Hüttenhafen Begegnungsverkehre mit größeren Schiffseinheiten ermöglicht und Verholkosten eingespart. Das Investitionsvolumen für die Gesamtmaßnahme betrug rd. 22 Millionen Euro.



Abbildung 6: Industriehafen Bremen mit Baustelle Kajenrückverlegung (Mitte rechts). Quelle: bremenports GmbH & Co. KG.

Die Westseite des Kaiserhafens III in Bremerhaven spielt eine wichtige Rolle für den Wertstandort, der sich insbesondere auf Schiffsreparaturen, Schiffsumbauten, Schiffsverlängerungen, Fertigbau von Kaskos, Spezialschiffbau, Mega-Yachten, Maschinenbau und Sonderfertigungen ausgerichtet hat. Aufgrund des altersbedingten Zustandes sowie geänderter Nutzungsanforderungen wird im Zeitraum 2017 bis 2019 eine 500 Meter lange neue Kaje erstellt. Da das Uferbauwerk neun Meter landeinwärts des alten errichtet wird, wird gleichzeitig die nautische Erreichbarkeit des Hafenbeckens verbessert. Die hierdurch entfallenden Liegeplätze für Baggergeräte und Arbeitsschiffe der bremenports GmbH & Co. KG werden an einer angrenzenden Steganlage ersetzt. Insgesamt werden für die neue Kaje rd. 2.500 Holzpfähle zurückgebaut, rd. 50.000 Kubikmeter Boden ausgehoben und rd. 4.000 Tonnen Stahl sowie rd. 3.500 Kubikmeter Beton verbaut. Die Kosten belaufen sich auf rd. 30 Millionen Euro.

4.3 Hochwasserschutz

Basierend auf dem seitens der Bundesländer Niedersachsen und Bremen bereits 2007 gemeinsam erarbeiteten Generalplan Küstenschutz ist aufgrund des Klimawandels von einer Zunahme von Stürmen, von einem verstärkten Anstieg des Meeresspiegels und von höher auflaufenden Sturmfluten auszugehen. Hieraus ergeben sich für die bremischen Deiche und Hochwasserschutzanlagen neue Bemessungswasserstände, denen durch Verstärkungs- und Erhöhungsmaßnahmen Rechnung getragen werden muss.

In Bremerhaven betrafen und betreffen diese Maßnahmen insgesamt sechs Abschnitte mit Deichen und Hochwasserschutzanlagen auf einer Gesamtlänge von rd. 8,5 Kilometern. Die Deichabschnitte sind der Lohmann-, der Weser- und der Seedeich mit zusammen rd. 5,1 Kilometer Länge sowie das Areal der Geestemündung, die Nordschleuse und die Columbusinsel mit zusammen rd. 3,4 Kilometer Länge. In Bremen müssen Erhöhungsmaßnahmen an der Oslebshäuser Schleuse durchgeführt werden.

Die Verstärkung des rd. 1,3 Kilometer langen Lohmandeiches erfolgte bereits im Zeitraum 2008 bis 2010, die Verstärkung des rd. 0,8 Kilometer langen Weserdeiches im Zeitraum 2011 bis 2013. Der Seedeich erstreckt sich über eine Länge von rd. 3,0 Kilometern westlich des Fischereihafens und schützt den gesamten südlichen Teil Bremerhavens vor Sturmfluten. In einem ersten Bauabschnitt wurde der südliche Teil im Zeitraum 2016 bis 2017 verstärkt. Dafür wurde das Profil im Außenbereich abgeflacht und 12 Meter Richtung Weser verbreitert. Der nördliche Teil wird im Zeitraum 2017 bis 2018 in gleicher Weise ertüchtigt, die Gesamtkosten belaufen sich auf rd. 8,5 Millionen Euro.

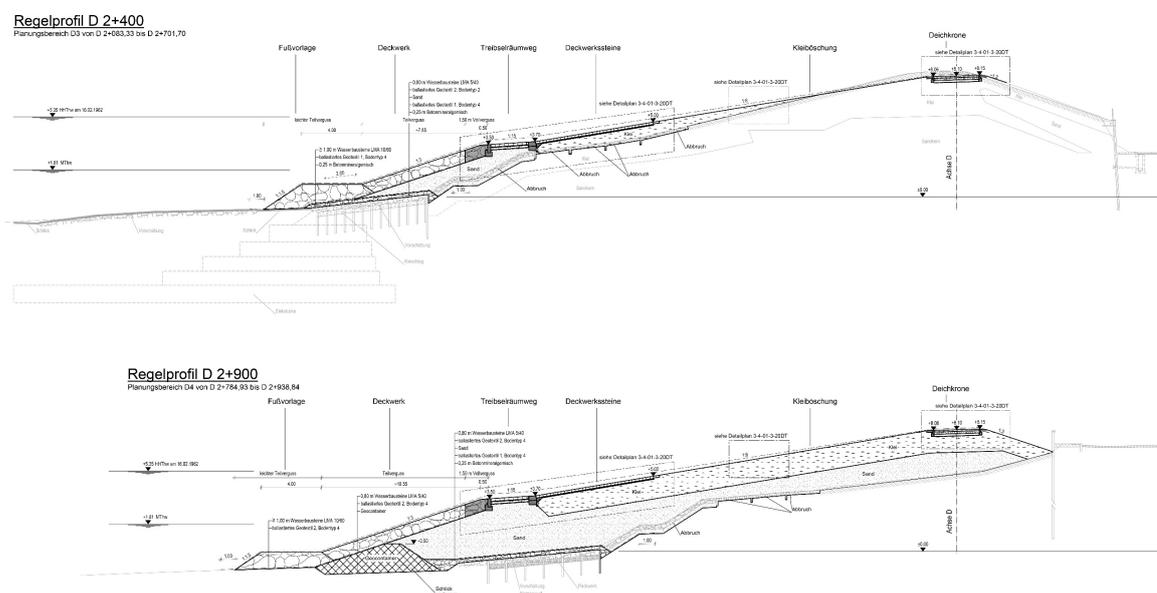


Abbildung 7: Neue Regelprofile nördlicher Seedeich (Maßstab 1:100), Quelle: bremenports GmbH & Co. KG.

Die Nordschleuse in Bremerhaven gewährleistet vor allem Autotransport- und RoRo-Schiffen einen sicheren und restriktionsfreien Zugang zum abgeschleusten Teil des Überseehafens und zu den Umschlagterminals. An der Schleuse wurde im Zeitraum 2014 bis 2016 neben einer Erhöhung der Schleusentore auch beidseitig der Schleusenkammer Hochwasserschutzwände errichtet und damit den neuen Bemessungswasserständen des Generalplan Küstenschutz Rechnung getragen.

In Bremen gewährleistet die Schleuse Oslebshausen vor allem Stückgut- und Spezialschiffen einen sicheren und restriktionsfreien Zugang zum abgeschleusten Teil des Industriehafens und zu Umschlagterminals. An der Schleuse wurde 2017 begonnen, Hochwasserschutzwände und Deichscharte zu erhöhen und neu zu errichten, bestehende Deich- und Schleusenanlagen sowie Gebäude zu sichern.

5 Zukünftige Projekte

5.1 Bremische Häfen

Die zukünftigen Investitionsschwerpunkte in die Infra- und Suprastruktur der bremischen Häfen in den kommenden Jahren bis etwa 2030 werden der Optimierung und intensiveren Nutzung der Anlagen innerhalb der bestehenden Hafengrenzen dienen. Die wesentlichen Projekte dazu werden voraussichtlich bei der Hafeneisenbahn in Bremerhaven, in den Arealen der Columbusinsel und der Geestemündung in Bremerhaven, bei der Optimierung der landseitigen Erreichbarkeit Bremerhavens sowie bei der Erneuerung der bremischen Baggerflotte liegen.

Für die Bremische Hafeneisenbahn sollen weitere Infrastrukturprojekte in Bremerhaven umgesetzt werden. Zum einen soll im hafennahen DB Bahnhof Speckenbüttel eine zusätzliche Gleisgruppe vollständig elektrifiziert und der Steuerrechner ersetzt werden. Darüber hinaus stehen ein neues Hafeneisenbahn IT System, zusätzliche Verbindungsgleise, weitere Elektrifizierungen, Verlängerungen von Auto-Verladegleisen sowie mittelfristig die Errichtung einer weiteren Gleisgruppe im DB Bahnhof Speckenbüttel an.

Der zweite Investitionsschwerpunkt wird das Areal der Columbusinsel im Bremerhavener Überseehafen betreffen. Die dortige Columbuskaje hat das Ende ihrer Lebensdauer erreicht und muss in den nächsten Jahren ersetzt werden. Das im Zeitraum 1924 bis 1926 errichtete Bauwerk ist rd. 1.000 Meter lang und seine Standsicherheit kann seit Jahren nur noch eingeschränkt nachgewiesen werden. Die zulässige Verkehrslast ist begrenzt und ein Einsatzplan regelt die Nutzung bei extremen Niedrigwasserständen. Der Baubeginn könnte ab Ende 2020 erfolgen. Darüber hinaus sind vor allem aus konstruktiven, energetischen und bauordnungsrechtlichen Gründen ein Teilrückbau der in den 1960er Jahren errichteten Fahrgastanlage Columbusbahnhof und ein möglicher Neubau des Mittelbaus vorgesehen. Die Umsetzung könnte gleichfalls ab 2020 erfolgen. Auch die in den Jahren 1928 bis 1930 errichtete und ehemals größte Eisenbahn- und Straßendrehbrücke Deutschlands muss in den kommenden Jahren ersetzt werden. Die Drehbrücke erschließt die Columbusinsel in bzw. aus nördlicher Richtung und weist bei einem Gewicht von 3.000 Tonnen eine Länge von 112 Metern auf. Vor allem aufgrund des Erreichens ihrer technischen Lebensdauer muss sie in den kommenden Jahren erneuert werden. Weiterhin werden bereits im Zeitraum 2018 bis 2019 Anpassungsmaßnahmen an den vorhandenen Hochwasserschutzanlagen auf der Columbusinsel durchgeführt. Hierbei werden die Anlagen erhöht und in Teilen auch neu errichtet. Abschließend gilt es, in enger Abstimmung mit der Hafen- und Mineralölwirtschaft zu entscheiden, ob und wenn ja in welcher Form in diesem Areal eine Versorgung mit umweltfreundlichem Schiffstreibstoff wie LNG aufgebaut werden kann. Die entsprechenden Flächen hierzu sind bereits vorhanden und auch das behördliche Regelwerk ist entsprechend geklärt.

Ein weiterer Investitionsschwerpunkt der kommenden Jahre betrifft das südlich der Bremerhavener Innenstadt gelegene Areal der Geestemündung. Einerseits muss die mehr als 100 Jahre alte Nordmole des Geestevorhafens aus Standsicherheitsgründen ersetzt werden. Das Bauwerk im Einfahrtsbereich der Geeste und des Fischereihafens soll auch in Zukunft multifunktionale Aufgaben als Hafeneinfahrtsbefeuerung, als Wellenbrecher und zur Sedimentlenkung übernehmen. Auf Basis des Generalplans Küstenschutz wird der Hochwasserschutz im gesamten Bereich der Geestemündung verbessert. Neben der Errichtung von neuen Hochwasserschutzanlagen entlang einer deutlich verkürzten Deichlinie wird insbesondere der Neubau des innenstadtnah gelegenen Geeste-Sturmflutsperrwerkes für öffentliches Interesse sorgen. Bevor mit dem Bau begonnen werden kann, sind intensive Abstimmungen mit dem benachbarten Bundesland Niedersachsen durchzuführen, Planunterlagen zu erstellen und jeweils ein Planfeststellungs- und Ausschreibungsverfahren durchzuführen. Der Bau könnte aus heutiger Sicht ab 2022 beginnen, die Bauzeit wird mit 3 Jahre veranschlagt.

Nach Inbetriebnahme des derzeit in Bremerhaven im Bau befindlichen Hafentunnels soll dieser eine verbesserte Anbindung der hafenbezogenen Lkw-Verkehre an die BAB A27 ermöglichen und andere Hafenstraßenzufahrten vom Schwerverkehr entlasten. Als weiterer Schritt hin zu einer Entzerrung der Lkw-Verkehre ist die Errichtung eines so genannten PreGate vorgesehen. Die Anlage soll in ihrer einfachsten Variante eine Vorstauffläche für die Container-, Automobil- und High & Heavy-Terminals einschließlich eines geregelten IT-basierten Anmelde- und Abrufsystems (Slot-Verfahren) beinhalten. Die Gate-Funktionen verblieben in diesem Fall bei den Terminals. In seiner umfangreichsten Ausbaustufe könnte das PreGate ab etwa 2025 der räumlichen Verlagerung und Bündelung der Gate-Funktionen sämtlicher Terminals an einer zentralen Stelle der Haupthafenzufahrt dienen.

Der Großteil der schwimmenden Einheiten der bremischen Baggereiflotte wie Bagger, Spüler und Schuten hat das Ende ihrer Nutzungszeit erreicht und muss daher in den kommenden Jahren sukzessive ersetzt werden. In diesem Zusammenhang stellen Aspekte der Leistungs- und Zukunftsfähigkeit wie z. B. nachhaltige Antriebsformen besondere Herausforderungen dar.

Darüber hinaus sind auch im Bereich des Fischereihafens große Flächenerweiterungsmaßnahmen zur gewerblichen Entwicklung sowie der Bau eines Offshore Terminals vorgesehen. Das vom Senat der Freien Hansestadt Bremen beschlossene Projekt Offshore Terminal Bremerhaven (OTB) ist mit rd. 25 Hektar zusätzlicher Hafensfläche und einer Kajenlänge von rd. 500 verbunden. Der Baubeginn steht derzeit aus, da der Planfeststellungsbeschluss einer gerichtlichen Überprüfung unterzogen wird.

Auch Themen wie die hafeneigene Nachhaltigkeitsstrategie und umfangreiche Digitalisierungsvorhaben werden in den kommenden Jahren die Wettbewerbsfähigkeit der bremischen Häfen in entscheidender Weise mit beeinflussen.

Die Hafenmanagementgesellschaft bremenports reagiert mit einer speziell für die bremischen Häfen entwickelten greenports-Nachhaltigkeitsstrategie auf die Bedrohungen der Erderwärmung, des Klimawandels und den Anstieg des Meeresspiegels. Ziel dieser Initiative ist die Entwicklung von Projekten, mit denen die Wirtschaft und die öffentliche Hand im Bundesland Bremen den maritimen Umweltschutz vorantreiben können. Mit der greenports-Nachhaltigkeitsstrategie wird ein integriertes Konzept verfolgt, dass wirtschaftliche, ökologische und gesellschaftliche Interessen miteinander verknüpft, um die

Zukunftsfähigkeit der bremischen Häfen sicherzustellen. Der bisherige Fokus liegt dabei auf dem direkten Einflussbereich der bremenports, d. h. auf dem Hafenmanagement und der treuhänderisch gemanagten Hafeninfrastuktur. Das langfristige Ziel beinhaltet jedoch als Gesamthafen Teil einer nachhaltigen Lieferkette zu werden und die vorgelagerten Bereiche der Seeschifffahrt, den Bereich des Hafenumschlags und die nachgelagerten Bereiche des Hinterlandverkehrs mit einzubeziehen – denn nur ganzheitlich betrachtet ist das Ziel eines grünen Hafens zu erreichen.



Abbildung 8: greenports-Nachhaltigkeitsstrategie, Quelle: bremenports GmbH & Co. KG.

Die Digitalisierung ist derzeit auch in der maritimen Branche ein großer Themenschwerpunkt. So geht es bei Unternehmen in den bremischen Häfen neben deren originären Aufgaben zunehmend um die Frage, welche neuen Formen der Zusammenarbeit und welche neuen digitalen Geschäftsmodelle zukünftig in der Supply Chain und im Hafenumschlag entstehen werden und wie sich die Unternehmen darauf technologisch, organisatorisch und personell vorbereiten sollen. Die Anforderungen dabei sind immer höchst individuell und vielen Unternehmen und Institutionen stellt sich die Frage, welcher konkrete Nutzen aus der Digitalisierung von Prozessen und den damit erfassbaren Daten abzuleiten ist. Ein konkretes Ziel einer Digitalisierungsstrategie für die bremischen Häfen kann darin bestehen, eine zentrale Anlaufstelle für Unternehmen und Start-ups aus der Hafenvirtschaft zu etablieren, die individuelle Unterstützungs- und Informationsangebote zu allen Themenfeldern der digitalen Transformation bereithält. In diesem Rahmen könnten hafen- und logistiknahe Geschäftsmodelle zusammen mit Existenzgründern und Mentoren entwickelt werden. Ein solches Modell mit dem Schwerpunkt Digitalisierung könnte ein Musterbeispiel für die bremischen Unternehmen sein.

Hiermit direkt im Zusammenhang stehen innovative Projekte wie Rang-E, das ein autonomes Rangieren auf der Bremischen Hafeneisenbahn beinhaltet. Der Betrieb der

Eisenbahnen in den Häfen ist durch eine hohe Anzahl an Akteuren und eine fehlende übergreifende Planung und Optimierung der komplexen Prozesse gekennzeichnet. Innovative Technologien und Geschäftsprozesse sind geeignet, wichtige Schritte auf dem Weg zum Ziel einer Gesamtoptimierung zu leisten. Von besonderer Bedeutung sind dabei die Themenfelder der Funkfernsteuerung von Lokomotiven sowie Automatisierungen in den Bereichen der Bremsprobe, der Kupplung, der Zugabfertigung und der Kontrolle der Zugkonfiguration. In all diesen Bereichen gibt es technische Lösungen und zum Teil auch praktische Anwendungsfelder. Diese zum Wohle des gesamten Bahnsektors miteinander zu verbinden und zum gemeinsamen Durchbruch zu verhelfen, das ist das Ziel von Rang-E.

5.2 Hinterland

Für den An- und Abtransport der Seegüter zu und von den bremischen Häfen und damit zur Verbesserung ihrer Wettbewerbsposition ist es von größter Bedeutung, dass bestimmte Hinterland-Infrastrukturprojekte schnellstmöglich realisiert werden.

Dies gilt auf der Bahnseite insbesondere für die Realisierung des optimierten Alpha-E plus Bremen Projektes, eine Maßnahme, die die vorhandenen Kapazitätsprobleme im Städtedreieck Hamburg, Hannover und Bremen einer Lösung zuführen soll.

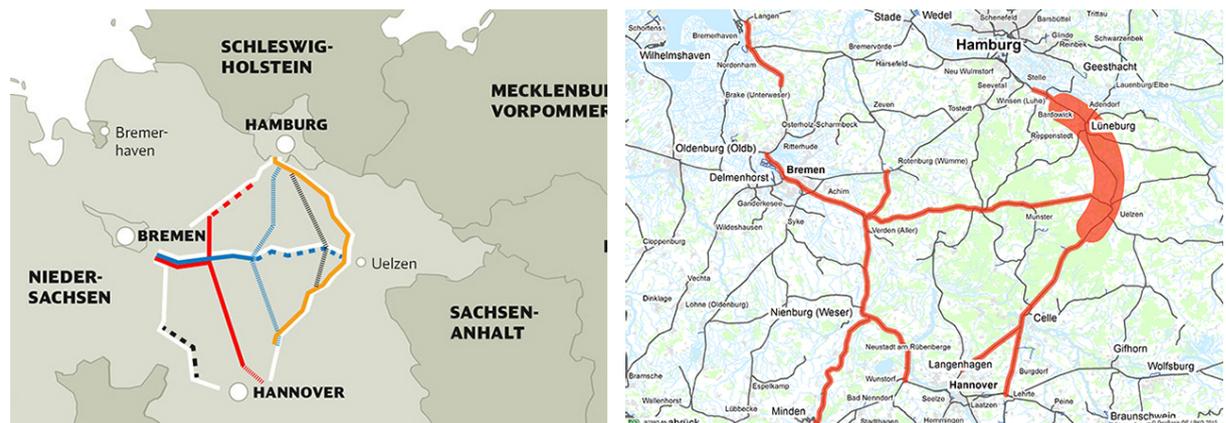


Abbildung 9: Alternativvarianten Y-Trasse (links) und optimiertes Alpha-E im Bundesverkehrswegeplan (rechts), Quelle: Deutsche Bahn AG/Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.

Auch die Leistungsfähigkeit der Straßenanbindungen gilt es weiter zu verbessern. Hier haben die Fertigstellung des Autobahnringes um Bremen (BAB A281) und der abschnittsweise Ausbau der BAB A1 und der BAB A27 auf sechs Spuren unverändert Priorität. Darüber hinaus gilt es, die Realisierung der Küstenautobahn BAB A20 deutlich stärker in den Fokus zu rücken.

Die Anbindung der bremischen Häfen an die Binnenwasserstraßen wird durch die seit vielen Jahren vorangetriebene Anpassung der Mittelweser verbessert. Hier wurde im August 2017 ein wesentlicher Meilenstein erreicht, denn mit der Inbetriebnahme der neuen Schleuse in Minden ist es nun möglich, auf der Mittelweser mit bis zu 110 Meter langen Großmotorgüterschiffen zu verkehren.

Das Elbeästuar

Marcus J. Boeblich¹ und Thomas Strotmann²

¹ Bundesanstalt für Wasserbau

² Hamburg Port Authority

Zusammenfassung

Der Zustand und die Funktionen des Elbeästuars insbesondere als Verkehrsträger und als Anbindung des Hamburger Hafens an die weltweiten Containerverkehre sowie die wasserseitige Hinterlandanbindung werden dargestellt. Der Beitrag beinhaltet eine kurze Übersicht der geomorphologischen Entwicklung und Klassifikation der Elbe. Der Schwerpunkt liegt zum einen in der Dokumentation und der historischen Entwicklung der hydrologischen Parameter wie Oberwasserzufluss, Tidewasserstände, Strömungen, Salzgehalte sowie Schwebstofffrachten und zum anderen in der Benennung bedeutender Baumaßnahmen zur Anpassung der Wasserstraße an die wachsenden Schiffsgrößen einschließlich des damit verbundenen steigenden Aufwands der Fahrwasserunterhaltung und der Probleme im Umgang mit den zunehmenden Baggermengen.

Schlagwörter

Elbe, Ästuar, Gezeiten, Wasserstand, Gezeitenströmung, Oberwasserzufluß, Salzgehalt, Schwebstoff, Verkehr, Fahrwasservertiefung, Geomorphologie, Strombau, Eindeichung, Monitoring, Hafen Hamburg, Ausbaggern, Verklappen von Sediment

Summary

The shape and the use of the river Elbe with respect to traffic and the ports, especially the Port of Hamburg and its artificial connections (canals) is described. A short view is given on the Elbe's geomorphological development and classification. The major aspects of this article are on the one hand the hydrological key parameters as fresh water discharge, tides, water levels, currents, salinity and suspended load (also their development over the years) and on the other hand the construction measures in the river for navigational purposes with their resolving problems with dredging large amounts of sediment.

Keywords

Elbe, estuary, tide, water level, tidal currents, river discharge, salinity, suspended matter, traffic, deepening, fairway, geomorphology, construction measures, impoldering, monitoring, Port of Hamburg, dredging, dumping of sediment

1 Einleitung

Die Elbe entspringt im Riesengebirge in einer Höhe von 1.386 m über NN und erreicht die Nordsee nach 1.094 km in Cuxhaven. Das gesamte Einzugsgebiet der Elbe (Abbildung 1) hat eine Fläche von 148.268 km², womit die Elbe nach Donau (817.000 km²), Weichsel (194.112 km²) und Rhein (183.800 km²) das viertgrößte Flussgebiet Mitteleuropas ist. Das Elbeästuar umfasst die unteren Abschnitte der Elbe zwischen dem Wehr Geesthacht (Elbe-Km 588) und dem Übergang in die Nordsee (Elbe-Km 760). Solange keine Sturmflutverhältnisse herrschen, wird der Tideeinfluss des Elbeästuars durch das Wehr Geesthacht nach oberstrom begrenzt.

Vom Wehr Geesthacht bis Bunthaus (20 km flussabwärts) hat die Elbe eine typische Breite von 300–500 m. Dieser Bereich heißt „Obere Tideelbe“. Bei Bunthaus (Elbe-Km 609) teilt sich der Fluss in Norder- und Süderelbe auf, wobei jeder Arm anfangs lediglich 200 m breit ist. Die Breiten nehmen jedoch kontinuierlich zu, und an dem Punkt, an dem die beiden Elbarme wieder zusammenfließen (Elbe-Km 626), hat die Norderelbe eine Breite von rund 400 m und die Süderelbe eine Breite von rund 300 m. Die wiedervereinte Elbe fließt dann als insgesamt 500 m breiter Fluss weiter. Sieben Kilometer weiter stromabwärts (Elbe-Km 633) verbreitert sich der Fluss mit der Elbbucht Mühlenberger Loch abrupt auf 2,5 km.

Ab hier verläuft die Fahrrinne der Elbe in einem Bett, das ständig seine Tiefe und Breite ändert und zahlreiche Nebenrinnen hat, die durch die Inseln Hanskalbsand/Schweinsand/Neßsand, Lühesand, Drommel/Auberg/Bishorster Sand, Pagensand, Schwarztonnensand und Rhinplatte vom Hauptstrom getrennt sind. Bei Tideniedrigwasser sind Sände wie Brammer Bank, Böschrücken und Medemsand sichtbar. Unterhalb von Brunsbüttel (Elbe-Km 695) weitet sich die Elbe zum Mündungstrichter, der zwischen Cuxhaven und dem Trischendammschleuse seine maximale Breite von 17,5 km erreicht. Bei Niedrigwasser bleiben davon nur noch 1,5 km übrig, da der größte Teil des trichterförmigen Elbeästuars trockenfällt. Die nördliche und westliche Grenze der Außenelbe seewärts von Cuxhaven ist in der Fachliteratur nicht eindeutig definiert. Nach Ansicht der Autoren jedoch beginnt die Außenelbe bei den Großbaken A und Z nördlich des Scharhörnriffs, wo sich bei Tideniedrigwasser durch die trockenfallenden Sände nördlich und südlich eine seitliche Abtrennung bildet.

Tabelle 1: Nebenflüsse der Unterelbe (modifiziert nach IKSE 2005).

Gewässer	Elbe-km	Einzugsgebietsfläche (AE) [km ²]	Mittlerer Abfluss (MQ) [m ³ /s]
Ilmenau	599,0	2 852,0	17,7
Seeve	604,9	471,1	4,71
Bille	615,3 Norderelbe	506,4	3,99
Alster	622,4 Norderelbe	580,7	5,80
Este	634,4	364,2	3,21
Lühe	645,5	216,7	2,51
Schwinge	654,8	215,7	2,62
Pinnau	659,7	367,0	3,46
Krückau	664,9	275,7	2,42
Stör	679,3	1 780,5	21,7
Nord-Ostsee-Kanal	696,0	1 536,7	19,1
Oste	707,0	1 711,1	17,7
Medem und Hadelner Kanal	712,6	482,8	7,81

Die Tideelbe ist eine Bundeswasserstraße. Die Zuständigkeit liegt bei den regionalen Ämtern der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) in Cuxhaven, Hamburg und Lauenburg. Ein ungewöhnlicher Umstand ist, dass der Bund die Unterhaltung und den Ausbau dieser Bundeswasserstraße innerhalb der Landesgrenzen von Hamburg an die Freie und Hansestadt Hamburg delegiert hat („Delegationsstrecke“).

Die wirtschaftliche Bedeutung der Tideelbe ist insbesondere in ihrer Rolle als wichtige Schifffahrtsroute für den internationalen Seeverkehr begründet: 8.719 Seeschiffe (davon 4.163 Containerschiffe) unternahmen im Jahr 2016 die 130 km lange Reise das Ästuar aufwärts zum Hamburger Hafen. Andere seegehende Schiffe liefen die Häfen von Cuxhaven, Brunsbüttel und Stade-Bützfleth an, die alle an der Unterelbe liegen.

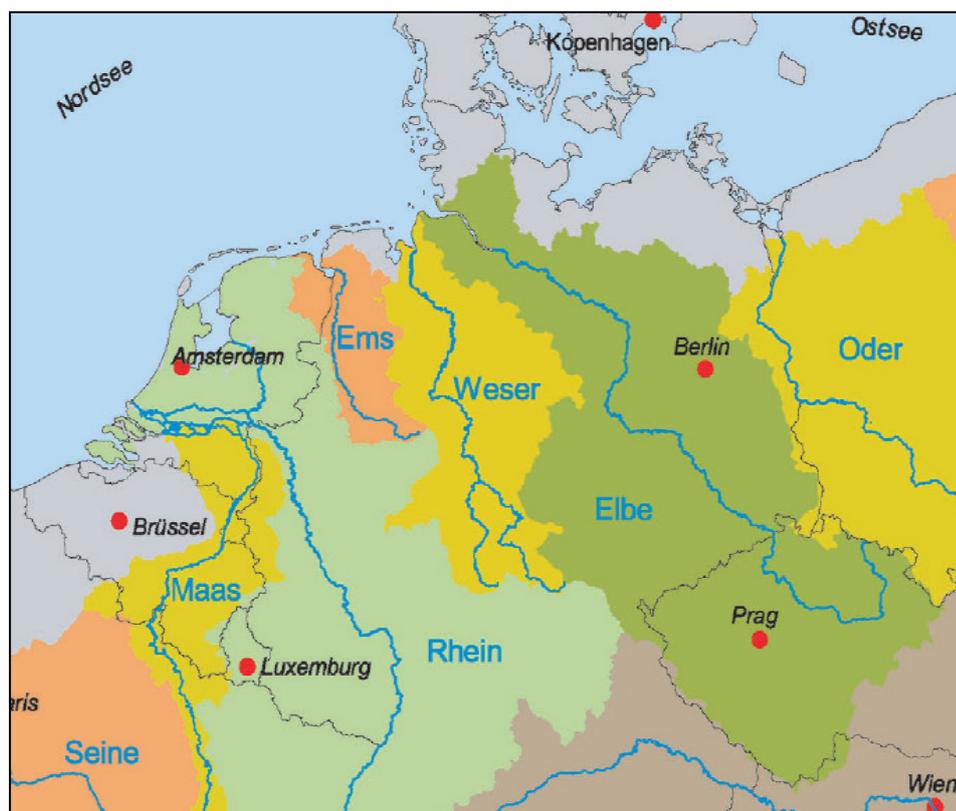


Abbildung 1: Lage und Einzugsgebiet der Elbe (IKSE 2005).

In unmittelbarer Nähe zur Mündung der Elbe in die Nordsee bei Cuxhaven befindet sich der Hafen CuxPort, der seit 1997 Ro/Ro-Verkehre anbietet. Seit 2010 steht mit den Offshore-Terminals I und II darüber hinaus Infrastruktur zur Verladung von Komponenten für die Offshore-Industrie zur Verfügung. Wichtigster Nordsee-Hafen in Schleswig-Holstein ist Brunsbüttel, bestehend aus dem Elbehafen, dem Ölhafen und dem Hafen Ostermoor. Der Hafen Stade-Bützfleth in Niedersachsen zählt zu den zehn größten deutschen Seehäfen nach Umschlagsvolumen (Stand 2016). Er ist seit 1972 in Betrieb und kann von Schiffen mit einer Länge von bis zu 270 m und einem Tiefgang von 13,50 m angelaufen werden. Der Hamburger Hafen – mit Abstand größter Hafen Deutschlands und drittgrößter Hafen in Europa – rangiert unter den zwanzig größten Containerhäfen weltweit. Im Jahr 2016 belief sich der Gesamtumschlag auf 138,2 Millionen Tonnen. Davon wurden 91,7 Millionen in Containern mit umgerechnet 8,9 Millionen Twenty-Foot Equivalent Units (TEU) umgeschlagen. Der Universalhafen verfügt über

Containerterminals und Kaianlagen, die den Umschlag von Schwer- und Stückgütern, Ro/Ro-Ladung, Sauggut, Greifergut, Lebensmitteln sowie Flüssiglading und Chemikalien ermöglichen. Der Containerumschlag wird an vier Containerterminals bewältigt. Das Container Terminal Altenwerder ist seit 2002 in Betrieb und gilt nach wie vor als eine der weltweit modernsten Umschlagsanlagen.

Der Hamburger Hafen kann von vielen Vorteilen profitieren, vor allem dank seiner unter geographischen Gesichtspunkten günstigen Lage. Er ist die Hauptdrehscheibe für den überseeischen Schiffsverkehr und wichtigster Umschlaghafen für die mittel- und osteuropäischen Länder sowie die baltischen Staaten. Darüber hinaus verfügt er über eine ausgezeichnete Infrastruktur und beste Anbindungen an die nationalen und internationalen Verkehrsnetze.

Die Seeschifffahrtsstraße Elbe ist mit einem sehr gut ausgestatteten Netzwerk meist künstlicher Wasserstraßen verbunden, das optimale Bedingungen für die wirtschaftlich effiziente und ökologisch zu bevorzugende Weiterverteilung von Gütern auf dem Wasserweg bietet. Der Nord-Ostsee-Kanal führt vom Elbeästuar bei Brunsbüttel bis in die Ostsee bei Kiel. Er ist die meistbefahrene künstliche Wasserstraße der Welt. Eine weitere Verbindung zur Ostsee stellt der 94 km lange Elbe-Lübeck-Kanal zwischen Lübeck und Lauenburg dar. Diese Binnenschifffahrtsstraße dient heute überwiegend dem Transport von Schüttgut. Der 1976 in Betrieb genommene Elbeseitenkanal verbindet oberhalb des Wehrs Geesthacht auf der 115 km langen Strecke von Artlenburg (Elbe-Km 572) bis Edesbüttel nahe Wolfsburg die Elbe mit dem Mittellandkanal, der wiederum die Ost-West-Verbindung zwischen dem Ruhrgebiet und Berlin herstellt. Der Elbeseitenkanal stellt in Niedrigwasserperioden eine alternative Verbindung für Binnenschiffe zwischen Hamburg und der Elbe bei Magdeburg dar.

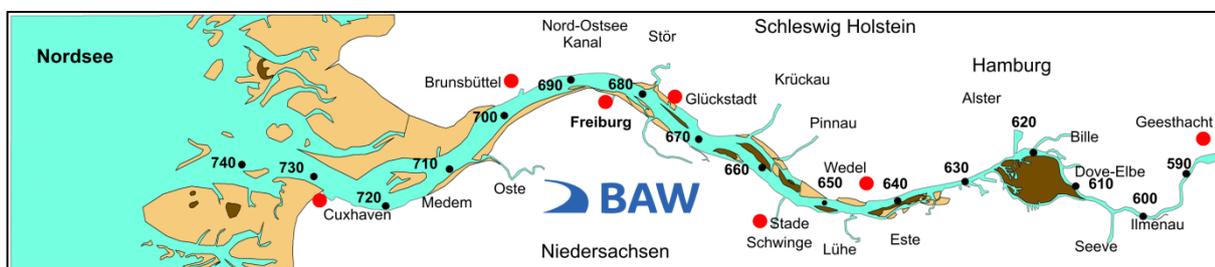


Abbildung 2: Unter- und Außenelbe.

Neben ihrer Bedeutung für die Schifffahrt spielt die Elbe auch in anderer Hinsicht eine wichtige wirtschaftliche Rolle. So bezieht eine Reihe von Industrieanlagen ihr Brauch- bzw. Kühlwasser aus der Elbe. Die Fischerei spielt hauptsächlich im Mündungsgebiet der Elbe eine wichtige Rolle. Da sich seit der deutschen Wiedervereinigung die Gewässergüte spürbar verbessert hat, werden gewerbliche Fischerei und Sportangeln wieder erfolgreich praktiziert. Insgesamt sieben Kläranlagen leiten Wasser in die Elbe; außerdem liegen 17 Industrieanlagen direkt am Elbeästuar, davon zehn im Großraum Hamburg, die als Direkteinleiter ihre Abwässer der Elbe zuführen.

Die Elbe und ihre Nebenflüsse sowie die Flussauen haben einen weit ins Hinterland reichenden Einfluss auf den Grundwasserspiegel und sind von großer Bedeutung für die Trinkwasserentnahme. Sie gewährleisten zudem die Entwässerung der überwiegend landwirtschaftlich genutzten Flächen hinter dem Deich und können bei kleineren Sturmflutereignissen die Wassermengen aufnehmen, bis die Sturmflutsperrwerke an den

Mündungen der Nebenflüsse geschlossen sind und die Hochwasserrückhalteräume abtrennen.

Die Flora und Fauna der Unterelbe haben eine besondere Bedeutung für die Umwelt, einige Tier- und Pflanzenarten kommen nur in diesem Einzugsgebiet vor und sind daher schutzwürdig. Der durch die Gezeiten beeinflusste Auwald ist eine charakteristische Vegetationsform mit Röhrichtbewuchs sowie Weich- und Harthölzern, die sich besonders unter den Bedingungen halbtägiger Gezeiten entwickelt hat und einen Lebensraum für eine hochspezialisierte Fauna bietet. Die Integration großer Teile des Elbeästuars und des angrenzenden Hinterlandes in das Natura-2000-Netz (das größte zusammenhängende Netz geschützter Gebiete zur Erhaltung der Artenvielfalt in Europa) unterstreicht die ökologische Wertigkeit dieses Naturraumes. Nicht zuletzt kommt der Tideelbe aber auch eine bedeutende Funktion als Freizeit- und Erholungsraum für den Menschen zu.

2 Geomorphologie des Elbeästuars

Die Unterelbe war bedeutenden geologischen Veränderungen unterworfen und, auf einer kleineren Zeitskala, auch weiteren natürlichen sowie anthropogenen Veränderungen. Während der letzten Eiszeit wurde das auch heute noch erkennbare Urstromtal geformt. Das Schmelzwasser der aus dem skandinavischen Raum vorgerückten Gletscher schuf ein Tal mit einer mittleren Breite von 10 km, am Ende stieg der Meeresspiegel an und schuf die Nordsee in ihrer heutigen Ausdehnung. Sumpf-, Wald- und Moorgebiete waren von marinen Ablagerungen bedeckt. Aus diesem Grund können heute unterschiedliche horizontale und vertikale Schichten alluvialer Mudde oder Sand- und Moorablagerungen gefunden werden. Heute verläuft die Unterelbe über pleistozänen Sandablagerungen und holozänen Sedimenten des Flusses. Relikte der Eiszeiten sind Findlinge, die gelegentlich im Unterlauf der Unterelbe entdeckt werden.

Die Ufer der Elbe entwickelten sich zunächst als sumpfige Röhrichtlandschaft, die bis zu Beginn unseres Zeitalters bestand. Während der Eisenzeit mit ihrer wachsenden Nachfrage nach Holz zum Schmelzen von Eisenerz wurden große Waldflächen entlang der Mittel- und Oberelbe abgeholzt, was über weite Bereiche Bodenerosion auslöste. Die vom Fluss transportierte Sedimentfracht erreichte so große Mengen, dass die unteren Abschnitte der Elbe wortwörtlich im Schlamm erstickten. Die Sedimente lagerten sich an den Flussufern an, die mit Schilfrohr und Pfahlrohr bewachsen waren. Die Höhe der Oberfläche hing vom verfügbaren Sedimentvolumen sowie von der Häufigkeit von Sturmfluten ab. Aus diesen Verhältnissen entwickelten sich die typischen Marschflächen von heute. Der Verlauf des Elbeästuars war von ständigen Veränderungen entlang der für das menschliche Auge sichtbaren Ufer, vor allem aber auch des unter Wasser liegenden Bereichs, geprägt. Neben den offensichtlichen Veränderungen wie Erosion und Sedimentation an den Ufern veränderte sich der Verlauf der Rinnen unter der Wasseroberfläche in unterschiedlichem Maße immer wieder. Auch heute kommt es in Abhängigkeit von den lokalen Strömungsverhältnissen oder unter der Einwirkung starker Seegangsbelastung während Sturmfluten zu natürlichen Veränderungen der Flussbettmorphologie. Folgende grobe morphologische Klassifizierung der Unterelbe und Außenelbe ist möglich:

Vom Wehr Geesthacht bis Bunthaus, wo die Elbe sich in Norder- und Süderelbe aufspaltet, ist das Ästuar in seinem Verlauf eingeschränkt. Das Flussbett besteht aus groben

Sanden und Kiesen. Im Hamburger Hafen selbst ist der Fluss von Hafenanlagen, Spundwänden und Deckwerksböschungen umschlossen. Natürliche Uferbereiche sind eine Seltenheit. In der Fahrrinne ist das Flussbett fein- bis mittelsandig, in den Hafenbecken überwiegen dagegen eher schluffigere Feinsedimente, die in Verbindung mit organischen Bestandteilen den sogenannten Hafenschlick bilden. Von Blankenese bis Glückstadt wird der Strom durch die eingangs erwähnten Inseln – teilweise durch Deckwerk geschützt – in Haupt- und Nebenrinne geteilt. Die Hauptrinne hat ein sandiges Flussbett, die Seitenbereiche sind zum Teil sandig, überwiegend tritt dort jedoch Schlick auf. Von Glückstadt bis Brunsbüttel ist das nördliche Ufer fast vollständig durch Deckwerke geschützt, während Watt und Vorländer für das südliche Ufer typisch sind. In dem Abschnitt zwischen Brunsbüttel und Cuxhaven weitet sich die Elbe erheblich und die tiefe Fahrrinne verläuft überwiegend in Nähe des Südufers. Nördlich der Fahrrinne ziehen sich ausgedehnte Wattflächen am Ufer entlang, die Teil des Nationalparks „Schleswig-Holsteinisches Wattenmeer“ sind. Seewärts von Cuxhaven ist die seitliche Begrenzung der Außenelbe nur bei Tideniedrigwasser sichtbar. Sie wird durch die Wattflächen von Duhnen, Neuwerk und Scharhörn im Süden geformt. Nördlich der Rinne befand sich vor etwa 40 Jahren eine Kette miteinander verbundener Sände. Seit ungefähr 1990 lässt sich hier jedoch die Erosion des Großen Vogelsands sowie ein Verlust des westlichen Teils von Gelbsand beobachten. Eine klar erkennbare Nordgrenze der Außenelbe existiert daher heute nicht mehr. Das Flussbett, das die flache Litoralzone durchschneidet, besteht hauptsächlich aus Mittel- und Grobsanden. In tieferen Bereichen kommen auch alluviale Mudde vor.

Die durch Vielfalt gekennzeichnete morphologische Struktur des Elbeästuars wird in erheblichem Maße durch die Gezeiten beeinflusst, und sein natürlicher Zustand ist durch einen intensiven Transport von Feststoffen und die damit verbundene permanente Umformung des Flussbettes und der Vorländer geprägt. So gibt es Verzweigungen, Verlagerungen, ständig wechselnde Gewässerbreiten, Auskolkungen und Auflandungen in Form von Wattflächen, Sänden und Inseln sowie Nebenrinnen und Uferabbrüche. Neben den internen Sedimentquellen liefert auch die Nordsee Material in Form von Grobsanden, die in das Elbeästuar eingetragen werden. Feinere Feststoffe werden wiederum vom Oberlauf der Elbe nach unterstrom transportiert. Im Ästuar werden diese Sedimente durchmischt, um sich dann für eine kurze Zeit oder dauerhaft abzusetzen. Die Sedimentation geschieht dabei vorzugsweise in Flachwassergebieten wie Nebenrinnen oder Hafenbecken, wo niedrigere Strömungsgeschwindigkeiten vorherrschen.

3 Wichtige hydrologische Parameter

Die Tidewelle breitet sich von der Mündung des Flusses bis zur Tidegrenze aus, wobei ihre Fortschrittsgeschwindigkeit hauptsächlich von der Wassertiefe abhängt. Im Gegensatz zum tiefen Ozean ist die Wassertiefe im Tidefluss beinahe in der Größenordnung der Tidewellenamplitude, was dazu führt, dass der Fluss bei Tideniedrigwasser in einem signifikant anderen Bett verläuft als bei Tidehochwasser. Dies ist besonders unterhalb von Elbe-Km 715 erkennbar, wo der Querschnitt bei Tidehochwasser 75 % größer ist als bei Tideniedrigwasser (s. Abbildung 3). Als Ergebnis dieser Verhältnisse schreitet der Berg der Tidewelle (Tidehochwasser) schneller fort als das Wellental (Tideniedrigwasser), was zu einer Verformung der Tidekurve mit einer relativ langen Zeit des Tidefalls und einer entsprechend kürzeren Zeit des Tidedestiegs führt.

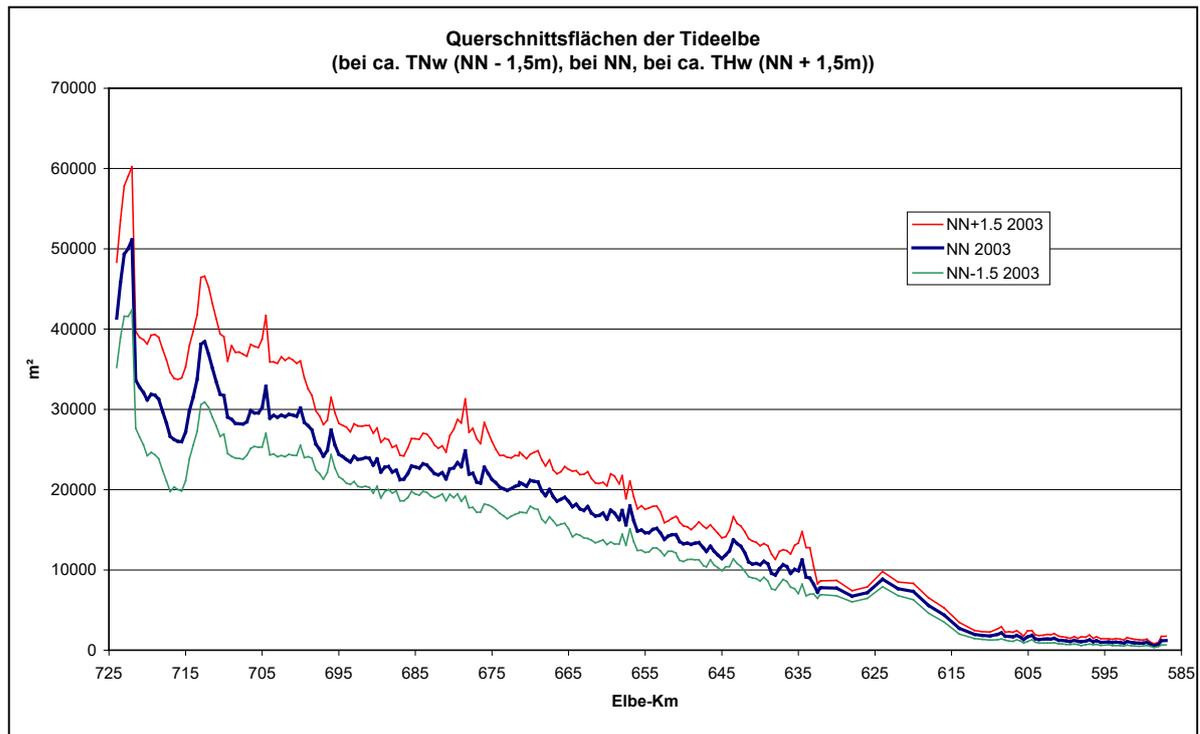


Abbildung 3: Querschnittsflächen im Tidebereich der Elbe.

Der am Pegel Neu Darchau gemessene Abfluss erreicht die Tideelbe über das Wehr Geesthacht (Tidegrenze) mit einer Verzögerung von ein bis zwei Tagen als Oberwasserzufluss.

Tabelle 2: Oberwasserzufluss am Pegel 'Neu Darchau' (DGJ 2014; www.DGJ.de).

Niedrigster beobachteter Zufluss	145 m ³ /s
Mittlerer niedrigster Zufluss	276 m ³ /s
Mittlerer Zufluss	712 m ³ /s
Mittlerer höchster Zufluss	1960 m ³ /s
Höchster beobachteter Zufluss	4080 m ³ /s

Von See kommend steigt das mittlere Tideniedrigwasser (MTnw) bis Glückstadt um ca. 15 cm an, um dann in Richtung Hamburg wieder abzusinken. Dabei ist das MTnw in Hamburg im Laufe der letzten 30 Jahre kontinuierlich gefallen und liegt aktuell 23 cm niedriger als in Cuxhaven. Das MThw zeigt entlang der Tideelbe eine andere Entwicklung: Von See kommend bis Glückstadt nimmt das MThw nur gering zu, bevor es von dort um weitere ca. 60 cm bis nach Hamburg ansteigt (Abbildung 4). Dieser Anstieg ist in den letzten 30 Jahren um ca. 35 cm größer geworden und kann im Wesentlichen den morphologischen Veränderungen des Flussbettes der Elbe und ihrer Seitenräume in diesem Zeitraum zugeschrieben werden.

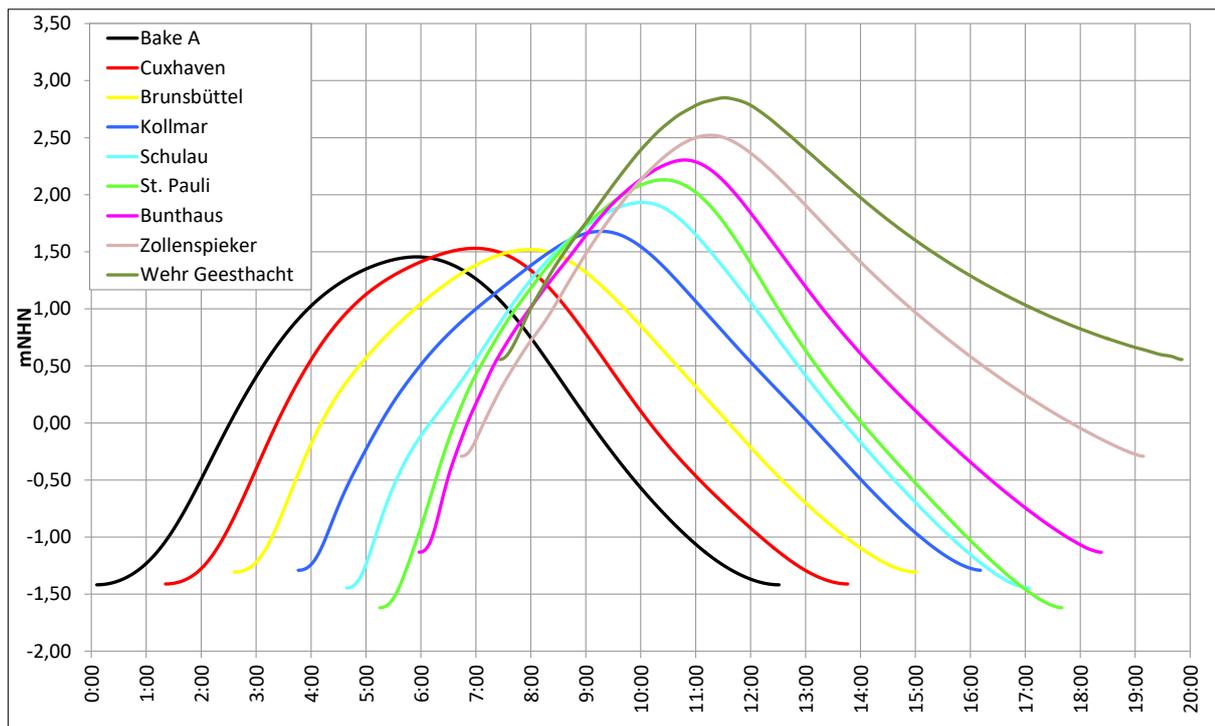


Abbildung 4: Entwicklung der Tidekurven entlang der Elbe (mittlere Tidekurven 2011–2015).

In Abbildung 5 und 6 sind die Tidewellenlinien bei Spring- und Nippzeit dargestellt. Sie geben Auskunft über die in der Tideelbe anzutreffenden Wasserspiegellagen und die Steig- und Fallgeschwindigkeiten des Wasserstandes bei Normaltiden. Liegen die Tidewellenlinien eng beieinander, so sind die Steig- bzw. Fallgeschwindigkeiten klein, liegen sie weit auseinander, so sind diese Geschwindigkeiten groß. Obwohl die Gradienten des Wasserstandes sowohl bei Flut als auch bei Ebbe von See bis Hamburg nahezu gleich groß sind, werden die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten im Fahrwasser von Hamburg Richtung See fast kontinuierlich größer. Dabei steigen die Ebbestromgeschwindigkeiten stärker an als die Flutstromgeschwindigkeiten. Deutlich ist auch die durch den abrupten Wandel der Breite und Tiefe der Topographie bei Bunthaus und durch das Wehr in Geesthacht ausgelöste Änderung des Tideregimes zu erkennen: Während unterhalb Hamburgs die Tidewellenlinien bei Flut und bei Ebbe nahezu den gleichen Betrag der Neigung haben, sind die Linien oberhalb Bunthaus bei Flut sehr viel weniger geneigt als bei Ebbe, was durch die starke Verformung der Tidewelle auf diesem Weg ausgelöst wird.

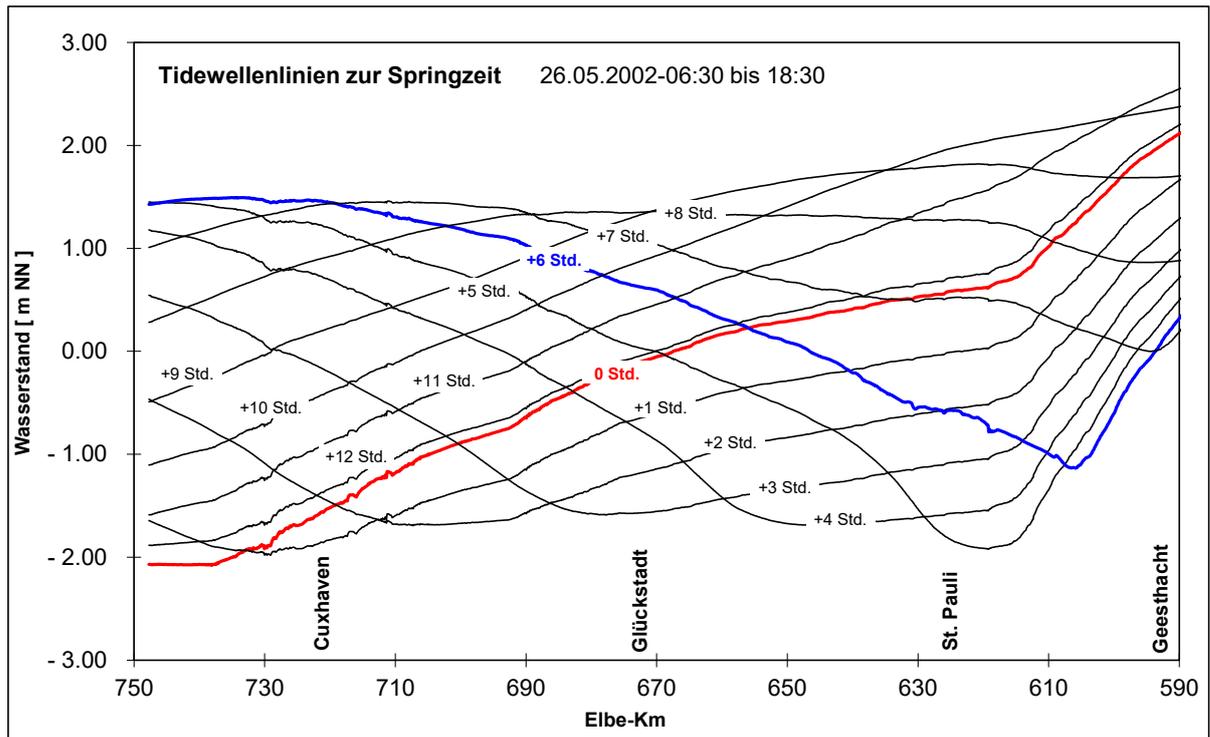


Abbildung 5: Tidewellenlinien zur Springzeit.

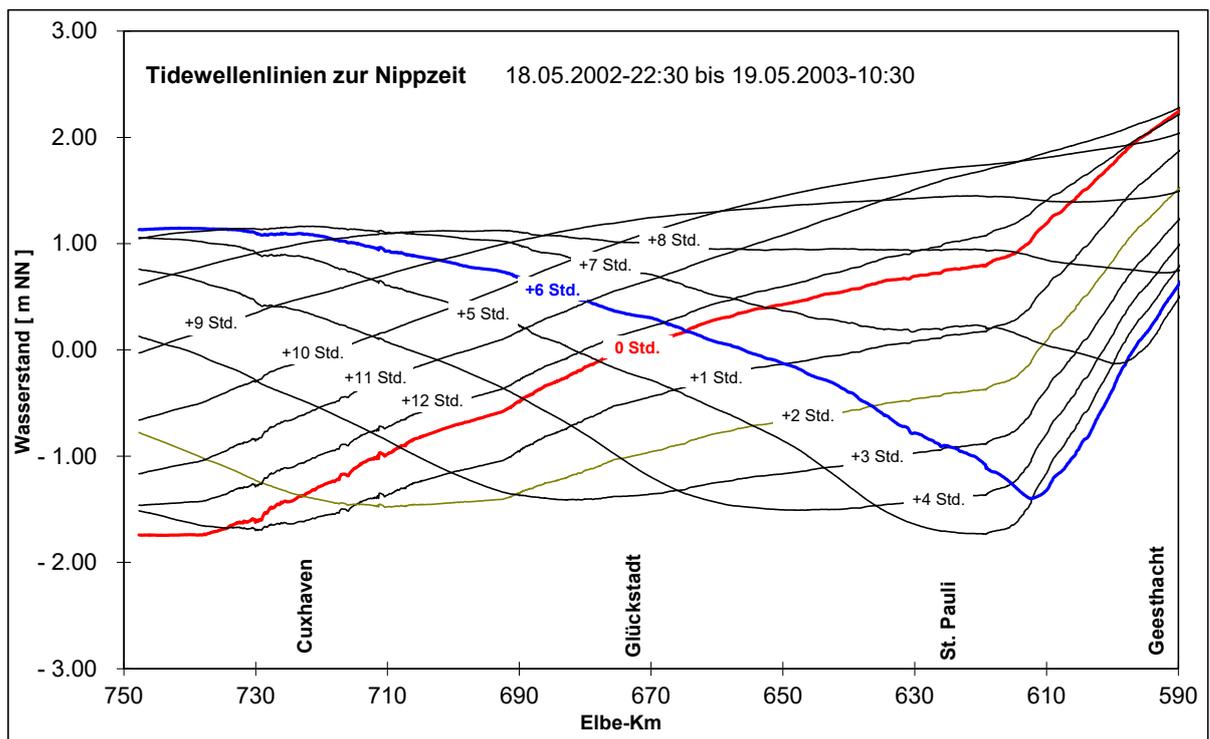


Abbildung 6: Tidewellenlinien zur Nippzeit.

In Abbildung 4 ist auch zu sehen, wie die Tidewelle auf ihrem Weg von der Nordsee stromaufwärts verformt wird. Die ursprünglich nahezu sinusförmige Welle wird durch die unterschiedliche Fortschrittsgeschwindigkeit des Wellenberges und des Wellentales so verformt, dass der Flutast steiler und der Ebbeast flacher wird. Die auf die Strömung wirkende Bodenreibung und der Oberwasserzufluss tragen ebenfalls zu diesem Phänomen

bei. In Tabelle 3 sind die nach stromauf abnehmende Flutdauer und die zunehmende Ebbedauer deutlich zu erkennen.

Tabelle 3: Asymmetrien der Tidedauer (Gewässerkundliche Hauptwerte 2011–2015).

Pegel	Mittlere Flutdauer (Min.)	Mittlere Ebbedauer (Min.)
Helgoland	341	404
Cuxhaven	338	407
Glückstadt	336	409
Schulau	323	422
Blankenese	320	425
St. Pauli	310	435
Zollenspieker	272	473

Der Tideverlauf wird darüber hinaus auch wesentlich von der Größe des Oberwasserzuflusses verändert. Dies zeigt Abbildung 7, in der die Ebbe- und Flutdauern im Elbeästuar bei einem Oberwasserzufluss von 300 m³/s und von 2000 m³/s dargestellt sind. Je größer der Oberwasserzufluss ist, desto länger wird die Ebbedauer und umso kürzer wird die Flutdauer, wobei der Effekt nach unterstrom hin abnimmt. Dass dieses Phänomen sich nicht einfach nur mit der Oberwassermenge erklären lässt, sondern auch mit Resonanz und Reflexion zu tun hat, zeigt sich in einem minimalen Effekt bei Glückstadt: Hier ergibt sich aufgrund der Änderung des Oberwasserzuflusses nahezu keine Änderung der Flut- und Ebbedauern.

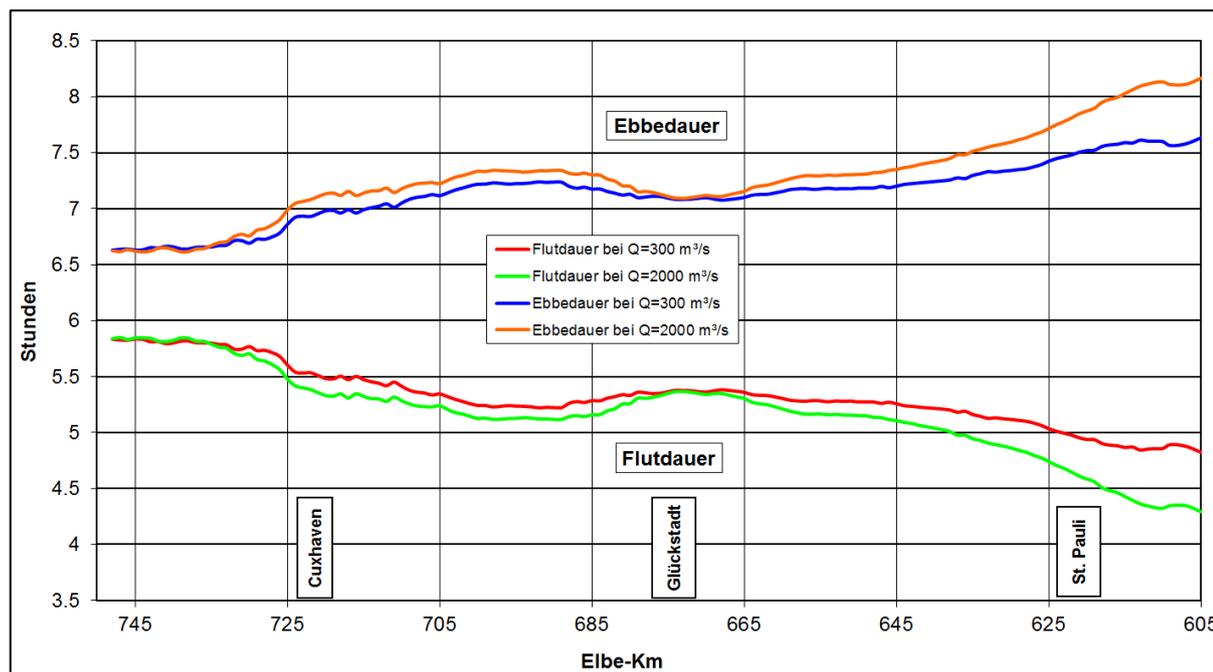


Abbildung 7: Abhängigkeit der Flut- und Ebbedauern vom Oberwasserzufluss.

Die Menge des Oberwasserzuflusses beeinflusst wie in einem Binnenfluss das Mittelwasser in Abhängigkeit von der Flussbreite. Zusätzlich bewirkt eine Zunahme der Oberwassermenge oberhalb von St. Pauli eine Dämpfung des Tidehubs. Diese Dämpfung kann in der Oberen Tideelbe bis zu 2 m betragen, wenn der Zufluss von 300 m³/s auf 2000 m³/s zunimmt.

Der Einfluss des Windes über der Nordsee (Deutsche Bucht) bei Sturm aus Richtungen um Nordwest führt zu beträchtlichen Erhöhungen der Tidehochwasserstände entlang der Elbe, oft auch zu Sturmfluten. Dass Starkwind und Sturm aus Richtung Osten ebenfalls signifikante Änderungen der Wasserstände verursachen, ist für die Küstenbevölkerung weniger relevant, bedeutet aber für die Schifffahrt eine Verschlechterung der Tiefgangsbedingungen. Abbildung 8 zeigt exemplarisch, was ein Starkwind der Stärke 7, der über mehrere Tage aus östlicher Richtung weht, bewirkt: Gegenüber den astronomisch vorausberechneten Wasserständen sinkt das Tidehochwasser um bis zu 1 m ab, das Tideniedrigwasser ist um ca. 0,5 m niedriger. Diese Wirkung des Windes tritt wie bei einer Sturmflut nahezu ohne Zeitverzögerung ein und lässt ebenso schnell wieder nach.

Abbildung 9 zeigt die Entwicklung der Jahreswerte der mittleren Tidehoch- und -niedrigwasserstände am Pegel Cuxhaven-Steubenhöft und in Hamburg-St. Pauli seit 1880. Während am Pegel Cuxhaven nur ein geringer positiver Trend des Tidehochwassers zu beobachten ist und das Tideniedrigwasser keinen signifikanten Trend zeigt, sieht diese Entwicklung am Pegel St. Pauli deutlich anders aus: In den vergangenen 50 Jahren ist dort das MTnw um ca. 1 m abgesunken und das MThw um ca. 0,2 m angestiegen. An dieser Entwicklung haben die in der Vergangenheit vorgenommenen Vertiefungen des Fahrwassers der Elbe einen Anteil, der jedoch von der Art der Vertiefung abhängt. So ist z. B. die Reaktion auf die durchgehende Vertiefung des Fahrwassers auf 13,5 m unter KN (Kartennull) zwischen 1974 und 1978 sowohl beim MThw als auch im MTnw deutlich sichtbar, während eine Reaktion der Wasserstände auf die Vertiefung im Jahre 1999 nicht erkennbar ist. Auch der Verlust an Wasservolumen innerhalb des Tideprismas, der sich im Hamburger Hafen mit der Umwandlung von Hafenbecken in Containerflächen einstellte, hat einen in dieselbe Richtung gehenden Einfluss auf den Tidehub. Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau, Dienststelle Hamburg (BAW-DH) haben gezeigt, dass die ohne Zutun des Menschen stattfindenden Sedimentumlagerungen im Bereich der Außen- und Unterelbe ähnlich große Effekte beim Wasserstandsgeschehen hervorrufen wie die Vertiefungsmaßnahmen. Als Beispiel können hier die Verlagerung der Medemrinne und die Öffnung des Lüchter Loches im Elbmündungstrichter in den letzten 20 Jahren genannt werden.

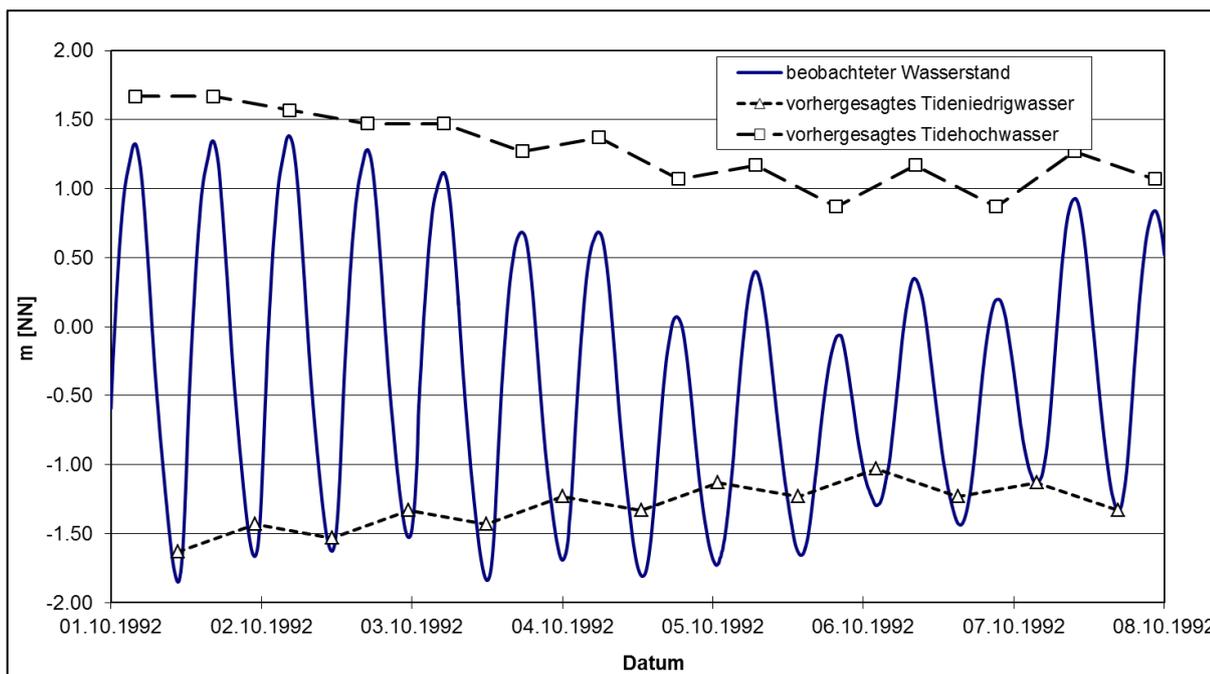


Abbildung 8: Wasserstand in Cuxhaven bei einer ausgeprägten Ostwind-Wetterlage, Vorhersage und Beobachtung.

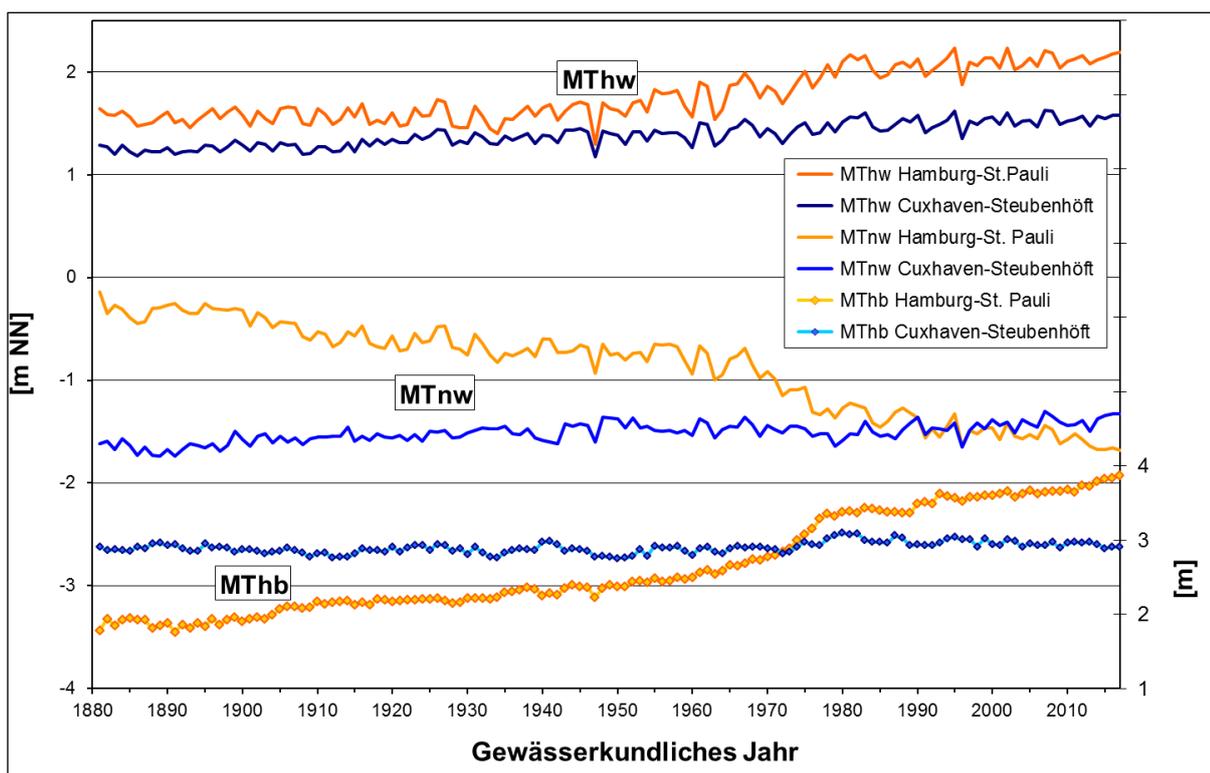


Abbildung 9: Entwicklung des mittleren jährlichen Tidehochwassers, Tideniedrigwassers und Tidehubs an den Pegeln Cuxhaven-Steubenhöft und Hamburg-St. Pauli seit 1880.

Die Salzgehalte in der Tideelbe reichen von nahezu reinem Süßwasser bis zu Salzwasser mit einem Salzgehalt von ca. 32 an der Grenze der Außenelbe zur Deutschen Bucht. Die Lage und Ausdehnung der Brackwasserzone (Bereich, in dem sich Süß- und Salzwasser vermischen) wird maßgeblich von der Menge des Oberwasserzuflusses, vom mittleren Wasserstand der Nordsee und vom Tidehub bestimmt. Bei mittleren Verhältnissen liegt

die obere Brackwassergrenze bei Kenterung des Flutstroms (K_f) bei ca. Elbe-Km 660 und bei Kenterung des Ebbestroms (K_e) etwa bei Elbe-Km 680 (Abbildung 10). Bei über mehrere Tage andauernden geringeren Oberwasserzuflüssen kann die obere Grenze der Brackwasserzone nach Bergemann (1995) bis Elbe-Km 645 vorrücken. Auch meteorologisch bedingte erhöhte Wasserstände in der Deutschen Bucht sorgen für einen gegenüber mittleren Verhältnissen erhöhten Salzgehalt in der Unterelbe.

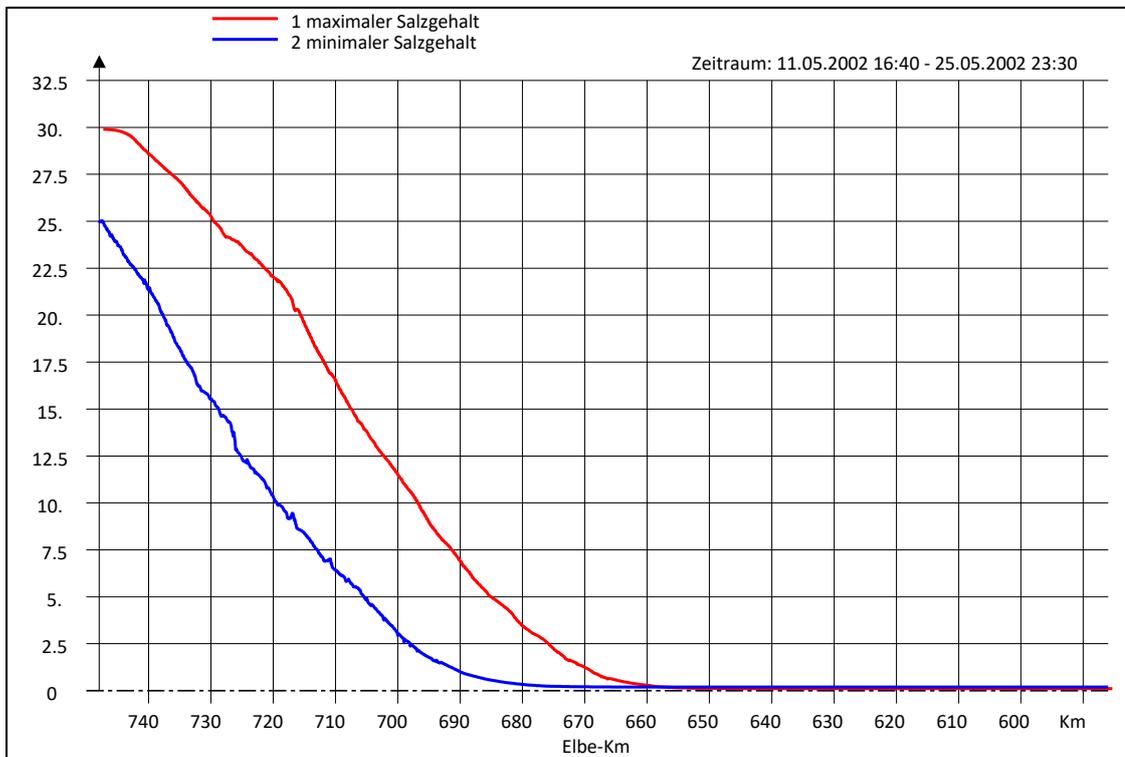


Abbildung 10: Minima und Maxima des Salzgehaltes in der Elbe bei mittleren Tideverhältnissen.

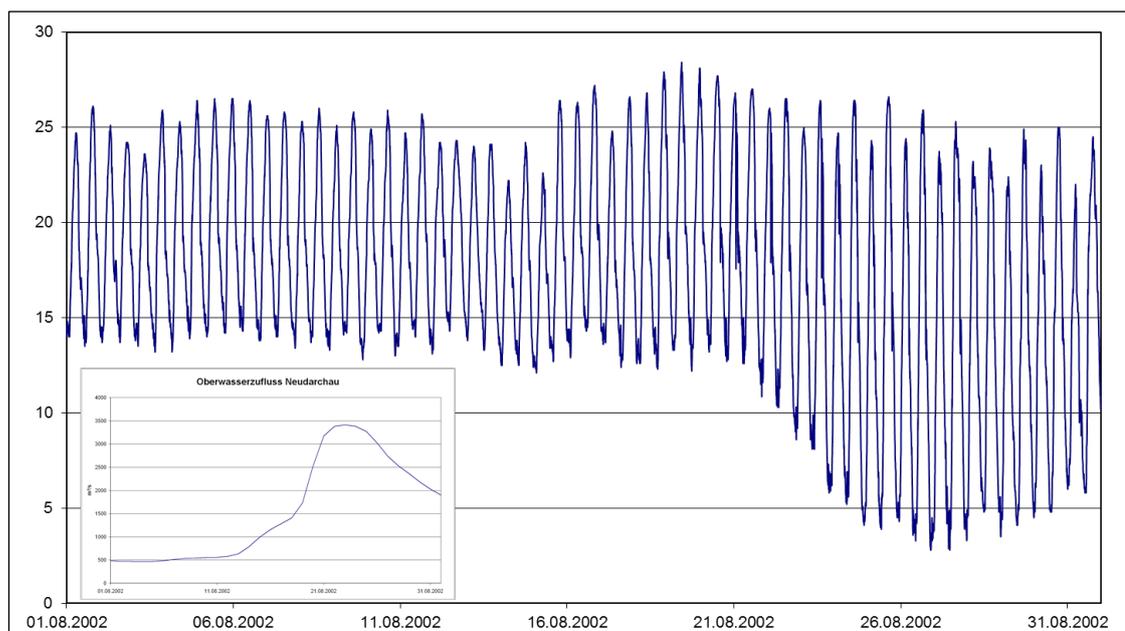


Abbildung 11: Entwicklung des Salzgehaltes an Position LZ4 bei Elbe-Km 731,1 bei einem sehr hohen Oberwasserzufluss.

Die Auswirkungen eines hohen Oberwasserzuflusses werden für die Position LZ4 bei Elbe-Km 731,1 in Abbildung 11 dargestellt. Im August 2002 nahm der Oberwasserzufluss bei Neu Darchau innerhalb weniger Tage von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ auf fast $3.500 \text{ m}^3/\text{s}$ zu. Der Salzgehalt, der vorher im Tiderhythmus zwischen ca. 14 und 26 gependelt hatte, bewegte sich nun zwischen 3 und 26. Die Brackwasserzone wird durch so ein Ereignis nicht nur seewärts verschoben, sondern auch in ihrer Längsausdehnung gestaucht, wobei die Amplitude des Salzgehaltes an einem Ort erheblich zunehmen kann.

Während der Wasserstand und der Salzgehalt in einem Ästuar eine gleichmäßige großräumige Verteilung aufweisen, ist die Strömungsgeschwindigkeit ein Parameter, der starken räumlichen und zeitlichen Schwankungen unterworfen ist. Dies geht aus den Abbildung 12 und 13 deutlich hervor: Sie zeigen die maximalen Flut- und Ebbestromgeschwindigkeiten in der Mitte der Fahrrinne der Unter- und Außenelbe für die Jahre 1970 und 2002. Stromauf von Glückstadt in Richtung Hamburg ist eine ausgeprägte Flutstromdominanz erkennbar, eine Situation, die bereits vor etwa 1970 existierte, jedoch nur in reduzierter Form oberhalb von Lühesand und nicht so signifikant wie heute. Infolgedessen kommt es zum „Tidal Pumping“-Effekt, d. h. Feststoffe werden von den unteren Flussabschnitten stromauf transportiert, was zu verstärkten Sedimenteintreibungen in die Fahrrinne und in die Hamburger Hafenbecken führt.

Ein Gesamtbild über auftretende Schwebstoffkonzentrationen und das Verhalten der Trübungszone im Elbeästuar muss aus Einzelmessungen verschiedener Behörden und Institutionen konstruiert werden (Kappenberg 1996; ARGE Elbe 2000). Die Form und Lage der Trübungszone verändert sich demnach in Abhängigkeit vom Oberwasserzufluss. Die maximalen Schwebstoffkonzentrationen erreichen bei hohem Oberwasserzufluss ($Q > 900 \text{ m}^3/\text{s}$) etwa $0,35 \text{ kg}/\text{m}^3$. Dieses Maximum befindet sich bei Elbe-Km 690. Die Trübungszone ist bei dieser Oberwassersituation gedrängter als bei einem geringeren Zufluss von z. B. $500 \text{ m}^3/\text{s}$. Im zweiten Fall liegt die Maximalkonzentration bei ca. $0,6 \text{ kg}/\text{m}^3$ wobei die Trübungszone rund 10 km weiter stromauf bei Elbe-Km 680 liegt (FHH 1997).

Ergebnisse aus dem dreidimensionalen mathematischen Elbe-Modell der BAW-DH bekräftigen diese Aussage (Abbildung 14). Hier werden die querschnittsgemittelten Ergebnisse dargestellt, die für einen konstanten Oberwasserzufluss von $350 \text{ m}^3/\text{s}$ (rote Linien) und einen variablen Oberwasserzufluss von rund $800 \text{ m}^3/\text{s}$ (schwarze Linien) berechnet wurden. Das Modell zeigt sowohl die seewärtige Verlagerung der Trübungszone bei höheren Oberwasserzuflüssen als auch einen flutstrominduzierten Transport (Nettotransport > 0) oberhalb der Trübungszone nach oberstrom, der ebenfalls vom Oberwasserzufluss abhängt.

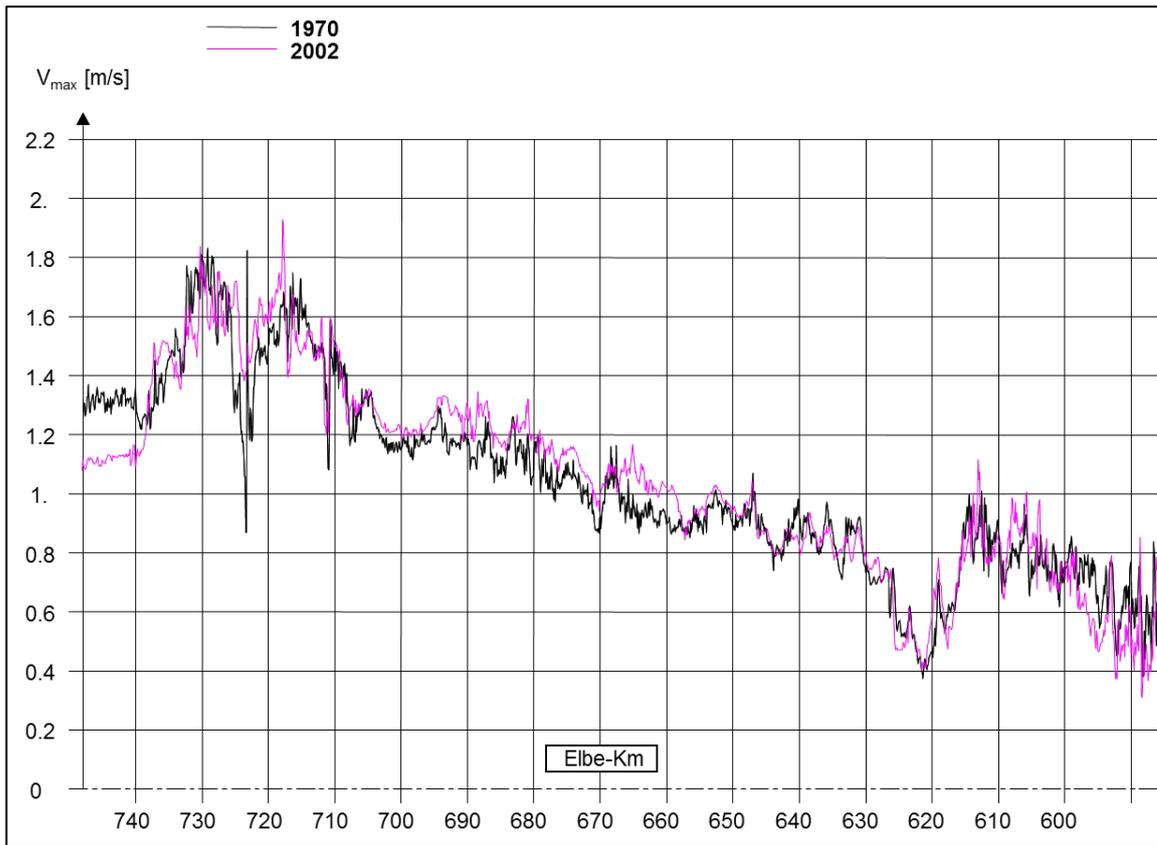


Abbildung 12: Maximale Ebbestromgeschwindigkeiten in der Elbe (Werte für 1970 und 2002).

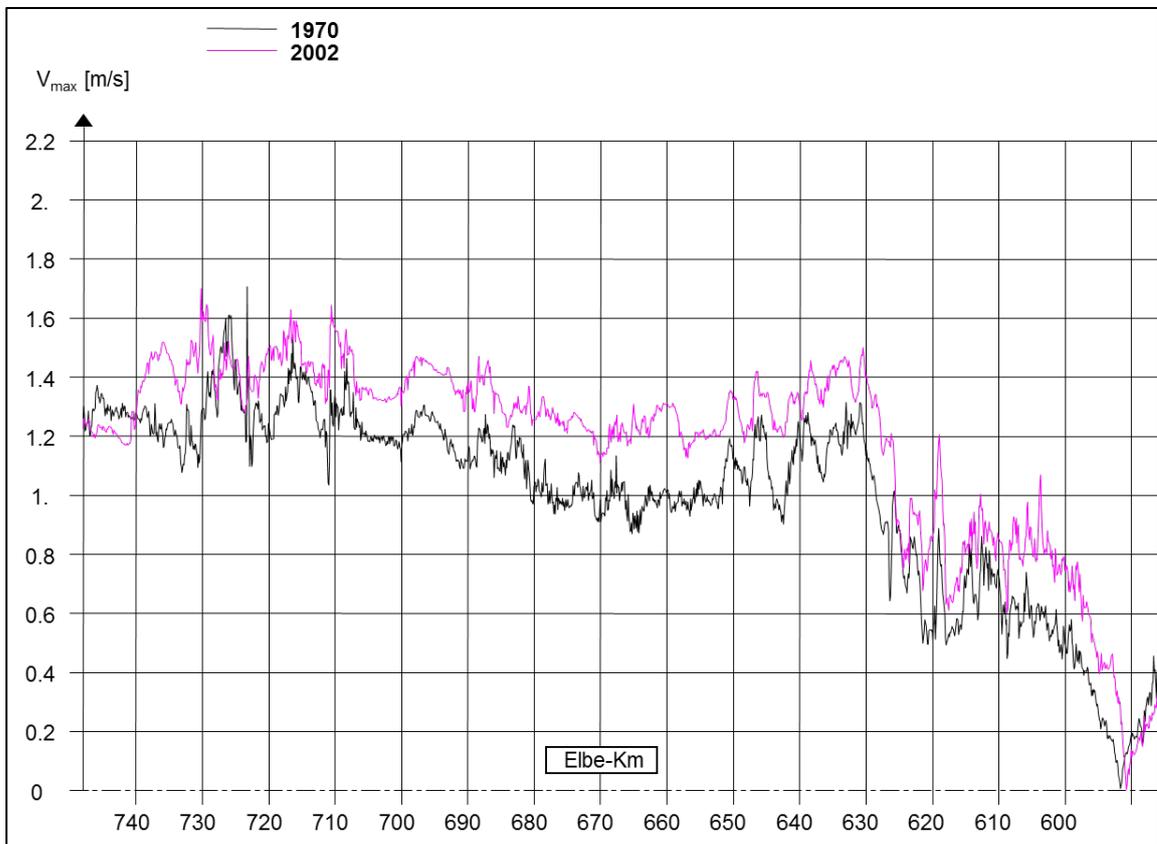


Abbildung 13: Maximale Flutstromgeschwindigkeiten in der Elbe (Werte für 1970 und 2002).

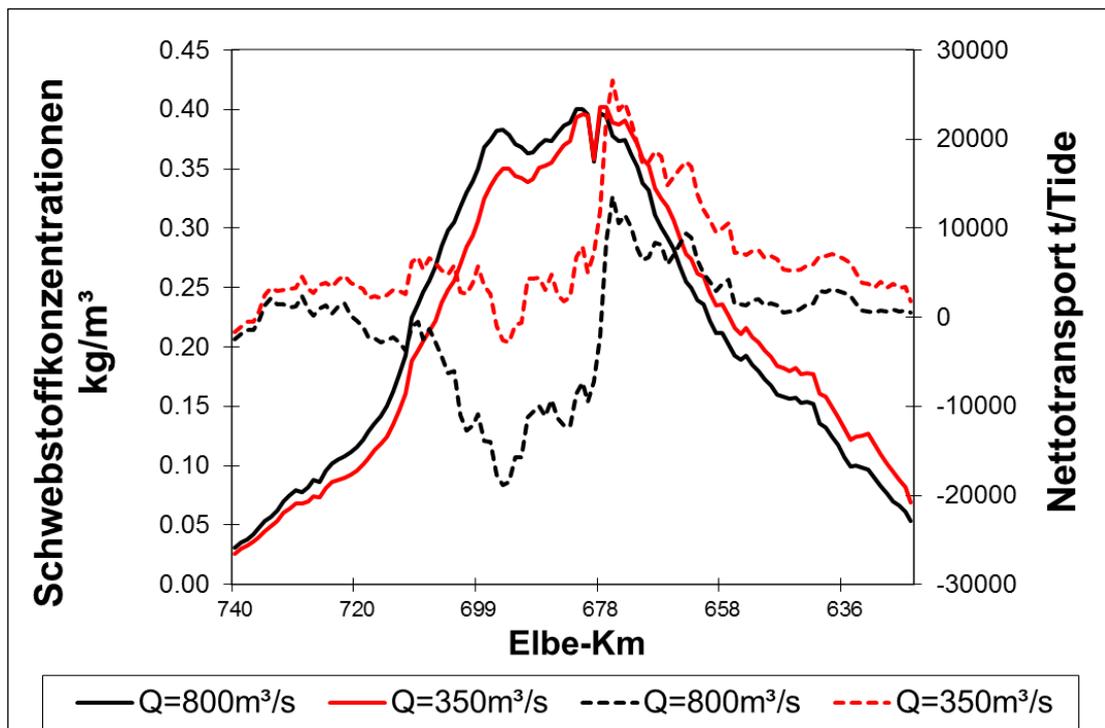


Abbildung 14: Charakteristika des Schwebstofftransports.

Die Schwebstoffkonzentrationen variieren beträchtlich über den Querschnitt und während eines Tidezyklus. Aktuelle Berechnungen dieser Konzentration auf Basis des Backscatter-Signals von ADCP-Messungen (Abbildung 15) vermitteln einen ersten Einblick in diese Dynamik (Maushake und Aardom 2007). Sohlnahe Schwebstoffkonzentrationen in der Größenordnung von $O \gg 1 \text{ kg/m}^3$ kommen nicht nur in der Trübungszone, sondern auch im Hamburger Hafengebiet vor.

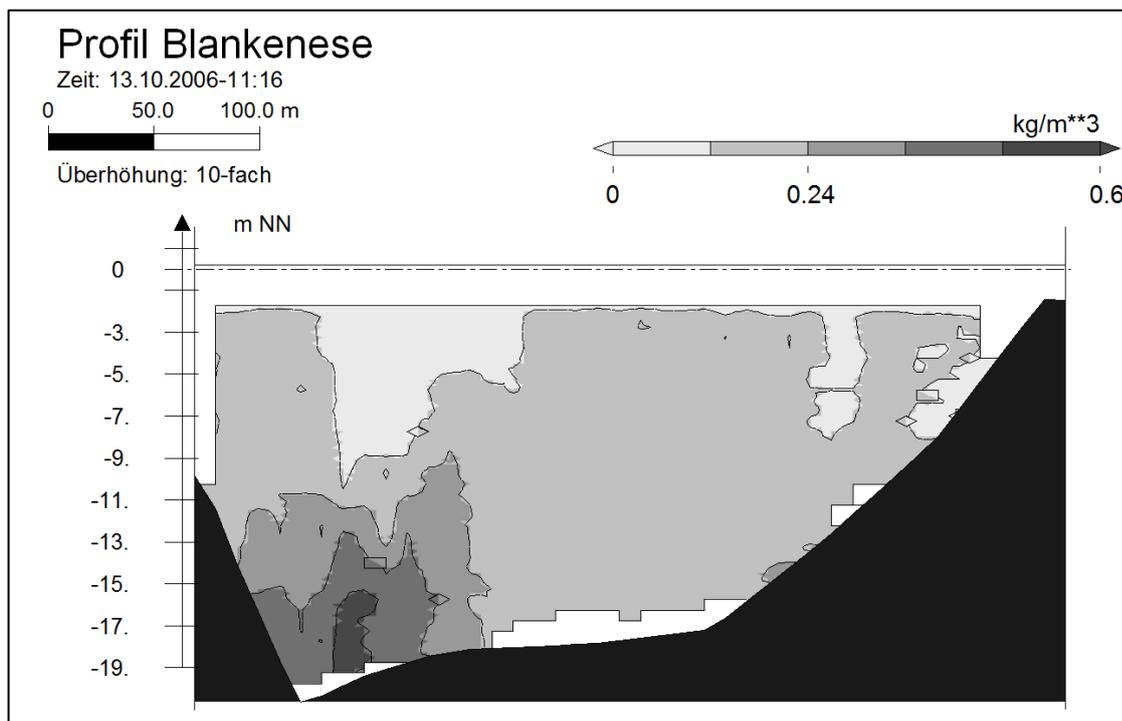


Abbildung 15: Schwebstoffe an einem Querschnitt bei Blankenese.

4 Baumaßnahmen im Elbeästuar

Flussbauliche Maßnahmen bewirkten wesentliche Veränderungen in der Unter- und Außenelbe. Bereits seit dem 15. Jahrhundert hatten die Hamburger Düpe-Herren und später die Düpe-Kommission (eine Kommission zur Überwachung der für die Schifffahrt notwendigen Tiefe im Hafen und der Elbe) die Aufgabe, die Fahrrinntiefe der Unterelbe zu überwachen. Reichte die Tiefe der Fahrrinne in einem Bereich für die damaligen Schiffe nicht aus, gab es nur wenige Möglichkeiten, solche Fehlstellen zu beseitigen.

Zwischen 1840 und 1850 kamen erste Überlegungen auf, eine Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse insbesondere im Bereich des Hamburger Stromspaltungsgebiets durch systematische Strombaumaßnahmen herbeizuführen. Anfänglich wurden Bagger im Hafengebiet eingesetzt, wo sie die erforderlichen Wassertiefen sicherten, bis später größere Bau- und Regulierungsarbeiten möglich wurden. Die Hansestadt Hamburg sicherte sich das Recht, die Norderelbe und den Köhlbrand auszubauen. Zusätzlich haben ein Durchstich bei Kaltehofe und der Bau des Bunthäuser Leitdamms für eine größere Durchströmung der Norderelbe gesorgt. Weitere Maßnahmen zur Regulierung der Elbe von der Seevemündung bis Brunshausen schufen die Grundlagen für den Verlauf der heutigen Elbe.

Durch den Bau eines 7,5 km langen Leitdamms zwischen Schweinsand und Hanskalbsand wurde die natürliche quergerichtete Sanddrift in die Fahrrinne hinein verhindert. Die grundlegende Form der Inselgruppe wurde bereits 1911 geschaffen, als auf der Südseite des Leitdamms die Verklappung von Sand auf Tidemittelwasserniveau erfolgte. Im Zuge späterer Fahrrinnenausbauten erfolgte die Aufhöhung der Insel zu ihrer heutigen Höhe. Auf der westlichen Seite von Schweinsand entstand bis 1968 die neue Insel Neßsand. Während des Ausbaus der Fahrrinne im Jahr 1969 wurden die Inseln Hanskalbsand, Neßsand und Schweinsand miteinander verbunden. Heute bilden sie eine einzige zusammenhängende Insel zwischen der Hauptelbe und der Hahnöfer Nebenelbe.

Auch mit dem Bau eines Leitdamms bei Pagensand in den Jahren 1922–1930 sollte die unkontrollierte Verlagerung der Fahrrinne verhindert werden, in diesem Fall eine weitere Verlagerung des Malsandes „Hungriger Wolf“. Von 1928 bis 1936 folgte dann der Leitdamm nördlich von Pagensand in Verbindung mit mehrmaligen Abbaggerungen des Schwarztonnensandes. Zwischen 1971 und 1977 wurden große Teile der Insel Schwarztonnensand durch Aufspülung erhöht und lagen damit schließlich über MThw. Die Inseln Lühesand und Rhinplatte, jetzt mit einer vom Menschen vorgegebenen Form, dienen als Leit-Inseln der Steuerung und Konzentration der Strömungen. Die Querschnitte des Flusses sollen dadurch jeweils so groß sein, dass die Räumkraft der Strömung für Haupt- und Nebenrinnen ausreicht.

Zum Schutze der Flussufer und zur Stabilisierung des Fahrrinnenverlaufs wurden außerdem umfangreiche Buhnsysteme gebaut. Einige der Buhnen sind so groß und mit einer besonders flachen Neigung gebaut, dass sie die Entwicklung beruhigter Vorland- und Uferbereiche begünstigen, wodurch der Röhrichtbewuchs begünstigt wird. Dadurch können Habitate entstehen, wie sie in früheren Zeiten möglicherweise existiert haben.

Der Buhnenbau entlang des Osteriffs, die Abbaggerungen der Ostebank und der Bau des Leitdamms Hermannshof in der Nähe des Neufelder Watts wurden von 1922 bis 1937 durchgeführt. Auch diese Maßnahmen dienten der Herstellung und Aufrechterhaltung

ausreichender Wassertiefen sowie der Stabilisierung des Fahrwassers. Sie sollten außerdem die Baggermengen an der Baggerstelle Ostebank reduzieren,

Im hochdynamischen Mündungsgebiet hatte sich ein 3-Rinnensystem entwickelt, das durch den Bau des Leitdamms „Kugelbake“ auf zwei Rinnen reduziert wurde und die Lage der Rinnen stabilisierte. Die Arbeiten am Leitdamm fanden in mehreren Bauphasen in der Zeit von 1939 bis 1962 statt. Zu Beginn war der Leitdamm auf 9 km Länge ausgeführt; von 1975 bis 1977 wurde er dann auf ca. 10 km verlängert.

Zu den jüngsten Strombaumaßnahmen zählen die Unterwasser-Baggergutablagerungsflächen bei Krautsand und Twielenfleth, die im Zuge der vorherigen Fahrrinnenanpassung im Jahr 1999 angelegt wurden. Sie sollten die lokale Baggergutmenge reduzieren, indem die höheren Strömungsgeschwindigkeiten die Sedimente in diesen Gebieten in ständiger Bewegung halten.

Erst nach 1834 standen wirkungsvolle Gerätschaften (beispielsweise Dampfbagger) für Veränderungen der Fahrrinne in größerem Maßstab zur Verfügung. In der Folge konnte bis 1868, vornehmlich durch die Beseitigung von einzelnen Sänden und Rippeln, eine schiffbare Wassertiefe in der Unterelbe von 5,30 m hergestellt werden. Danach erfolgten, ausgelöst durch die rasante Entwicklung des Seeverkehrs und der Schiffsgößen, die folgenden Ausbauten:

- 10,0 m Ausbau von 1936 bis 1950
- 11,0 m Ausbau von 1957 bis 1962
- 12,0 m Ausbau von 1964 bis 1969
- 13,5 m Ausbau von 1974 bis 1978
- 14,5 m Ausbau von 1999 bis 2000

Die angegebenen Tiefen beziehen sich auf das jeweilige Kartennull, welches dem mittleren Springtideniedrigwasser entsprach. In Abbildung 16 ist die Entwicklung der Wassertiefen in der Fahrrinne der Elbe von 1970 bis 2002 dargestellt, wobei das jeweils vorhandene Längsprofil in der Fahrrinne sehr viel komplexer war als die in der Aufzählung oben angegebene Mindesttiefe (Abbildung 16). Die durchgeführten Ausbauten beinhalteten neben einer Vertiefung auch eine Verbreiterung der vorhandenen Fahrrinne, so dass die Tidedynamik erheblich verändert wurde.

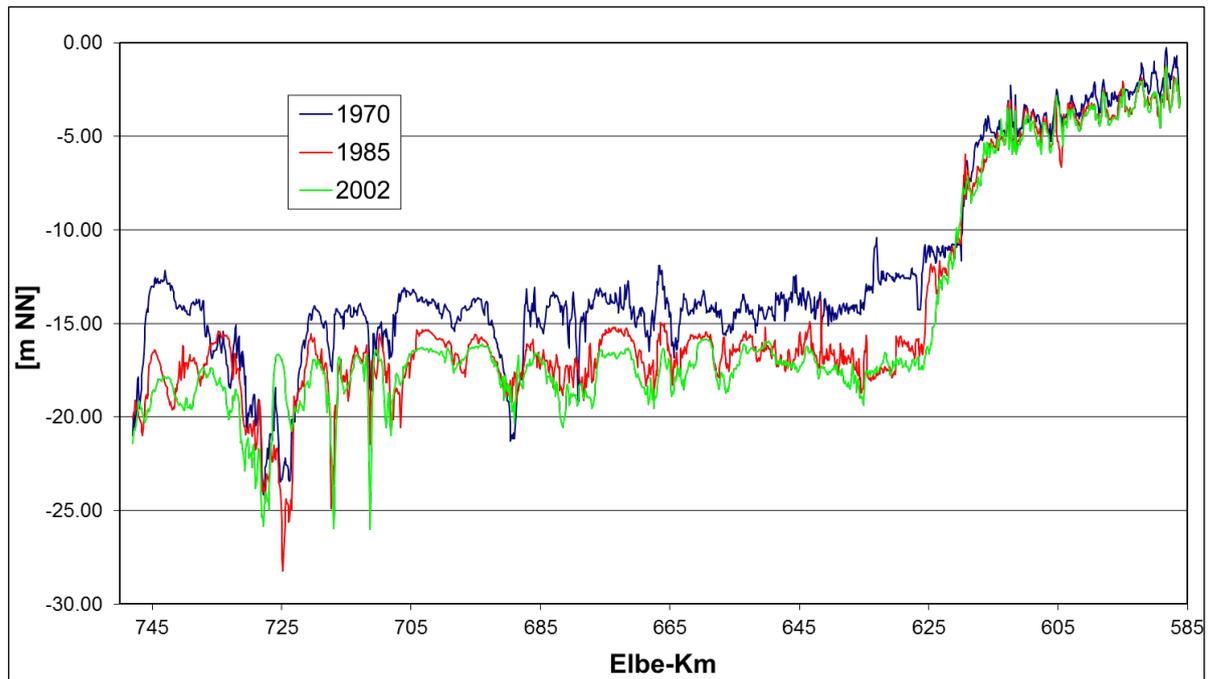


Abbildung 16: Entwicklung der Wassertiefen in der Fahrrinne der Elbe seit 1970.

Auch die Veränderung der Wasserflächen hatte großen Einfluss auf die Tidedynamik. Bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts befand sich der Hamburger Hafen am Nordufer der Elbe. Ab ca. 1880 wurde dann mit dem Bau von Hafenbecken auf der Südseite der Elbe begonnen, so dass bis ca. 1970 die der Tide ausgesetzte Wasserfläche um fast 1000 ha vergrößert wurde. In der Zeit von 1970 bis 2015 wurden im Rahmen der städtebaulichen Entwicklung Hamburgs und verschiedener Hafenumstrukturierungsmaßnahmen ca. 200 ha dieser Wasserflächen wieder zu Land umgewandelt. Weitere rd. 170 ha ökologisch wertvolle Wasserflächen wurden 2001–2003 im Mühlenberger Loch vor den Toren Hamburgs für die Werkserweiterung der EADS (heute Airbus SE) aufgefüllt.

Etwa seit dem 13. Jahrhundert bestehen durchgängige Deichlinien an beiden Ufern der Tideelbe. Die Entwässerung des Hinterlandes führte zu Setzungen. Durch das Vorhandensein der Deiche erreichen die Ablagerungsprozesse während Sturmfluten jedoch nicht das Hinterland, dessen Höhe daher nicht mit der Höhe des Deichvorlandes mitwächst. So liegen heute große eingedeichte Flächen unter dem Niveau des mittleren Meeresspiegels.

Als Folge der schweren Sturmfluten von 1962 und 1976 wurden die Deichlinien an der Tideelbe neu gestaltet und deutlich verkürzt. Durch die neuen Deiche wurden der Tide und den Sturmfluten große Überschwemmungsflächen entzogen. Von 1900 bis heute sind die Vorlandflächen von Schleswig-Holstein und Niedersachsen um 50 % bzw. 74 % verkleinert worden.

Die seit 1968 an den Mündungen der Nebenflüsse der Elbe gebauten Sturmflutsperrwerke sowie die Abdämmungen entlang der Unterelbe haben nur eine geringe Auswirkung auf die Tidedynamik bei mittleren Verhältnissen. Ihr Einfluss auf die Sturmfluthöhen im Elbeästuar ist jedoch erheblich. So wurden in Niedersachsen 10.600 ha der vormals 13.900 ha großen Vorlandfläche und in Schleswig-Holstein von 19.700 ha Vordeichsfläche 14.800 ha eingedeicht. Dies entspricht drei Viertel des vorher existierenden Deichvorlandes (Abbildung 17).

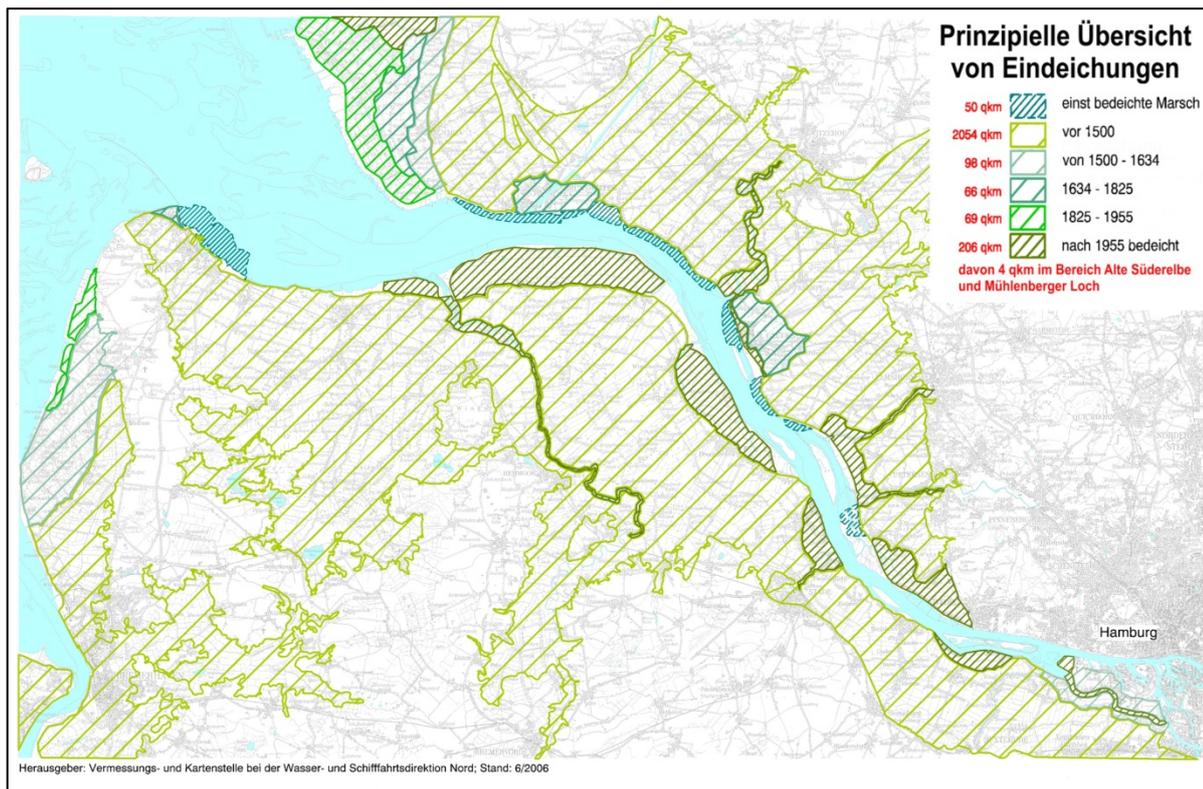


Abbildung 17: Verlust von Überschwemmungsflächen.

Inzwischen hat man erkannt, wie wichtig Flutraum entlang der Tideelbe für den Abbau der Tideenergie und die Reduzierung des Stromauftransports von Sedimenten ist. Die Hamburg Port Authority hat daher gemeinsam mit der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) ein auf drei Eckpfeilern basierendes Leitbild für die Tideelbe entwickelt:

1. Umsetzung eines ganzheitlichen Sedimentmanagements,
2. Dämpfung der einschwingenden Tideenergie durch strombauliche Maßnahmen im Bereich der Elbmündung und
3. Schaffung von Tidevolumen zwischen Glückstadt und Geesthacht zur Dämpfung der Tide im Hamburger Raum.

Letzteres umfasst die (Wieder-) Anbindung von Nebenarmen, Seitenflüssen und anderen Wasserflächen, die Räumung von starker Sedimentation betroffener Bereiche sowie die Herstellung tidebeeinflusster Flachwasserbereiche in derzeit eingedeichten Gebieten. Im Rahmen eines breit angelegten Dialogs mit den Ländern Niedersachsen und Schleswig-Holstein und unter Beteiligung der relevanten Stakeholder werden verschiedene Szenarien durch das Forum Tideelbe auf ihre Eignung als Flutraum geprüft (www.forum-tideelbe.de). Trotz des begrenzten Raums wurden auch in Hamburg mehrere Bereiche identifiziert, in denen Szenarien zur Schaffung von Flutraum vorstellbar sind. Neben der Entschlickung der von starker Sedimentation betroffenen Hafenbecken, wie etwa dem Sprehafen, betrifft dies verschiedene Szenarien im Raum der Norderelbe/Dooveelbe.

Als erstes Pilotprojekt entsteht gegenwärtig im Bereich des bereits rückgedeichten ehemaligen Spülfelds Spadenlander Busch/Kreetsand auf einer Fläche von rd. 30 ha ein tidebeeinflusster Flachwasserbereich mit rd. 1 Mio. m³ zusätzlichem Tidevolumen.

Synergieeffekte entstehen bei diesem Pilotprojekt nicht nur mit dem Naturschutz, sondern auch mit der Naherholung und der Umweltbildung.

5 Wassertiefenunterhaltung

Zur Gewährleistung der Leichtigkeit und Sicherheit des Schiffsverkehrs auf der Elbe und im Hamburger Hafen müssen das ganze Jahr hindurch Unterhaltungsbaggerungen durch Hopper-Saugbagger, Löffelbagger und Wasserinjektionsgeräte vorgenommen werden. Aus wirtschaftlichen Gründen wird dabei eine Minimierung der Baggergutmengen angestrebt. Darüber hinaus ist auch aufgrund der Auswirkungen auf das Benthos, auf die Eigenschaften des Flussbettes (Korngröße und Beschaffenheit) sowie auf die Schwebstoff- und Sauerstoffkonzentration ein umweltschonender Baggerbetrieb erforderlich.

Mit dem Baggergut wird je nach Zielsetzung und Sedimentqualität in unterschiedlicher Weise umgegangen: Entweder wird das Material aus dem Gewässer entnommen oder an eine andere Stelle im Ästuar bzw. in der Nordsee umgelagert. Die Umlagerung innerhalb des Ästuars erfolgt durch Verklappung an Stellen mit ausreichender Tiefe, an denen dies zu keinen Störungen führt. Allerdings hat dieses Verfahren bestimmte Grenzen hinsichtlich der Kontamination der Sedimente. Schadstoffhaltiges Material wird dem Gewässer entnommen und an Land behandelt. Je nach Grad der Kontamination kann das Material entweder für Baumaßnahmen eingesetzt werden oder muss auf einer Deponie entsorgt werden.

Um die erforderlichen Wassertiefen im Hamburger Hafen aufrechtzuerhalten, müssen je nach Oberwasserzufluss jährlich rd. 3–9 Millionen m³ Sedimente gebaggert werden, von denen rund 0,5–1,0 Millionen m³ an Land verbracht werden. Mit Ausnahme eines kleineren Anteils, der im Wesentlichen für Bauzwecke verwertet wird, wird dieses Baggergut auf Deponien entsorgt. Von November bis März wird die größere Menge bei der Insel Neßsand an der Landesgrenze umgelagert. Die verantwortlichen Behörden der Stadt Hamburg haben eine gemeinsame Handlungsanweisung vereinbart, insbesondere um die ökologischen Auswirkungen der Umlagerung zu minimieren. Diese beinhalten zeitliche, räumliche und technische Schutzmaßnahmen. Ein weiterer Anteil der zu baggernden Sedimente wird seit dem Jahr 2005 in das Schlickfallgebiet der deutschen Bucht bei Tonne E3 verbracht. Dadurch wird ein Beitrag zur Entlastung des inneren Ästuars geleistet und ein Teil der überschüssigen Sedimente ausgetragen. Die erforderlichen Austragsmengen liegen derzeit bei jährlich rd. 1–3 Millionen m³.

Auch im übrigen Ästuar bis hinaus in die Mündung sind in regelmäßigen Abständen Unterhaltungsarbeiten erforderlich. So muss die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) bis zu 12 Millionen m³/a Baggergut umlagern. Im Einmündungsbereich des Nord-Ostsee-Kanals gibt das regionale Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt (WSA) Brunsbüttel jedes Jahr Baggerarbeiten in Auftrag, die ein Volumen von ca. 7 Millionen m³ beinhalten. In den Nebenrinnen der Elbe und ihrer Nebenflüsse müssen rund 0,6 Millionen m³/a Baggergut umgelagert werden, um die schiffbaren Tiefen aufrechtzuerhalten.

Um einheitliche Maßstäbe und Kriterien für den Umgang mit Baggergut im Gewässer zu schaffen sowie negative Auswirkungen auf die Umwelt und legitime menschliche Nutzungen weitestgehend zu minimieren, bestehen Regelungen für den Binnen- (HABAB-WSV 2017) und Küstenbereich (GÜBAK 2009). Diese sind darauf ausgelegt,

die Anforderungen des europäischen und nationalen Gewässer-, Meeres- und Naturschutzes zu erfüllen und wirtschaftliche Belange wie Hafen- und Verkehrswirtschaft, Tourismuswirtschaft und Fischerei zu berücksichtigen.

Seit der Veröffentlichung des Strombau- und Sedimentmanagementkonzepts für die Tideelbe (2008), in dem erstmalig eine einheitliche Sichtweise bzgl. der Unterhaltung an der Tideelbe zwischen HPA und WSV vereinbart wurde, beinhaltet das gemeinsame Sedimentmanagement Bestrebungen zur Verbesserung der Sedimentqualität und zur Reduzierung der Baggermengen. Das Konzept wird durch begleitende Aktivitäten und die Berücksichtigung neuer Erkenntnisse kontinuierlich weiterentwickelt und durch die ministerielle Unterstützung der Küstenländer Schleswig-Holsteins, Niedersachsens und Hamburgs gefördert.

6 Laufende Überwachung und Analyse

Die ersten regelmäßigen Tidebeobachtungen im deutschen Küstengebiet fanden auf Anordnung der „Hamburgischen Schiffahrts- und Hafendeputation“ ab 1841 statt. Zu diesem Zweck wurden Messstationen in Hamburg-St. Pauli und in Cuxhaven errichtet. Seither sind die Hochwasser- und Niedrigwasserscheitelwerte lückenlos erfasst worden (Stehr 1964). Heute werden die Wasserstände an 29 Pegeln in der Tideelbe zwischen Geesthacht und der Bake A in der Außenelbe erfasst. Die Strömungsgeschwindigkeiten werden seit 1997/98 an 13 Messstationen gemessen (teilweise in zwei unterschiedlichen Wassertiefen); einige dieser Messgeräte sind mit einem zusätzlichen Sensor für die Messung der Trübung ausgestattet. An fünf ausgewählten Flussprofilen erfolgen Einzelmessungen über die Querschnitte. Die Leitfähigkeit und Temperatur werden seit 1987 an einigen Positionen der Elbe laufend gemessen.

Im Zuge der Fahrrinnenvertiefung auf 13,5 m wurde die Bund-Länder-Arbeitsgruppe „Beweissicherung“ eingerichtet, die in einem zweiteiligen technischen Abschlussbericht Daten zu den Änderungen von Wasserständen, Strömungsgeschwindigkeiten, Salzgehalten und Uferentwicklungen vorgelegt hat. Im Unterschied dazu wurde in den Planfeststellungsbeschlüssen für die Vertiefung auf 14,5 m ein deutlich umfassenderes Monitoring-Programm vorgeschrieben, dessen Schwerpunkt auch auf den biotischen Parametern liegt. Die Berichte und Daten können auf www.portal-tideeelbe.de heruntergeladen werden. Unabhängig von Monitoringauflagen gehört die ständige Beobachtung der Tideelbe zu den zentralen Aufgaben der gewässerkundlichen Abteilungen der zuständigen Verwaltungen des Bundes und Hamburgs.

7 Danksagung

Die Autoren danken Herrn Dr. Holger Weilbeer (BAW) für seinen Beitrag zum Thema Schwebstoffe in der Elbe.

8 Literaturverzeichnis

ARGE Elbe: Stoffkonzentrationen mittels Hubschrauber entnommener Elbewasserproben (1979–1989). Bericht. Arbeitsgemeinschaft für die Reinhaltung der Elbe, <http://www.arge-elbe.de/wge/Download/Berichte/00Hubschr.pdf>, 2000.

Bergemann, M.: Die Lage der oberen Brackwassergrenze im Elbästuar – Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen 39, 4/5, 134–237, 1995.

DGJ, Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch im Internet, DGJ-Pegeldaten und Gewässerkundliche Jahrbücher des Bundes und der Länder, Elbegebiet, Teil III. dgj-daten.bafg.de/Elbe/Neu_Darchau/5930010_WQ.pdf, 2014.

FFH – Freie und Hansestadt Hamburg, Wirtschaftsbehörde, Strom- und Hafenbau: Umlagerung von Baggergut aus dem Hamburger Hafen in der Tideelbe, 1997.

GÜBAK – Gemeinsame Übergangsbestimmungen zum Umgang mit Baggergut im Küstenbereich. https://www.bafg.de/Baggergut/DE/04_Richtlinien/guebag.pdf, 2009.

HABAB-WSV - Handlungsanweisung für den Umgang mit Baggergut aus Bundeswasserstraßen im Binnenland. https://izw.baw.de/publikationen/umwelt-handbuch/0/20180403_HABAB_WSV%202017.pdf, 2017.

IKSE – Int. Komm. zum Schutz der Elbe: Die Elbe und ihr Einzugsgebiet. Ein geographisch-hydrologischer und wasserwirtschaftlicher Überblick, 2005.

Kappenberg, J.; Schymura, G.; Kuhn, H.; Fanger, H.-U.: Spring-neap Variations of Suspended Sediment Concentration and Transport in the Turbidity Maximum of the Elbe Estuary. In: Arch. Hydrobiolog. Spec. Issues Advanc. Limnol. 47, 323–332, Stuttgart, 1996.

Maushake, C.; Aardom, J.: Suspended Sediment Measurements on the River Elbe Using ADCP, Underwater Acoustic Measurements 07 UAM07 proceedings, Heraklion, Greece, 2007.

Stehr, E.: Die Wasserwirtschaft, 54, 8, 1964.

Die geologische Entwicklung von Nord- und Ostsee

Klaus Schwarzer¹, Klaus Ricklefs², Arne Lohrberg³ und Jennifer Valerius⁴

¹ Christian-Albrechts-Universität Kiel, Küstengeologie und Sedimentologie,

klaus.schwarzer@ifg.uni-kiel.de

² Christian-Albrechts-Universität Kiel, Forschungs- und Technologiezentrum Westküste in Büsum,

³ Christian-Albrechts-Universität Kiel, Institut für Geowissenschaften, Arbeitsgruppe Marine

Geophysik und Hydroakustik

⁴ Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, Hamburg

Zusammenfassung

Nord- und Ostsee liegen räumlich eng beieinander. Sie sind nur durch die lediglich 60–80 km breite, aus quartären Sedimenten bestehende jütische Halbinsel voneinander getrennt. Gleichwohl verlief die Entwicklung beider Meere in der älteren und jüngeren geologischen Vergangenheit sehr unterschiedlich. Dies dokumentiert sich z. B. darin, dass in der Nordsee wirtschaftlich nutzbare Kohlenwasserstofflagerstätten weit verbreitet sind, während solche in der Ostsee nach derzeitigem Kenntnisstand so gut wie nicht vorkommen. Die unterschiedliche geologische Entwicklung prägt auch heute noch die Ablagerungsbedingungen in beiden Meeresbecken sowie die Dynamik ihrer Küsten. Während die Nordsee nicht unmittelbar durch das Eis des letzten Glazials beeinflusst wurde, war der gesamte Ostseeraum von Eismassen bedeckt und es kam zu intensiven glazialen Erosions- und Ablagerungsprozessen. Durch die offene Verbindung zum Atlantik verlief der nacheiszeitliche Meeresspiegelanstieg im Nordseeraum zudem recht kontinuierlich und vergleichbar mit dem des übrigen Weltmeers. Im Ostseeraum, der stark durch isostatische Ausgleichsbewegungen geprägt ist, gab es demgegenüber in den vergangenen 12.000 Jahren vier Phasen, in denen sich brackische mit limnischen Bedingungen abwechselten und der Meeresspiegel mehrfach und teilweise in kürzester Zeit um 10er Meter gestiegen und wieder gefallen ist. Das spiegelt sich auch in den Meeresbodensedimenten wider. Zudem sind in einigen Regionen die neotektonischen Bewegungen immer noch prägend für die Küstenentwicklung.

Schlagwörter

Geologie, Nordsee, Ostsee, Küstenentwicklung, Meeresspiegelentwicklung

Summary

The North- and the Baltic Sea are geographically close, only separated by the 60–80 km wide Jutland Peninsula, which is built up of quaternary deposits. Nevertheless, these two oceans underwent different geological evolution in the ancient and younger geological history. This is documented e.g. by the amount of widely distributed and economically recoverable hydrocarbon deposits in the North Sea while those reservoirs rarely occur in the Baltic Sea. The different geological development still today determines the conditions for sediment deposition and coastal development. While the North Sea was not directly influenced by

ice during the last glaciation, the whole area of the present-day Baltic Sea and its surrounding was completely covered by ice during the last glacial and intensively shaped by erosional and depositional processes. Due to its open connection to the North Atlantic, the post glacial sea level rise in the North Sea happened mostly continuously and comparable to global conditions. On the other hand, four different phases of alternating limnic and brackish conditions characterize the evolution of the Baltic Sea within the last 12.000 years, an area that is still strongly influenced by postglacial isostatic uplift conditions. The water level was rising and falling in the range of up to tens of meters, partly only during a few years period, which is mirrored in the sea bottom deposits. In some areas, the postglacial tectonic movements are still influencing the coastal development.

Keywords

Geology, Baltic Sea, North Sea, coastal evolution, sea level development

1 Einleitung

Einführend sei angemerkt, dass sich dieser Beitrag an eine Leserschaft aus Fachdisziplinen auch außerhalb der Geowissenschaften richtet, deren Betätigungsfelder im Bereich von Nord- und Ostsee liegen. Nicht zuletzt aus Platzgründen werden daher einige der hier dargelegten geowissenschaftlichen Sachverhalte nur recht kurz und etwas vereinfachend dargestellt. Die 2008 in englischer Sprache erschienene Fassung dieses Beitrages (Schwarzer et al. 2008) ist aufgrund der Vielzahl an Neuerscheinungen wissenschaftlicher Artikel zu dieser Thematik umfassend überarbeitet und erweitert worden.

Die Entwicklung von Küsten in Raum und Zeit und die an ihnen ablaufenden Prozesse hängen neben den hydrologischen Einwirkungen von Wasserstand, Wellen und Strömungen auch von dem geologischen und sedimentologischen Aufbau des jeweiligen Meeresbeckens ab. Tektonische Strukturen im Untergrund oder Senkungs- und Hebungstendenzen können prägend für die Exposition einer Küste, ihre räumliche Ausrichtung und auch das Überflutungsgeschehen sein. Das Gestein selbst, die Mächtigkeit von Sedimentpaketen, ihre Textur und die mineralogische Zusammensetzung kontrollieren maßgeblich den Erosionswiderstand und damit auch die Stabilität einer aus Festgestein aufgebauten Küste. Dem gegenüber spielen für die aus Lockermaterial aufgebauten Küsten, wie Bar-riereinseln mit aufgesetzten Dünen, Steilufer aus den Ablagerungen der letzten Vereisungen oder Küsten vor Niederungen im Festlandsbereich mit ihren Strandwällen und Sandhaken der geologische Untergrund und die Sedimentverfügbarkeit eine wesentliche Rolle für ihre Stabilität und Entwicklung.

Nord- und Ostsee liegen im Bereich der deutschen und dänischen Küsten geographisch dicht beieinander. Sie sind lediglich von der sich über ca. 450 km N-S erstreckenden und ca. 60–80 km breiten jütischen Halbinsel getrennt, die nahezu vollständig aus jungen eiszeitlichen und nacheiszeitlichen Ablagerungen besteht. Weiter nördlich trennen das breite schwedische und norwegische, vielfach aus Festgestein aufgebaute, Festland Nord- und Ostsee. Da beide Meeresgebiete aber seit dem Erdaltertum (Paläozoikum) eine teilweise unterschiedliche Entwicklung durchlaufen haben, werden sie hier getrennt voneinander behandelt. Die nachfolgend genannten Altersangaben für die jüngste und noch andauernde geologische Epoche des Holozäns (Nacheiszeit) sind auf das Jahr 2000 unserer Zeitrechnung bezogen (kalibriertes 14-C-Alter, Stuiver et al. 2017).

2 Die Nordsee

Die Nordsee ist ein flaches Schelfmeer, das im Westen von der britischen Insel begrenzt wird, im Süden und Südosten vom europäischen Festland und im Osten von der Westküste Skandinaviens. Nach Nordwesten ist sie trichterförmig zum Nordatlantik geöffnet; die Verbindung zum Atlantik nach Süden erfolgt durch den schmalen Ärmelkanal. Die Nord-Süd Erstreckung der Nordsee beträgt ca. 900 km, ihre Breite von Ost nach West misst bis zu 500 km, womit sie insgesamt eine Fläche von ca. 570.000 km² überdeckt. Sie weist eine mittlere Wassertiefe von 94 m auf, wobei der gesamte südliche Bereich flacher als 50 m ist. Von Süd nach Nord ist der Meeresboden leicht nach Norden geneigt, erreicht an der Schelfkante zum Nordatlantik eine Tiefe von 200 m und in der norwegischen Rinne zwischen dem Skagerrak und der norwegischen Küste mit 700 m ihren tiefsten Bereich. Über den Skagerrak und das Kattegat sind Nord- und Ostsee miteinander verbunden

Der rezente Meeresboden von der nordfranzösischen über die belgische, niederländische und deutsche Küste bis vor die dänische Küste besteht hier überwiegend aus jungen pleistozänen und holozänen Ablagerungen und weist mit Ausnahme des SE - NW gerichteten Elbe-Urstromtales nur wenig morphologische Struktur auf (Zeiler et al. 2008).

2.1 Die Entwicklung vom Erdaltertum (Paläozoikum) bis zur älteren Erdneuzeit (Paläogen)

Das Gebiet der Nordsee ist ein Raum, der durch eine selbst auf geologischen Zeitskalen lange Absenkung der Erdkruste gekennzeichnet ist. Die Nordseesenke schließt sich dabei nach Norden hin an die sogenannte Mitteleuropäische Senke an. Die Umrahmung bilden die tektonischen Großformen des Fennoskandischen Kratons im Osten, die der Britisch-Skandinavischen Kaledoniden im Nordwesten bzw. Nordosten und im Süden die des London-Brabanter-Massivs bzw. der nördliche Außenrand der mitteleuropäischen Varisziden (Walter 2007). Basis für die im Devon (etwa 400 Mio. Jahre vor heute (im weiteren Text als J. v. h. bezeichnet) s. Tabelle 1) einsetzende Sedimentabfolge in diesem Becken bilden Gesteine, die im Zuge der kaledonischen Gebirgsbildung, die etwa zum Ende der geologischen Periode des Silurs (etwa 410 Mio. J. v. h., s. Tabelle 1) abgeschlossen war, durch Kompressionsvorgänge teils metamorph verfestigt wurden. Heute liegt diese Basis in Tiefen von 8–10 km. Im Karbon, dem Kohleerdzeitalter, war das Nordseebecken, damals noch am Äquator gelegen, als flache Senke ausgebildet. In ihr wurden im Wechsel Sedimente eines flachen Meeres oder solche eines entweder wenig oberhalb oder aber wenig unterhalb des Meeresspiegels gelegenen Küstenraumes abgelagert. Zu den Sedimenten dieses Küstenraumes gehören auch jene Sumpfablagerungen, aus denen sich später die Kohleflöze des Ruhrgebietes bildeten bzw. jene, die nördlich davon im tiefer gelegenen Nordseebecken das Muttergestein für die dortigen Erdgaslager darstellen. Gegen Ende des Karbons (250 Mio. J. v. h.) war die variszische Gebirgsbildungsphase als Folge der Kollision eines nördlichen plattentektonischen Komplexes (Laurentia) mit dem großen Südkontinent Gondwana und einer weiteren, deutlich kleineren Kontinentalplatte abgeschlossen. Es war der Superkontinent Pangaea entstanden, der alle Festlandsmassen der Erde vereinigte.

Im Bereich der Nordsee- und der mitteleuropäischen Senke lagerte sich der Verwitterungsschutt der durch die Plattenkollision empor gehobenen Gebirge vielfach als festländischer, roter Sandstein ab. Diese Sandsteine, oft waren es Dünenande, sind heute wichtige Speichergesteine für Erdgas. Das Rotliegend (unteres Perm) war zudem eine Phase von intensivem Vulkanismus als Folge von Extensionsbewegungen, die als erste Anzeichen für den einsetzenden Zerfall des Superkontinents Pangaea angesehen werden können. Diese Dehnungsbewegungen führten zur weiteren Herausbildung von sog. Horst- und Graben-Strukturen, die teilweise schon während der Karbonzeit angelegt wurden und die heute so prägend für das Nordseebecken sind (Viking Graben, Zentralgraben, siehe Abbildung 1). Im oberen Perm, dem Zechstein, wurde das Ablagerungsbecken periodisch von Nordwesten her überflutet. Diese auf tektonischen Aktivitäten basierenden zyklischen Transgressionen und Regressionen bei gleichzeitig hoher Evaporation führten zur Ablagerung von siliziklastischem Material, Karbonaten und vor allem Salzablagerungen, von denen Letztere bis zu 1.200 m mächtig sein können (Richter-Bernburg 1972). Ihre größte Mächtigkeiten erreichen sie im südwestlichen Teil der Nordsee (Abbildung 2).

Tabelle 1: Geologische Zeitskala. *Ma = Abkürzung für megaannum (10⁶ Jahre). Anmerkung: Das Tertiär ist aus der internationalen stratigraphischen Tabelle eliminiert worden. Das heutige Paläogen und das ältere Neogen bildeten das Tertiär (Cohen und Gibbard 2020, Cohen et al. 2020, verändert).

Geologische Zeitskala					
Äon	Ära	Periode	Epoche	Ma*	
Phanerozoikum	Känozoikum	Quartär	Holozän	0.0117	
			Pleistozän	2.58	
		Neogen	Pliozän	5.3	
			Miozän	23.0	
		Paläogen	Oligozän	33.9	
			Eozän	55.8	
	Paläozän		65.5		
	Mesozoikum		Kreide		145.5
		Jura		199.6	
		Trias		251.0	
		Paläozoikum	Perm	299.0	
			Karbon		318.1
					359.2
			Devon	416.0	
Silur			443.7		
Ordovizium	488.3				
Präkambrium	Proterozoikum	Kambrium	542.0		
		Archaikum	nicht definiert		

Das Mesozoikum (251–65.5 Mio. J. v. h.; Tabelle 1) ist geprägt durch den Wechsel flach mariner mit terrestrischen Bedingungen und einer starken tektonischen Aktivität, die im Zusammenhang mit der frühen Öffnungsphase des Atlantiks zu sehen ist. Dieses sog. Rifting schloss auch das Nordseebecken mit ein, wodurch die Bildung von abgesunkenen Gräben und Horsten (stehengebliebene oder emporgepresste Einheiten) weiter intensivierte wurde. Gegen Ende der Trias war die Sedimentauflage über den Salzablagerungen so mächtig, dass durch Thermomobilisation das gegenüber dem umgebenden Gestein leichtere Salz in Bewegung geriet (Halokinese); es begann aufzusteigen. Der weitere Salzaufstieg führte im nachfolgenden Jura zu einer Becken- und Schwellenstruktur. In den „Jura Trögen“ herrschten teilweise anoxische Bedingungen, was den Abbau organischer Substanz, überwiegend abgestorbenes Plankton, verhinderte. Vor ungefähr 140 Mio. J. v. h., zu Beginn der Kreidezeit, setzen sich in den damals tiefsten Abschnitten des Nordseebeckens (z. B. Vikinggraben und Zentralgraben, Abbildung 1) mächtige Schichten des organikreichen sog. Kimmeridge-Tones ab. Zusammen mit den älteren Tonen aus dem unteren Jura bilden sie die wichtigsten „Muttergesteine“ für die Erdöllagerstätten der Nordsee.

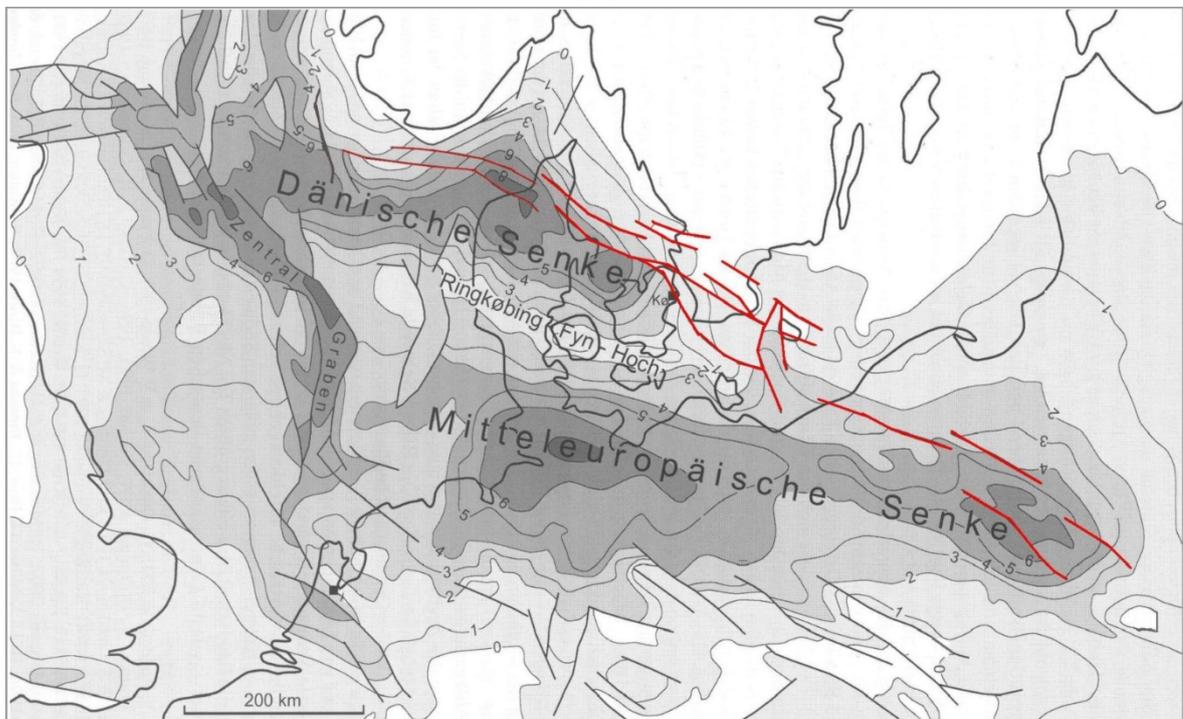


Abbildung 1: Mächtigkeit (in Kilometer) der seit dem mittleren Perm abgelagerten Sedimente in der mitteleuropäischen und dänischen Senke. Die rote Linie markiert die mehr als 2.000 km lange „Sorgenfrei-Tornquist-Teisseyre-Zone“ (Ziegler 1990, modifiziert).

Für die Ausbildung von Kohlenwasserstofflagerstätten spielen die im Untergrund der Nordsee durch die Auflast der überlagernden Gesteine aufgestiegenen Salzablagerungen (Abbildung 2) sowie tektonische Bruchstrukturen eine wichtige Rolle. So können sich z. B. in porösen Gesteinen, die an den Flanken von steil aufgestiegenen Salzstrukturen verstellt sind, sogenannte Fallen für Öl oder Gas bilden. In diese „Fallen“ migrieren dann die Kohlenwasserstoffe aus den tieferliegenden Muttergesteinen und werden dort beim Vorhandensein von undurchlässigen Deckschichten festgehalten. Ein gutes Beispiel für eine solche Lagerstätte ist das größte deutsche offshore Ölfeld Mittelplate vor der Küste

Dithmarschens. Das Öl wird hier an der Flanke des Büsumer Salzstocks aus porösen Sandsteinschichten des mittleren Jura gefördert, die in Tiefen von 2.000–3.000 m liegen. Die mesozoische Schichtenfolge findet ihren Abschluss in weit verbreiteten und teilweise mächtigen Kreideablagerungen, wie sie heute an den Steilküsten von Dover und Calais aufgeschlossen sind.

Im Untergrund der Nordsee kommen neben Salzkissen und Salzstöcken auch bis zu 100 km lange Salzmauern vor, die von Holland über Norddeutschland bis hinein in den südwestlichen Bereich der Ostsee verbreitet sind (Abbildung 2). Sie steigen nahezu vertikal aus bis zu 8.000 m Tiefe bis an die Oberfläche auf (Ziegler 1990). Ihr Aufstieg hält bis heute an (Lehné und Sirocko 2010). Die Insel Helgoland in der Nordsee ist ein gutes Beispiel für den Salzaufstieg (Schmidt-Thomé 1987). Hier wurden Buntsandsteinschichten aus der Trias bis weit über den heutigen Meeresspiegel angehoben.

Technisch betrachtet kommt den Salzstrukturen eine weitere Bedeutung zu. Aufgrund der Undurchlässigkeit des Salzes können in ihnen Kavernen ausgelaugt werden, die als Zwischenlager für Öl, Gas oder CO₂ nutzbar sind.

Im älteren Paläogen (65,5–23 Mio. J. v. h.) bewirkte die alpidische Gebirgsbildung ein starkes Absinken der Nordseegräben. Zur Ablagerung kamen dabei Tiefwassersande (ausgelöst durch Turbidite), welche zu den wichtigsten Erdöl-/Erdgasspeichergesteinen der zentralen und nördlichen Nordsee gehören. Im mittleren Paläogen nahm das Nordseebecken seine heutige flachschüsselförmige Gestalt an, in der in der Folgezeit flachmarine, siliziklastische Ablagerungen eingetragen wurden. Insgesamt kann im mittleren Beckenteil die Mächtigkeit der paläogenen Ablagerungen mehr als 3.000 m betragen.

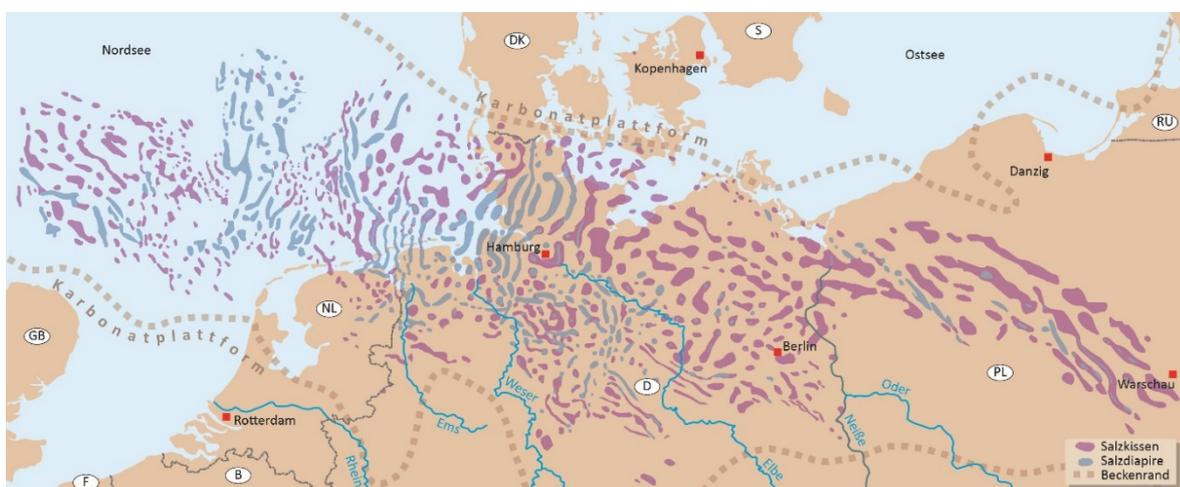


Abbildung 2: Salzkissen- und Salzdiapirstrukturen im Untergrund der Nordsee sowie des Norddeutschen und Polnischen Beckens. Die größten Salzmächtigkeiten finden sich unter der Nordsee und Schleswig-Holstein. Salzdiapire sind dort zu Salzmauern verbunden. (Nach Lokhorst 1998, Pharaoh et al. 2010, aus: Meschede 2018).

2.2 Das Neogen

Zu Beginn des Neogens (23 Mio. J. v. h.) war das Klima noch subtropisch, kühlte aber ab ca. 5,3 Mio. J. v. h. langsam ab (Abbildung 3), so dass es in der Folge zu erster Eisbildung an den Polkappen kam. Ablagerungen dieser Phase sind im Nordseebereich terrestrisch/fluvial mit einem Übergang zu deltatischen Abfolgen (Overeem et al. 2001), in die gelegentlich Kohleflöze eingeschaltet sind. Einen Aufschluss solcher Ablagerungen zeigt das

Morsum-Kliff auf Sylt. Hier ist ein über 7–8 Mio. Jahre andauerndes, kontinuierliches Sedimentationsgeschehen miozän/pliozänen Alters von dem voll marinen Milieu am seewärtigsten Bereich eines Deltakomplexes über den Deltahang und ästuarine Bedingungen in der Flussmündung bis hinein in ein Flusssystem aufgeschlossen (Schwarzer 1984).

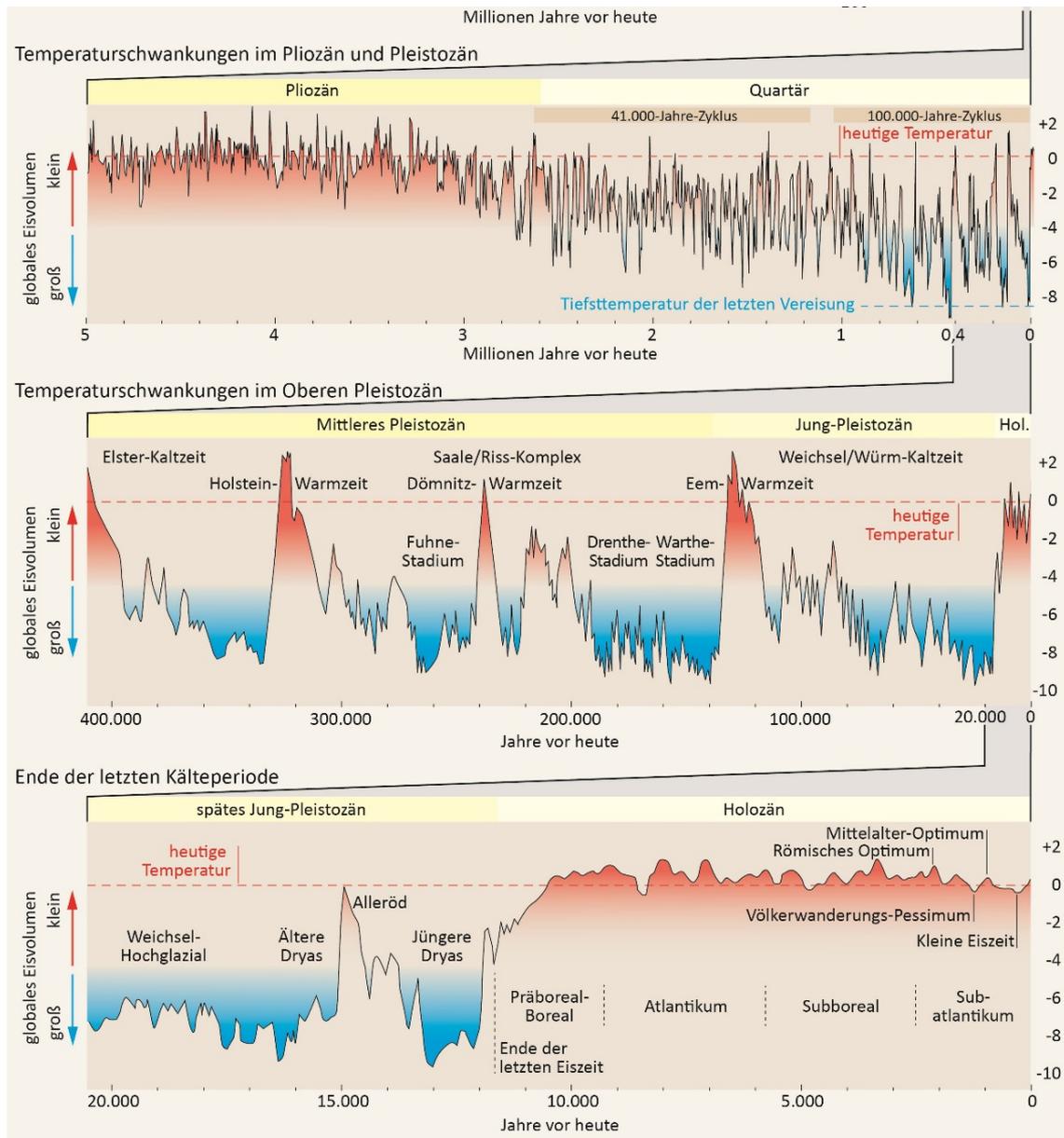


Abbildung 3: Temperaturschwankungen und Vereisungsphasen abgeleitet aus Sauerstoffisotopendaten ($\delta^{18}\text{O}$) in Fossilien und Messungen in Eisbohrkernen über verschiedene Zeiträume hinweg (Zusammengestellt, verändert und ergänzt nach Veizer et al. 1999, Petit et al. 1999, Alley 2000, Liesiki und Raymo 2005; aus Meschede 2018).

Im heutigen Küsten- und Schelfbereich der Nordsee finden sich unter einer nur gering mächtigen Schicht jüngerer Sedimente diese sandigen Ablagerungen miozänen Alters ebenso wie pliozäne/frühpleistozäne fluviatile und deltatische Sedimente des ehemaligen „Eridanos-Flusses“ (Abbildung 4, Overeem et al. 2001). Der aus dieser Phase stammende, als fluviatile Sediment abgelagerte Kaolinsand wird heute ca. 7 km westlich der Insel Sylt aus Wassertiefen unterhalb -14 m NHN abgebaut, um ihn im Küstenbereich für Strandvor- und -aufspülungen zu nutzen.

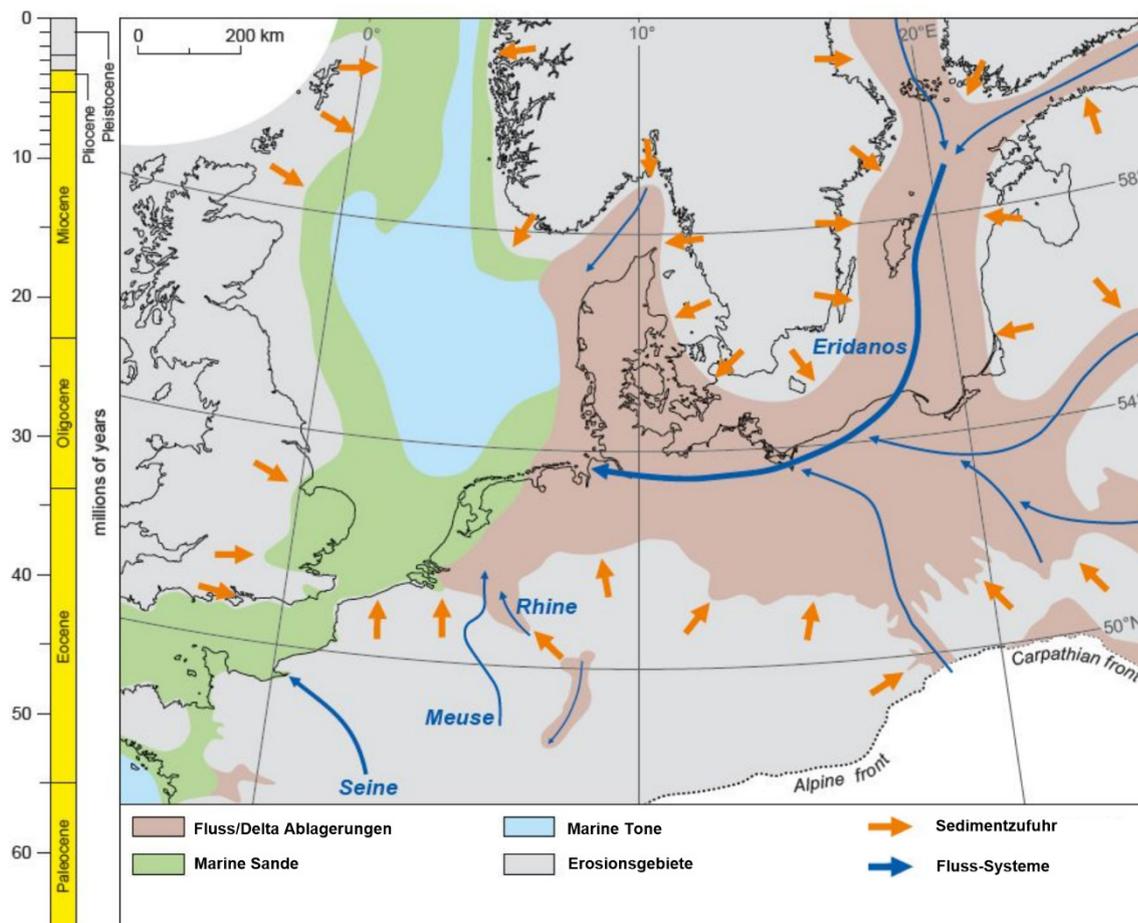


Abbildung 4: Paläogeographie des Nordseebeckens im frühen Pliozän. Sedimente aus dem nördlichen und östlichen Ostseeraum werden vom Eridanos-Fluss von Osten in das Nordseebecken geschüttet (Abbildung aus: Gibbard et al. 2016).

2.2.1 Die Entwicklung der Nordsee im Pleistozän

Das nachfolgende Pleistozän (Eiszeitalter) ist durch mehrere, starke klimatische Wechsel geprägt (Abbildung 3). Die von Skandinavien und dem britisch/schottischen Hochland ausgehenden und in das Nordseebecken vorstoßenden Inlandeismassen (Abbildung 5) hinterließen nach dem Elster- (400.000 bis 320.000 J. v. h.) und Saale-Glazial (300.000 bis 126.000 J. v. h.) gerichtete, gut unterscheidbare Spuren in Form von Endmoränen (Streif 2002, Zeiler et al. 2008), Stauchkomplexen (Winsmann et al. 2020) und tiefe Rinnen im Nordseebecken, die im Verlauf der Elster Vereisung bis zu 400 m tief eingeschnitten wurden (Abbildung 6) (Lutz et al. 2009, Coughlan et al. 2018, Lohberg et al. 2020). Winsmann et al. (2020) zeigen, dass es evtl. schon prä-elsterzeitliche Eisvorstöße bis in das Nordseebecken gegeben hat. Einhergehend mit den Eisvorstößen kam es zu ausgeprägten Meeresspiegelschwankungen (s. Abbildung 7, Streif 2004) mit entsprechend stark unterschiedlichen Ablagerungsbedingungen.

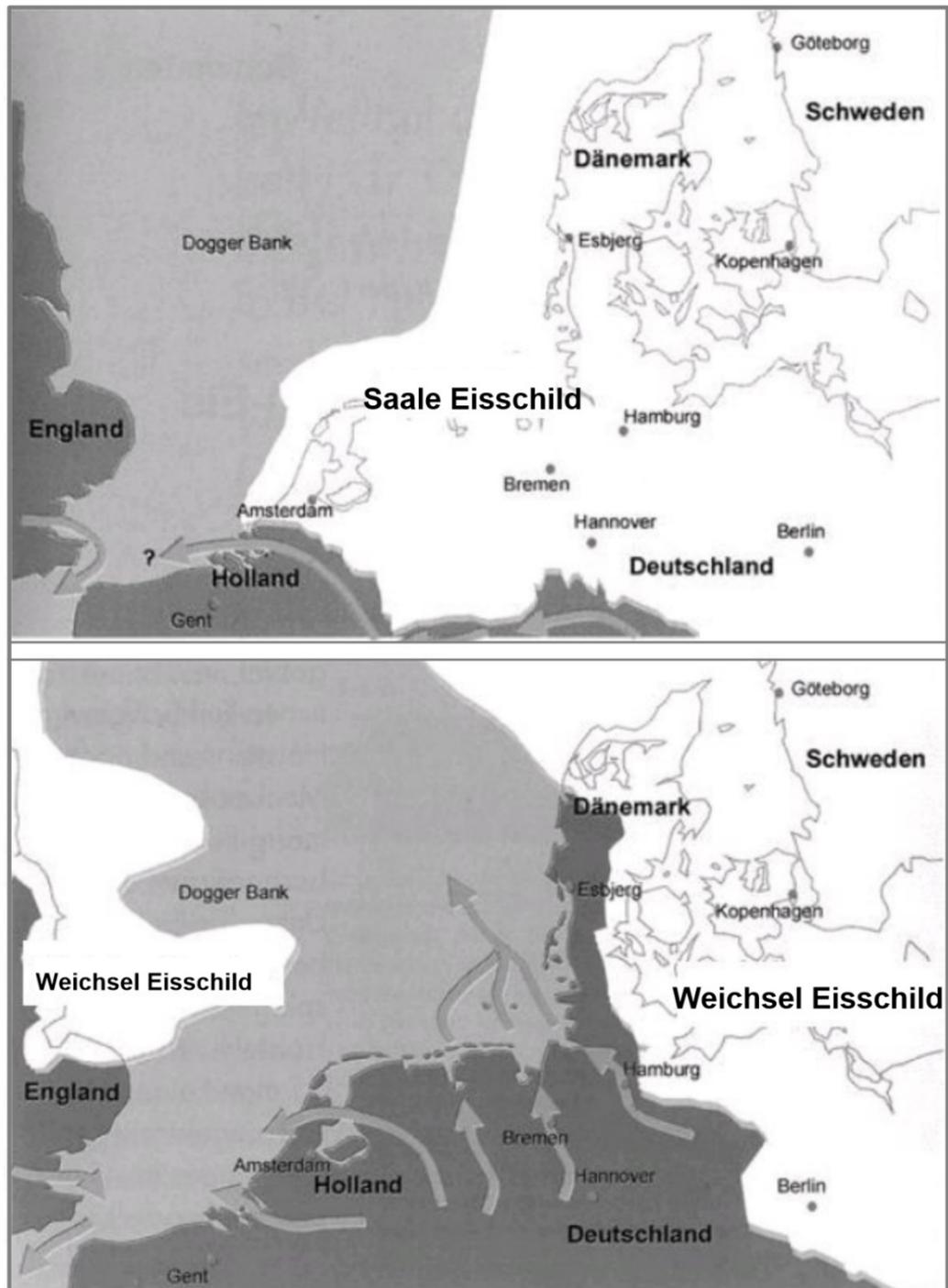


Abbildung 5: Maximale Ausdehnung der Inlandseisschilde in Mitteleuropa im Land- und Seebereich während der Saale- und Weichselvereisung. Die Unterläufe von Ems, Weser und Elbe bildeten einen gemeinsamen Abfluss durch die Nordsee in den Nordatlantik (Berner und Streif 2000, modifiziert).

An der Meeresbodenoberfläche vorkommende Relikte der saaleeiszeitlichen Vereisung finden sich heute z. B. in den Hochlagen „Borkum Riffgrund“, „Sylter Außenriff“, „Amrum Bank“ oder „Horns Rev“ (Dänemark). Auch die Anlage einer Vertiefung (Urstromtal), in der heute die Weser fließt, sowie die Ausbildung des Elbe-Urstromtales im heutigen Nordseebereich (Figge 1980) gehen auf diese Zeit zurück. Den einzelnen Glazialen mit stark abgesunkenen Meeresspiegeln folgten gegenüber den Kaltzeiten zeitlich wesentliche kürzere (etwa 15.000 Jahre, s. Abbildung 3) Interglaziale (Warmzeiten)

mit Meeresspiegelständen, die teilweise etwas höher waren, als die heutigen. Das Klima war sowohl im Holstein- als auch im Eem Interglazial gegenüber heute etwas wärmer (Abbildung 3) und die Küstenlinie des „Holstein Meeres“ zeigt bereits annähernd die Umrisse der heutigen Nordsee (Streif 2004).

Der Meeresspiegel des „Eem Meeres“ lag ca. 4–6 m höher als heute (Dutton und Lambeck 2012) und Nord- und Ostsee waren im Bereich des heutigen Schleswig-Holsteins miteinander verbunden (Kosack und Lange 1986, Winn und Erlenkeuser 1998). In den Küstengebieten kam es zur Ablagerung typischer, marin brackischer Sedimente, die vor der jütischen Halbinsel und vor Nordfriesland lokal in Tiefen von -20 m bis -35 m NHN auftreten (Konradi et al. 2005). Mit Ausnahme einiger tief in das Hinterland einschneidender Buchten, wie z. B. der „Nordfriesischen Rinne“ im Westen Schleswig-Holsteins (Temmler 1995), verlief die Küstenlinie des Eem-Meeres ähnlich ihrer heutigen Position (Streif 2004).

Während des jüngsten Glazials, der Weichseiszeit (117.000–11.700 J. v. h., Walker et al. 2009) drangen die Eismassen von Skandinavien ausgehend etwa bis zur Mitte Schleswig-Holsteins vor, gelangten somit nicht bis in die Deutsche Bucht (Berner und Streif 2000, s. Abbildung 5). Der Südosten Dänemarks wurde erstmals ca. 55.000–50.000 J. v. h. vom Eis erreicht. Zur Zeit der maximalen Eisausdehnung, dem sog. „Last Glacial Maximum (LGM)“ ca. 24.000–22.000 J. v. h., als die Mächtigkeit der Eisbedeckung im zentralen Vereisungsgebiet bis zu 3.000 m erreichte, war der globale Meeresspiegel um ca. 120 m abgesenkt (s. Abbildung 7). In der Nordsee lag der Tiefstand allerdings um einige 10er Meter höher (Cohen et al. 2014). Die Küstenlinie war bezogen auf die heutige Küste um bis zu ca. 600 km nach Norden verschoben (Streif 2002). Der überwiegende Teil des heutigen Nordseebereichs war festländisch und periglazialen Bedingungen ausgesetzt.

Am südlichen Rand des Inlandeises flossen die Schmelzwässer zusammen und in Richtung Nordwesten in den Bereich der heutigen Nordsee ab. Sie formten dabei u. a. die Talform, in der heute die Elbe fließt. Dieses Schmelzwassertal setzte sich bis in die Nordsee fort, wo es sich mit den Schmelzwasser-Abflussrinnen von Ems, Weser und Eider vereinigte. Noch heute bildet diese als Elbe-Urstromtal (Figge 1980) bezeichnete, gemeinsame Abflussrinne einen auffälligen, morphologischen Einschnitt am Meeresboden, der sich von Helgoland nach Nordwesten erstreckt und nur teilweise mit holozänen Sedimenten verfüllt ist. Terrassen, 3,5–10 m hoch, zu beiden Seiten zeugen zudem von einer mehrphasigen Genese des Tals (Papenmeier und Hass 2020). Ältere, subglaziale Schmelzwasserrinnen früherer Eiszeiten zeichnen sich an der Meeresbodenoberfläche heute aber nicht mehr ab, sondern sind mit jüngeren Sedimenten komplett verfüllt (Schwarz 1996, Hepp et al. 2012). Neuere Untersuchungen, denen eine hohe Dichte seismischer Profile zu Grunde liegen, liefern jedoch ein detaillierteres Bild sowohl über die räumliche Lage dieser Schmelzwasserrinnen (Lohrberg et al. 2020) als auch über die räumliche Ausdehnung von glazialtektonischen Stauchkomplexen (Winsemann et al. 2020, Lohrberg et al. 2021). Beides sind wesentliche Informationen, die bei Planungen und Durchführungen von Baumaßnahmen im Offshorebereich zu berücksichtigen sind.

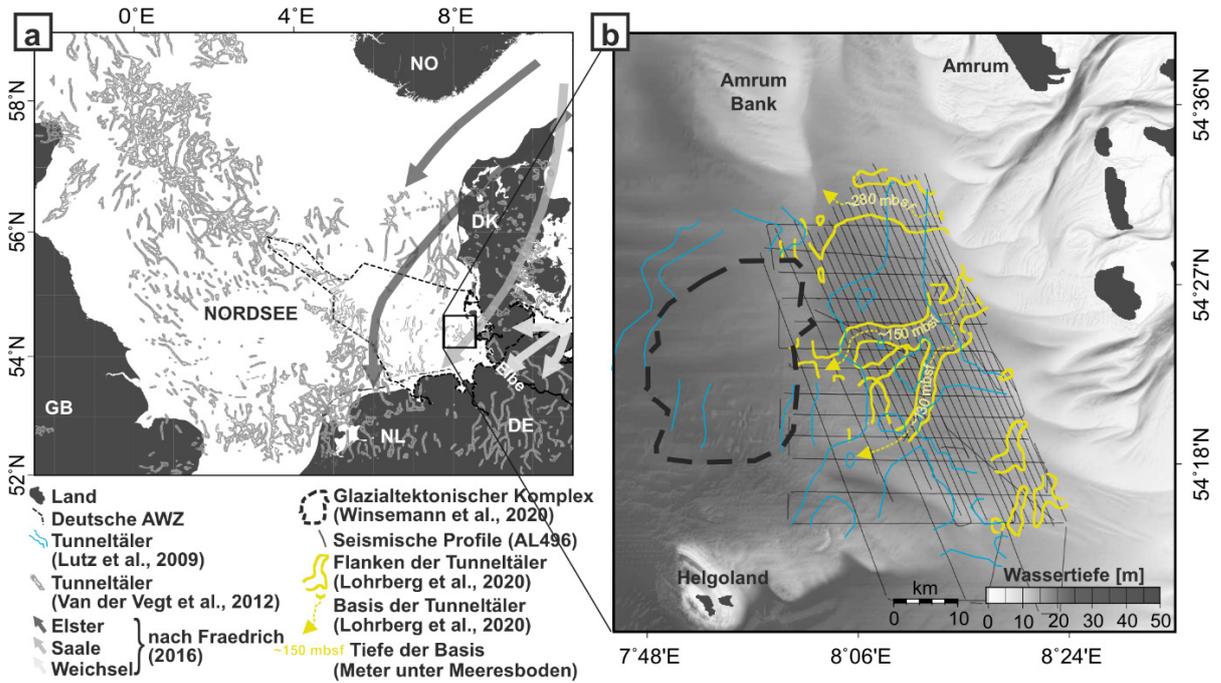


Abbildung 6: Subglaziale Schmelzwasserrinnen im Bereich der Nordsee (links) und im Detail vor der nordfriesischen Küste. Die subglazialen Schmelzwasserrinnen sind farblich markiert (verändert nach Lohrberg et al. 2020). Ein gegenüber früheren Vermessungen (blaue Linien, Lutz et al. 2009) dichteres Profilvernetz führt zu einer genaueren Lokalisierung dieser Rinnen (gelbe Begrenzungslinien).

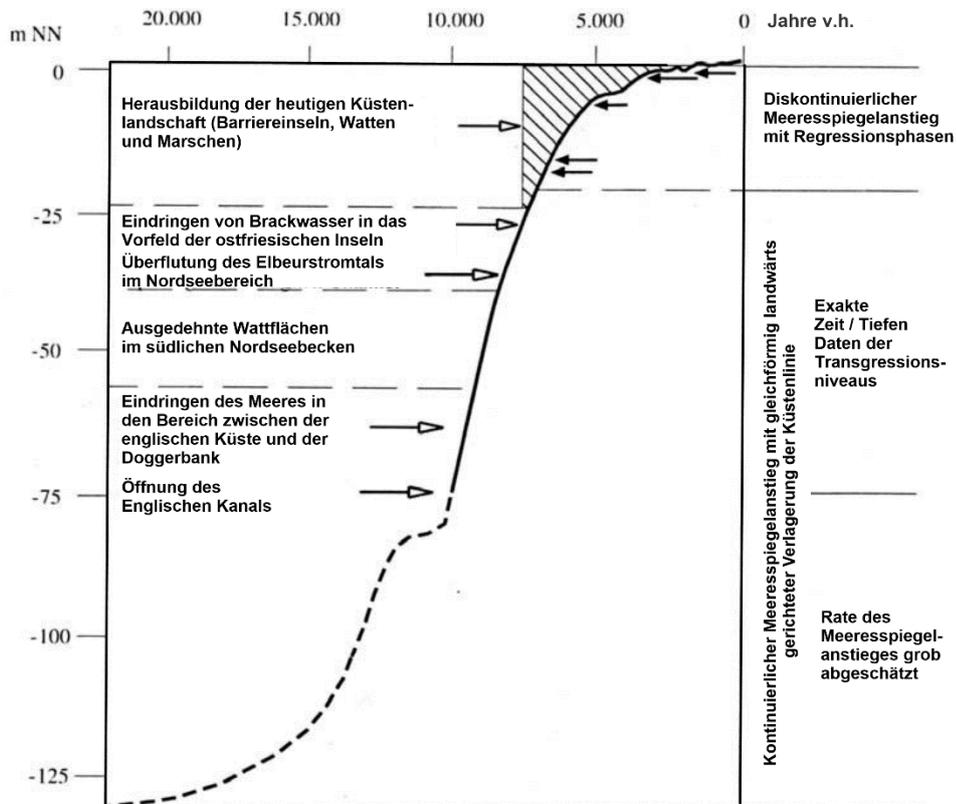


Abbildung 7: Relativer Meeresspiegelanstieg im Nordseebereich seit dem Tiefstand des Meeresspiegels während des glazialen Maximums der Weichseleiszeit. Die Alter sind als konventionelle 14-C Alter angegeben. Die marine Transgression gliedert sich in 3 Phasen auf. Phase II beginnt mit der Öffnung des Englischen Kanals ca. 10.250 J.v.h.. Die letzte Phase, die ca. 7.100 J. v. h. begann, führte zur Ausbildung der heutigen Küstenlandschaft (nach Streif 2004, verändert).

2.2.2 Die Entwicklung der Nordsee im Holozän

Die Eisauflast über Skandinavien führte zu einem Eindrücken der Erdkruste, und als Kompensation zu einer isostatischen Aufwölbung eines sogenannten „forebulg“ vor dem Eisrand (Vink et al. 2007, Meijles et al. 2018). Im Nordseebereich erstreckt sich das Maximum dieser Aufwölbung entlang eines schmalen WNW – ESE gerichteten Streifens von Nordholland/Niedersachsen bis zur Doggerbank. Mit dem Abschmelzen des Eises bildete sich diese Aufwölbung zeitversetzt zwischen 8.000–4.800 J. v. h. wieder zurück. Als Auswirkung der Rückbildung senkte sich im Vergleich zur Höhenlage der belgischen Küste der Bereich vor der deutschen Küste um 7,5–8,0 m ab (Vink et al. 2007).

Nach dem LGM führte das Abschmelzen der Inlandseiskappen zu einem raschen eustatischen Anstieg des Meeresspiegels (Abbildung 7) mit Raten bis zu 2,1 m/100 Jahren (Streif 2002, 2004); teilweise werden sogar Raten bis zu 3,3 cm/Jahr angenommen (Ehlers 2020). Die regional unterschiedlichen, isostatischen Ausgleichsbewegungen als Reaktion der Erdkruste auf das Abschmelzen der Eisauflast bewirkten dabei, dass der nacheiszeitliche Meeresspiegel im Nordseebereich regional sehr unterschiedlich verlief und es keine einheitliche Meeresspiegelanstiegskurve für das gesamte Nordseeküstengebiet zwischen Holland und Dänemark gibt (s. Abbildung 8).

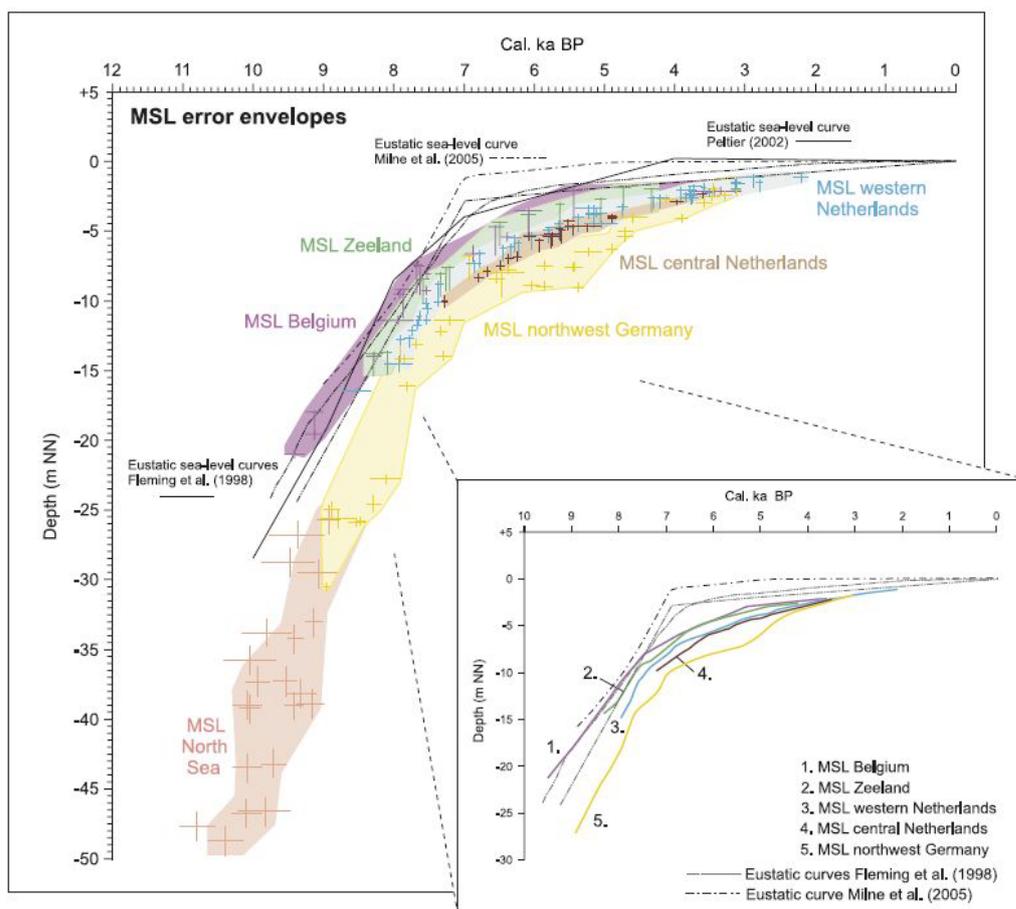


Abbildung 8: Verlauf des holozänen Meeresspiegelanstieges. Kolorierte Bereiche markieren die Fehlerspannweite der ermittelten Meeresspiegeldaten für die Küsten Belgiens, den Niederlanden und der südlichen Nordsee im Vergleich zu den eustatischen Meeresspiegelkurven von Fleming et al. (1998) Peltier (2002) und Milne et al. (2005). Die Meeresspiegelkurven in der Insel-Abbildung unten rechts zeigen die Mittellinien der entsprechenden Einhüllenden (aus: Vink et al. 2007).

Durch eine Vielzahl von erbohrten Wattablagerungen im Offshorebereich ist belegt, dass das südliche Nordseebecken zwischen 9.000–8.000 J. v. h. überflutet wurde (Eisma et al. 1981). Entlang der deutschen Nordseeküste begann die Küstenentwicklung zwischen 8.600–7.100 J. v. h., als der Meeresspiegel innerhalb dieser kurzen Zeit von -45 m auf -15 m NHN (Normalhöhennull) anstieg. Zu dieser Zeit lag die Küstenlinie ca. 5–10 km vor der heutigen Küstenlinie (Sindowski 1973, Flemming und Davis 1994). Im Zuge des weiteren Meeresspiegelanstiegs drang das Meer immer weiter in das Hinterland vor und erodierte dabei pleistozäne Ablagerungen der ehemaligen Landoberfläche sowie auch Steilufer, die teilweise schon zu Zeiten des Eem-Meeres die Küstenlinie bildeten (Ehlers 2020). Die heute inaktive Ostflanke des Morsum Kliffs, dessen tertiären Sedimentabfolge sich unter den Wattsedimenten noch fast 1 km weiter nach Nordosten fortsetzt (Schwarzer 1984), wird als ein solches Kliff angesehen. Das aufgearbeitete Material wurde landwärts transportiert und akkumulierte dort zu einem keilförmigen Sedimentkörper der küstenparallel verläuft und eine Breite zwischen 10–25 km einnimmt (Abbildung 9). In den Ästuaren von Weser und Elbe erreicht dieser Akkumulationskörper sogar eine Breite von 80–100 km. Landwärts streicht dieser Keil sanft aus, erreicht am seewärtigen Hang aber Mächtigkeiten bis zu 40 m (Ahrendt 2006). Das ihn aufbauende Sediment besteht hier vornehmlich aus Fein- bis Mittelsand.

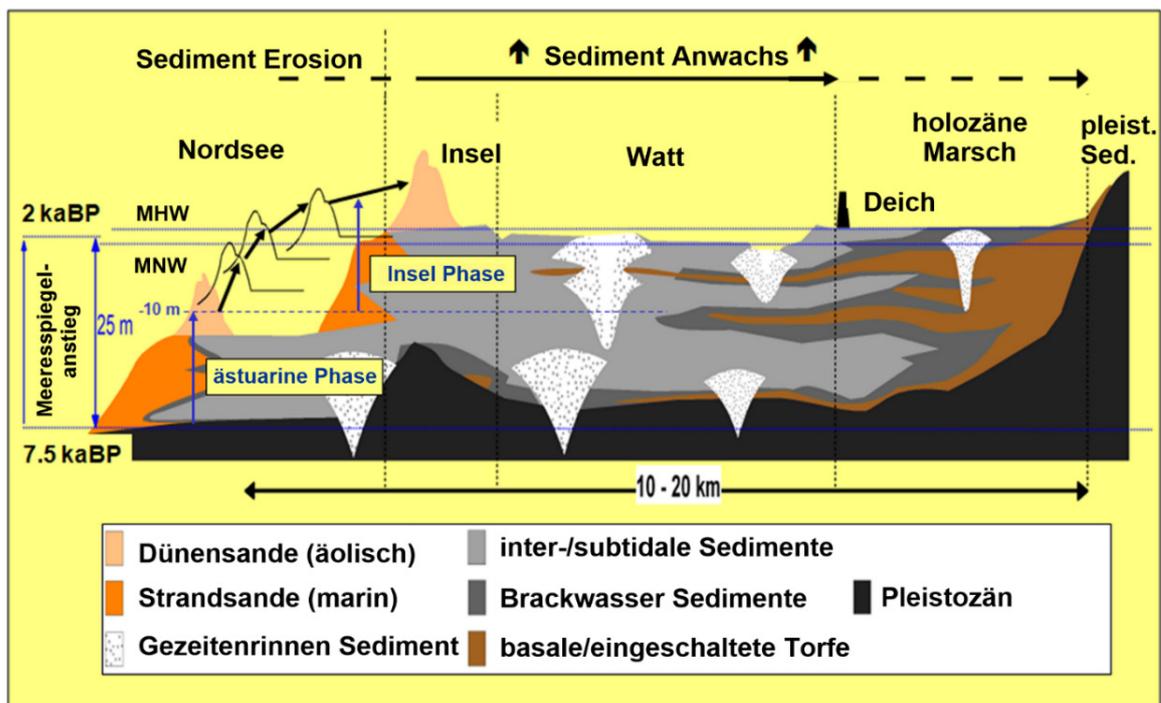


Abbildung 9: Schematischer, geologischer Querschnitt durch ein holozänes, transgressives Barriereinsel-System von der offenen See bis zum Festland. Das Profil zeigt die typischen geomorphologischen Formen und Sedimentfazien (Streif 2002, modifiziert, aus: Flemming 2012).

Zwischen 7.000–3.000 J. v. h. nahm die Rate des Meeresspiegelanstiegs langsam ab (Behre 2003, Bungenstock und Weerts 2012) bei gleichzeitiger Zunahme des Tidenhubs von 1,3 m auf 2,2 m (Franken 1987). Entlang der Küste bildeten sich nun die Salzmarschen mit den vorgelagerten Wattgebieten sowie die Barriereinseln mit den heute teils bis zu 30 m hohen Dünen. Mit der weiteren Abnahme des Meeresspiegelanstiegs auf lediglich 1,1 mm/Jahr während der letzten 3.000 Jahre bildet sich das Wattenmeer zu seiner

heutigen Form heraus. Mit dem ansteigenden Meeresspiegel erhöhte sich ebenso der Grundwasserspiegel im Landbereich, was zur Vernässung und zur Torfbildung führte. Es bildeten sich die als Basistorf bekannten Ablagerungen (Abbildung 9), die sich mit steigendem Meeresspiegel landwärts verschoben und in vielen Küstenbereichen den Beginn der holozänen Sedimentationsgeschichte markieren (Streif 2004).

Der Sedimentkörper des Watts ist in seinem Aufbau durch ein komplexes Muster aus terrestrischen, marin-brackischen und aufgearbeiteten pleistozänen Ablagerungen charakterisiert. Gelegentlich sind torfige Lagen eingeschaltet, die ein lagunäres Milieu widerspiegeln (Streif 1990). Dieses Grundmuster holozäner Ablagerungen (Abbildung 9) ist mit Ausnahme der Flussmündungen in seinen Grundzügen entlang der gesamten Nordseeküste ähnlich, kann aber aufgrund lokaler geomorphologischer Vorprägung merkliche Abweichungen aufweisen. Überlagert Torf marin-brackische Ablagerungen, so ist dies ein Anzeichen für Verlandung bei einem stagnierenden oder leicht abfallenden Meeresspiegel; umgekehrt deuten marin-brackische Ablagerungen über Torf auf eine Transgression hin, deren Ursache ein steigender Meeresspiegel aber auch Sackungen aufgrund von Kompaktion von Sedimenten sein kann. Für die Insel Fanø (Dänemark) zeigen Fruergaard et al. (2015), dass ab einem Meeresspiegelanstieg von 2 mm/Jahr eine landwärtige Bewegung dieser Insel einsetzt.

Die Oberfläche der holozänen Ablagerungen ist relativ flach mit morphologischen Höhenunterschieden zwischen -1 m bis +2 m NHN. Das gilt auch für die nordfriesischen Halligen, die Relikte einer ehemals zusammenhängenden Landoberfläche darstellen, die durch Sturmfluten im 14. und 17. Jahrhundert zerstört wurde. Die Landoberfläche der größeren Inseln entlang der deutschen Nordseeküste ragt dagegen deutlich höher auf. Bei den ostfriesischen Barriereinseln ist das auf aufgesetzte Dünen zurückzuführen, deren Bildung und Umformung bis heute anhält. Die nordfriesischen Inseln Föhr, Amrum und Sylt besitzen zudem deutlich das mittlere Hochwasser überragende Kerne aus glazialen, pleistozänen Sedimenten. Die höchsten Erhebungen stellen allerdings auch hier subrezente oder rezente Dünen dar.

Die typische längliche Form der ostfriesischen Barriereinseln mit ihren aus Sand aufgebauten Vorstränden, Stränden und Dünen an der wellendominierten Küste und den sandig-siltigen, organikreichen Sedimenten in den geschützten Leebereichen zeigt, dass der Aufbau der Inseln von der Wechselwirkung der mobilen Sedimente mit den vorherrschenden Wellen-, Strömungs- und Tidebedingungen zusammenhängt (Barckhausen 1969, Klaffke et al. 2009). Pleistozäne Ablagerungen mit einer erosiven Oberfläche in nur -5 bis -10 m NHN unter nahezu allen Inseln zeigen aber an, dass ihre Entstehung an ein früheres, pleistozänes Relief gebunden ist (Flemming und Davis 1994). Ähnlich wie heute vor der Insel Sylt waren diese pleistozänen Kerne den Einwirkungen des Seegangs durch Wellen und Strömungen ausgesetzt und wurden im Zuge des Meeresspiegelanstiegs erodiert und in einer späteren Phase von jungen marinen Sedimenten überlagert. Ein weiterer und dabei zunehmender Meeresspiegelanstieg hätte zur Folge, dass sich diese Inseln kontinuierlich verlagern (s. Abbildung 9), wären sie heute nicht durch anthropogene Maßnahmen stabilisiert.

In Dithmarschen (nördlich der Elbe) und auf der Eiderstädter Halbinsel gibt es ebenfalls längliche Sediment-Akkumulationskörper, die aber eine gänzlich andere Entwicklung durchlaufen haben. Sie sind aus Grobsand und Kies aufgebaut und haben sich im Zuge der holozänen Küstenentwicklung unter Wellenbedingungen gebildet (Hummel und

Cordes 1996). Der Sedimenteintrag von See in diese Küstenregionen und die Herausbildung von Marsch- und Wattflächen führte aber dazu, dass sich die Küstenlinie immer weiter seewärts verlagerte und die ehemals wellenexponierten Akkumulationsformen nun bis zu 10 Kilometer weit im Inland als längliche Rücken aus der Marsch herausragen. Die Kompaktion der älteren Marschsedimente besonders aber der bis heute ansteigende Meeresspiegel führen dazu, dass die jungen, küstennahen Marschen höher liegen als die alten, weiter landeinwärts gelegenen.

Auf der Basis von Modellrechnungen kommen Milbradt et al. (2015) zu dem Ergebnis, dass die Deutsche Bucht heute ein Akkumulationsgebiet darstellt, in dem jährlich 28×10^6 t Sediment abgelagert werden, was einer durchschnittlichen Erhöhung der Sohle von $0,55\text{mm/a}$ entspräche. Allerdings verteilen sich die eingetragenen Sedimente nicht gleichförmig. So weisen z. B. die Meeresbodenformen im Nordteil der Deutschen Bucht speziell im Bereich des „Sylter Außenriffs“ oder auch Untersuchungen an submarinen Sandentnahmestellen im Vorfeld der Insel Sylt eher auf einen Mangel an Sedimenten, aber nicht auf eine kontinuierliche Sedimentation hin (Zeiler et al. 2004, Mielk et al. 2018).

3 Die Ostsee

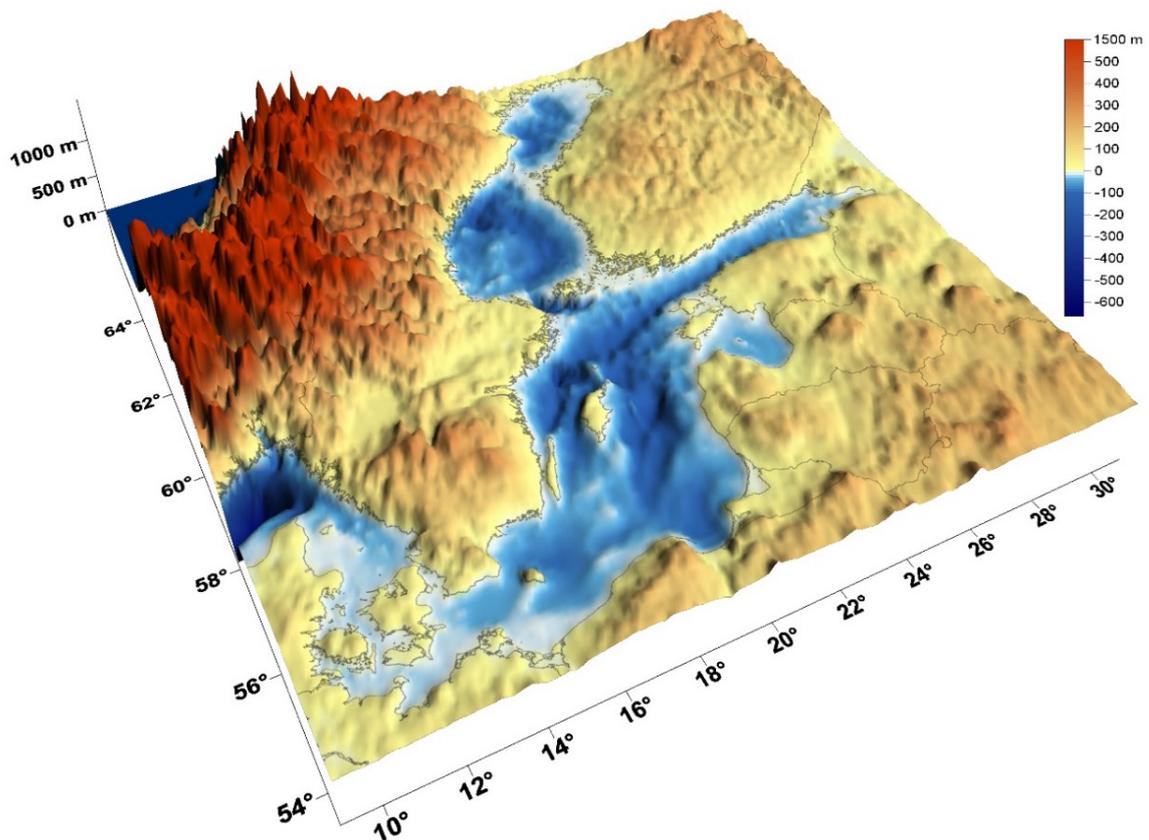


Abbildung 10: Die Bathymetrie der Ostsee. Die Zunahme der Tiefe von Südwest nach Nordost und die Becken- und Schwellenstruktur sind deutlich zu erkennen (Datenbasis: Seifert et al. 2001).

Die Ostsee ist ein weitestgehend tidefreies Randmeer mit einer schmalen Verbindung zur Nordsee über das Kattegat und den Skagerrak (Abbildung 10). Die Nord-Süd-Erstreckung zwischen 54° – 66° N beträgt 1.300 km, die Ost-West-Erstreckung zwischen

10°–30° E misst 1.000 km; die maximale Breite liegt bei ca. 300 km. Die Bathymetrie der westlichen und zentralen Ostsee wird von Becken und diese voneinander trennenden Schwellen dominiert, die sich im Verlauf der letzten Eiszeit zu ihrer jetzigen Form herausgebildet haben. Die Becken nehmen dabei von West nach Ost an Größe und Tiefe zu. Beträgt die Wassertiefe in der Mecklenburger Bucht als dem westlichsten Becken 25 m, so misst sie im Arkonabecken 45 m, im Bornholmbecken 100 m, in dem am weitesten nordöstlich gelegenen, östlichen Gotlandbecken 249 m und im westlichen Gotlandbecken mit dem Landsorttief als tiefstem Punkt der Ostsee, das auf einer Störung liegt, 459 m (Helcom 1990). Das Süßwassereinzugsgebiet der Ostsee ist etwa viermal größer als sie selbst. Im humiden Klimabereich gelegen und mit einer Fläche von 412.560 km² und einem Volumen von 21.631 km³ ist sie damit der zweitgrößte Brackwasserkörper der Erde.

3.1 Die Entwicklung vom Erdaltertum bis in die ältere Erdneuzeit (Paläozoikum – Paläogen)

Der geologische Untergrund wird im nördlichen und zentralen Teil der Ostsee von präkambrischen, kristallinen Gesteinen aufgebaut, die dem „skandinavischen Schild“ bzw. der „osteuropäischen Tafel bzw. Plattform“ zuzurechnen sind. Sowohl beim „Schild“ als auch bei der „Tafel“ handelt es sich um selbst auf geologischen Zeitskalen sehr alte kontinentale Gesteinseinheiten, die sich u. a. dadurch unterscheiden, dass der „Schild“ weitgehend frei von Deckgebirgsschichten ist, während solche auf der „Tafel“ noch weitgehend in ursprünglicher Lagerung vorkommen. Zudem ist speziell der „skandinavische Schild“ durch eine bis heute andauernde tektonische Heraushebung charakterisiert (Harff et al. 2017). Bei den Deckgebirgsschichten am südlichen Rand der „Osteuropäischen Plattform“ (Bereich der heutigen östlichen Ostsee), handelt es sich vielfach um karbonatreiche Gesteine, die in einem flachen Schelfmeer im Paläozoikum (älter als 251 Mio. Jahre) abgelagert wurden (Abbildung 1). Eindrucksvolles Beispiel für die tropischen Ablagerungsbedingungen jener Zeit liefern die an der Nordküste Estlands, an den Küsten der estnischen Inseln Hiiumaa und Saaremaa und an den Küsten der schwedischen Insel Gotland aufgeschlossenen fossilen Riffstrukturen und Karbonat-Plattformen.

Die ca. 2.000 km lange „Sorgenfrei-Tornquist-Teisseyre“ Bruchzone (Abbildung 1) trennt die osteuropäische Plattform von den west- und mitteleuropäischen Varisziden (Katzung 2001), die von Sedimenten spätpaläozoischen und mesozoischen Alters (251–65,5 Mio. Jahre, Ehlers 1990) bedeckt sind. Im Bereich der Ostsee besteht ihre Basis aus terrestrischen Ablagerungen des Perms (s. Tabelle 1), einer Phase, in der aride Bedingungen vorherrschten. Zum Ende der Epoche des Zechsteins transgredierte das Meer aus dem Bereich der heutigen Nordsee in diesen Raum und hinterließ marine Ablagerungen. Zu dieser Zeit lag das Meeresgebiet bei ca. 25° N und das Klima war subtropisch und arid. Aufgrund der geringen Tiefe des Beckens, angenommen werden 200–300 m Wassertiefe (Ziegler 1990), zyklischer Ingression von Meerwasser und fortgesetzter Subsidenz entstanden durch die hohe Evaporation Salzablagerungen. Während die Salzsichten im Bereich des heutigen Nordseebeckens primäre Mächtigkeiten von bis zu 1200 m erreichen, ist aus dem Ostseegebiet, etwa in dem Bereich 50 km östlich von Rügen, nur eine maximale Mächtigkeit von lediglich 335 m bekannt (Petrobaltic Drilling K5-1/88, Lindert et al. 1993). Aus diesem Grund nimmt der Einfluss der Salinar tektonik

auf die überlagernden Sedimente von der Nordsee im Westen nach Osten hin immer weiter ab. Im östlichsten Bereich der Ostsee kommen Salzablagerungen nur noch selten vor (s. Abbildung 2). Ihre Mächtigkeit erreicht nicht einmal mehr 100 m (Niedermeyer et al. 2011) und Salinar tektonik gibt es in diesem Bereich nicht.

Im Mesozoikum setzen sich die Ablagerungen von klastischen Sedimenten und Karbonatsedimenten fort, jedoch nimmt ihre Mächtigkeit nach Norden hin ab und nah am Rinkøbing-Fünen-Hoch (s. Abbildung 1) keilen die Schichten aus. Aufgrund der variierenden, eustatischen Wasserstände und der damit verbundenen Exposition zu hydrodynamischem Einfluss reicht die Bandbreite der Ablagerungen von feinkörnigen bis hin zu grobkörnigen Sedimenten, die den unterschiedlichen Wassertiefen zugeordnet werden können. Zum Ende des Jura (200–145,5 Mio. J. v. h., s. Tabelle 1) herrschte überwiegend terrestrischer Einfluss vor und es kam zur Ablagerung limnischer Sedimente. Das nachfolgende Zeitalter der Kreide (145,5–65,5 Mio. J. v. h.) ist von einem weltweiten Meeresspiegelanstieg großen Ausmaßes geprägt, der seinen Höhepunkt in der Oberkreide erreichte, in der subtropische Bedingungen vorherrschten. Typische Sedimente sind Schreibkreideablagerungen mit einem Karbonatgehalt von 90–98 %, die beispielhaft an den Steilküsten auf den Inseln Rügen und Møn, hier durch Glazialtektonik aufgeschuppt, und am Stevens Klint auf der Insel Seeland aufgeschlossen sind. Am Stevens Klint, das 2014 zum UNESCO Weltkulturerbe erklärt wurde, ist die durch einen Meteoriteneinschlag markierte Kreide-Paläogen Grenze in Form einer dünnen, dunklen Tonschicht, die eine erhöhte Konzentration des Elementes Iridium enthält, aufgeschlossen (Alvarez et al. 1980). Zum Ende der Kreidezeit kommt es zu einer weitreichenden Regression. Das nachfolgende Paläogen (62,5–23 Mio. J. v. h.) ist geprägt von mehreren Transgressionen und Regressionen, die den gesamten südlichen Ostseeraum betreffen.

3.2 Das Neogen

Zu Beginn des Neogens (23–2,59 Mio. J. v. h.) setzte sich eine Tendenz zu einer längerfristigen Meeresspiegelabsenkung durch (Lourens et al. 2004). Am Ende dieser Epoche, im Pliozän, wurde das Klima kühler (Abbildung 3). Der Bereich der heutigen Ostsee war nicht vom Meer bedeckt, sondern wurde von einem außerordentlich weit reichenden Flusssystem, dem „Baltischen Hauptstrom“, der auch als Eridanos-Fluss bekannt ist, durchströmt (Abbildung 4). Dieses Flusssystem, das sich am Übergang vom Paläogen zum Neogen (ca. 25 Mio. J. v. h.) entwickelte (Bijlsma 1981, Overeem et al. 2001, Gibbard und Lewin 2016), entwässerte über einen NE-SW orientierten Abfluss den Bereich NE-Europas. Der morphologische Gradient, der durch die Hebung Skandinaviens und die gleichzeitige Absenkung im Bereich der Nordsee entstand, führte zum Transport großer Sedimentmengen in den Bereich der heutigen Nordsee, wo sie vom niederländischen bis in den deutsch/dänischen Nordseebereich ein Delta vorbauten (Overeem et al. 2001), dessen Größe ca. $28 \times 10^3 \text{ km}^2$ umfasste. Es wird in seiner Größenordnung und Sedimentfracht mit dem heutigen Orinoco Delta verglichen. Die durch das Eridanos-Flusssystem angelieferte Sedimentmenge ($62 \times 10^3 \text{ km}^3$) skandinavisches Ursprungs entspricht nahezu dem 3-fachen Volumen der heutigen Ostsee. Die heute im Bereich der Nordsee vor der Küste Nordfrieslands abgebauten Kaolinsande, die für Küstenschutz-zwecke in Form von Strand- und Dünenaufspülungen genutzt werden (LKN.SH 2015), entstammen der jüngeren Phase dieses Flusssystems.

3.2.1 Die Entwicklung der Ostsee im Pleistozän

Die jüngere Entwicklung des Gebietes der heutigen Ostsee war dominiert von den Auswirkungen eines weiter abkühlenden Klimas über einen Zeitraum von ca. 2,4 Mio. Jahren (Abbildung 3) und mehreren Eiszeiten, in denen sich Gletscher von Skandinavien in Richtung Süden und Südwesten erstreckten (s. dazu auch Abbildung 5 und Abbildung 6). Auswirkungen glazialer Vorstöße aus der Zeit vor dem Elster-Glazial, wie sie aus dem Nordseebereich bekannt sind (Winsemann et al. 2020), lassen sich im Ostseebereich nicht finden (Ehlers 2020). Die bereits vom Eridanos-Flusssystem genutzte und als Vorläuferform des späteren Ostseebeckens anzusehende Senke wurde dabei von den vordringenden Eismassen ausgehobelt. Auch die warmzeitlichen Meere des Holstein- und Eem-Interglazials breiteten sich im Ostseebereich aus. In der Holstein-Warmzeit entwässerte ein Vorläufer der heutigen Elbe in den Bereich, in dem heute die Ostsee liegt. Ablagerungen des Holsteinmeers sind aus Mecklenburg-Vorpommern (Katzung 2004), der Region Kaliningrads (Marks und Pavlovskaya 2003) und aus Lettland bekannt (Zelčš und Markots 2004).

Zu Beginn des Eem Interglazials gab es für einen Zeitraum von ca. 6.000 Jahren eine Verbindung über den Lagoda- und Onegasee zum Weißen Meer und zur Barentssee (Miettinen et al. 2014). Im Westen gab es zwischen Nord- und Ostsee eine Verbindung, die sich am Verlauf des Schmelzwassertales der Eider orientiert hat (Kosack und Lange 1985). Damit war die Nordsee über das Eem-Meer mit der Barentssee verbunden. Sowohl die winterlichen Wassertemperaturen als auch die Salinität waren in der südwestlichen Ostsee zu dieser Phase um ca. 6 °C bzw. 15 ‰ höher als heute (Andrén et al. 2011).

Die gesamte südliche Ostseeküste von Lettland über Litauen, Polen, Deutschland bis nach Dänemark ist aus glazialen Lockersedimenten primär der letzten Eiszeiten aufgebaut, mit Ausnahme der Kreideküsten von Rügen, Møn und dem Stevens Klint. Demgegenüber besteht der nördliche Bereich der Ostseeküste meist aus kristallinen Gesteinen, mit Ausnahme der Südküste Schwedens und der Küste Estlands. Hier sind es paläozoische (Estland) und mesozoische Flachwassersedimente, die an den Küsten aufgeschlossen sind. Durch die Härte der Gesteine handelt es sich in der Regel um Steilküsten. Die Kreideküste von Rügen und das Møns Klint sind durch die Gletscher des letzten Glazials aufgeschuppte Bereiche (Niedermeyer et al. 2011), die Höhen bis zu 128 m (Königsstuhl auf Rügen: 118 m) erreichen.

Die jüngsten Eisvorstöße des Weichsel-Glazials, die sich in die Vorstoßphasen Brandenburg/Frankfurter (qw1B/F), Pommersche Phase (qW2) und Mecklenburg Phase (qw1) aufgliedern (Abbildung 11) und die das Ostseebecken komplett ausfüllten, hinterließen schließlich jene geomorphologischen Formen wie Förden, Buchten, Niederungen etc., die wir heute entlang der Ostseeküste finden (Niedermeyer et al. 2011). Das die heutigen Steilufer aufbauende Sediment entstammt überwiegend den Eisvorstößen dieses letzten Glazials. Markante Endmoränenzüge in der Landschaft aber auch im submarinen Bereich zeigen, wie weit die jeweiligen Eisvorstöße reichten. Teilweise spiegeln diese Moränenzüge, deren Entfernungen voneinander von West nach Ost zunehmen (Abbildung 11), auch ein Oszillieren des Eisrandes wieder. Zwischen den Eisrandlagen kam es zur Ablagerung der aus Silt, Sand und Kies bestehenden Schmelzwasser- und Beckensedimente, die häufig eine abnehmende Korngröße mit zunehmender Entfernung vom Eisrand zeigen, was einem längeren Transportweg entspricht (Heinrich et al. 2017). Mit der nach

Osten zunehmenden Distanz zwischen den Eisrandlagen geht bei Betrachtung eines von Schleswig-Holstein über Mecklenburg-Vorpommern bis nach Polen reichenden West-Ost Profils auch eine Zunahme der Menge von Schmelzwassersedimenten einher. Damit nimmt auch die Sandverfügbarkeit im marinen Bereich zu, die für küstenformende Prozesse und auch für die anthropogene Nutzung von Bedeutung sind.



Abbildung 11: Eisrandlagen der Mecklenburg Phase des Weichsel-Glazials im Bereich der südwestlichen Ostsee (modifiziert nach Lange 1984). F = Rosenthaler Staffel (qW3), G = Velgaster Staffel (qW3V), H = Nordrügen Staffel (qW3Rü), E = Rand des Sehberg Vorstoßes.

Im Verlauf des ausklingenden Pleistozäns und im Holozän haben glazioisostatische Ausgleichsbewegungen und durch klimatische Veränderungen bedingte, eustatische Meeresspiegelschwankungen im Bereich der heutigen Ostsee und ihren Vorläufern zu Transgressionen und Regressionen geführt. Vom ausgehenden Pleistozän bis zum mittleren Holozän hat die Ostsee die vier Stadien Baltischer Eisstausee, Yoldiameer, Ancylussee und Littorina Meer durchlaufen (Abbildung 12, Björck 1995, Eronen et al. 2001, Lampe und Lorenz 2010). Die Wechselwirkung zwischen den Raten der isostatischen Ausgleichsbewegungen der Erdkruste auf der einen und den eustatischen Meeresspiegelschwankungen auf der anderen Seite führte dabei zu Wechseln zwischen Süßwasserbedingungen und brackischen-marinen Verhältnissen.

Die Geschichte der Vorläufer der heutigen Ostsee begann mit dem Abschmelzen des Eises ab ca. 16.000 J. v. h.. Es bildeten sich zunächst kleinere Seen vor dem Eisrand, die sich mit weiterer Süßwasserzufuhr und dem Rückzug der Gletscher in das Ostseebecken zu einem zusammenhängenden Eisrandsee vor dem Gletscher zusammenschlossen, dessen kontinuierlicher Ausfluss über den Bereich des Öresundes erfolgte. Dabei wurden,

einhergehend mit dem isostatischen Aufsteigen Skandinaviens, die glazialen Ablagerungen im Öresund durch das abfließende Wasser bis hinunter auf erosionsbeständigere, feuersteinreiche Kreideschichten erodiert. Einen Rest der glazialen Ablagerungen bildet heute die Insel Ven im Öresund (Andrén et al. 2011). Das aufgrund der Eisentlastung gegenüber dem Meeresspiegel schnellere Aufsteigen Skandinaviens sowie die Stagnation der Tiefenerosion im Öresund ließen um ca. 14.000 J. v. h. den Abfluss durch den Öresund versiegen. Mit dem weiteren Abschmelzen und dem Rückzug des Eises stiegen sowohl die Ausdehnung des Sees als auch der Seespiegel weiter an. Etwa 13.000 J. v. h. hatte sich das Inlandeis Skandinaviens weiter nach Norden zurückgezogen und der Baltische Eisstausee sich so weit ausgedehnt, dass im Bereich des Berges Billingen in der „Mittelschwedischen Senke“ in Südwest-Schweden eine Vertiefung frei gegeben wurde, über die der See nach Westen in das offene Meer entwässerte (Andrén et al. 2011, Muschiettiello et al. 2015). Der zu diesem Zeitpunkt ca. 10 m über dem damaligen Weltmeeresspiegel liegende Seespiegel wurde um diesen Betrag abgesenkt und es entstand über einen Zeitraum von ca. 200 Jahren eine Verbindung zum offenen Weltmeer. Sehr wahrscheinlich floss aber nur Süßwasser ab, da es für einen Einstrom von Salzwasser keinerlei Belege gibt.

Mit einer erneuten Abkühlung und einem dadurch ausgelösten, neuen kurzen Eisvorstoß in der jüngeren Dryas ca. 12.800 J. v. h. (s. Abbildung 3) schloss sich diese Verbindung. Der Baltische Eisstausee dehnte sich jetzt bei fortgesetzter Hebung Skandinaviens sehr weit nach Süden aus und erstreckte sich zum Zeitpunkt seines Höchststandes mit Ausläufern über die Darsser Schwelle und den Fehmarn Belt hinweg bis in die Kieler Bucht (Novak und Björck 2004, Abbildung 12B). Eine leichte Erwärmung zum Ende der jüngeren Dryas führte ab dieser Zeit zu einem kontinuierlichen Abschmelzen und dem Rückzug des skandinavischen Eisschildes, auch von den Höhenlagen der skandinavischen Gebirgszüge. Etwa 11.620 J. v. h. (Stroeve et al. 2016) kam es im Bereich des Berges Billingen zu einem zweiten und diesmal katastrophalen Ausfluss des Sees über einen Zeitraum von lediglich 1–2 Jahren. Dabei wurde der Seespiegel um ca. 25 m abgesenkt (Björck 1995, Andrén et al. 2011, Stroeve et al. 2016).

3.2.2 Die Entwicklung der Ostsee im Holozän

Der Ausfluss des Baltischen Eisstausees kennzeichnet den Beginn des Holozäns, das durch eine rasche Erwärmung des Klimas gekennzeichnet ist und im Ostseeraum durch das Einsetzen der Yoldia-Phase um 11.700 J. v. h. markiert wird.

Durch die Verbindung über die Nordsee zum Weltmeer drang über einen nicht genau zu beziffernden Zeitraum, die Zahlen schwanken von lediglich ca. 350 Jahren (Andrén et al. 2011) bis zu 1.500 Jahren (Meschede 2018), Salzwasser in das Yoldia-Meer ein (Abbildung 13). Infolge des abgesenkten Seespiegels und durch die gegenüber dem Anstieg des Weltmeeresspiegels stärkere Hebungsrate Skandinaviens wurde diese marine Ingression aber erneut unterbrochen. Es folgte die limnische Phase des Ancylus-Sees (Lemke 1998), in der es zu einer starken Aufarbeitung der trocken gefallenen Sedimente des ehemaligen Baltischen Eisstausees kam. Es bildeten sich zunächst terrestrische Ablagerungen und neue Uferformationen aus (Bennike und Jensen 1998, Feldens und Schwarzer 2012). Durch fortwährende Süßwasserzufuhr erreichte der Ancylus-See um ca. 10.400 J. v. h. mit einem Niveau von ca. 8–10 m über dem damaligen Weltmeeresspiegel

einen Höchststand (Abbildung 12, Katzung 2004, Björck et al. 2008, Lampe und Lorenz 2010).

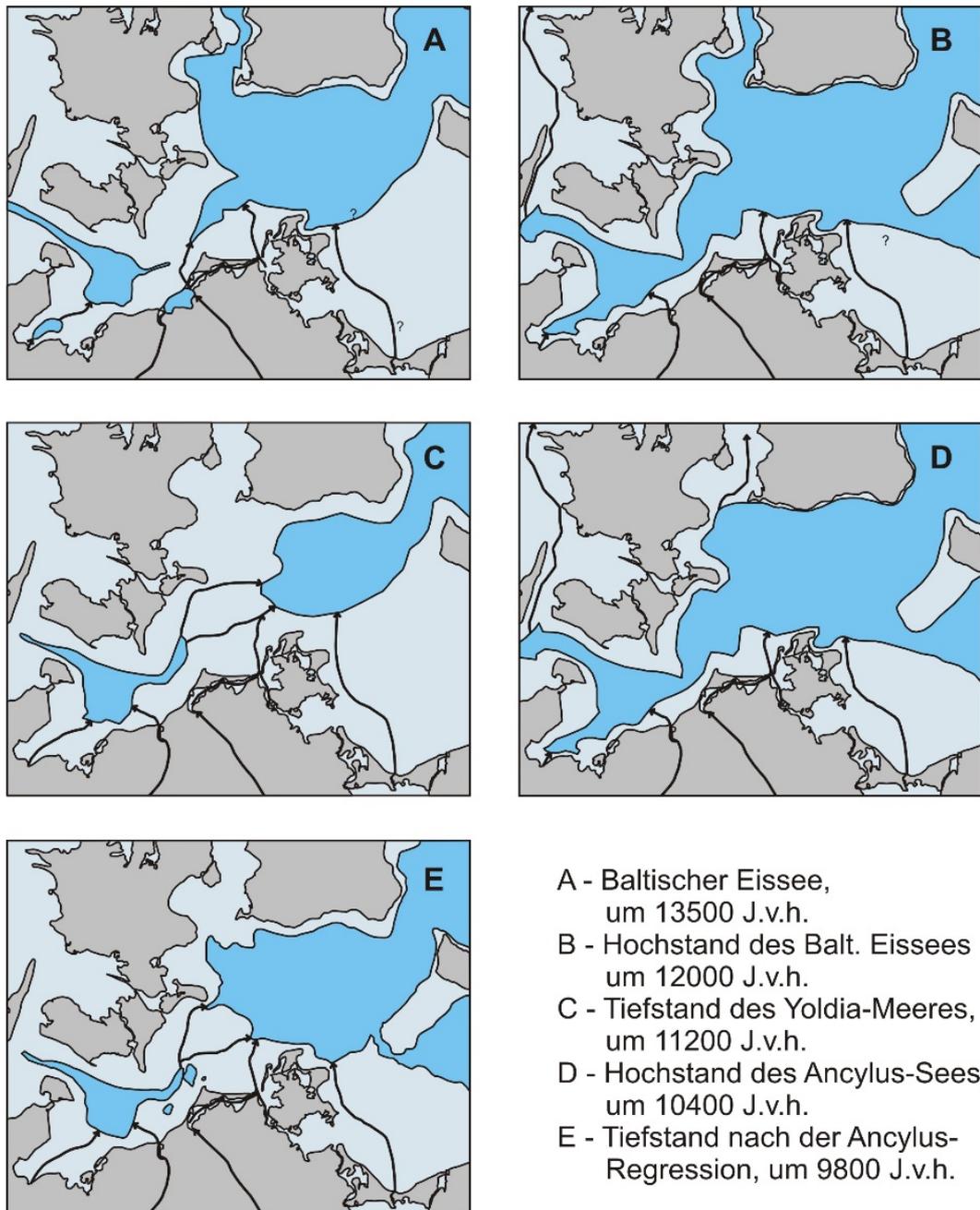


Abbildung 12: Die Entwicklung der südwestlichen Ostsee im Spätpleistozän und Holozän (aus: Lampe und Lorenz 2010).

Durch das fortgesetzte Abschmelzen der Inlandeismassen stieg Skandinavien weiter auf. In einer Art Gegenbewegung setzte sich auch die Rückbildung des sogenannten „Forebulgs“ fort, was zu einem Absinken des südlichen Ostseebereichs führte. In der Folge bildete der Ancylus-See ein Entwässerungssystem aus, das im südwestlichen Bereich über die Darsser Schwelle und durch den Fehmarn Belt verlief. Ob dieser Ausfluss als ein katastrophales Ereignis, ähnlich dem Ausfluss über die „Billigen Pforte“, oder aber kontinuierlich erfolgte, ist bis heute nicht geklärt (Björck et al. 2008, Feldens und Schwarzer 2012).

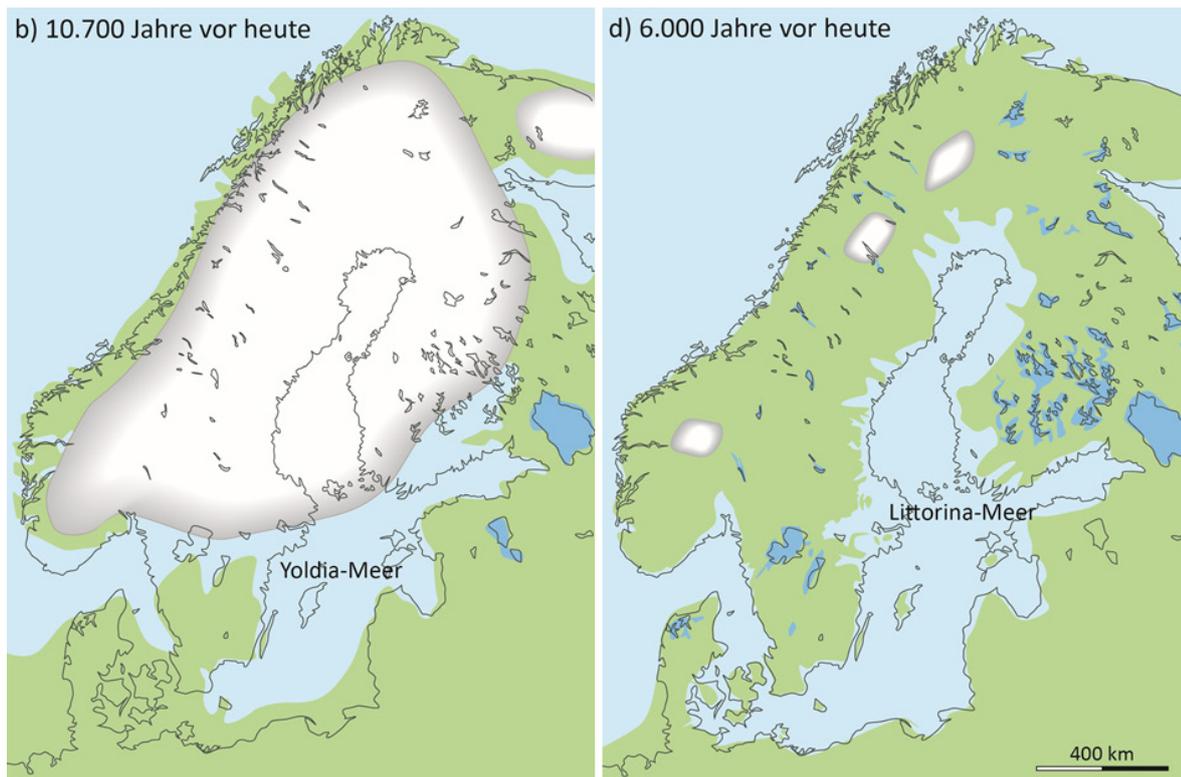


Abbildung 13: Die Ostsee nach der letzten Vereisung. Links: Die Verbindung der Ostsee mit dem Nordatlantik über die Mittelschwedische Senke. Rechts: Die Ausdehnung des Littorinameeres ca. 6.000 J. v. h. (verändert und ergänzt nach Björk 1995; aus: Meschede 2018).

Im Fehmarn Belt werden sandige Sedimentkörper, die nach dem Abfluss des Baltischen Eisstau-Sees abgelagert wurden, einem yoldia-zeitlichen, terrestrisch/fluviolen Milieu zugeordnet (Abbildung 14, Heinrich et al. 2017). Für einen katastrophalen Ausfluss des Ancylus-Sees finden sich hier keine Belege, wohl aber für ein Flusssystem mit einer Niederungslandschaft im westlichen und östlichen Bereich des Fehmarn Belts, das als Dana River bekannt ist (Lemke et al. 2001). Unklar ist bis heute immer noch, wie lange diese Abflusssituation vorgeherrschet hat.

Der andauernde, rasche, globale Meeresspiegelanstieg führte anschließend im Zuge der „Littorina Transgression“ dazu, dass die Ostsee seit ca. 7.900–7200 J. v. h. dauerhaft über Belte und Sund sowie den Fehmarn Belt mit der Nordsee verbunden ist. Die Frühphase dieser Transgression ist durch einen Anstieg des Meeresspiegels mit Raten bis zu 2,5 cm/Jahr gekennzeichnet (Abbildung 15). Dies führte zu einer weitgehenden Überflutung, eher zu einem Ertrinken der Landschaft, ohne dass stark erodiert wurde. Im submarinen Bereich finden sich daher heute ausgeprägte und noch nicht eingeebnete geomorphologische Formen einer glazialen Landschaft wie Moränenrücken, Schmelzwasserrinnen und Becken. In Sedimentkernen vom Meeresboden zeichnet sich die Littorina-transgression durch eine plötzliche Zunahme an organischem Kohlenstoff sowie durch eine Zunahme brackisch-mariner Diatomeen (Kieselalgen) aus (Sohlenius et al. 2001). Der gesamte Ablagerungsraum, der heute unterhalb von ca. -5 m NHN liegt, war davon betroffen.

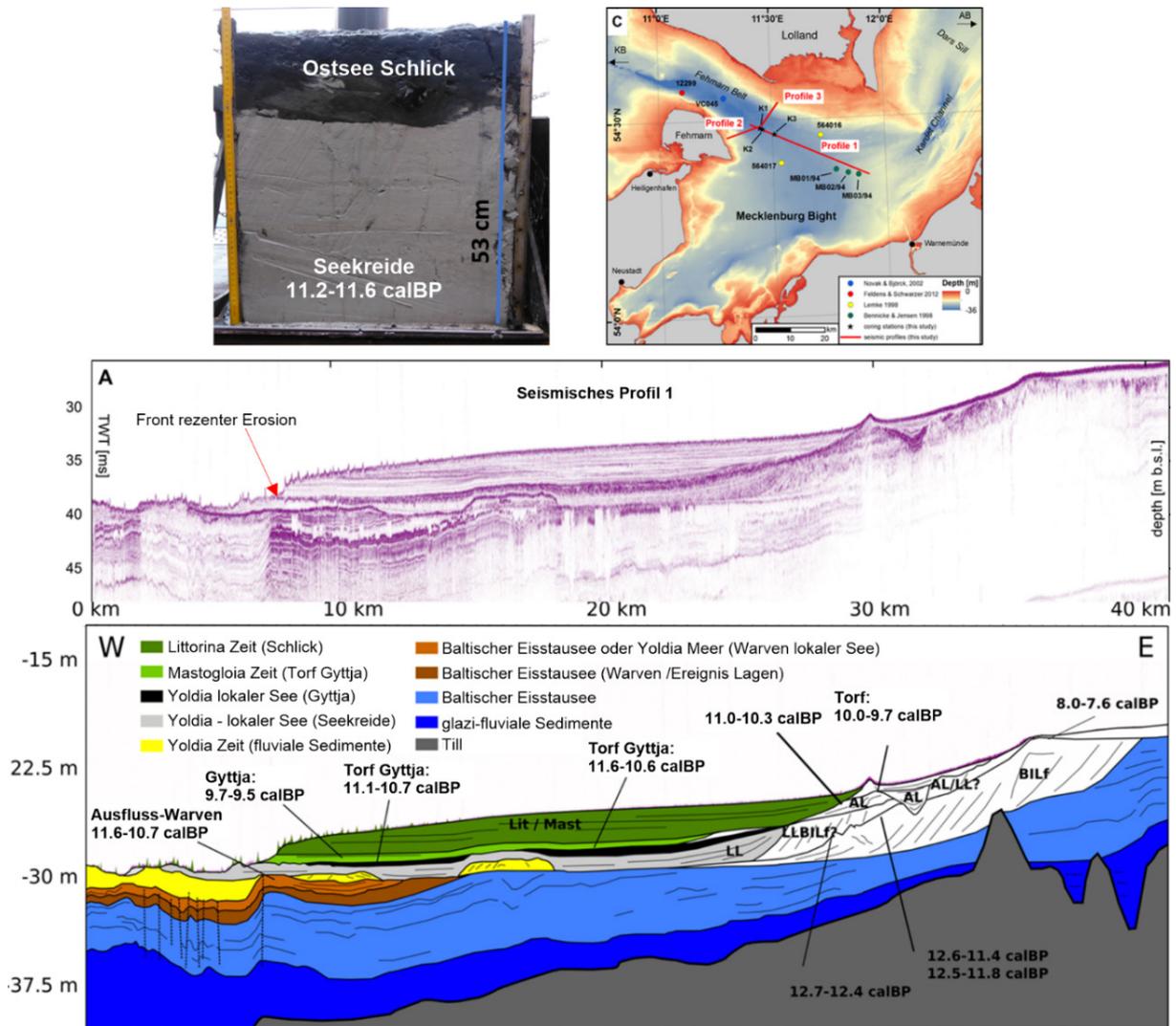


Abbildung 14: Geologisches Profil von der Mecklenburger Bucht bis in den östlichen Fehmarn-Belt. Das Profil zeigt Sedimente aller Ostseestadien, von den verschiedenen Phasen des Baltischen Eisstausees bis zu den rezenten Oberflächensedimenten. Im östlichen Fehmarn Belt wird der Meeresboden erodiert, sodass ältere Sedimente frei gelegt werden. Im Großkastengreifer (oberes Bild) liegen unter einer nur 13 cm mächtigen Schicht rezenten Ostseeschlicks helle, yoldiazeitliche Seekreidesedimente mit einem Alter von 11.700–11.300 J. v. h. AL kennzeichnet möglicherweise ancyluszeitliche Sedimente (aus: Heinrich et al. 2017, verändert).

Ungefähr 6.000 J. v. h. hatte der Meeresspiegel nahezu den heutigen Stand erreicht. Seit dieser Zeit werden bei einem nun noch sehr geringen und relativen Meeresspiegelanstieg die Küstenstreifen intensiv durch Wellen und Strömungen umgeformt. Sedimente werden dabei sowohl am Meeresboden (Abbildung 14) als auch an den Küsten erodiert, um an anderer Stelle wieder abgelagert zu werden. Es entstehen aktive Steilküsten und vor Niederungen kommt es zur Ausbildung von Strandwallsystemen (Schwarzer et al. 2003). Auf diese Weise konnten Buchten durch den Küstenlängstransport komplett abgeschlossen werden; es entstanden Strandseen oder im größeren Maßstab die sogenannten Bodden. Die Darss-Zingster Halbinsel mit den landwärtigen Bodden, die Insel Rügen mit den teilweise innen liegenden Bodden und auch die Insel Usedom mit dem Achterwasser liefern heute sehr gute Beispiele hierfür (Lampe und Lorenz 2010, Lampe und Lampe 2020). Durch den Abtrag, den Transport und die Ablagerung von Sediment sind hier ehemals kleine Inseln, die aus Moränenmaterial und Schmelzwassersedimenten aufgebaut

sind, zu größeren Inseln zusammengewachsen (Bellec et al. 2010, Niedermeyer et al. 2011).

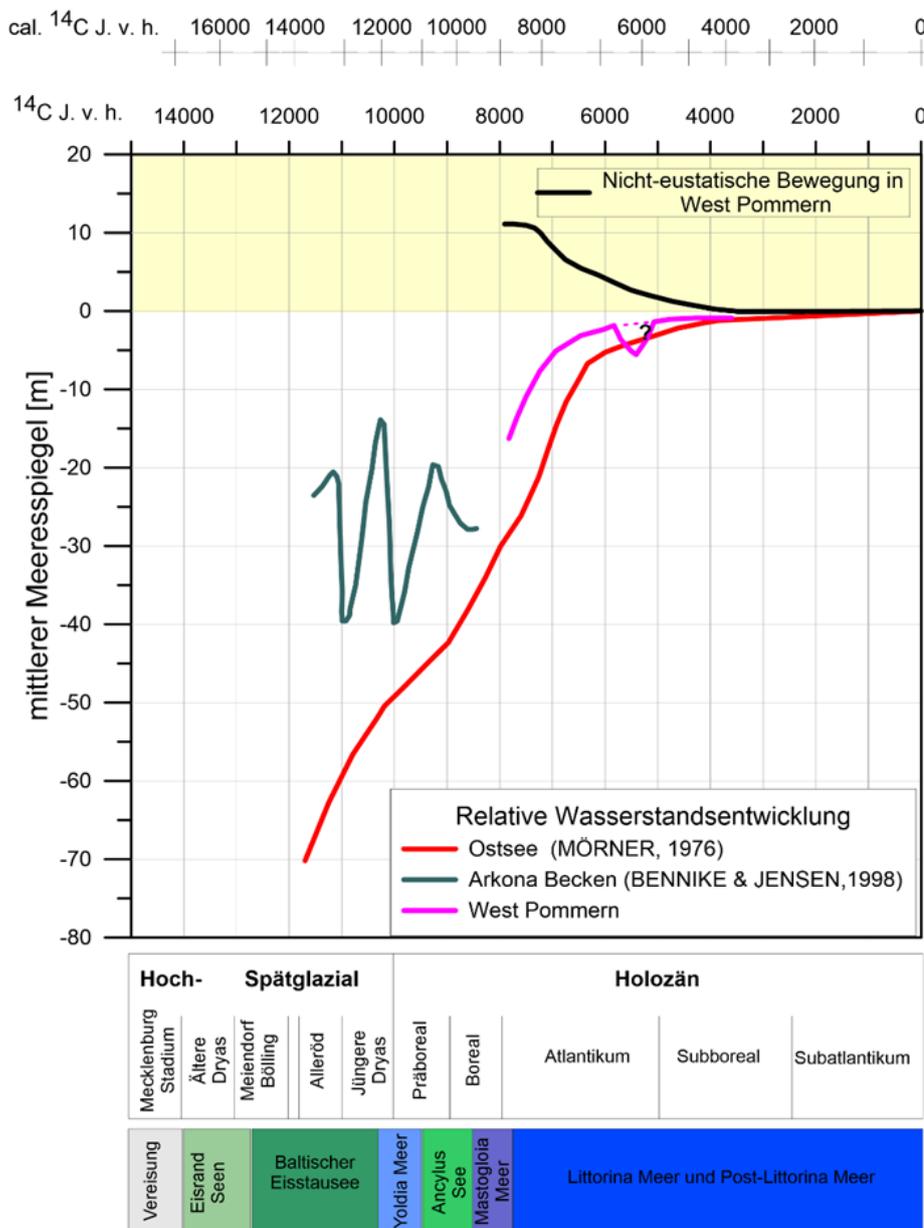


Abbildung 15: Die Entwicklung des relativen Meeresspiegels in Westpommern im Vergleich zur Entwicklung in anderen Gebieten (Mörner 1976, Jensen 1995, Bennike und Jensen 1998). Die Kurve im oberen Bereich des Diagramms zeigt die nicht eustatische Komponente, die Differenz zwischen dem eustatischen und dem relativen Meeresspiegelanstieg (Lampe 2005, modifiziert).

Die rezente Küstenentwicklung wird auch dadurch beeinflusst, dass die glazial-isostatischen Ausgleichsbewegungen bis heute anhalten. So hebt sich der nördliche Bereich der Ostsee im Bottnischen Meerbusen gegenüber dem Meeresspiegel immer noch mit Raten bis zu 9 mm/Jahr (Harff et al. 2007, 2017, Madsen et al. 2019, Abbildung 16). Dagegen werden im südlichen Teil der Ostsee Senkungsraten relativ zum Meeresspiegel mit bis zu 2 mm/Jahr beobachtet (Mörner 1977, Harff et al. 2005), die entlang der gesamten südlichen Ostseeküste zu Erosion und Küstenrückgang führen (Harff und Meyer 2011). An den Steilufern kann dieser Rückgang je nach Küstenexposition bis zu 1 m/Jahr betragen (Niedermeyer et al. 2011, Schwarzer und Averages 2020).

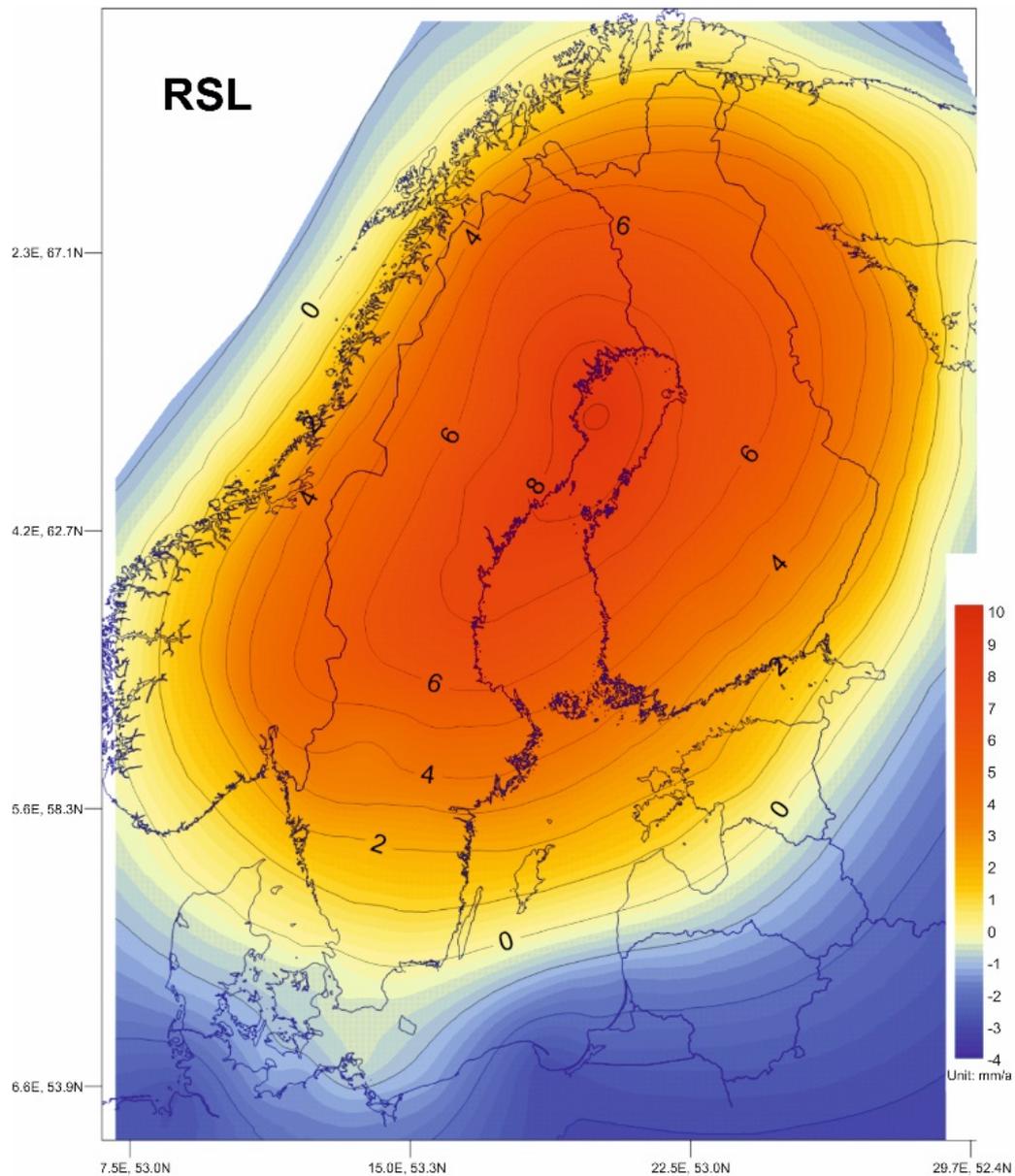


Abbildung 16: Karte der derzeitigen vertikalen Krustenbewegung relativ zum Meeresspiegel (aus: Harff et al. 2017).

Wie bestimmend die immer noch anhaltenden glazial-isostatischen Ausgleichsbewegungen für die großräumige Küstenentwicklung der Ostsee sind, zeigen Modellierungen von Cato (2004), wonach seit dem Beginn der „Littorina-Transgression“ der Meeresspiegel im nördlichen Bereich relativ zum Land um ca. 200 m abgesunken ist. Diese Regression im Nordteil der Ostsee war um ein Vielfaches größer als die Transgression, die zeitgleich entlang der südlichen Ostseeufer stattfand. Basierend auf Modellergebnissen von Meyer und Harff (2005) hat sich die flächenhafte Ausdehnung der Ostsee durch das Zurückdrängen des Meeres aus den nördlichen Beckenbereichen um ca. 30 % verringert und das Volumen hat von 47.000 km³ auf ca. 22.000 km³ abgenommen, was einer Reduzierung um ca. 53 % entspricht. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass auch der Sedimenteintrag aus der Erosion des Meeresbodens im Hebungsbereich und die durch Flussfracht eingetragene Sedimentmenge zur Verringerung des Volumens beitragen.

4 Schlussfolgerung

Die Ausführungen haben gezeigt, dass sich Nord- und Ostsee in der geologischen Vergangenheit unterschiedlich entwickelt haben. Während die Nordsee seit langer Zeit und immer noch anhaltend ein Senkungsgebiet ist, bewirken tektonische Kräfte für weite Teile der mittleren und nördlichen Ostsee eine seit langer Zeit (in geologischen Zeiträumen betrachtet) anhaltende Hebung.

Auch in der jüngeren geologischen Vergangenheit gibt es merkliche Unterschiede. Das glaziale Relief am Meeresboden der Nordsee wird seit mehr als 100.000 Jahren durch die Überflutungen während zweier Warmzeiten (Eem und Holozän) sowie durch periglaziale Prozesse unter Festlandbedingungen während des Weichselglazials eingeebnet. Am Boden der Ostsee findet eine vergleichbare Einebnung hingegen erst seit einigen 1.000 Jahren statt. Hier werden zudem im Nordteil die postglazialen Ablagerungen der unterschiedlichen Ostseestadien herausgehoben und abradiert, während sie im Südteil in immer größere Wassertiefen absinken. Nacheiszeitliche Küstenlinien gleichen Alters findet man daher im Nordteil auf dem Land, in der südlichen Ostsee muss man sie am Meeresgrund suchen (Uścinowicz et al. 2011).

Viele neuere Untersuchungen, die teilweise vor dem Hintergrund einer künftig vermehrten Nutzung durchgeführt wurden (Reinhardt et al. 2015), zeigen, dass die generelle geologische Entwicklung von Nord- und Ostsee mittlerweile recht gut bekannt ist. Unsicherheiten gibt es aber immer noch bei der Korrelation von Daten zum postglazialen Meeresspiegelanstiegsgeschehen in Nord- und Ostsee. Dies ist besonders darauf zurückzuführen, dass eben auch viele lokale Effekte wie Kompaktion von Sedimenten, noch andauernder Salzaufstieg, glazial-isostatische Ausgleichsbewegungen oder auch neotektonische Aktivitäten das eher großskalige, eustatische Meeresspiegelanstiegsgeschehen überlagern. Zudem gibt es immer noch Unsicherheiten bei der zeitlichen Einstufung der unterschiedlichen Ostseephasen und dem Abflussgeschehen der limnischen Phasen.

Die jüngere geologische Entwicklung von Nord- und Ostsee zeigt, dass sich vom Menschen unbeeinflusste Küsten den Meeresspiegelveränderungen anpassen können. Dabei kommt es an den Küsten sowohl zum Abbau (z. B. Kliffrückgang) als auch zur Entwicklung neuer geomorphologischer Elemente wie Sandbänke, Inseln, Strandhaken, Nehrungen oder auch den Bodden. Küstenrückgang heißt nicht automatisch Flächenverlust, sondern kann auch ein Zugewinn von Fläche bedeuten, wenn z. B. hohe Steilufer, die aus einem Sediment mit hohem Sandanteil aufgebaut sind, erodiert werden und das damit frei werdende Sediment zum Aufbau flacher Nehrungen bereitgestellt wird, wie es z. B. auf der Insel Usedom mit dem Rückgang des Streckelsbergs und dem Aufbau des Peenemünder Hakens im Nordwesten und der Auffüllung der Swinepforte im Südosten der Fall ist (Schwarzer et al. 2003). Auch Orte wie Timmendorfer Strand in der inneren Lübecker Bucht konnten nur entstehen, weil durch die Küstenerosion in einem Bereich und den Küstenlängstransport das Sediment bereitgestellt und in einem anderen Bereich abgelagert wurde, worauf sich dann später Ortschaften ansiedelten.

Mit unseren Ausführungen zeigen wir auf, dass sich eine Küstenkonfiguration in der geologischen Vergangenheit stets an die auf sie einwirkenden Kräfte der Natur angepasst hat. Dies kann durch Erosion (z. B. Kliffrückgang, flächenhafter bzw. Tiefenerosion) oder auch durch Akkumulation (Bildung von Strandwallsystemen oder Watten) erfolgen. Nicht selten stehen aber, seit der Mensch begonnen hat, seinen Lebensraum aktiv zu

gestalten, solche natürlichen Küstenentwicklungen dem Streben und Wirken der menschlichen Gesellschaft entgegen. Schon seit etwa 1.000 Jahren greifen Menschen aktiv in die Entwicklung des Küstenraums ein (Kramer und Rohde 1992). Der Erfolg solcher „Managementmaßnahmen“ hängt dabei nicht nur von den Gegebenheiten des Naturraums selbst ab, sondern ganz erheblich auch vom Wissen über seinen Aufbau, seine Genese und um die dort ablaufenden Prozesse auf den unterschiedlichen Zeitskalen ab. Erst dieses Wissen macht ein erfolgreiches und nachhaltiges Handeln möglich. Vor dem Hintergrund der prognostizierten Veränderungen der Umwelt, eines steigenden Meeresspiegels und eines steigenden wirtschaftlichen Drucks auf die Küste werden möglicherweise künftig noch größere Eingriffe in das Küstensystem erforderlich sein, die ohne vertiefte Kenntnisse der geologischen Gegebenheiten nicht erfolgreich realisiert werden können.

5 Danksagung

Manfred Zeiler (BSH) und Alexander Bartholomä (Senckenberg Institut) haben an der 2008 erschienenen Fassung, die die Grundlage für diesen Artikel war, mitgearbeitet. Phillip Gibbard, Martin Meschede, Jan Harff, Reinhard Lampe und Burghard Flemming haben freundlicherweise Abbildungen aus ihren Arbeiten zur Verfügung gestellt. Wir danken allen für ihre Unterstützung.

6 Literaturverzeichnis

Ahrendt, K.: Ein Beitrag zur holozänen Entwicklung Nordfrieslands. In: *Die Küste*, 71, 1–32, 2006.

Alley, R. B.: The Younger Dryas cold interval as viewed from central Greenland. In: *Quaternary Science Review*, 19, 213–226, 2000.

Alvarez, L. W.; Alvarez, W.; Asaro, F.; Michel, H. W.: Extraterrestrial cause for the Cretaceous-Tertiary Extinction. In: *Science*, 208 (4448), 1009–1108, 1980.

Andrén, T.; Björck, S.; Andrén, E.; Conley, D.; Zillén, L.; Anjar, J.: The Development of the Baltic Sea Basin During the last 130 ka. In: Harff, J.; Björck, S.; Hoth, P. (Hg.): *The Baltic Sea Basin*, 75–97, 2011.

Barckhausen, J.: Entstehung und Entwicklung der Insel Langeoog. Beiträge zur Quartärgeologie und Paläogeographie eines ostfriesischen Küstenabschnittes. In: *Oldenburger Jahrbuch*, 68, 239–281, 1969.

Bellec, V.; Diesing, M.; Schwarzer, K.: Late Quaternary Evolution of Gravel Deposits in Tromper Wiek, South-western Baltic Sea. In: *J. Coastal Res.*, 173–186, 2010.

Berner, U.; Streif, H.: Klimafakten. Der Rückblick – ein Schlüssel für die Zukunft. 238 S., 2000.

Behre, K.-E.: Eine neue Meeresspiegelkurve für die südliche Nordsee. *Probleme der Küstenforschung im südlichen Nordseegebiet*, 28, 9–63, 2003.

Bennike, O.; Jensen, J.-B.: Late and Postglacial Shore-level Changes in the Southwestern Baltic Sea. In: *Bulletin of the Geol. Society of Denmark*, 45, 27–38, 1998.

- Bijlsma, S.: Fluvial sedimentation from the Fennoscandian area into the north-west European basin during the late Cenozoic. In: *Geol. Mijnb.*, 60, 337–345, 1981.
- Björck, S.: A Review of the History of the Baltic Sea, 13,0–8,0 Ka BP. In: *Quaternary Int.*, 27, 19–40, 1995.
- Björck, S.; Andrén, T.; Jensen, J. B.: An attempt to resolve the partly conflicting data and ideas on the Ancyclus-Littorina transition. In: Polish Geological Institute, Special Papers, 23, 21–25, 2008.
- BSH (Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie): Standard Baugrunderkundung – Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung und -untersuchung für Offshore Windenergieanlagen, Offshore-Stationen und Stromkabel, 39 S., 2014.
- Bungenstock, F.; Weerts, H. J. T.: Holocene relative sea-level curves for the German North Sea coast. In: *Int. J. Earth Sci. (Geol. Rundschau)*, 101, 1083–1090, 2012.
- Cato, I.: Marine Mineral Deposits Within the Swedish EEZ. – Exploration, Exploitation and Sustainable Development. In: *Zeitschrift für Angewandte Geologie*, 2, 147–158, 2004.
- Cohen, K.; Gibbard, P.: “Global chronostratigraphical correlation table for the last 2.7 million years v.2019 (Poster version)”, Mendeley Data, V3, <http://dx.doi.org/10.17632/dtsn3xn3n6.3>, 2020.
- Cohen, K. M.; Finney, S. C.; Gibbard, P. L.; Fan, J. - X.: The ICS International Chronostratigraphic Chart. Episodes 36: 199–204, 2013, updated 2020. Stand: 15.02.2021: <http://www.stratigraphy.org/ICSchart/ChronostratChart2020-03.pdf>.
- Cohen, K. M.; Gibbard, P. L.; Weerts, H. J. T.: North Sea palaeogeographical reconstruction for the last 1 Ma. In: *Netherlands J. of Geosciences – Geologie en Mijnbouw*, 93, (1/2), 7–29, 2014.
- Coughlan, M.; Fleischer, M.; Wheeler, A. J.; Hepp, D. A.; Hebbeln, D.; Moerz, T.: A revised stratigraphical framework for the Quaternary deposits of the German North Sea sector: a geological-geotechnical approach. In: *Boreas*, 47, 80–105, <https://doi.org/10.1111/bor.12253>, 2018.
- Dutton, A.; Lambeck, K.: Ice volume and sea level during the last interglacial. In: *Science*, 337, 216–219, 2012.
- Ehlers, J.: Untersuchungen zur Morphodynamik der Vereisungen Norddeutschlands unter Berücksichtigung benachbarter Gebiete. Bremer Beitr. z. Geographie u. Raumplanung, 19. Bremen, 1990.
- Ehlers, J.: Das Eiszeitalter. 2. Aufl., Heidelberg, 2020.
- Eisma, D.; Mook, W. G.; Laban, C.: An Early Holocene Tidal Flat in the Southern Bight. *Spec. Publ. int. Ass. Sediment.*, 5, 1981.
- Eronen, M.; Glückert, G.; Hatakka, L.; Van De Plassche, O.; Van Der Plicht, J.; Tantala, P.: Rates and Holocene Iostatic Uplift and Relative Sea-Level Lowering of the Baltic in SW Finland Based on Studies of Isolation Contacts. In: *Boreas*, 30 (1), 445–464, 2001.

- Feldens, P.; Schwarzer, K.: The Ancyclus Lake stage of the Baltic Sea in Fehmarn Belt: Indications of a new threshold? In: *Continental Shelf Research* 35, 43–52, <https://doi.org/10.1016/j.csr.2011.12.007>, 2012.
- Figge, K.: Das Elbe-Urstromtal im Bereich der Deutschen Bucht. *Eiszeitalter und Gegenwart*, 30, 1980.
- Fleming, K.; Johnston, P.; Zwartz, D.; Yokoyama, Y.; Lambeck, K.; Chappell, J.: Refining the eustatic sea-level curve since the last Glacial Maximum using far- and intermediate-field sites. In: *Erath and Planetary Science Letters*, 163, 327–342, 1998.
- Flemming, B. W.; Davis, J. R. A.: Holocene Evolution, Morphodynamics and Sedimentology of the Spiekeroog Barrier Island System (Southern North Sea). In: *Senckenbergiana Maritima*, 24 (1/6), 117–155, 1994.
- Flemming, B. W.: Siliclastic Backbarrier Tidal Flats. In: Davis, R. A. jr.; Dalrymple, R. W. (eds): *Principles of Tidal Sedimentology*, 231–267, 2012.
- Franken, A.: Rekonstruktie van het palaeo-getijklimaat in de Noordzee. Rapport X0029-00, Waterloopkundig Lab., Delft, 74 p., 1987.
- Fruergaard, M.; Møller, I.; Johannessen, P. N.; Nielsen, L. H.; Andresen, T. J.; Nielsen, L.; Sander, L.; Pejrup, M.: Stratigraphy, evolution and controls of a Holocene transgressive-regressive barrier island under changing sea level: Danish North Sea coast. In: *J. Of Sedimentary Research*, 85, 820–844, <http://dx.doi.org/10.2110/jsr.2015.53>, 2015.
- Gibbard, P. L.; Lewin, J.: Filling the North Sea Basin: Cenozoic sediment sources and river styles. In: *Geologica Belgica*, 19/3–4, 201–217, 2016.
- Harff, J.; Emelyanov, E. M.; Schmidt-Thomé, M.; Spiridonov, M.: Mineral Resources of the Baltic Sea – Exploration, Exploitation and Sustainable Development. *Zeitschrift für Angewandte Geologie, Sonderheft 2*, 2004.
- Harff, J.; Lampe, R.; Lemke, W.; Lübke, H.; Lüth, F.; Meyer, M.; Tauber, F.: The Baltic Sea – A Model Ocean to Study Interrelations of Geosphere, Ecosphere, and Anthroposphere in the Coastal Zone. *J. of Coastal Research*, 21 (3), 441–446, 2005.
- Harff, J.; Lemke, W.; Lampe, R.; Lüth, F.; Lübke, H.; Meyer, M.; Tauber, F.; Schmölcke, U.: The Baltic Sea coast – a model of interrelations among geosphere, climate, and anthroposphere. In: Harff, J.; Hay, W. W.; Tetzlaff, D. M. (eds): *Coastline changes: Interrelation of climate and geological processes*. *Geol. Soc. Am. Spec. Paper* 426, 133–142, 2007.
- Harff, J.; Meyer, M.: Coastlines of the Baltic Sea – zones of competition between geological processes and a changing climate. In: Harff, J.; Björck, S.; Hoth, P. (eds): *The Baltic Sea basin*. Springer (Heidelberg et al.), 149–164, 2011.
- Harff, J.; Deng, J.; Dudzińska-Nowak, J.; Fröhle, P.; Groh, A.; Hünicke, B.; Soomere, T.; Zhang, W.: What Determines the Changes of Coastlines in the Baltic Sea? In: Harff, J.; Furmanczyk, K.; Von Storch, H. (eds.): *Coastline Changes of The Baltic Sea from South to East – Past and Future Projection*, 15–35, 2017.
- HELCOM: Climate Change in the Baltic Sea Area – HELCOM Thematic Assessment 2007. *Baltic Sea Environ. Proc. No. 111*, 49 pp., 2007.

Heinrich, C.; Anders, S.; Schwarzer, K.: Late Pleistocene and early Holocene drainage events in the eastern Fehmarn Belt and Mecklenburg Bight, SW Baltic Sea. In: *Boreas*, <http://doi.org/10.1111/bor.12298>, 2017.

Hepp, D. A.; Hebbeln, D.; Kreiter, S.; Keil, H.; Bathmann, C.; Ehlers, J.; Moerz, T.: An east–west-trending Quaternary tunnel valley in the south-eastern North Sea and its seismic–sedimentological interpretation. In: *Journal of Quaternary Sci.* 27, 8, 844–853, <http://doi.org/10.1002/jqs.2599>, 2012.

Hummel, P.; Cordes, E.: Holozäne Sedimentation und Faziesdifferenzierung beim Aufbau der Lundener Nehrung (Norderdithmarschen). In: *Meyniana*, 19, 103–112, 1969.

International Commission on Stratigraphy – ICS: Table on Geological Time Scales, 2003.

Jensen, B.: A Baltic Ice Lake Transgression in the Southwestern Baltic: Evidence from Fakse Bugt, Denmark. In: *Quaternary Int.*, 27, 59–68, 1995.

Katzung, G.: The Caledonides at the Southern Margin of the East European Craton. In: *N. Jb. Geol. Paläont. Anh.*, 222, 3–53, <http://doi.org/10.1127/njgpa/222/2001/3>, 2001.

Katzung, G.: *Geologie von Mecklenburg-Vorpommern*, 580 S., 2004.

Klaffke, S. M.; Bungenstock, F.; Lindhorst, S.; Brückner, H.; Freund, H.: Wie wuchs Langeoog aus dem Meer empor? Neue sedimentologische und geophysikalische Untersuchungen zur Inselentstehung. In: *Marburger Geographische Schriften*, 145, 1–16, 2009.

Konradi, P. B.; Larsen, B.; Sørensen, A. B.: Marine Eemian in the Danish eastern North Sea. In: *Quaternary Int.*, 133–134, 21–31, <http://doi.org/10.1016/j.quaint.2004.10.003>, 2005.

Kosack, B.; Lange, W.: Das Eem-Vorkommen von Offenbüttel/Schnittlohe und die Ausbreitung des Eem-Meeres zwischen Nord- und Ostsee. In: *Geol. Jb.*, A 86, 3–17, 1986.

Kramer, J.; Rohde, H.: *Historischer Küstenschutz. Deichbau, Inselschutz und Binnenentwässerung an Nord- und Ostsee.* 567 S., 1992.

Lampe, R.: Lateglacial and Holocene Water-level Variations Along the NE German Baltic Sea Coast: Review and New Results. In: *Quaternary Int.*, 121–136, 2005.

Lampe, R.; Lorenz, S.: *Eiszeitlandschaften in Mecklenburg-Vorpommern*, 162 S., <http://doi.org/10.3285/g0005>, 2010.

Lampe, R.; Lampe, M.: The role of sea-level changes in the evolution of coastal barriers – An example from the southwestern Baltic Sea. *The Holocene*, 1–14, <http://doi.org/10.1177/0959683620981703>, 2020.

Lange, D.: *Geologische Untersuchungen an spätglazialen und holozänen Sedimenten der Lübecker und Mecklenburger Bucht.* Diss. Inst. f. Ostseeforschung Warnemünde, 164 p., 1984.

Lehné, R.; Sirocko, F.: Recent vertical crustal movements and resulting surface deformation within the North German Basin (Schleswig-Holstein) derived by GIS-based analysis of repeated precise leveling data. In: *Z. Dt. Ges. Geowiss.*, 161, 2, 175–188, 2010.

- Lemke, W.: Sedimentation und paläogeographische Entwicklung im westlichen Ostseeraum (Mecklenburger Bucht bis Arkonabecken) vom Ende der Weichselvereisung bis zur Littorinazeit. *Meereswissenschaftliche Ber.*, 31, 156 p., 1998.
- Lemke, W.; Jensen, J. B.; Bennike, O.; Endler, R.; Witkowski, A.; Kuijpers, A.: Hydrographic thresholds in the western Baltic Sea: Late Quaternary geology and the Dana River concept. In: *Mar. Geol.*, 176, 191–201, 2001.
- Lindert, W.; Wegner, H. - U.; Zagora, I.; Zagora, K.: Ein neuer Perm-Aufschluss im Seegebiet östlich von Rügen. In: *Geol. Jb.*, A 131, 351–360, 1993.
- LKN.SH (Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein): Fachplan Küstenschutz Sylt, Grundlagen, Sandentnahmen, Stand: 26.12.2020: https://www.schleswig-holstein.de/DE/Fachinhalte/K/kuestenschutz_fachplaene/Sylt/Downloads/FP_Sylt_2-5_Sandentnahmegebiete.html, 2015.
- Lohrberg, A.; Schwarzer, K.; Unverricht, D.; Omlin, A.; Krastel, S.: Architecture of tunnel valleys in the southeastern North Sea: New insights from high-resolution seismic imaging. In: *Journal of Quaternary Science*, 35, 7, 892–906, <http://doi.org/10.1002/jqs.3244>, 2020.
- Lohberg, A.; Krastel, S.; Unverricht, D.; Schwarzer, K.: The Helgoland Glaciotectonic Complex in the southeastern North Sea: Indications of a pre-Elsterian Ice Margin, Boreas, (in Review).
- Lokhorst, A. (Hg.): *The Northwest European Gasatlas*. Netherlands Institute of Applied Geoscience TNO, Haarlem, 1998.
- Lourens, L.; Hilgen, F.; Shackelton, N. J.; Laskar, J.; Wilson, D.: The Neogen period. In: Gradstein, F.; Ogg, J.; Smith, A. G. (Eds.): *A Geologic Time Scale*. Cambridge Univ. Press, 610 pp., 2004.
- Lutz, R.; Kalka, S.; Gaedicke, C.; Reinhardt, L.; Winsemann, J.: Pleistocene tunnel valleys in the German North Sea: Spatial distribution and morphology. In: *Z. dt. Ges. Geowiss.*, 160/3, 225–235, 2009.
- Madsen, K. S.; Høyer, J. L.; Suursaar, Ü.; She, J.; Knudsen, P.: Sea Level Trends and Variability of the Baltic Sea From 2D Statistical Reconstruction and Altimetry. *Front. In: Earth Sci.*, <https://doi.org/10.3389/feart.2019.00243>, 2019.
- Marks, L.; Pavlovskaia, I. E.: The Holsteinian Interglacial river network of mid-eastern Poland and western Belarus. In: *Boreas*, 32, 227–346, 2003.
- Meijles, E. W.; Kiden, P.; Streuman, H. - J.; Van Der Plicht, J.; Vos, P.; Gehrels, W. R.; Kopp, R. E.: Holocene relative mean sea-level changes in the Wadden Sea area, northern Netherlands. In: *Journal of Quaternary Science*, 33, 8, <https://doi.org/10.1002/jqs.3068>, 2018.
- Meschede, M.: *Geologie Deutschlands – ein prozessorientierter Ansatz*, 2. Aufl., 253 S., (Springer), <https://doi.org/10.1007/978-3-662-56422-6>, 2018.
- Meyer, M.; Harff, J.: Modelling Palaeo Coastline Changes of the Baltic Sea. In: *J. of Coastal Research*, 21, 3, 598–609, 2005.

Mielk, F.; Hass, C.; Michaelis, R.; Sander, L.; Papenmeier, S.; Wiltshire, K. H.: Morphological changes due to marine aggregate extraction for beach nourishment in the German Bight (SE North Sea). *Geomarine Letters*, <https://doi.org/10.1007/s00367-018-0556-4>, 2018.

Miettinen, A.; Head, M.; Knudsen, K. L.: Eemian sea-level highstand in the Eastern Baltic Sea linked to long-duration White Sea connection. In: *Quaternary Science Reviews*, 86, 158–174, 2014.

Milbradt, P.; Kösters, F.; Putzar, B.; Plüß, A.: Analyse des Sedimenttransports und der Morphodynamik in der Deutschen Bucht auf Basis des Multi-Modell-Ansatzes. In: *Die Küste*, 83, 147–165, 2015.

Milne, G. A.; Long, A. J.; Bassett, S. E.: Modelling Holocene relative sea-level observations from the Caribbean and South America. In: *Quaternary Science reviews* 24, 1183–1202, 2005.

Mörner, N. - A.: Eustatic Changes During the Last 8,000 Years in View of Radiocarbon Calibration and New Information from the Kattegat Region and Other North-western European Coastal Areas. In: *Palaeogeography, Palaeoecology, Palaeoclimatology*, 19, 63–85, 1976.

Mörner, N. - A.: Post and Present Uplift in Sweden: Glacial Isostasy, Tectonism and Bedrock Influence. In: *Geol. Fören. i Stockholm Förh.*, 29, 48–54, 1977.

Muschiettiello, F.; Lea, J. M.; Greenwood, S. L.; Nick, F. M.; Brunnberg, L.; Macleod, A.; Wolfarth, B.: Timing of the first drainage of the Baltic Ice Lake synchronous with the onset of Greenland Stadial 1. In: *Boreas*, 45, 2, 322–334, 2015.

Niedermeyer, R.-O.; Lampe, R.; Jahnke, W.; Schwarzer, K.; Duphorn, K.; Kliewe, H.; Werner, F.: *Die deutsche Ostseeküste (2. völlig neu bearbeitete Aufl.)*. Sammlung geologischer Führer, 105, 370 S., 2011.

Novak, B.; Björck, S.: A Late Pleistocene lacustrine transgression in the Fehmarn Belt, southwestern Baltic Sea. In: *International Journal of Earth Science*, 93, 634–644, 2004.

Overeem, I.; Weltje, G. J.; Bishop-Kay, C.; Kroonenberg, S. B.: The Late Cenozoic Eridanos delta system in the Southern North Sea Basin. A climate signal in sediment supply? In: *Basin Research*, 13, 293–312, 2001.

Papenmeier, S.; Hass, C.: Revisiting the Paleo Elbe Valley: Reconstruction of the Holocene, Sedimentary Development on Basis of High-Resolution Grain Size Data and Shallow Seismics. In: *Geosciences* 2020, 10, 505; <https://doi.org/10.3390/geosciences10120505>, 2020.

Peltier, W. R.: On eustatic sea level history: Last Glacial Maximum to Holocene. In: *Quaternary Science Reviews* 21, 377–396, 2002.

Petit, J. R.; Jouzel, J.; Raynaud, D.; Barkov, N. I.; Barnola, J. - M.; Basile, I.; Bender, M.; Chappellaz, J.; Davis, M.; Delaygue, G.; Delmotte, M.; Kotlyakov, V. M.; Legrand, M.; Lipenkov, V. Y.; Lorius, C.; Pépin, L.; Ritz, C.; Saltzman, E.; Stievenard, M.: Climate and atmospheric history of the past 420,000 years from the Vostok ice core, Antarctica. In: *Nature*, 399, 429–436, 1999.

- Pharaoh, T. C.; Dusar, M.; Geluk, M. C.; Kockel, F.; Krawczyk, C. M.; Krzywiak, P.; Scheck-Wenderoth, M.; Thybo, H.; Vejbæk, O. V.; Van Wees, J. D.: Tectonic evolution. In: Doornenbal, J. C.; Stevenson, A. G. (Hg.): Petroleum Geological Atlas of the Southern Permian Basin Area. EAGE Publications b.v., Houten, 25–57, 2010.
- Reinhardt, L.; Krüger, A.; Schwarz, C.; Zeiler, M.: Geologische Basisdaten als Entscheidungsgrundlage für Politik und Wirtschaft. In: Erdöl, Erdgas, Kohle, 131, 2, 59–63, 2015.
- Richter-Bernburg, G.: Saline Deposits in Germany: A Review and General Introduction to the Excursion. Geology of Saline Deposits, Proc. Hannover Symp. 1968, 1972.
- Schmidt-Thomé, P.: Helgoland – seine Düneninsel, die umgebenden Klippen und Meeresgründe. Sammlung Geologischer Führer, 82, 1987.
- Schwarz, C.: Neue Befunde zur Verbreitung und Dimension pleistozäner Rinnensysteme auf dem deutschen Nordseeschelf. In: Geol. Jb., A 146, 233–244, 1996.
- Schwarzer, K.: Das Morsum-Kliff und seine Ausbreitung unter den nördlich vorgelagerten Wattsedimenten. In: Degens, E. T.; Hilmer, G.; Spaeth, C.: Exkursionsführer Erdgeschichte des Nordsee- und Ostseeraumes, Hamburg, 251–282, 1984.
- Schwarzer, K.; Diesing, M.; Larson, M.; Niedermeyer, R.-O.; Schumacher, W.; Furmanczyk, K.: Coastline Evolution at Different Time Scales – Examples from the Southern Baltic Sea (Pomeranian Bight). In: Mar. Geol., 194, 79–101, 2003.
- Schwarzer, K.; Averages, T.: Sedimentbudget Ostsee, Inst. F. Geowissenschaften, Univ. Kiel, Abschlussbericht (unveröffentlicht), 50 S., 2020.
- Seifert, T.; Tauber, F.; Kayser, B.: ‘A High Resolution Spherical Grid Topography of the Baltic Sea – 2nd edition’, Baltic Sea Science Congress, Stockholm 25–29. November 2001, Poster #147, www.io-warnemuende.de/iowtopo, 2001.
- Sindowski, K.-H.: Das ostfriesische Küstengebiet, Inseln, Watten und Marschen. Sammlung geologischer Führer, 57, 162 S., 1973.
- Sohlenius, G.; Emeis, K. C.; Andrén, E.; Andrén, T.; Kohly, A.: Developmen of anoxia during the fresh-brackish water transition in the Baltic Sea. In: Marine Geology, 177, 221–242, 2001.
- Streif, H.-J.: Das ostfriesische Küstengebiet. Nordsee, Inseln, Watten und Marschen. Sammlung Geologischer Führer, 57, 376 S., 1990.
- Streif, H.-J.: Nordsee und Küstenlandschaft – Beispiel einer dynamischen Landschaftsentwicklung. Akad. In: Geowiss. Hannover, Veröffentl., 20, 134–149, 2002.
- Streif, H.-J.: Sedimentary Record of Pleistocene and Holocene Marine Inundations Along the North Sea Coast of Lower Saxony, Germany. In: Quaternary International., 112, 3–28, 2004.
- Stroeven, A. P.; Hättstrand, C.; Kleman, J.; Heyman, J.; Fabel, D.; Fredin, O.; Goodfellow, B. W.; Harbor, J. M.; Jansen, J. D.; Olsen, L.; Caffee, M. W.; Fink, D.; Lundqvist, J.; Rosqvist, G. C.; Strömberg, B.; Jansson, K. N.: Deglaciation of Fennoscandia. In: Quat. Sci. Reviews, 147, 91–121, <http://dx.doi.org/10.1016/j.quascirev.2015.09.016>, 2016.

Stuiver, M.; Reimer, P. J.; Reimer, R. W.: CALIB 7.1 [WWW-program] at <http://calib.org>, Stand: 02.12.2020, 2017.

Temmler, H.: Neue Ergebnisse zum Aufbau des Eem-Interglazials in Nordfriesland. In: *Meyniana* 47, 83–100, 1995.

Uścińowicz, S.; Miotk-Szpiganowicz, G.; Krapiec, M.; Witak, M.; Harff, J.; Lübke, H.; Tauber, F.: Drowned Forests in the Gulf of Gdańsk (Southern Baltic) as an Indicator of the Holocene Shoreline Changes. In: Harff, J.; Björk, S.; Hoth, P.: *The Baltic Sea Basin*, 219–231, https://doi.org/10.1007/987-3-642-17220-5_11, 2011.

Veizer, J.; Ala, D.; Azmy, K.; Bruckschen, P.; Buhl, D.; Bruhn, F.; Carden, G. A. F.; Diener, A.; Ebner, S.; Godderis, Y.; Jasper, T.; Korte, C.; Pawellek, F.; Podlaha, O.; Strauss, H.: $^{87}\text{Sr}/^{86}\text{Sr}$, $\delta^{13}\text{C}$ and $\delta^{18}\text{O}$ evolution of Phanerozoic seawater. In: *Chemical Geology*, 161, 59–88, 1999.

Vink, A.; Steffen, H.; Reinhardt, L.; Kaufmann, G.: Holocene relative sea-level change, isostatic subsidence and the radial viscosity structure of the mantle of northwest Europe (Belgium, the Netherlands, Germany, southern North Sea). In: *Quat. Sci. Reviews*, 26, 3249–3275, 2007.

Walker, M.; Johnsen, S.; Rasmussen, S. O.; Pop, T.; Steffensen, J.-P.; Gibbard, P.; Hoek, W.; Lowe, J.; Andrews, J.; Björk, S.; Cwynar, L. C.; Hughen, K.; Kershaw, P.; Kromer, B.; Litt, T.; Lowe, D. J.; Nagakawa, T.; Newham, R.; Schwander, J.: Formal definition and dating of the GSSP (Global Stratotype Section and Point) for the base of the Holocene using the Greenland NGRIP ice core, and selected auxiliary records. In: *J. of Quaternary Sci.*, 24, 1, 3–17, 2009.

Walter, R.: *Geologie von Mitteleuropa*, 7. Auflage, 511 S., 2007.

Winn, K.; Erlenkeuser, H.: Das Eem-Meer in Norddeutschland und angrenzenden Gebieten: Aufbau einer stratigraphischen Feingliederung und Untersuchung der paläohydrographischen Entwicklung nach isotopischen, sedimentologischen, geochemischen und faunistischen Kriterien. DFG -Forschungsvorhaben Wi 1322/1-1-2, Abschlussbericht, 95 S., 1998.

Winsemann, J.; Koopmann, H.; Tanner, D. C.; Lutz, R.; Lang, J.; Brandes, C.; Gaedicke, C.: Seismic interpretation and structural restoration of the Heligoland glaciotectionic thrust-fault complex: Implications for multiple deformation during (pre-)Elsterian to Warthian ice advances into the southern North Sea Basin. *Quat. Sci. Reviews*, 227, <https://doi.org/10.1016/j.quascirev.2019.106068>, 2020.

Zeiler, M.; Figge, K.; Griewatsch, K.; Diesing, M.; Schwarzer, K.: Regenerierung von Materialentnahmestellen in Nord- und Ostsee. In: *Die Küste* 68, 67–89, 2004.

Zeiler, M.; Schwarzer, K.; Ricklefs, K.: 2008. Seabed Morphology and Seabed Sediments. In: *Die Küste* 74, 31–44, 2008.

Zelčs, V.; Markots, A.: Deglaciation history of Latvia. In: Ehlers, J.; Gibbard, P. L.: *Quaternary Glaciations – Extent and Chronology Part I, Europe*, 225–243, 2004.

Ziegler, P. A.: *Geological Atlas of Western and Central Europe*, 2nd edn. Shell internationale Petroleum Maatschappij, BV, Geological Society, 1990.