
HoRisk - B: Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste

Schlussbericht

Förderkennzeichen: 03KIS079

Zuwendungsempfänger: Technische Universität
Hamburg-Harburg
Institut für Wasserbau

Laufzeit des Vorhabens: 01.11.2009 bis 31.12.2013

Berichtszeitraum: 01.11.2009 bis 31.12.2013

**TECHNISCHE UNIVERSITÄT
HAMBURG-HARBURG**
Institut für Wasserbau
Denickestraße 22
21073 Hamburg

Hamburg, den 30.06.2014

Inhalt

1	Aufgabenstellung und Voraussetzungen	4
1.1	Aufgabenstellung	4
1.2	Voraussetzungen, unter denen das Projekt durchgeführt wurde	4
1.3	Planung und Ablauf des Vorhabens	4
1.4	Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wurde	5
1.5	Zusammenarbeit mit anderen Stellen	5
2	Durchführung und Ergebnisse	6
2.1	Erzielte Ergebnisse	6
2.2	Voraussichtlicher Nutzen	11
2.3	Fortschritt auf dem Gebiet bei anderen Stellen	11
2.4	Veröffentlichungen	12
3	Erfolgskontrollbericht.....	13
3.1	Beitrag zu den förderpolitischen Zielen.....	13
3.2	Wissenschaftlich-technische Ergebnisse	13
3.2.1	Wissenschaftlich-technisches Ergebnis.....	13
3.2.2	Erreichte Nebenergebnisse	16
3.3	Fortschreibung des Verwertungsplanes	16
3.4	Arbeiten, die keine Lösung gefunden haben	16
3.5	Präsentationsmöglichkeiten und mögliche Nutzer	16
3.6	Einhaltung der Ausgaben- und Zeitplanung.....	17
4	Kurzfassung (Berichtsblatt)	17

Vorwort

Das Europäische Parlament und der Rat der Europäischen Union haben am 23. Oktober 2007 „Die Richtlinie 2007/60/EG über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ erlassen. Ziel dieser Richtlinie ist es, die Gefahren, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeit ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Mitgliedsstaaten, zu denen auch Deutschland gehört, sind verpflichtet bis 2011 eine vorläufige Bewertung des Hochwasserrisikos vorzunehmen und Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten bis 2013 zu erstellen. Die Erstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen soll bis 2015 erfolgen.

Die Umsetzung der Richtlinie ist insbesondere auch für die sturmflutgefährdeten Küstengebiete an der deutschen Nordseeküste und Ostseeküste von großer Bedeutung. Insgesamt werden in Deutschland circa 12.000 km² niedrig liegende Küstengebiete mit 2,4 Millionen Einwohnern durch Küstenschutzanlagen vor Sturmfluten geschützt. Für die Umsetzung der EU-Richtlinie im Küstenbereich sind die für den Bereich des Hochwasserschutzes (im Binnenland) entwickelten Methoden nur bedingt anwendbar. Diese ist bedingt wesentlich durch:

- Die spezifischen Bedrohungen der Küste durch Sturmfluten, welche sich in ihrer Charakteristik deutlich von den Binnenhochwässern unterscheiden (im wesentlich relativ schneller Wasserspiegelanstieg bei zeitgleich auftretendem starken Seegang und im Allgemeinen sehr schlechten Wetterbedingungen),
- Erheblich flächige Ausdehnung der Küstengebiete,
- Die vorhandenen Küstenschutzsysteme,
- Die Auswirkungen des Versagens der Anlagen sowohl im Hinblick auf die räumliche und zeitliche Entwicklung von Überflutungen als auch die zu erwartenden Schäden.

Eine Übertragbarkeit von für den Binnenbereich entwickelten Methoden zur Erstellung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen und Schutzstrategien auf den Küstenbereich ist grundsätzlich möglich. Aufgrund der speziellen Randbedingungen, z.B. Belastungen durch kurzfristige Änderungen des Wasserstandes und Seegang, unterschiedliche Schutzsysteme, kürzere Vorwarnzeiten, Unwirksamkeit von Retentionsräumen und Salzwassereinfluss, müssen die entsprechenden Methoden im Detail angepasst und erweitert werden. Eine Entwicklung von küstenspezifischen Detailansätzen für eine Hochwasserrisikoanalyse ist deshalb erforderlich.

1 Aufgabenstellung und Voraussetzungen

1.1 Aufgabenstellung

Ziel des Projektes ist die Ableitung von küstenschutzbezogenen Ansätzen und Methoden für eine anwendungsorientierte Schadens- bzw. Risikoanalyse als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen. Basis dieser Untersuchungen sollen, soweit möglich, verfügbare Datenbasen für den Küstenbereich bilden. Die im Rahmen des Projektes entwickelten Ansätze und Methoden sollen anschließend am Beispiel ausgewählter typischer Küstenabschnitte in Niedersachsen, Schleswig-Holstein und Mecklenburg-Vorpommern angewendet werden. Diese Methodik einer Schade- bzw. Risikoanalyse kann als wesentliche Grundlage für die Umsetzung der Hochwasserrichtlinie für den Küstenbereich an der deutschen Nord- und Ostseeküste dienen.

1.2 Voraussetzungen, unter denen das Projekt durchgeführt wurde

Die Anwendungsorientierung und Umsetzbarkeit der Methoden und Ansätze für Schadens- und Risikoanalysen sind von zentraler Bedeutung während der Durchführung des Forschungsvorhabens. Bereits bestehende Ansätze für diese Schadens- und Risikoanalysen wurden für zumeist für den Binnenbereich entwickelt und sind nicht direkt auf die Bedingungen im Küstenraum übertragbar. Zudem weisen diese methodische Defizite z.B. hinsichtlich der Berücksichtigung der möglichen Versagensmechanismen. Weiterhin sind die möglichen Belastungen und die Kombination von Belastungen auf die Bauwerke im Küstenraum nur sehr bedingt mit denen im Binnenbereich vergleichbar.

1.3 Planung und Ablauf des Vorhabens

Kernpunkt des Vorhabens ist die methodische und inhaltliche Erarbeitung eines anwendungsorientierten Schadens- und Risikoanalyseverfahren für den Küstenraum, welches durch Kopplung der folgenden fachlichen Elemente die Schnittstelle aller Arbeitspakete darstellt:

- Gefährdung und Belastung der Küstengebiete durch Wasserstände, Seegang und Strömungen;
- Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten von unterschiedlichen Küstenschutzbauwerken;
- Konsequenzen des Versagens und der damit verbundenen Überflutung der Küstengebiete;

- Berechnung und Bewertung der zu erwartenden Schadenspotentiale und Schäden für küstentypische Nutzungen und die Auswirkung von Salzwasser auf landwirtschaftliche Flächen.

Wichtige Meilensteine sind dabei, die Konzeptionierung und Festlegung des Schadens- und Risikoverfahrens sowie die methodische Weiterentwicklung und Transformation vorhandener Risikoanalyseverfahren aus dem Binnenbereich auf Küstengebiete.

1.4 Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wurde

Die Arbeiten des Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg bauen auf eine Vielzahl von Arbeiten des Antragstellers / der Projektbearbeiter zu Fragen des Küstenwasserbaus auf. In diesem Zusammenhang sind insbesondere zu nennen

- Optimierung des Küstenschutzes auf Sylt
- Prozessdynamik an Steilküsten und Auswirkungen auf angrenzende Flachwasserbereiche
- Fallstudie Sylt
- Beanspruchungen und Bemessung von Holzbuhnen im Küstenwasserbau
- Muse Ostsee, Teilprojekt Seegangsbelastungen Ostseeküste
- Regionale Anpassungsmaßnahmen für die deutsche Ostseeküste

1.5 Zusammenarbeit mit anderen Stellen

Grundlage des Projektes war die enge Zusammenarbeit zwischen dem Niedersächsischen Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz, dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen sowie dem Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg Harburg.

Des Weiteren fand während des Vorhabens ein Austausch auf Ebene der Projektkoordination sowie der Projektpartner mit dem Projekt „XtremRisk: Extremsturmfluten an offenen Küsten und Ästuargebieten – Risikoermittlung und -beherrschung im Klimawandel“ statt. Das Verbundprojekt XtremRisk wurde von 2008 bis 2012 vom Leichtweiß-Institut (LWI) der Technischen Universität Braunschweig, dem Forschungsinstitut Wasser und Umwelt (fwu) der Universität Siegen, dem Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg Harburg und dem Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer der Freien und Hansestadt Hamburg (LSBG) bearbeitet. Folgende projektübergreifende Treffen haben zwischen HoRisk und XtremRisk stattgefunden:

- 31.08.2011: 1. Arbeitstreffen in Braunschweig
- 16.04.2012 XtremRisk-Workshop in Hamburg
- 14.11.2012: XtremRisk-Abschlusskonferenz in Hamburg

2 Durchführung und Ergebnisse

2.1 Erzielte Ergebnisse

Arbeitspaket 2 - Belastungen

Im Projektzeitraum vom 01.11.2009 bis zum 31.12.2014 ist im Arbeitspaket 2 zunächst die Sammlung und Prüfung aller verfügbarer und relevanter digitalen Messdaten erfolgt. Genauer betrachtet wurden Wasserstände, Seegangparameter und Windmessungen verschiedener Nord- und Ostsee Stationen. Neben gemessenen Seegangparametern musste für einzelne Nordseestationen auf Ergebnisse aus numerischen Simulationen zurückgegriffen und diese weiter ausgewertet werden.

Alle Wasserstandsdaten der Ostseepegel wurden zunächst auf das einheitliches Bezugsniveau in Höhen über NHN gebracht. Wasserstände der Nordseestationen sind für weitere Untersuchungen einheitlich in Höhen über NN umgerechnet worden. Der Anstieg des Meeresspiegels wurde in den Auswertungen berücksichtigt, indem die Wasserstandsdaten um den linearen Trend bereinigt wurden. Die Trendbereinigung aller Zeitreihen erfolgte bezogen auf das Jahr 2013. Da Seegangsmessungen an den im Projekt relevanten Lokationen nur über relativ kurze Zeiträume durchgeführt worden sind, wurde auf eine Analyse der zeitlichen Variabilität verzichtet.

Stichproben aus den trendbereinigten und auf NHN, beziehungsweise NN bezogenen Zeitreihen der Wasserstände setzen sich aus den Jahresmaxima zusammen. Für jedes aufgezeichnete hydrologische Jahr wurde der höchste Wasserstand ausgewählt und alle Werte zu einer Stichprobe zusammengefügt. Zu den Jahresmaxima der Wasserstände wurden ebenfalls die jeweils zugehörigen Füllen der Sturmflutganglinien beziehungsweise Füllen der Windstaukurven ermittelt und zu einer Stichprobe zusammengefasst. Die Stichproben der Wellenhöhen ergeben sich aus den jeweils höchsten Wellenhöhen die im Verlauf der Sturmflut aufgetreten sind.

Die Fülle einer Sturmflutganglinien (Ostseestationen) wird definiert als Fläche zwischen dem Wasserstandsverlauf über die Zeit und einem Grenzwasserstand von 60 cm. Füllen von Windstaukurven der Nordseestationen werden ermittelt indem die mittlere Tide von der gemessenen Tide subtrahiert und dann die Fläche zwischen dem Windstauverlauf und dem Grenzwasserstand bestimmt wird.

An die univariaten Stichproben der Wasserstände, der Füllen und der Wellenhöhen sind mit Hilfe der Methode der L-Momente Verteilungsfunktionen (Gumbel-, Weibull-, LogNormal- und Generalisierte Extremwertverteilung) angepasst worden. Dadurch können einzelnen Messwerten Wahrscheinlichkeiten zugeordnet werden. Darüber hinaus kann auch

eine Extrapolation vorgenommen werden, sodass sich auch extremen und damit seltenen Ereignissen Wahrscheinlichkeiten zuordnen lassen.

Neben univariaten Stichproben wurden auch bivariate Stichproben untersucht und die gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit von hohen Wasserständen und den zugehörigen Füllen beziehungsweise von hohen Wasserständen und den zugehörigen Wellenhöhen ermittelt. Die Abhängigkeitsstruktur der bivariaten Stichproben ist mit Copula Funktionen beschrieben worden. Als Randverteilungen werden die jeweils am besten angepassten Verteilungsfunktionen im univariaten Fall verwendet.

An allen untersuchten Stationen (Ostsee und Nordsee) zeigt sich ein Zusammenhang zwischen Sturmflutwasserständen und Füllen von Sturmflutganglinien beziehungsweise Füllen von Windstaukurven. Mit zunehmendem Wasserstand nimmt somit tendenziell auch die Fülle der Ganglinie zu. Der Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und hohen Wellenhöhen ist weniger stark ausgeprägt.

Mithilfe der Copula Funktionen lassen sich Kombinationen von Belastungsgrößen Wahrscheinlichkeiten zuordnen. Dabei können verschiedene Kombinationen von Belastungsgrößen gleiche Eintrittswahrscheinlichkeiten aufweisen. Werden diese Kombinationen gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit verbunden erhält man sogenannte Isolinien. Entlang der Isolinien ist die Wahrscheinlichkeit für beliebige Kombinationen aus Wasserständen und Füllen beziehungsweise aus Wasserständen und Wellenhöhen gleich.

Bei der Ermittlung gemeinsamer Eintrittswahrscheinlichkeiten von hohen Wasserständen und Wellenhöhen müssen die ermittelten Wellenhöhen (da diese im relativ tiefen Wasser gemessen beziehungsweise durch numerische Simulation bestimmt worden sind) nachträglich in den Bereichen flacheren Wassers ermittelt werden. Dazu wurde im Projekt das numerische Modell SWAN verwendet.

Um gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeiten zweier Belastungsgrößen an Küstenabschnitten mit einer unzureichenden Datenlage zu ermitteln wurden jeweils die Ergebnisse der statistischen Analysen der benachbarten Pegel herangezogen. Unter Beachtung des Raumbezuges der betrachteten Bereiche zueinander wurde jeweils zwischen zwei Isolinien interpoliert. Auf Grundlage der interpolierten Isolinien lassen sich auch für Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage Aussagen zu den auftretenden Belastungen treffen.

Sowohl für Ostseepiegel als auch für Nordseepiegel sind zufällige Sturmflutganglinien einer beliebigen Eintrittswahrscheinlichkeit erzeugt worden. Dazu wurden in einem ersten Schritt dimensionslose Sturmflutganglinien (Ostsee) beziehungsweise Windstauverläufe (Nordsee) generiert. Diese haben einen maximalen Scheitelwasserstand von 1 und eine Dauer von 1. Die dimensionslosen Ganglinien/ Windstauverläufe werden mithilfe von Kombinationen von Wasserständen und Füllen einer gewünschten gemeinsamen Ein-

trittswahrscheinlichkeit skaliert. An den Nordseepegeln muss zusätzlich die mittlere Tide auf den generierten Windstau addiert werden. Auf diese Weise können Sturmflutganglinien einer gewünschten Eintrittswahrscheinlichkeit erzeugt werden.

Die Methoden zur Generierung von Sturmflutganglinien für Nord- und Ostseepegel sind in einem Sturmflutsimulator programmtechnisch umgesetzt worden, mit dem für einen gewünschten Pegel beliebig viele Sturmfluten einer gewählten Wahrscheinlichkeit oder aber eine Abfolge von Sturmfluten für einen gewählten Zeitraum erzeugt werden können. Die erzeugten Sturmfluten haben eine zeitliche Auflösung von einer Stunde. Zusätzlich zu den Ganglinien werden Informationen zu den Eingangsgrößen und die Ergebnisse der statistischen Auswertungen ausgegeben.

Eine ausführliche Darstellung aller im Projekt relevanten statistischen Methoden und Vorgehensweisen sowie der erzielten Ergebnisse erfolgt Abschlussbericht.

Arbeitspaket 3 – Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten

Um einen Überblick über die verschiedenen Dünenerosionsmodelle zu erlangen wurde in einem ersten Schritt eine Literaturrecherche durchgeführt. Dabei wurde eine Unterscheidung nach Dünenerosion durch Wellenangriff und Dünenerosion durch Überströmen vorgenommen. Eine weitere Unterscheidung erfolgte nach empirischen, semi-empirischen und prozessbasierten Modellen.

Für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion wurde aus der Vielzahl der zur Verfügung stehenden Modelle zwei verschiedene ausgewählt, die die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und der Ableitung der Versagensfunktionen und der Versagenseinwirkungsfunktionen bildeten. Es wurde einerseits das semi-empirische Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) gewählt und andererseits das komplexere prozessbasierte numerische Modell XBeach. Es bildet die physikalischen Prozesse der Dünenerosion zwar detaillierter ab, erfordert aber auch einen größeren Rechenaufwand. Das Modell von VAN GENT et.al. (2008) hingegen ist analytisch lösbar.

Nach der Wahl der Dünenerosionsmodelle wurden die notwendigen Eingangsdaten abgeleitet. Einerseits wurde ein Initialprofil einer Hochwasserschutzdüne, so wie es laut dem Regelwerk Küstenschutz des Landes Mecklenburg-Vorpommern anzuwenden ist, abgeleitet.

Die hydrodynamischen Eingangsdaten wurden in Arbeitspaket 2 erarbeitet. Da alle Berechnungen probabilistisch erfolgen sollen, wurden alle benötigten Eingangsdaten mit gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten versehen. Dies machte die Anwendung bivariater statistischer Modelle notwendig. Aufgrund der unterschiedlichen Komplexität der verwendeten Dünenerosionsmodelle mussten unterschiedliche Kombinationen von Belas-

tungsgrößen mit gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten versehen werden. Für das semi-empirische Modell wurden die Belastungsgrößen Wellenhöhe und Wasserstand mit einer gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit versehen. In dem numerischen Modell XBeach finden neben den Seegangsbedingungen auch die Wasserstandsganglinie der Sturmflut Berücksichtigung. Diese beschreibt die Belastungsgrößen Wasserstand und Sturmflutdauer (definiert über die Sturmflutfülle). Um die eben genannten Belastungsgrößen und die Seegangsbedingungen mit einer gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit zu versehen ist eine Kombination zweier bivariater statistischer Auswertungen notwendig (vgl. Abschlussbericht AP2).

Auf Grundlage der der gewählten Dünenerosionsmodelle und der abgeleiteten Eingangsdaten wurden auf Basis einer Zuverlässigkeitsanalyse die Versagenswahrscheinlichkeiten des Bauwerktyps Hochwasserschutzdüne für Sturmereignisse mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen berechnet. Aus diesen Zuverlässigkeitsanalysen wurden sowohl die Versagensfunktionen in Abhängigkeit eines Bauwerksparameters, als auch die Versagenseinwirkungsfunktionen in Abhängigkeit einer hydrodynamischen Belastungsgröße abgeleitet.

Da die Ermittlung der Versagensfunktionen und der Versagenseinwirkungsfunktionen eine Vielzahl von Berechnungen notwendig macht, wurden Programmroutinen erstellt, welche die Zusammenstellung der notwendigen Eingangsdaten, die Berechnung der eigentlichen Dünenerosionsmodelle sowie die Auswertung der Ergebnisse automatisieren.

Die Versagenseinwirkungsfunktionen wurden auf Grundlage beider Dünenerosionsmodelle ermittelt. Die beiden Modelle zeigen unterschiedliche Ergebnisse. Auffallend ist, dass der Bereich der versagensrelevanten Wasserstände verschoben ist. Mit dem Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) ergibt sich ein sehr schmaler Wasserstandsreich, der zu einem Versagen des Bauwerkes führt. Unter Anwendung des numerischen Modells XBeach ist dieser Bereich breiter, was als realistischer erachtet wird.

Grund für die unterschiedlichen Ergebnisse liegen in der unterschiedlichen Abbildung der physikalischen Prozesse in den jeweiligen Modellen. Das Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) ist lediglich ein empirisches Modell in das die Wellenhöhen, Wellenperiode und Fallgeschwindigkeit des Sedimentes eingehen. Der Sturmflutwasserstand geht nur indirekt in das Modell ein. Die Dauer des Sturmereignisses, die wohl wichtigste Einflussgröße auf die Dünenerosion, bleibt unberücksichtigt.

Die physikalischen Prozesse werden in dem numerischen Modell detaillierter abgebildet. Neben den genannten Parametern gehen hier auch der Wasserstand und die Dauer des Sturmereignisses direkt in die Berechnung ein. Der Wasserstand wird in Form einer Zeitreihe berücksichtigt, über die auch die Dauer des Sturmereignisses gesteuert werden kann.

Aufgrund der detaillierteren Abbildung der physikalischen Prozesse während des Dünenerosionsprozesses in dem numerischen Modell, sollte dieses für die Berechnung der Versagenseinwirkungsfunktionen angewendet werden.

Aufgrund der vergleichbaren langen Rechenzeit des numerischen Modells XBEach wurde auf eine Ableitung der Versagensfunktionen mit diesem Modell verzichtet.

Arbeitspaket 4 – Konsequenzen des Versagens – Überflutung

Im Vorhabenszeitraum wurden verschiedene Untersuchungen zur Beurteilung des Überflutungsgeschehens geschützter Küstengebiete durchgeführt. Einerseits wurden Sensitivitätsanalysen zur Ermittlung von relevanten bauwerksbedingten und versagensbedingten Parametern durchgeführt und andererseits numerische Modellierungen zur Abbildung des Überflutungsgeschehens in den Projektgebieten an der deutschen Ostseeküste.

Die Sensitivitätsuntersuchungen umfassten Untersuchungen zur Ableitung von Zusammenhängen zwischen bauwerks- bzw. versagensbedingten Parametern und für Schadens- und Risikoberechnungen relevanten Parametern. Es wurde der Einfluss der Breschenbreite, der Breschenlokation, der Versagensdauer, des Wiederkehrintervalls der Sturmflut, der Sturmflutfülle sowie der Einfluss der Tide auf das Überflutungsgeschehen untersucht. Zur Beurteilung des Einflusses der einzelnen Parameter wurden die Einstauhöhen, die Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Verweildauer der Überflutung als risiko- und schadensrelevante Größen betrachtet. Es zeigte sich, dass vor allem die Breschenbreite, das Wiederkehrintervall der Sturmflut und die Sturmflutfülle das Überflutungsgeschehen maßgebend beeinflussen. In tidebeeinflussten Küstengebieten spielt die Kombination Sturmtide und nachfolgende Tide für die Ermittlung der maximalen Einstauhöhen ebenfalls eine Rolle. Von eher untergeordneter Bedeutung ist die Versagensdauer. Die Breschenlokation spielte in den Sensitivitätsuntersuchungen ebenfalls eine eher untergeordnete Rolle. Bei der Betrachtung realer Küstengebiete mit einer heterogenen Topographie gewinnt der Ort des Versagens allerdings an Bedeutung, wie Untersuchungen an dem Projektgebiet Markgrafenheide zeigten.

Wie bereits erwähnt wurden entsprechende Überflutungssimulationen auch für das Projektgebiet Markgrafenheide durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Simulationen bestätigten die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchungen. Weiterhin zeigte sich, dass die Topographie des Küstengebietes die wohl größte Rolle für das Überflutungsgeschehen spielt.

Da nicht immer numerische Modelle zur Berechnung des Überflutungsgeschehens zur Verfügung stehen oder man eine vorläufige Abschätzung der überfluteten Fläche und der Einstauhöhe des Küstengebietes benötigt, wurden vergleichende Untersuchungen zwischen dem physikalisch-analytischen Ansatz von Führböter (1987) und dem numerischen

Modell Mike 21 durchgeführt. Der relativ einfache Ansatz von Führböter (1987) zur Berechnung des Füllungsverhaltens von Kögen und Niederungen in Küstengebieten kann zur vorläufigen und überschlägigen Berechnung der Einstauhöhe und der überfluteten Fläche herangezogen werden. Nichtsdestotrotz müssen die Ergebnisse mit Expertenwissen beurteilt werden. Sind detaillierte Untersuchungen notwendig sollten komplexere numerische Modelle angewendet werden. Die Nachteile des Ansatzes nach Führböter (1987) liegen in der Vernachlässigung der Strömungsvorgänge im untersuchten Gebiet, sowie darin, dass das Gebietsreliefs und dessen Einfluss auf die Überflutungsausbreitung im geschützten Gebiet nicht direkt sondern lediglich durch Expertenwissen berücksichtigt werden kann.

Für die Simulation des Überflutungsgeschehens eines Küstengebietes stehen dem Anwender eine Vielzahl von numerischen Modellen zur Verfügung. So verwendeten die Projektpartner im Forschungsprojekt HoRisk verschiedene numerische Modelle für ihre Überflutungssimulationen. Um die Aussagefähigkeit der einzelnen Modelle beurteilen zu können, wurde vergleichende Untersuchungen unter Anwendung dieser Modelle durchgeführt. Die Berechnungen wurden mit verschiedenen räumlichen Auflösungen des Modellgebietes durchgeführt um auch die Aussagefähigkeit dieser Modelle unter variierender Auflösung bewerten zu können. Die Ergebnisse zeigten nur sehr geringe Unterschiede (ca. 1%) zwischen den angewendeten Modellen. Man kann sagen, dass jedes der angewendeten Modelle für die Simulation eines Überflutungsgeschehens in einem Küstengebiet herangezogen werden kann.

2.2 Voraussichtlicher Nutzen

Potentielle Nutzer der Ergebnisse sind:

- Niedersächsischer Landesbetrieb Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz
- Amt für ländliche Räume des Landes Schleswig-Holstein
- Landesbetrieb Straßen, Brücken und Gewässer der Freien und Hansestadt Hamburg
- Staatliche Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittlere Mecklenburg, Rostock
- Ingenieurbüros

2.3 Fortschritt auf dem Gebiet bei anderen Stellen

Im Zeitraum des BMBF-Projektes HoRisk-B wurden nach Kenntniss der Forschergruppe keine Projekte mit ähnlichem Inhalt an anderen Forschungseinrichtungen bearbeitet bzw. sind deren Erkenntnisse in Form von Tagungsbeiträgen oder Fachartikeln bekannt geworden.

2.4 Veröffentlichungen

Folgende Veröffentlichungen Projektpräsentationen wurden im Berichtszeitraum vorgenommen:

2010

- Gruhn, A.; Schlamkow, Ch.; Fröhle, P.; Salecker, D. (2010): Flood Risk Management for Coastal Areas, In: Wang Yuanzhan: Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering (CG Joint 2010), Tianjin University Press, ISBN: 978-7-5618-3671-2, 2010

2011

- Fröhle, P. (2011): Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum, In: KFKI aktuell 02/2011, S. 9-11, Hamburg, 2011
- Föhle, P.; Schüttrumpf, H.; Thorenz, F. (2011): Hochwasserrisikomanagement für den Küstenraum – Hydrodynamische Belastungen im Küstenraum als Grundlage für Risikoanalysen im Küstenraum, HTG-Kongress 2011, Würzburg, 2011
- Salecker, D.; Gruhn, A. Schlamkow, Ch.; Fröhle, P. (2011): Statistical Analysis of Hydrodynamic Impacts for Risk Assessment of Coastal Areas, Journal of Coastal Research, SI 64 (Proceedings of the 11th International Coastal Symposium), 1906-1910, Szczecin, Poland, ISSN: 0749-0208, 2011

2012

- Gruhn, A.; Fröhle, P.; Salecker, D.; Schlamkow, Ch. (2012): On Failure Mechanisms and Failure Probabilities of Flood Protection Dunes at the German Baltic Sea Coast – First Results of a Research Project, In: Proceedings of the 5th SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research, S. 482-489, Aachen, Shaker, ISBN: 978-3-8440-1132-6, 2012
- Gruhn, A.; Fröhle, P.; Schlamkow, Ch.; Salecker, D. (2012): Numerical Sensitivity Analyses on the Influence of Hydrodynamic- Failure-Conditions on Flooding of Coastal Areas, In: Pianc Copedec VIII – Proceedings of the Eighth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, IIT Madras, Chennai, ISBN: 978-93-80689-06-7, 2012
- Gruhn, A.; Salecker, D.; Fröhle, P.; Schüttrumpf, H.; Thorenz, F. (2012): Flood Protection Dunes – An approach for reliability assessment by means of fragility curves as part of a risk and damage analysis, In: Proceedings of the 33rd Interna-

tional Conference on Coastal Engineering (ICCE 2012), Santander, Spain, 2012

- Gruhn, A.; Salecker, D.; Fröhle, P.; Schüttrumpf, H.; Thorenz, F. (2012): Assessment of Hydraulic Loads and Derivation of Failure Probabilities as a Basis for the Determination of Fragility Curves for Flood Defence Dunes, In: Proceedings of the 6th Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering (CG-Joint 2012), S. 313-321, 2012
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, Ch.; Fröhle, P. (2012): Parameterization of Storm Surges as a Basis for Assessment of Risks of Failure for Coastal Protection Measures, In: Proceedings of the 5th SCACR – International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, 2012
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, Ch.; Fröhle, P. (2012): Parameterization of Storm Surge Hydrographs Using Univariate and Bivariate Statistical models, In: Pianc Copedec VIII – Proceedings of the Eighth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, IIT Madras, Chennai, ISBN: 978-93-80689-06-7, 2012

3 Erfolgskontrollbericht

3.1 Beitrag zu den förderpolitischen Zielen

Anwendungsorientierte Ansätze und Methoden für die Durchführung von Schadens- und Risikoanalysen im Küstenraum als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen sind bislang in der nationaler und internationalen Literatur nicht zu finden.

3.2 Wissenschaftlich-technische Ergebnisse

3.2.1 Wissenschaftlich-technisches Ergebnis

Die im Folgenden zusammengefassten wissenschaftlichen Ergebnisse beziehen sich auf das Teilprojekt HoRisk-B – Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste, welches von den Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg bearbeitet wurde.

Das Verbundprojektr HoRisk ist in insgesamt 9 Arbeitspakete gegliedert, welche alle Schritte einer Hochwasserrisikoanalyse abbilden:

- AP 0 - Definition von Begriffen in Zusammenhang mit Schadens- bzw. Risikoanalyseverfahren
- AP 1 - Vergleichende Darstellung und Diskussion der verfügbaren Schadens- bzw. Risikoanalyseverfahren und Küstenschutzstrategien
- AP 2 - Belastungen
- AP 3 – Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten
- AP 4 – Konsequenzen des Versagens – Überflutung
- AP 5 – Schadenspotentiale und Schäden
- AP 6 – Risikoanalyse
- AP 7 – Schadens- und Risikominderung
- AP 8 – Anwendung auf ausgewählte Küstengebiet in Mecklenbur-Vorpommern, Niedersachsen und Schleswig-Holstein

Die TU Hamburg-Harburg ist an den Arbeitspaketen 2,3 und 4 beteiligt.

Im Folgenden werden die wissenschaftlichen Ergebnisse für die betreffenden Arbeitspakete stichpunktartig vorgestellt:

Arbeitspaket 2 - Belastungen

Im Arbeitspaket 2 werden Untersuchungen zu den Gefährdungen und Belastungen als Grundlage für schadensbasierte und/oder risikobasierte Ansätze und Methoden durchgeführt.

Schwerpunktmäßig werden die aus Wasserstand und Seegang resultierenden Belastungsgrößen behandelt. Dazu zählen:

- die Ermittlung von extremen Hochwasserständen und Dauern von Sturmfluten an der Nord- und Ostseeküste, in Kombination mit den herrschenden Seegangsbedingungen,
- die Statistische Schätzung von Eintrittswahrscheinlichkeiten einzelner Belastungsgrößen sowie kombinierter Eintrittswahrscheinlichkeiten von mehreren Belastungsgrößen,
- die Abschätzung von potentiellen Auswirkungen des Klimawandels auf die Belastungsgrößen

Im Einzelnen sind die folgenden Arbeitsschritte durchgeführt worden:

- Zusammenstellung aller verfügbarer Informationen aus Messungen, Modellierung und administrativen Festlegungen (Bemessungsgrößen)
- Durchführung von zusätzlichen Seegangssimulationen für einzelne Küstenabschnitte zur Ermittlung der räumlichen Verteilung

- Statistische Bewertung von Wasserständen und Seegang für den Küstenraum
- Übertragung der Ergebnisse auf Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage
- Erzeugung von Sturmflutganglinien für Nord- und Ostseestationen
- Programmtechnische Umsetzung der statistischen Methoden in einem Sturmflutsimulator: Durchführung von Monte-Carlo Simulationsrechnungen zur Erzeugung statistisch konsistenter Ganglinien der Belastungsgröße als Grundlage für AP 3 und AP 4

Arbeitspaket 3 – Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten

In Arbeitspaket 3 werden Untersuchungen zu den möglichen Versagensmechanismen und den Versagenswahrscheinlichkeiten von ostseespezifischen Hochwasserschutzbauwerken durchgeführt:

- Schrifttumsanalyse zu möglichen Versagensmechanismen für die betrachteten Bauwerkstypen & Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten
- Zusammenstellung der Versagensmechanismen
- Zusammenstellung entsprechender Berechnungsmodelle
- Zuordnung der Versagenswahrscheinlichkeiten für die jeweiligen Versagensmechanismen
- Identifizierung maßgebender Versagensmechanismen
- Ermittlung der Gesamtversagenswahrscheinlichkeit für den jeweiligen Bauwerkstyp
- Ermittlung von Versagenseinwirkungsfunktionen und Versagensfunktionen für den Bauwerkstyp Hochwasserschutzdüne unter Anwendung verschiedener Berechnungsmodelle

Arbeitspaket 4 – Konsequenzen des Versagens – Überflutung

Das Arbeitspaket 4 befasst sich mit der Beurteilung der Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzbauwerken im Küstenraum mit Hilfe numerischer Überflutungssimulationen.

- Durchführung systematischer Sensitivitätsuntersuchungen zur Ermittlung von Abhängigkeiten zwischen bauwerksbezogener bzw. versagensbezogener Parameter und für Risiko- und Schadensanalyse relevante Größen (Tab. 1)

Tab. 1: Untersuchte Parameter und Überflutungsparameter

Untersuchte Parameter	Überflutungsparameter
Breschenbreite	Überflutungstiefe
Versagensdauer	Fließgeschwindigkeit
Wiederkehrintervall der Sturmflut	Verweildauer der maximalen Überflutung
Sturmflutfülle	
Tideeinfluss	

- Anwendung der Ergebnisse auf das Projektgebiet Markgrafenheide
- Durchführung vergleichender Untersuchung zu den verwendeten numerischen Modellen der Projektpartner
- Durchführung vergleichender Untersuchungen zwischen dem physikalisch-analytischen Modell von Führböter (1987) und dem numerischen Modell Mike 21

3.2.2 Erreichte Nebenergebnisse

Entfällt.

3.3 Fortschreibung des Verwertungsplanes

Es wurden keine Erfindungen gemacht oder Schutzrechtanmeldungen vorgenommen. Schutzrechte wurden ebenfalls nicht erstellt.

3.4 Arbeiten, die keine Lösung gefunden haben

Aufgrund von Kommunikationsproblemen während der Projektphase und der sehr verzögerten Bereitstellung der notwendigen Datengrundlage, war es nicht möglich eine Schadens- und Risikoanalyse für das Projektgebiet Fischland-Darß-Zingst durchzuführen.

3.5 Präsentationsmöglichkeiten und mögliche Nutzer

Die Forschungsergebnisse wurden im Rahmen verschiedener nationaler sowie internationaler Tagungen und Konferenzen präsentiert. In der Reihe „Die Küste“ sind weitere Veröffentlichungen geplant.

3.6 Einhaltung der Ausgaben- und Zeitplanung

Es wurde aufgrund der verspäteten Stellenbesetzung an der Technischen Universität Hamburg-Harburg, dem NLWKN und der RWTH Aachen eine kostenneutrale Verlängerung bei dem Projektträger beantragt. Die beantragte kostenneutrale Verlängerung wurde von dem Projektträger genehmigt.

Die beantragten und genehmigten Projektmittel wurden wie beabsichtigt verausgabt.

4 Kurzfassung (Berichtsblatt)

Siehe Berichtsblatt.

HoRisk - B: Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste

ARBEITSPAKET 2

BELASTUNGEN

Schlussbericht

Förderkennzeichen: 03KIS079

Zuwendungsempfänger: Technische Universität
Hamburg-Harburg
Institut für Wasserbau

Laufzeit des Vorhabens: 01.11.2009 bis 31.12.2013

Berichtszeitraum: 01.11.2009 bis 31.12.2012

TECHNISCHE UNIVERSITÄT

HAMBURG-HARBURG

Institut für Wasserbau

Denickestraße 22

21073 Hamburg

Hamburg, den 30.06.2014

Inhalt

1	Einleitung	4
2	Verfügbare Daten	5
2.1	Wasserstände	5
2.2	Seegang.....	6
2.3	Wind.....	6
3	Statistische Auswertungen und Bewertungen.....	7
3.1	Univariate statistische Untersuchungen.....	7
3.1.1	Anpassung des Pegel-Bezugsniveaus	7
3.1.2	Trendbereinigung.....	8
3.1.3	Datenauswahl	9
3.1.4	Maximum Likelihoodmethode	9
3.1.5	L-Momente.....	10
3.1.6	Plotting Position	12
3.2	Bivariate statistische Untersuchungen.....	14
3.3	Ostsee.....	16
3.3.1	Wasserstand.....	16
3.3.2	Fülle von Ganglinien	17
3.3.3	Seegang	19
3.3.4	Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Füllen und Wasserständen .	19
3.3.5	Anwendung auf Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage.....	22
3.3.6	Ganglinien.....	24
3.3.7	Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten Wasserständen und Wellenhöhen	28
3.4	Nordsee	29
3.4.1	Wasserstand.....	29
3.4.2	Fülle von Windstaukurven	30
3.4.3	Seegang	31

3.4.4	Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Windstaufüllen und Wasserständen	36
3.4.5	Ganglinien.....	36
3.4.6	Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Wasserständen und Seegang 41	
3.5	Sturmflutsimulator	45
4	Zusammenfassung.....	46
5	Schrifttum	47
6	Anhang.....	49

1 Einleitung

Im Oktober 2007 ist die „Richtlinie der Europäischen Union und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ (Directive 2007/60/EC) veröffentlicht worden. Ziel dieser Richtlinie ist es die Gefahren, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeiten ausüben, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Umsetzung dieser Direktive ist insbesondere in den Küstengebieten Deutschlands von großer Bedeutung. Auf ca. 12.000 km² werden rd. 2,4 Mio. Einwohner durch Küstenschutzanlagen geschützt.

Vor diesem Hintergrund wurde das Forschungsvorhaben „HoRisk“ (Hochwasserrisikomanagement im Küstenraum) initiiert. Die Planung erfolgte in Kooperation mit der RWTH Aachen, der Universität Rostock (seit Juli 2012 Bearbeitung an der TU Hamburg Harburg) sowie dem NLWKN Norden/Norderney. Ziel des Projektes ist es küstenschutzbezogene Ansätze und Methoden für anwendungsorientierte Schadens- bzw. Risikoanalysen abzuleiten. Diese dienen dann als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen.

Neben den Antragstellern sind der Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN), das Staatliche Amt für Umwelt und Natur, Mittleres Mecklenburg (StALU MM) sowie die Landwirtschaftskammer Niedersachsen als Projektpartner mit eingebunden. Die Arbeiten im Projekt sind in insgesamt 9 Arbeitspakete (AP0 bis AP8) eingeteilt, welche die wesentlichen Schritte einer Risiko- bzw. Schadensanalyse abbilden. Im Einzelnen sind dies:

- AP0 Definition von Begriffen in Zusammenhang mit Schadens- bzw. Risikoanalyse-Verfahren
- AP1 Vergleichende Darstellung und Diskussion der verfügbaren Schadens- bzw. Risikoanalyse-Verfahren und Küstenschutzstrategien
- AP2 Belastungen
- AP3 Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten
- AP4 Konsequenzen des Versagens - Überflutung
- AP5 Schadenspotentiale und Schäden
- AP6 Risikoanalyse
- AP7 Schadens- und Risikominderung
- AP8 Anwendung auf ausgewählte Küstengebiete in Mecklenburg-Vorpommern, Niedersachsen und Schleswig-Holstein

Im Arbeitspaket 2 werden Untersuchungen zu den Gefährdungen und Belastungen als Grundlage für schadensbasierte und/oder risikobasierte Ansätze und Methoden in einer Risikoanalyse bzw. einer Schadensanalyse durchgeführt.

Wesentliche Belastungsgrößen sind:

Wasserstände,
Seegang,
Strömungen,
Eisgang.

Schwerpunktmäßig wurden die Belastungsgrößen Wasserstand und Seegang behandelt. Unter diesem Teilaspekt sind beispielsweise Untersuchungen von Hochwasserständen und Dauern von Sturmfluten an der Nord- und Ostseeküste sowie Seegangsbedingungen durchgeführt worden, daneben erfolgte eine statistische Abschätzung von kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeiten der Belastungsgrößen. Der Einfluss von Strömungen und Eisgang wurde wenn möglich berücksichtigt. Daneben ist eine Abschätzung von potentiellen Auswirkungen des Klimawandels auf die Gefährdungen und Belastungen in Form von Sensitivitätsanalysen in die Betrachtung eingeflossen.

Im Folgenden werden alle Wesentlichen Methoden und Ergebnisse der Arbeiten im Arbeitspaket 2 „Belastungen“, für den Projektzeitraum vom 01.11.2009 bis zum 31.12.2013 zusammenfassend dargestellt. Dies umfasst die Beschreibung der verfügbaren Daten und deren Qualität (Kap. 2), die Statistische Einordnung von einzelnen (Kap. 3.1) und von Kombinationen von Belastungsgrößen (Kap. 3.2), in Kap. 3.5 wird auf die Integration der entwickelten Methoden in einen Sturmflutsimulator zur Generierung von Ganglinien eingegangen. Abschließend erfolgt in Kap. 4 eine Zusammenfassung der durchgeführten Arbeiten und Ergebnisse.

2 Verfügbare Daten

Alle im Projekt verwendete digitalen Messdaten der Wasserstände, des Seegangs und des Windes verschiedener Nord- und Ostsee Stationen, sowie Daten die mithilfe numerischer Simulationen erzeugt und im Projekt verwendet worden, sind mit Angaben zur zeitlichen Auflösung, in Tab. 19, Tab. 20 und Tab. 21 des Anhangs zusammengestellt.

2.1 Wasserstände

Wasserstandsdaten stammen aus Messungen der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Ost (WSD Ost), dem Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), den Wasser- und Schifffahrtsämtern (WSA) in Emden, Stralsund und Lübeck sowie vom Staatlichen Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittleres Mecklenburg (StALU MM) (IMK-Messnetz) Pegeldata sind darüber hinaus durch die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bun-

des (WSV) erfasst und durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) bereitgestellt worden.

Die Wasserstandsdaten für die Ostseestationen liegen ab Mitte der 1950er Jahre als Stundenwerte vor. Für die Messstationen des internen Messnetzes Küste liegen Wasserstandsdaten seit 2008 im 10 Minuten Raster vor. Wasserstände für die Nordseepegel liegen bis zum Jahr 2000 im Wesentlichen als Scheitelwerte vor. Messungen ab dem 1.11.2000 (an den Stationen Nordstrandischmoor, Wiek, Schlüttsiel und List bereits ab dem 1.11.1997 bzw. an der Station Pellworm ab dem 13.8.1995) liegen als Minutenwerte vor. Neben Aufzeichnungen aus der jüngeren Vergangenheit sind für einige Stationen (wie beispielsweise Bensorsiel, Travemünde, Warnemünde oder Wismar) auch historische Wasserstände in Form von Scheitelwerten (Nordseestationen) beziehungsweise Jahresmaxima (Ostseestationen) verfügbar.

2.2 Seegang

Stündliche Messwerte des Seegangs liegen seit den 1990er Jahren für eine Reihe von Ostseestationen vor. Die Daten stammen zum großen Teil aus dem internen Messnetz Küste (IMK) des StLAU MM sowie aus Messungen des BSH und Messungen der Universität Rostock. Wie auch bei den Wasserständen zeichnen die IMK Stationen den küstennahen Seegang seit 2008 in 10 Minuten Abständen auf. An der Nordseeküste sind vergleichsweise wenige Seegangsmessungen verfügbar. Das Amt für ländliche Räume Husum hat Bojenmessungen an der Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste durchgeführt, diese sind durch den Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meereschutz Schleswig-Holstein (LKN-SH) zur Verfügung gestellt worden. Die zeitliche Auflösung der Daten variiert zwischen 1 bis 4 Stunden. Ab 2005 liegen die Daten als Stundenwerte vor. Darüber hinaus stehen Seegangsmessungen der Fino-Datenbank, bereitgestellt durch das BSH, zur Verfügung.

Für Küstenabschnitte mit unzureichender Datengrundlage sind Hindcast Berechnungen des Helmholtz-Zentrum Geesthacht zur Auswertung hinzugezogen worden. Die Daten stehen als stündliche Werte für die gesamte deutsche Nordsee für den Zeitraum 1958 bis 2007 zur Verfügung. Die Räumliche Auflösung der Daten in x-Richtung (latitude) beträgt $0,1^\circ$ die Auflösung in y-Richtung (longitude) $0,05^\circ$.

2.3 Wind

Es werden Windmessungen vom Deutschen Wetterdienst (DWD) sowie vom Staatlichen Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittleres Mecklenburg (StALU MM) verwendet. Bei den Daten handelt es sich um stündliche Messwerte, die teilweise als Terminwerte und teilweise als Mittelwerte vorhanden sind. Für die Stationen des internen Messnetzes Küste liegen seit 2008 Daten in einem zeitlichen Raster von 10 Minuten vor.

3 Statistische Auswertungen und Bewertungen

Ziel der statistischen Analysen ist es, die aus den hydrodynamischen Größen resultierenden Bauwerksbelastungen als eine Eingangsgröße für eine Risikoanalyse aufzubereiten.

Grundsätzlich werden für die Risikoanalyse folgende Eingangsgrößen benötigt:

- Extremwasserstände und zugehörige Eintrittswahrscheinlichkeiten
- Sturmflutganglinien (zeitlicher Verlauf des Wasserstandes während einer Sturmflut) und zugehörige Eintrittswahrscheinlichkeiten
- Zugehörige Seegangsverhältnisse und kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten
- Zugehörige Strömungen und kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten
- Zugehörige Eisverhältnisse und kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten

3.1 Univariate statistische Untersuchungen

3.1.1 Anpassung des Pegel-Bezugsniveaus

Im untersuchten Messzeitraum hat an der mecklenburgischen Ostseeküste eine Versetzung des Pegelnullpunktes stattgefunden. Vor dem 01.11.1985 befindet er sich 500 cm unter Normalnull (NN). Seit dem 01.11.1985 liegt der Pegelnullpunkt (PN) 514 cm unter Höhennull (HN). Die Systemdifferenz zwischen HN und NN (δR) ist ortsabhängig. Für die im Projekt relevanten Stationen sind die Differenzen (δR) in

Tab. 1 zusammengestellt. Die Umrechnung der Wasserstände WS_{NN-500} in auf PN_{HN} bezogene Wasserstände erfolgt nach Gl. 1.

$$WS_{HN-514} = WS_{NN-500} + 14cm - \delta R \quad \text{Gl. 1}$$

Statistische Untersuchungen werden an Wasserstände über Normalhöhennull (NHN) durchgeführt. Dieses Bezugssystem gilt für Mecklenburg-Vorpommern seit dem 01.07.2009 und löst das bis dahin verwendete Höhennull (HN) ab. Da die Lage des Pegelnullpunkts von dieser Änderung nicht betroffen ist, sind Wasserstände WS_{HN-514} gleich den Wasserständen $WS_{NHN-500}$. Die Berechnung der Wasserstände über Normalhöhennull (NHN) erfolgt nach Gl. 2, wobei δQ ebenfalls ortsabhängig (vgl. Tab. 1)

$$WS_{NHN} = WS_{NHN-500} - 514cm + \delta Q \quad \text{Gl. 2}$$

Tab. 1: Örtliche Differenz zwischen dem NN- und HN-System (δR) und örtliche Differenz zwischen dem NHN- und HN-System (δQ)

	δR [cm]	δQ [cm]
Wismar	9,8	15,0
Warnemünde	12,1	15,3
Stralsund	11,8	15,4
Sassnitz	11,0	15,3
Greifswald	12,0	15,3
Koserow	9,6	15,2

Für die Nordseestationen werden statistische Untersuchungen an Wasserstände über Normalnull (NN) durchgeführt. Die Lage des Pegelnulldpunktes über NN ist ortsabhängig, für die relevanten Nordseestationen sind die Beziehungen in Tab. 2 zusammengefasst.

Tab. 2: Örtliche Lage des Pegelnulldpunktes PNP über NN

	PNP [cm ü NN]
Norderney	-500 (vor 1.11.57)
	-501/-502 (vor 1.11.63)
	-500 (vor 1.11.90)
	-499 (seit 1.11.90)
Spiekeroog	-500 (vor 1.11.90)
	-506 (seit 1.11.90)
Wangerooge	-501 (vor 1.11.90)
	-503(seit 1.11.90)
Meldorf	-500 (vor 1.11.94)
	-502 (seit 1.11.94)
Büsum	-500
Pellworm	-500 (vor 1.11.94)
	-502 (seit 1.11.94)

3.1.2 Trendbereinigung

Alle Wasserstandzeitreihen sind um den linearen Trend bereinigt worden. Bei den historischen Daten der Ostseelokationen stehen lediglich die Jahresmaxima zur Verfügung,

sodass der lineare Trend auf Basis dieser Jahrswerte bestimmt wurde. (vgl. SCHLAMKOW, et.al 2010)

Die Trendbereinigung der Zeitreihen der Thw der Nordseestationen erfolgte über den Trend der der mittleren Tidehochwasserstände. (vgl. JENSEN, et.al 2003)

Für die Trendbereinigung der stündlichen Wasserstände über NHN der Ostseepegel sowie die Minutenwerte des Wasserstandes über NN der Nordseepegel ist der lineare Trend über anhand aller plausiblen verfügbaren Daten ermittelt und die Messwerte dann um diesen Trend bereinigt worden.

Die Trendbereinigung aller Zeitreihen erfolgte bezogen auf das Jahr 2013.

Seegangsmessungen sind an den im Projekt relevanten Lokationen nur über relativ kurze Zeiträume durchgeführt worden, sodass auf eine Trendbereinigung dieser Daten verzichtet wurde.

3.1.3 Datenauswahl

Die Auswahl von Stichproben aus den trendbereinigten und auf NHN, beziehungsweise NN, bezogenen Zeitreihen der Wasserstände kann auf drei Arten erfolgen. Es können ausgewählt werden:

1. die Jahresmaxima
2. die r größten Ereignisse eines jeden Jahres
3. alle Maxima über einem im Vorfeld festgelegten Grenzwert (peak over threshold).

Der Stichprobenumfang ist demnach Abhängig von der Länge des Messzeitraumes, der Anzahl der gewählten Ereignisse pro Jahr beziehungsweise der Größe des Grenzwertes.

Für die folgenden statistischen Auswertungen sind in der Regel Jahresmaxima ausgewählt und zu einer Stichprobe zusammengefasst worden. Als Jahr wird hierbei das hydrologische Jahr verwendet. Das hydrologische Jahr reicht vom 01.11. des Vorjahres bis zum 31.10. des namengebenden Jahres.

Zu den Jahresmaxima der Wasserstände werden die jeweils zugehörigen Füllen der Sturmflutganglinien beziehungsweise Füllen der Windstaukurven ermittelt und zu einer Stichprobe zusammengefasst. Die Stichprobe der Wellenhöhen ergibt sich aus den jeweils höchsten Wellenhöhen die im Verlauf der Sturmflut aufgetreten sind.

3.1.4 Maximum Likelihoodmethode

An Stichproben einzelner Belastungsgrößen sind verschiedene Extremwertverteilungen angepasst worden (Weibull Verteilung, Log-Normal Verteilung, Generalisierte Extremwertverteilung (GEV), Gumbel Verteilung). Die Anpassung kann mit Hilfe der Momenten Methode, der Maximum Likelihood Methode oder der Methode der L-Momente (vgl. Kap. 3.1.5) erfolgen. Die beiden letztgenannten Methoden sollen kurz vorgestellt werden.

In Tab. 3 sind neben den genannten Verteilungsfunktionen $F(x)$ die logarithmierten likelihood Funktionen ($\log L$) verschiedener Extremwertverteilungen aufgeführt.

Die Anpassungsparameter der einzelnen Funktionen werden bestimmt, indem die jeweilige logarithmierte likelihood Funktion nach dem gesuchten Parameter abgeleitet, gleich Null gesetzt und für den Parameter gelöst wird.

Tab. 3: Verteilungsfunktionen $F(x)$ und logarithmierte Likelihood Funktionen $\log L$ einiger Funktionen (Johnsson et al. 1994, EAK 2002, Coles 2001)

$F(x)$	$\log L$
Weibull	
$1 - e^{-\left(\frac{x_i}{\beta}\right)^\alpha}$	$\beta^{-\alpha} \left(\beta^\alpha \left(n(\log \alpha - \alpha \log \beta) + (-1 + \alpha) \sum_{i=1}^n \log x_i \right) - \sum_{i=1}^n x_i^\alpha \right)$
Log-Normal	
$\frac{1}{2} \operatorname{Erfc} \left[\frac{\mu - \log x_i}{\sqrt{2} \sigma} \right]$	$-\frac{n(\mu^2 + \sigma^2 \log(2\pi) + 2\sigma^2 \log \sigma) + 2(-\mu + \sigma^2) \sum_{i=1}^n \log x_i + \sum_{i=1}^n \log x_i^2}{2\sigma^2}$
GEV	
$e^{-\left(1 + \frac{\xi(-\mu + x_i)}{\sigma}\right)^{-\frac{1}{\xi}}}$	$-\frac{(1 + \xi) \sum_{i=1}^n \log \left(1 + \frac{\xi(-\mu + x_i)}{\sigma} \right) + \xi \left(n \log \sigma + \sum_{i=1}^n \left(1 + \frac{\xi(-\mu + x_i)}{\sigma} \right)^{-\frac{1}{\xi}} \right)}{\xi}$
Gumbel	
$e^{-e^{-\frac{\alpha - x_i}{\beta}}}$	$-\frac{n(\alpha + \beta \log \beta) - \beta \sum_{i=1}^n e^{-\frac{\alpha - x_i}{\beta}} + \sum_{i=1}^n x_i}{\beta}$

3.1.5 L-Momente

In Tab. 4 sind Verteilungsfunktionen $F(x)$ sowie L-Momente (λ_1 und λ_2) beziehungsweise standardisierte L-Momente (τ_3) der genannten Extremwertverteilungen zusammengefaßt.

Das r -te L-Moment einer beliebigen Verteilungsfunktion kann mit Hilfe von Gl. 3 ermittelt werden. Wobei $x(F)$ die Quantilfunktion der jeweiligen Verteilungsfunktion und $P_r^*(F)$ das $(r-1)$ -te „Shifted Legendre Polynom“ ist (Gl. 4).

$$\lambda_r = \int_0^1 x(F) P_{r-1}^*(F) dF \quad \text{Gl. 3}$$

$$P_r^*(F) = \sum_{k=0}^r (-1)^{r-k} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} F^k \quad \text{Gl. 4}$$

Für Verteilungsfunktionen mit drei Parametern ist es sinnvoll neben den L-Momenten das dritte standardisierte L-Moment (Gl. 5), zu bestimmen da dieses lediglich eine Funktion des Formparameters ist.

$$\tau_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2} \quad \text{Gl. 5}$$

Das r -te L-Moment der Stichprobe kann mithilfe der Gl. 6 ermittelt werden. Analog zu Gl. 5 können auch für die Stichprobe standardisierte L-Momente definiert werden (vgl. Gl. 9).

$$l_{r+1} = \sum_{k=0}^r p_{r,k}^* b_k \quad \text{Gl. 6}$$

$$p_{r,k}^* = (-1)^{r-k} \binom{r}{k} \binom{r+k}{k} \quad \text{Gl. 7}$$

$$b_k = n^{-1} \binom{n-1}{k}^{-1} \sum_{j=k+1}^n \binom{j-1}{k} x_{j:n} \quad \text{Gl. 8}$$

$$t_r = \frac{l_r}{l_2}, \quad r = 3, 4, \dots \quad \text{Gl. 9}$$

Durch gleichsetzen des n -ten L-Momentes der Verteilungsfunktion mit dem n -ten L-Moment der Stichprobe beziehungsweise des n -ten standardisierten L-Momentes der Verteilungsfunktion mit dem entsprechenden standardisierten L-Moment der Stichprobe kann das Gleichungssystem gelöst und die unbekannten Funktionsparameter ermittelt werden.

Tab. 4: Verteilungsfunktionen $F(x)$ und L-Momente bzw. standardisierte L-Momente ausgewählter Funktionen (Hosking & Wallis 1997)

$F(x)$	L-Momente/ standardisierte L-Momente
Weibull	
$1 - e^{-\left(\frac{x_i}{\beta}\right)^\alpha}$	$\lambda_1 = \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)$
	$\lambda_2 = 2^{-\frac{1}{\alpha}} \left(-1 + 2^{\frac{1}{\alpha}}\right) \beta \Gamma\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right)$
Log-Normal	
$\frac{1}{2} \operatorname{Erfc}\left(\frac{\mu - \log x}{\sqrt{2}\sigma}\right)$	$\lambda_1 = e^{\mu + \frac{\sigma^2}{2}}$
	$\lambda_2 = \int_0^1 e^{\mu - \sqrt{2}\sigma \operatorname{Erfc}^{-1}(2F)} (-1 + 2F) dF$
GEV	
$e^{-\left(1 + \frac{\xi(-\mu + x_i)}{\sigma}\right)^{\frac{1}{\xi}}}$	$\lambda_1 = \frac{\mu\xi - \sigma + \sigma\Gamma(1 - \xi)}{\xi}$
	$\lambda_2 = \frac{(-1 + 2^\xi)\sigma\Gamma(1 - \xi)}{\xi}$
	$\tau_3 = \frac{1 - 3 \cdot 2^\xi + 2 \cdot 3^\xi}{-1 + 2^\xi}$
Gumbel	
$e^{-e^{-\frac{x_i - \alpha}{\beta}}}$	$\lambda_1 = \alpha + \gamma\beta$
	$\lambda_2 = \beta \log(2)$

3.1.6 Plotting Position

Die Güte der Anpassung der univariaten Verteilungsfunktionen an die jeweilige Stichprobe wird optisch bestimmt, indem die angepasste Verteilungsfunktion gemeinsam mit den Messwerten dargestellt wird.

Dazu werden die Werte jeder Stichprobe der Größe nach geordnet und jedem Wert eine Eintrittswahrscheinlichkeiten (oder plotting position) p_i zugeordnet. In der Literatur (EAK

2002) wird bei unbekannter Verteilungsfunktion einer Stichprobe die plotting position nach Hazen (Gl. 10) empfohlen.

$$p_i = \frac{i - 0.5}{n} \quad \text{Gl. 10}$$

Daneben wurden hier die plotting position von Weibull/Gumbel (Gl. 11) und Goda (Gl. 12) untersucht. i bezeichnet den jeweiligen Rang der, geordneten Daten, die Anzahl der Daten in der Stichprobe wird mit n bezeichnet.

$$p_i = \frac{i}{n + 1} \quad \text{Gl. 11}$$

$$p_i = \frac{i - (0,2 + 0,27\sqrt{n})}{n + (0,12 + 0,23\sqrt{n})} \quad \text{Gl. 12}$$

Zur Veranschaulichung des Einflusses der plotting position sind in Abb. 1 für die Stichprobe der Jahresmaxima der Wasserstände der Station Warnemünde die Eintrittswahrscheinlichkeiten der Stichprobenwerte nach Hazen, Weibull/Gumbel und Goda ermittelt und gemeinsam dargestellt worden.

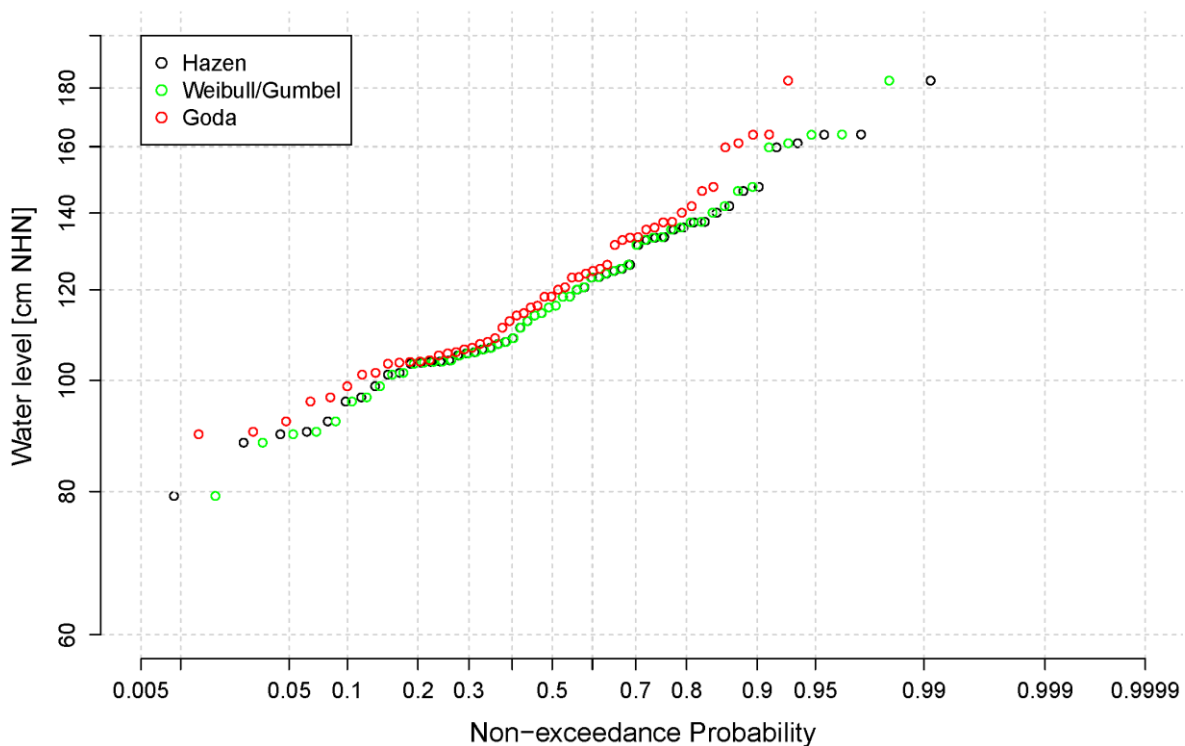


Abb. 1: Vergleich ausgewählter plotting positionen

3.2 Bivariate statistische Untersuchungen

Eine Verteilungsfunktion für eine bivariate Stichprobe kann mit Hilfe von Randverteilungen und einer Copula Funktion aufgestellt werden. Die Randverteilungen beschreiben die Verteilungen der univariaten Stichproben, die Copula beschreibt die Abhängigkeitsstruktur zwischen den beiden Zufallsvariablen.

Die Stärke des Zusammenhanges zwischen zwei Zufallsvariablen wird durch den Rang Korrelationskoeffizienten Kendall's τ Gl. 13 ausgedrückt. τ kann Werte zwischen -1 und 1 annehmen, wobei $\tau = 0$ darauf hindeutet, dass kein Zusammenhang zwischen den Zufallsvariablen besteht. Nimmt τ die Werte 1 bzw. -1 an, besteht ein perfekter positiver bzw. negativer Zusammenhang zwischen den Zufallsvariablen.

$$\tau = \frac{P_n - Q_n}{\binom{n}{2}} \quad \text{Gl. 13}$$

P_n und Q_n sind die Anzahlen der konkordanten und diskordanten Paare, n ist die Anzahl der Beobachtungen.

Verschiedene Copula Funktionen stehen zur Verfügung, um den Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und Füllen beziehungsweise hohen Wasserständen und Wellenhöhen zu beschreiben. Die Copula Funktionen, die an die Daten angepasst wurden, sind in Tab. 5 zusammengestellt.

Der Parameter θ der Copula Funktion wurde bestimmt, indem der ermittelte Rang Korrelationskoeffizient sowie die jeweilige Generator Funktion $\varphi(t)$ beziehungsweise deren erste Ableitung in Gl. 14 eingesetzt und anschließend nach θ aufgelöst wurde.

$$\tau = 1 + 4 \int_0^1 \frac{\varphi(t)}{\varphi'(t)} dt \quad \text{Gl. 14}$$

Beliebigen Kombinationen von (u,v) im Intervall $(0,1)_u$ und $(0,1)_v$ können damit Wahrscheinlichkeiten zugeordnet werden.

Tab. 5: Verteilungsfunktionen $C(u,v)$ und Generatorfunktionen $\varphi(t)$ einiger Copulas (Nelson 2006)

Copula	$C(u,v)$	$\varphi(t)$
Clayton	$(u^{-\Theta} + v^{-\Theta} - 1)^{-\frac{1}{\Theta}}$	$\frac{t^{-\Theta} - 1}{\Theta}$
Gumbel	$e^{\left[-\left((-\log u)^{\Theta} + (-\log v)^{\Theta} \right)^{\frac{1}{\Theta}} \right]}$	$ \log t ^{\Theta}$
Frank	$-\frac{1}{\Theta} \log \left[1 + \frac{(e^{-\Theta u} - 1)(e^{-\Theta v} - 1)}{e^{-\Theta} - 1} \right]$	$-\log \frac{e^{-\Theta t} - 1}{e^{-\Theta} - 1}$
Joe	$1 - \left[(1-u)^{\Theta} + (1-v)^{\Theta} - (1-u)^{\Theta} (1-v)^{\Theta} \right]^{\frac{1}{\Theta}}$	$-\log \left[-1(1-t)^{\Theta} \right]$

Durch Einsetzen von (u,v) in die Umkehrfunktion der am besten angepassten Verteilungsfunktion im univariaten Fall können die Randverteilungen beschrieben werden.

$$(x, y) = (F_1^{-1}(u), F_2^{-1}(v)) \quad \text{Gl. 15}$$

Die Güte der Anpassung wird bestimmt, indem gemessene Kombinationen von Wasserständen und Füllen mit simulierten Kombinationen verglichen werden. Dazu wird zunächst eine beliebige Anzahl von gleichverteilten Zufallsvariablen (u, u^*) im Intervall $(0,1)_u$ und $(0,1)_{u^*}$ erzeugt. Durch Einsetzen von u^* in die Umkehrfunktion der Ableitung der Copula Funktion nach u (Gl. 17) werden voneinander abhängige Zufallsvariablen (u,v) erzeugt.

$$Q_u(v) = \frac{\partial}{\partial u} C(u, v) \quad \text{Gl. 16}$$

$$v = Q_u^{-1}(u^*) \quad \text{Gl. 17}$$

Diese Zufallsvariablen (u,v) werden wiederum in die Umkehrfunktionen der Randverteilungen eingesetzt (Gl. 15), um die simulierten Datenpaare in die tatsächlichen Einheiten umzurechnen.

3.3 Ostsee

3.3.1 Wasserstand

An der Ostsee sind die trendbereinigten Wasserstände über NHN der Pegel Travemünde, Wismar, Warnemünde, Stralsund und Greifswald, Sassnitz und Koserow untersucht worden.

Mit Ausnahme des Pegels Koserow stehen für alle untersuchten Stationen neben stündlichen Wasserstandsmessungen Jahresmaxima von Wasserständen zur Verfügung die bis in die Mitte des 19ten Jahrhunderts zurückreichen.

Tab. 6: Korrelationskoeffizienten nach Pearson zwischen den Jahresmaxima der Wasserstände des Pegels Koserow und verschiedener Ostseepegel

	Koserow
Travemünde	0,620
Wismar	0,686
Warnemünde	0,732
Stralsund	0,852
Sassnitz	0,836
Greifswald	0,887

Für den Pegel Koserow liegen keine Aufzeichnungen über historische Hochwasserereignisse vor. Um auch hier eine ähnlich lange Zeitreihe auswerten zu können ist die Zeitreihe synthetisch verlängert worden. Im Vergleich zu den Nachbarpegeln besteht die größte Korrelation zwischen den Jahresmaxima des Pegels Koserow und denen des Pegels Greifswald (vgl. Tab. 6).

Die Beziehung zwischen den Jahresmaxima der Wasserstände beider Pegel lässt sich mit Gl. 18 beschreiben. Wobei die Standardabweichung um die Regressionsgrade $\sigma = 11.595$ cm beträgt.

$$Wst_{Koserow} = 1.094 * Wst_{Greifswald} - 4.817m \quad \text{Gl. 18}$$

Unter Ausnutzung der Korrelationsbeziehung, sowie unter Einbeziehung der Standardabweichung σ ist die Zeitreihe des Pegels Koserow verlängert worden.

Eine mögliche Realisierung simulierter Wasserstände ist in Abb. 2 dargestellt. Als schwarze Kreuze sind gemessene Jahresmaxima beider Stationen dargestellt. Rote Kreuze sind gemessene historische Wasserstände des Pegels Greifswald und simulierte Wasserstände des Pegels Koserow.

Um mögliche Fehler, die aus diesem Verfahren herrühren können, klein zu halten sind für die statistische Analyse mehrere Zeitreihen erstellt und ausgewertet worden. Bei den nachfolgenden Auswertungen wurden jeweils die mittleren Verhältnisse betrachtet.

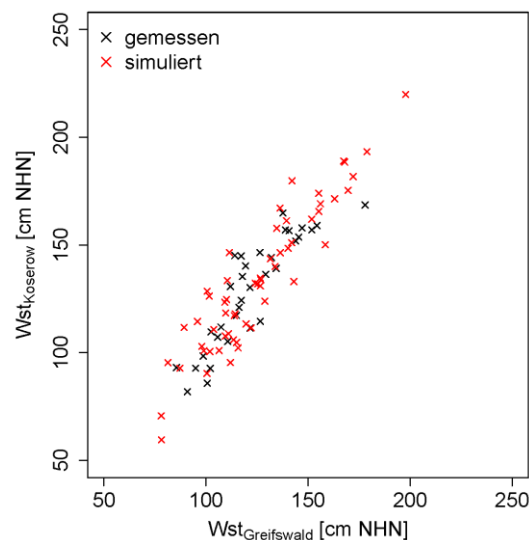


Abb. 2: Eine zufällige Realisierung von Wasserständen des Pegels Koserow auf Grundlage der Korrelationsbeziehung zwischen Wasserständen des Pegels Greifswald und Koserow

An alle ausgewählten Stichproben wurden Verteilungsfunktionen mittels Maximum Likelihood Methode (vgl. Kap. 3.1.4) sowie der Methode der L-Momente (vgl. Kap. 3.1.5) angepasst.

Die Gumbel Verteilung lieferte dabei für alle untersuchten Ostseepegel und Stichproben (Stichproben aus stündlichen Messungen sowie Stichproben aus historischen Hochwasserereignissen) die beste Anpassung an die Daten. Die mit der Methode der L-Momente ermittelten Anpassungsparameter sind in der Tab. 7 aufgeführt.

3.3.2 Fülle von Ganglinien

Füllen von Sturmflutganglinien sind definiert als Fläche zwischen einem Grenzwasserstand und dem Wasserstandsverlauf während eines Hochwassers über die Zeit.

Um Füllen von Sturmflutganglinien ermitteln zu können, sind Wasserstandsdaten in einer zeitlichen Auflösung von mindestens einer Stunde erforderlich. Wasserstandsdaten mit dieser Auflösung stehen für die untersuchten Ostseestationen zumeist ab Mitte der 50er Jahre zur Verfügung.

Tab. 7: Anpassungsparameter α und β der Gumbel Verteilung (L-Momente); Anpassung an Jahresmaxima der Wasserstände; *Zeitreihe ist durch zufällige Realisierungen von Wasserständen (Korrelation) verlängert worden

	Stündliche Messungen		Jahresmaxima	
	Gumbel α	Gumbel β	Gumbel α	Gumbel β
Travemünde	125,99	21,37	126.78	26.41
Wismar	122,85	20,81	122.99	26.35
Warnemünde	109,47	18,18	111.41	20.75
Stralsund	101,80	17,66	100.17	20.39
Sassnitz	94,86	15,23	96.13	20.19
Greifswald	112,68	19,12	114.49	22.22
Koserow	115,28	21,64	120.61*	26.59*
			119,00*	27,88*
			120,84*	26,28*
			119,43*	27,15*
			118,97*	26,09*

Ausgewählt und statistisch untersucht wurden die Füllen von Sturmfluten über einem Grenzwasserstand von 60 cm NHN, die jeweils zeitgleich mit dem Jahresmaximum des Wasserstandes aufgetreten sind. Die Füllen der Pegel Travemünde, Wismar, Warnemünde, Sassnitz, Stralsund und Greifswald und Koserow wurden univariate Verteilungsfunktionen mittels Maximum Likelihood Methode (vgl. Kap 3.1.4) sowie der Methode der L-Momente (vgl. Kap. 3.1.5) angepasst.

Tab. 8: Anpassungsparameter μ und σ der Log-Normal bzw. μ , σ und ξ der Generalisierten Extremwert Verteilung (L-Momente); Anpassung an Füllen von Sturmflutganglinien

	Log-Normal μ	Log-Normal σ	GEV μ	GEV σ	GEV ξ
Travemünde	6,84	0,61			
Wismar			726,91	510,06	-0,15
Warnemünde			603,59	437,15	-0,13
Stralsund			539,58	371,62	-0,14
Sassnitz	6,09	0,81			
Greifswald	6,74	0,60			
Koserow	6,64	0,67			

Es zeigt sich, dass für die Stationen Wismar, Warnemünde und Stralsund die GEV die Verhältnisse am besten beschreibt. Für die Stationen Travemünde, Sassnitz, Greifswald und Koserow liefert die Log-Normal Verteilung bessere Anpassungen. Die mit der Methode der L-Momente ermittelten Anpassungsparameter sind in Tab. 8 dargestellt.

3.3.3 Seegang

An der Ostsee ist der Seegang exemplarisch für das Untersuchungsgebiet Markgrafenheide ausgewertet worden. Für diesen Bereich liegen neben Messungen auch Ergebnisse aus einer Wind-Wellen-Korrelationsrechnung vor (Fröhle 2000, Dreier 2013).

An die ausgewählte Stichprobe sind die genannten Verteilungsfunktionen (vgl. Kap. 3.1) mittels Maximum Likelihood Methode (vgl. Kap. 3.1.4) und der Methode der L-Momente (vgl. Kap. 3.1.5) angepasst worden. Die Stichprobe der Wellenhöhen kann am besten mit der Gumbel Verteilung (L-Momente) beschrieben werden. Die Anpassungsparameter sind in Tab. 9 dargestellt und werden für die weiteren Auswertungen verwendet.

Tab. 9: Anpassungsparameter α und β der Gumbel Verteilung (L-Momente) an die Stichprobe Wellenhöhen H_{m0}

	Gumbel α	Gumbel β
Warnemünde	3,04	0,28

3.3.4 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Füllen und Wasserständen

Die Abhängigkeitsstruktur zwischen Hochwasserständen und den zugehörigen Füllen ist mit Copula Funktionen beschrieben worden (vgl. Kap. 3.2). Die Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's τ) aller relevanten Ostseepegel können Tab. 10 entnommen werden.

Es wird deutlich, dass bei allen untersuchten Stationen ein Zusammenhang zwischen Sturmflutwasserständen und Füllen besteht. Das bedeutet, dass mit zunehmendem Wasserstand tendenziell auch die Fülle der Sturmflutganglinie zunimmt.

Aus den verschiedenen zur Verfügung stehenden Copula Funktionen ist jeweils die ausgewählt worden, die den Zusammenhang zwischen den beiden Zufallsgrößen am besten wiedergibt.

Aufgrund unterschiedlich langer Wasserstandsaufzeichnungen an den einzelnen Pegeln ergeben theoretisch unterschiedliche Copula Funktionen die jeweils beste Anpassung.

Werden jedoch Ganglinien einzelner Sturmfluten entlang der südlichen Ostseeküste betrachtet fällt auf, dass Sturmfluten die durch dasselbe Windereignis entstanden sind unabhängig von ihrer Lokation nahezu identisch verlaufen. Beispielhaft sind einige Wasserstandsverläufe in Abb. 3 dargestellt. Es ist daher anzunehmen dass der Zusammenhang

zwischen hohen Wasserständen und den zugehörigen Füllen der Ganglinien an allen betrachteten Pegeln durch dieselbe Copula Funktion beschrieben werden kann.

Tab. 10: Rangkorrelationskoeffizient Kendalls τ und Anpassungsparameter Θ der Gumbel Copula

	τ	Gumbel Θ
Travemünde	0,588	2,43
Wismar	0,556	2,25
Warnemünde	0,590	2,44
Stralsund	0,533	2,14
Sassnitz	0,595	2,47
Greifswald	0,505	2,02
Koserow	0,476	1,91

Die Gumbel Copula wird daher für alle betrachteten Ostseepegel für die weiteren Berechnungen herangezogen.

Der Zusammenhang zwischen den maximalen Sturmflutwasserständen und den zugehörigen Füllen ist anhand der Zeitreihe der stündlichen Messungen ermittelt worden. Um auch weiter zurückliegende Ereignisse zu berücksichtigen erfolgt die Rücktransformation der Randverteilung der Wasserstände mithilfe der historischen Hochwasserereignisse.

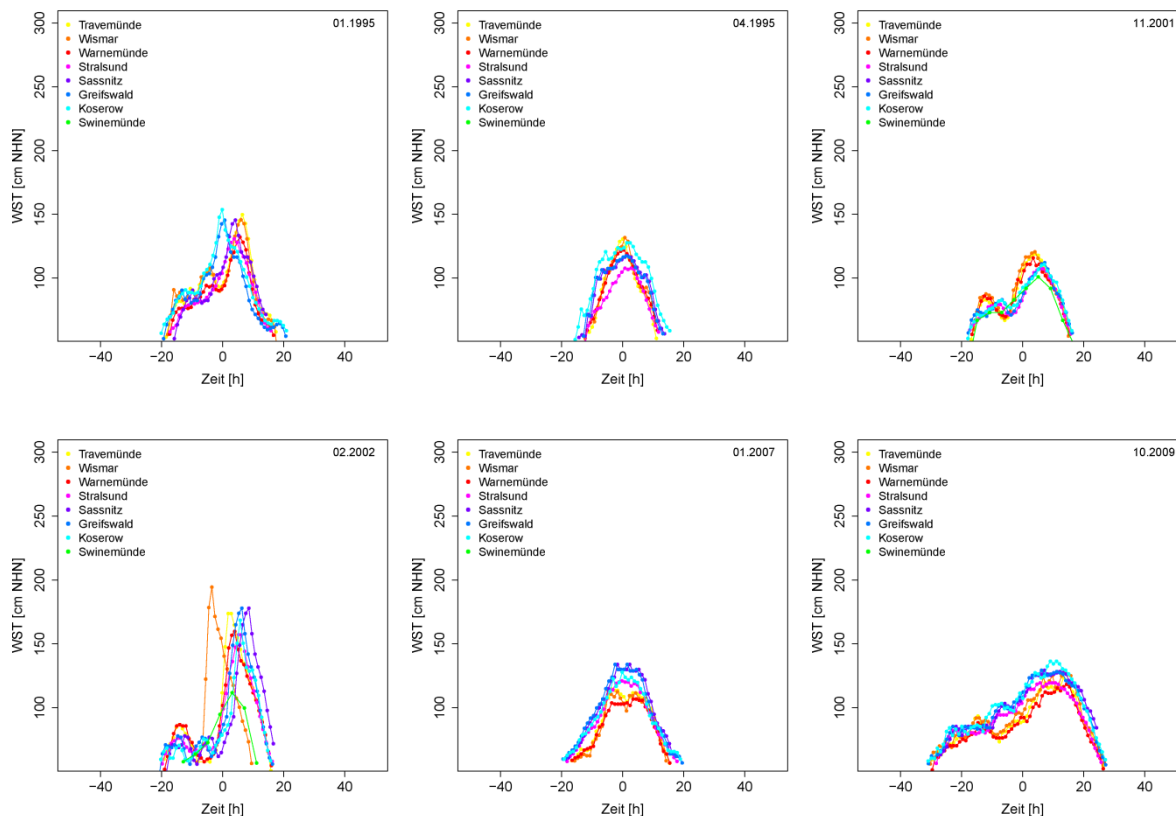


Abb. 3: Wasserstandsverläufe einer Auswahl von Sturmfluten zwischen Travemünde und Swinemünde

Da Wasserstände und Füllen einen statistischen Zusammenhang zeigen, ist damit zu rechnen, dass höhere Wasserstände auch größere Füllen von Ganglinien nach sich ziehen. Die Randverteilung der Füllen wurde daher entsprechend angepasst. Die Spannbreite möglicher Füllen ist anhand der simulierten Wasserstand-Fülle Kombinationen (vgl. Abb. 4) abgeschätzt worden.

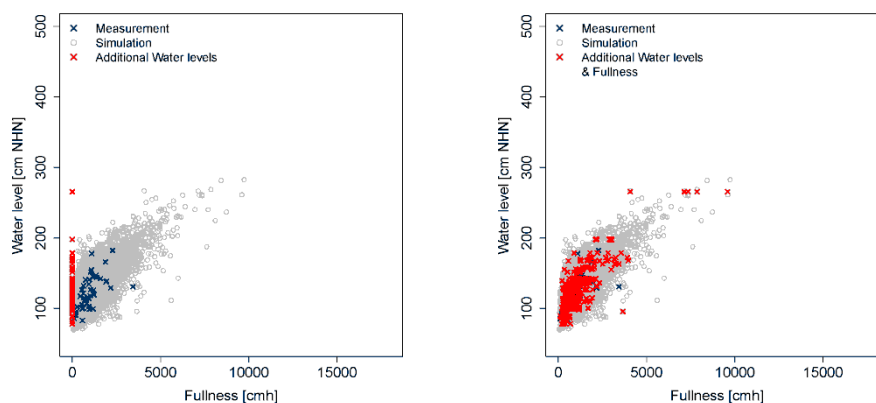


Abb. 4: Zuordnung möglicher Füllen von Ganglinien zu historischen Wasserständen am Beispiel des Pegels Greifswald

Da einem Wasserstand nicht eindeutig eine Fülle zugeordnet werden kann wurden pro Wasserstand mehrere mögliche Füllen ermittelt und somit die statistische Variabilität der Füllen abgeschätzt (vgl. Abb. 4). Diese ist beispielhaft für einige Pegel in Abb. 5 als Konfidenzintervall schraffiert um den Mittelwert dargestellt. Die tatsächlichen Isolinien von Wasserständen und Füllen liegen damit höchstwahrscheinlich innerhalb der in Abb. 5 schraffiert dargestellten Flächen.

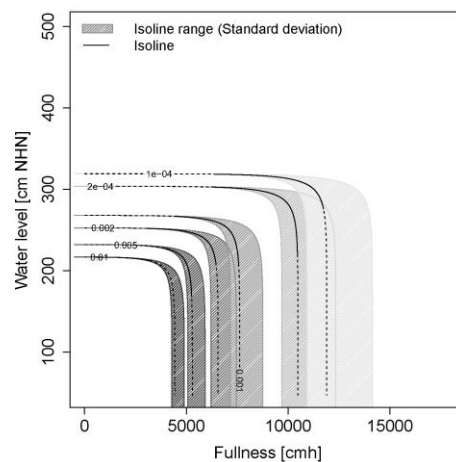


Abb. 5: Spannweite der Lage der Isolinien Beispiel des Pegels Greifswald sowie Lage der mittleren Isolinie

Im Folgenden wurde mit dem mittleren Verlauf der Randverteilung der Fülle gerechnet. Nach der Anpassung der Randverteilungen ergeben sich die in Abb. 6 dargestellten Isolinien, die die mittleren Verhältnisse widerspiegeln.

Isolinien sind in diesem Zusammenhang Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit ($p=0.01$ entsprechend dem 100 jährlichen Ereignis, $p=0.005 \triangleq 200$ jährlichen Ereignis, $p=0.002 \triangleq 500$ jährlichen Ereignis, $p=0.001 \triangleq 1000$ jährlichen Ereignis, usw. (vgl. Abb. 6)). Entlang der Isolinien (mit den entsprechenden Wahrscheinlichkeiten) ist die Wahrscheinlichkeit für beliebige Kombinationen aus Wasserständen und Füllen gleich.

3.3.5 Anwendung auf Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage

In Abb. 7 sind die berechneten $p=0.005$ -Isolinien (Wiederkehrintervall 200 Jahre) der Stationen Travemünde, Wismar, Rostock, Sassnitz, Greifswald und Koserow als schwarze Linien mit Raumbezug zueinander dargestellt. Für Küstenabschnitte zwischen diesen Stationen (bei denen die Datenlage unzureichend ist um umfassende statistische Analysen durchzuführen) wurden die $p=0.005$ -Isolinien interpoliert. In Abb. 7 sind die interpolierten Isolinien als blaue Linien dargestellt.

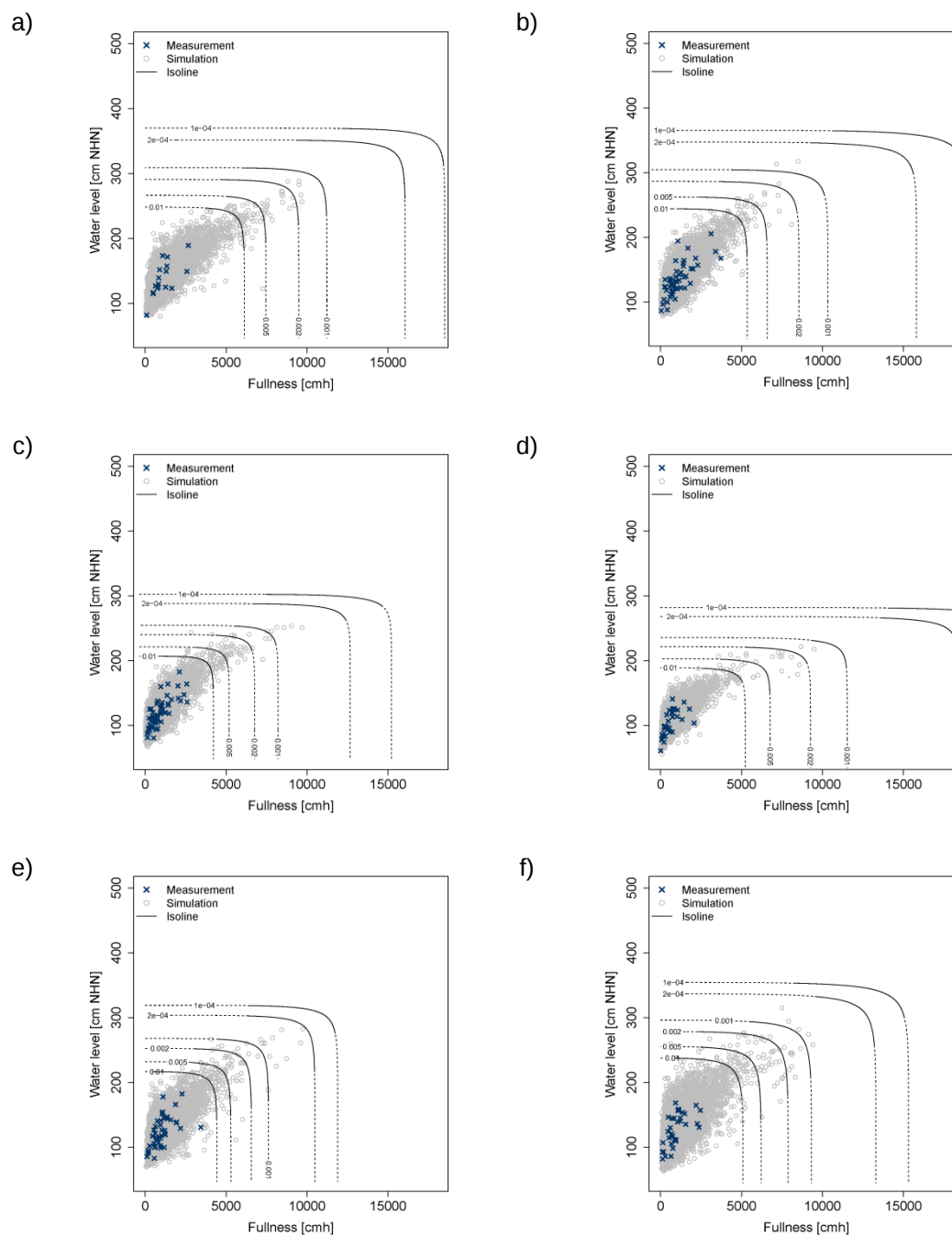


Abb. 6: Gemessene und simulierte Datenpaare aus Füllen von Ganglinien und Wasserständen sowie Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Stationen: a) Travemünde, b) Wismar, c) Warnemünde, d) Sassnitz, e) Greifswald, f) Koserow

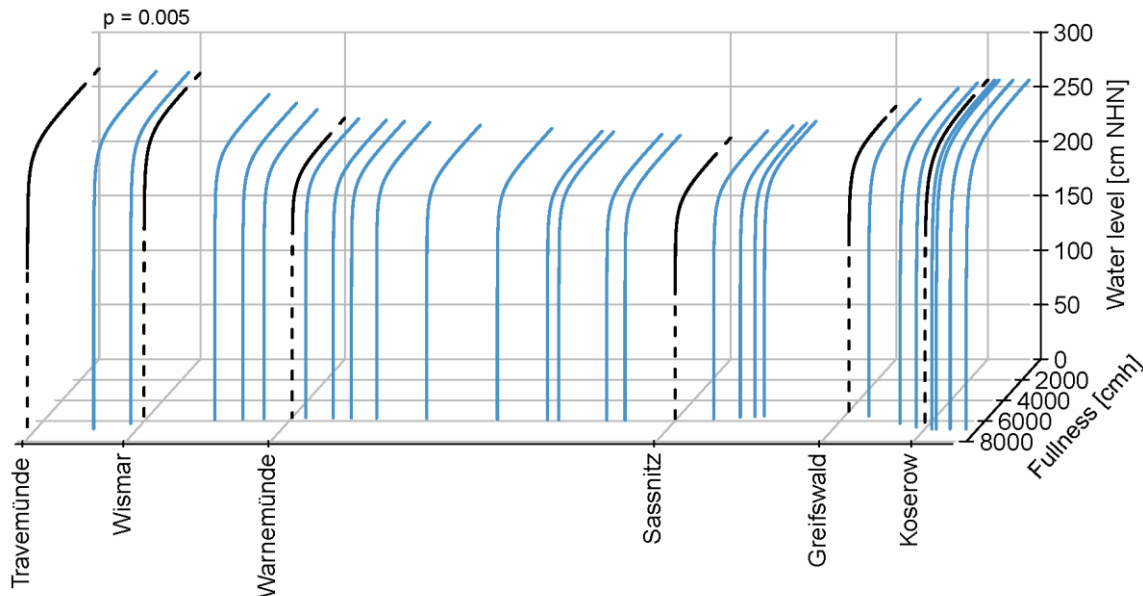


Abb. 7: Berechnete (schwarz) und Interpolierte (blau) Isolinien (Wasserstände und Füllen) mit einer Wahrscheinlichkeit von $p=0.005$

Die für die Interpolation benötigten Strecken zwischen zwei Küstenabschnitten wurden auf der Grundlage der Küstenkilometrierung berechnet (dabei ist lediglich der Bereich der Außenküste berücksichtigt worden). In Bereichen mit Buchten (z.B. auf Rügen) wurde die Luftlinie zwischen zwei Stationen bzw. Pegelstandorten herangezogen.

3.3.6 Ganglinien

Für die Ableitung von Ganglinienformen sind an allen Stationen die Sturmflutganglinien mit nur einem Peak und einem Peakwasserstand größer 100 cm NHN untersucht worden. Betrachtet wurden die Wasserstandverläufe oberhalb 60 cm NHN. Alle Sturmflutganglinien, die diese Kriterien erfüllen, sind in eine standardisierte Form gebracht worden mit Wasserständen und Dauern die von Null bis Eins reichen.

Für alle ausgewählten standardisierten Sturmflutganglinien ist der Zeitpunkt bestimmt worden zu welchen der maximale Wasserstand auftritt. Damit kann für jede Station ein Intervall eingegrenzt werden innerhalb dem der maximale Wasserstand aufgetreten kann.

Der Verlauf links und rechts des maximalen Wasserstandes wird getrennt voneinander simuliert indem die Parameter a und b in Gl. 19 bzw. Gl. 20 variiert werden.

$$r(\Theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\Theta + b))^2 (a \sin(\Theta + b))^2}}$$

Gl. 19

$$r(\Theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\Theta - b))^2 + (a \sin(\Theta - b))^2}}$$

Gl. 20

Der Einfluss von Änderungen in den Parametern a und b sowie dem Zeitpunkt des Scheitelwasserstandes auf die resultierende Ganglinienform ist in der Abb. 8 exemplarisch dargestellt.

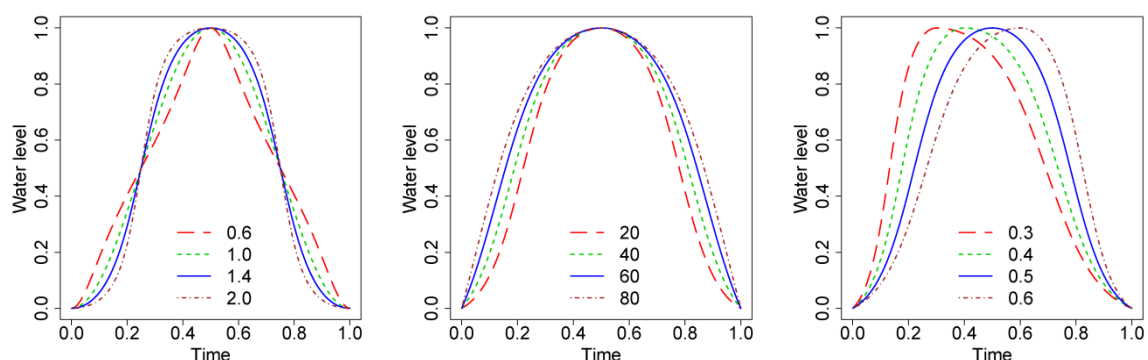


Abb. 8: Einfluss von Änderungen in den Parametern a (links) und b (Mitte) sowie dem Zeitpunkt des maximalen Scheitelwasserstandes (rechts) auf die resultierende Ganglinienform

Vergleich von gemessenen und simulierten Ganglinienformen

Um das Verfahren zur Generierung von Ganglinienformen zu überprüfen, sind gemessene standardisierte Ganglinienformen mit simulierten Ganglinienformen verglichen worden. Eine Auswahl von gemessener und simulierter Ganglinienformen ist in Abb. 9 dargestellt.

Für alle Stationen ist der Parameter a im Intervall von 0,5 bis 2,0 in 0,1er Schritten und der Parameter b im Intervall von 0 bis 90 in 10er Schritten variiert worden. Für die gezeigten Vergleiche ist der Zeitpunkt des Scheitelwasserstandes auf den tatsächlichen Zeitpunkt des Scheitelwasserstandes festgesetzt worden.

Die simulierten Ganglinienformen zeigen für alle Stationen eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Ganglinienformen.

Es wird die Annahme getroffen, dass die Wahrscheinlichkeit des Auftretens für alle Ganglinienformen gleich ist.

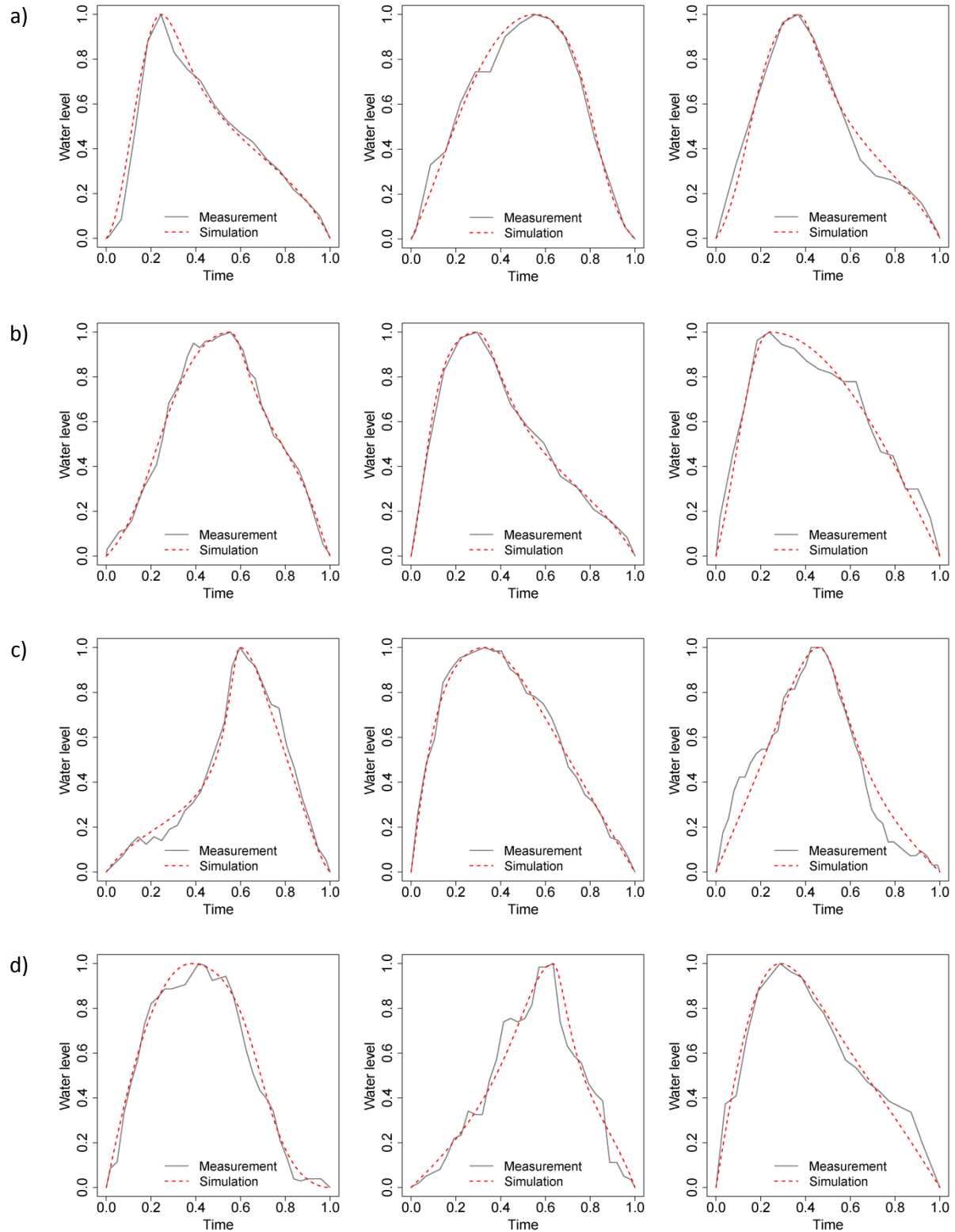


Abb. 9: Vergleich von simulierten und gemessenen Ganglinienformen: a) Wismar, b) Rostock (Warnemünde), c) Sassnitz, d) Greifswald

Simulation von Sturmflutganglinien

Für alle untersuchten Stationen sind Ganglinienformen generiert worden exemplarisch sind für die Stationen Wismar, Rostock (Warnemünde), Sassnitz, und Greifswald vier zufällige Formen sind in Abb. 10 dargestellt.

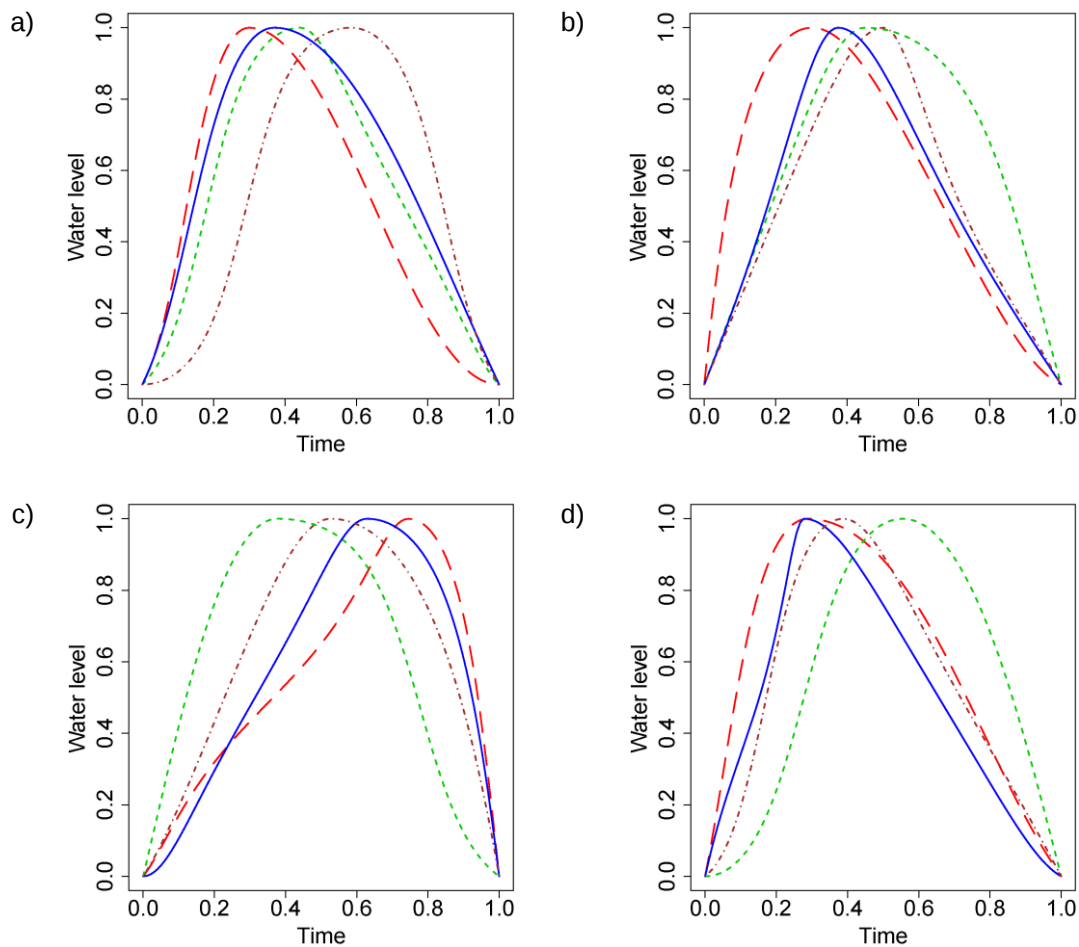


Abb. 10: Zufällig erzeugte Formen von Sturmflutganglinien für die Stationen: a) Wismar, b) Rostock (Warnemünde), c) Sassnitz, d) Greifswald

Die erzeugten Ganglinienformen müssen sowohl in der Höhe als auch in der Breite skaliert werden. Dazu werden die Kombinationen von Wasserständen und Füllen denen eine bestimmte Wahrscheinlichkeit zugeordnet wurde heran gezogen.

Auf der jeweiligen 0,005 Isolinie sind dazu je 4 Kombinationen von Wasserständen und Füllen zufällig ausgewählt worden. Jede zufällige Ganglinienform wird mit Hilfe einer Wasserstand- Füllen Kombination skaliert. Zunächst erfolgt die Skalierung in der Höhe durch Multiplikation des gewünschten Scheitelwasserstandes. Anschließend erfolgt die Skalierung in der Breite durch Multiplikation des Verhältnisses aus gewünschter und der tatsächlichen Fülle.

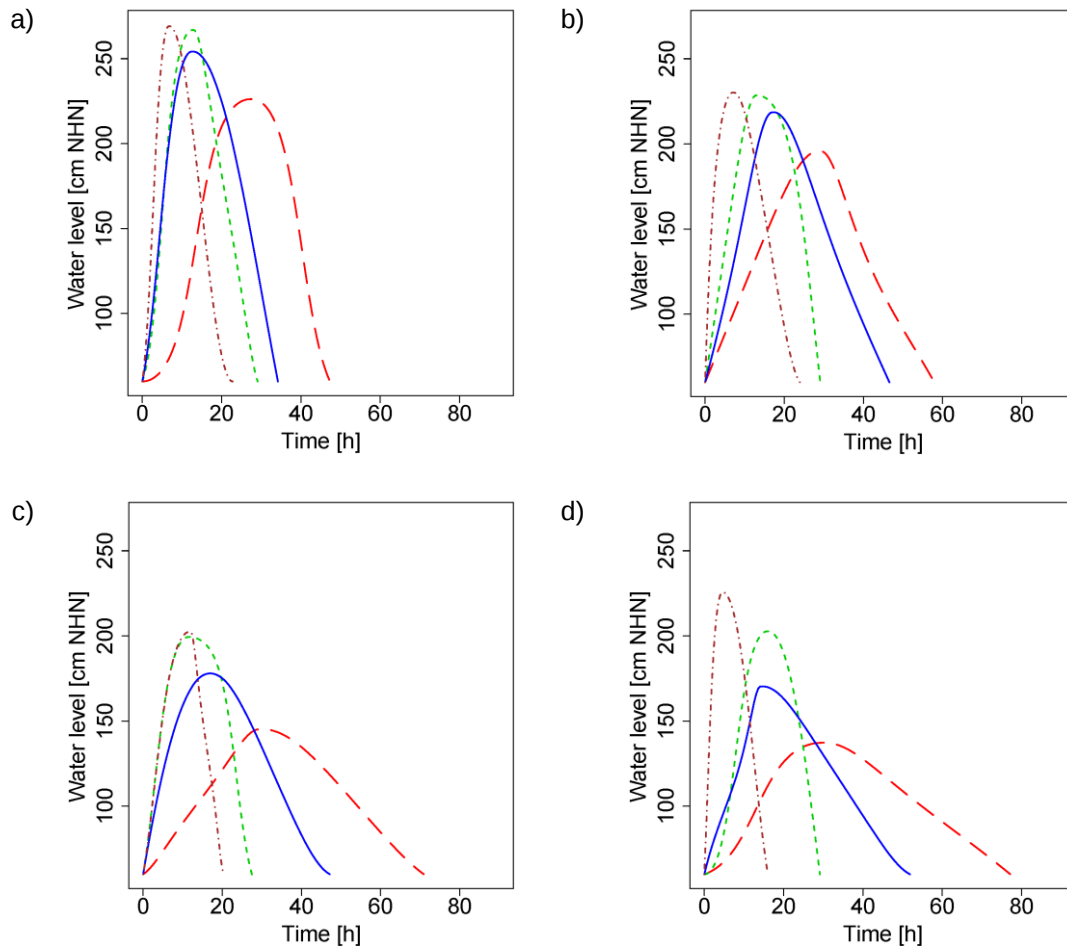


Abb. 11: Skalierte Sturmflutganglinien für die Stationen: a) Wismar, b) Rostock (Warnemünde), c) Sassnitz, d) Greifswald

Für die vier ausgewählten Ostseestationen sind die jeweils vier skalierten Ganglinien in der Abb. 11 dargestellt. Da alle Kombinationen von Wasserständen und Füllen eine gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit von 0,005 haben und angenommen wird, dass der Form der Ganglinie keine Wahrscheinlichkeit zugeordnet werden kann, haben alle dargestellten Ganglinien die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit von 0,005. Das entspricht einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren.

3.3.7 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten Wasserständen und Wellenhöhen

Die Abhängigkeitsstruktur zwischen Hochwasserständen und den zugehörigen Wellenhöhen kann mit Copula Funktionen beschrieben werden (vgl. Kap. 3.2). Exemplarisch ist das Verfahren für den Pegel Warnemünde durchgeführt worden. Der Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's τ) kann Tab. 11 entnommen werden.

Der Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und hohen Wellenhöhen ist weniger stark ausgeprägt.

Aus den verschiedenen zur Verfügung stehenden Copula Funktionen beschreibt die Frank Copula den Zusammenhang zwischen den beiden Zufallsgrößen am besten (vgl. Tab. 11).

Tab. 11: Rangkorrelationskoeffizient Kendalls τ und Anpassungsparameter θ der Frank Copula

	τ	Frank θ
Warnemünde	0,111	1,33

In Abb. 12 ist die bivariate Stichprobe aus gemessenen Wasserständen und mittels Wind-Wellen-Korrelation ermittelten Wellenhöhen zusammen mit simulierten Wasserstands-Wellenhöhen-Kombinationen dargestellt. Ebenfalls dargestellt sind Isolinien entlang derer Kombinationen aus Wasserständen und Wellenhöhen die gleiche gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen.

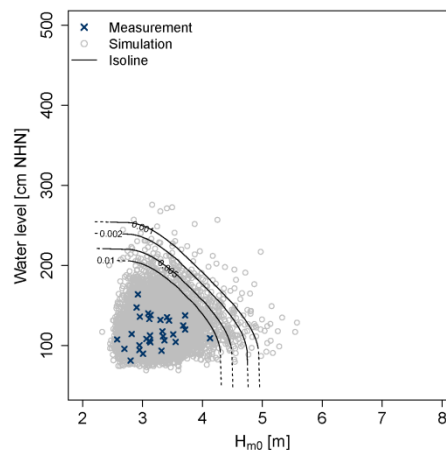


Abb. 12: Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und Wellenhöhen am Beispiel des Pegels Rostock Warnemünde

3.4 Nordsee

3.4.1 Wasserstand

An der Nordsee wurden Wasserstände der Pegel Pellworm, Büsum, Meldorf, Wangerooge West, Spiekeroog, Norderney und Emshörn ausgewertet.

Für die statistische Untersuchung standen für die einzelnen Stationen zum einen Wasserstandsaufzeichnungen mit einer zeitlichen Auflösung von einer Minute zur Verfügung zum anderen Zeitreihen der Thw und Tnw.

Aus den Zeitreihen der Thw und Tnw ist für jede Stationen und jedes beobachtete hydrologische Jahr der höchste Wasserstand ermittelt und zu einer Stichprobe zusammengefasst worden. Mittels Maximum Likelihood Methode (vgl. Kap. 3.1.4) und der Methode der

L-Momente (vgl. Kap. 3.1.5) wurden die in Kap. 3.1 aufgeführten Verteilungsfunktionen an die Stichproben angepasst.

Für die Stichproben der Wasserstände lieferte die Gumbel Verteilung für alle Stationen (mit Ausnahme des Pegels Norderney) und beide Anpassungsmethoden die besten Ergebnisse. Die mittels Maximum Likelihood Methode und der Methode der L-Momente ermittelten Anpassungsparameter der Gumbel Verteilung sind in Tab. 12 zusammengefasst. Am Pegel Norderney wurde die beste Anpassung mit der Log-Normalverteilung erzielt.

Tab. 12: Anpassungsparameter α und β der Gumbel Verteilung (Anpassungsmethode: Maximum Likelihood und L-Momente); Stichproben ausgewählt aus aufgezeichneten Thw und Tnw

	Maximum Likelihood		L-Momente	
	Gumbel α	Gumbel β	Gumbel α	Gumbel β
Pellworm	334,16	40,12	333,47	41,95
Büsum	343,80	39,62	343,40	40,71
Meldorf	348,63	53,19	348,80	48,17
Wangerooge	305,94	35,66	305,46	36,70
Spiekeroog	297,47	41,58	297,25	40,73
	Log-Normal μ	Log-Normal σ	Log-Normal μ	Log-Normal σ
Norderney	5.69	0.15	5,69	0,15

Für die Weiteren Auswertungen wurden die mit der Methode der L-Momente ermittelten Anpassungsparameter verwendet.

3.4.2 Fülle von Windstaukurven

Als Windstau wird hier die Differenz zwischen dem gemessenen Wasserstand und der mittleren Tide verstanden. Ermittelt wird der Windstau aus der Zeitreihe der Thw und Tnw der einzelnen Stationen. Dazu ist von den gemessenen Thw das über 5 Jahre gemittelte MThw bzw. von den gemessenen Tnw das ebenfalls über 5 Jahre gemittelte MTnw subtrahiert worden.

Anschließend wurde die Fläche in [cmh] bestimmt die sich zwischen dem Windstauverlauf über die Zeit und einem Grenzwasserstand von 50 cm ergibt. Im Folgenden werden diese Flächen als Füllen der Windstaukurven bezeichnet

Tab. 13: Anpassungsparameter μ , σ und ξ der Generalisierten Extremwert Verteilung (Anpassungsmethode: Maximum Likelihood); Anpassung an Füllen von Windstaukurven

	GEV μ	GEV σ	GEV ξ
Pellworm	2307,48	1464,55	0,06
Büsum	2647,74	1548,91	0,13
Meldorf	2945,44	1904,95	0,01
Wangerooge	2481,39	1054,91	0,15
Spiekeroog	2256,40	1247,11	-0,002
Norderney	2300,70	1236,41	-0,03

Zu einer Stichprobe sind jeweils die Füllen von Windstaukurven zusammengefasst worden die zeitgleich mit den Jahresmaxima der Wasserstände aufgetreten sind. An diese Stichproben wurden wiederum die in Tab. 3 bzw. Tab. 4 aufgeführten Verteilungsfunktionen mittels Maximum Likelihood Methode und der Methode der L-Momente angepasst. Die Anpassungsparameter der jeweils am besten angepassten Verteilungsfunktion sind in Tab. 13 und Tab. 14 zusammengefasst.

Tab. 14: Anpassungsparameter μ , σ und ξ der Generalisierten Extremwert Verteilung (Anpassungsmethode: L-Momente); Anpassung an Füllen von Windstaukurven

	GEV μ	GEV σ	GEV ξ
Pellworm	2250,31	1420,93	0,06
Büsum	2548,85	1392,05	0,16
Meldorf	2913,05	1767,53	0,06
Wangerooge	2412,71	1025,92	0,16
Spiekeroog	2290,40	1221,83	-0,01
Norderney	2340,73	1266,37	-0,04

Die Generalisierte Extremwert Verteilung liefert für beide Anpassungsmethoden die besten Anpassungen an die Stichproben aller Pegel. Für die weiteren Auswertungen werden wiederum die mit der Methode der L-Momente ermittelten Anpassungsparameter verwendet.

3.4.3 Seegang

Seegangsmessungen in der Nordsee liegen nur für einzelne Lokationen in Schleswig-Holstein (Sylt, Süderau, Rüttergat, Norderhever und Süderhever) sowie an der For-

schungsplattformen Fino I vor. Aufgrund der großen Entfernung können diese Messungen nicht für die im Projekt untersuchten Gebiete verwendet werden, sodass Hindcast Berechnungen des Helmholtz-Zentrum Geesthacht zur Auswertung hinzugezogen worden sind.

Zur Ermittlung der Güte der simulierten Wellenhöhen sind diese mit gemessenen Daten verglichen worden wobei jeweils der zur Messstation nächstgelegene Knotenpunkt ausgewählt worden ist. Die simulierten und gemessenen Wellenhöhen sind der einzelnen Lokationen sind in Abb. 14 gemeinsam dargestellt.

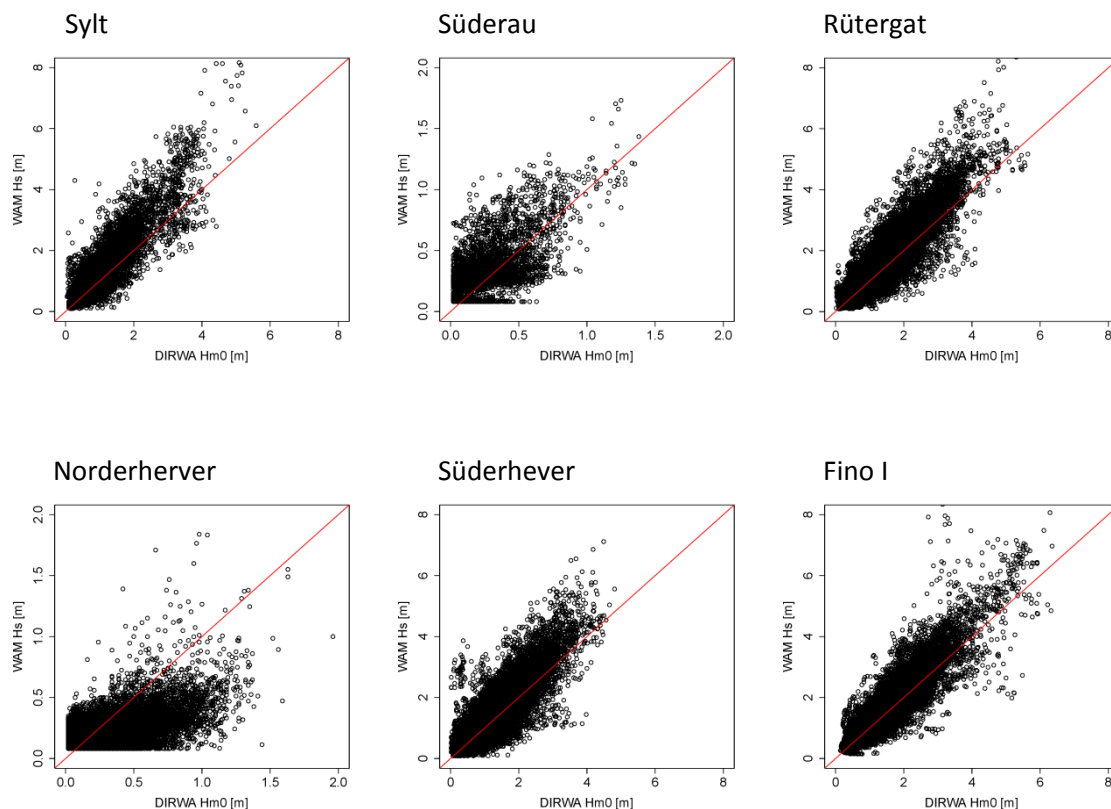


Abb. 13: Vergleich von gemessenen (DIRWA) und simulierten (WAM) Wellenhöhen

Im flacheren Wasser treten größere Abweichungen zwischen simulierten und gemessenen Wellenhöhen auf (vgl. Tab. 13: Süderau, Norderhever). Die weiter seewärts gelegenen Stationen zeigen eine bessere Übereinstimmung (vgl. (Sylt, Rüttergat, Süderhever und FinoI)) allerdings fallen hier die simulierten Werte mit zunehmender Wellenhöhe zunehmend zu hoch aus.

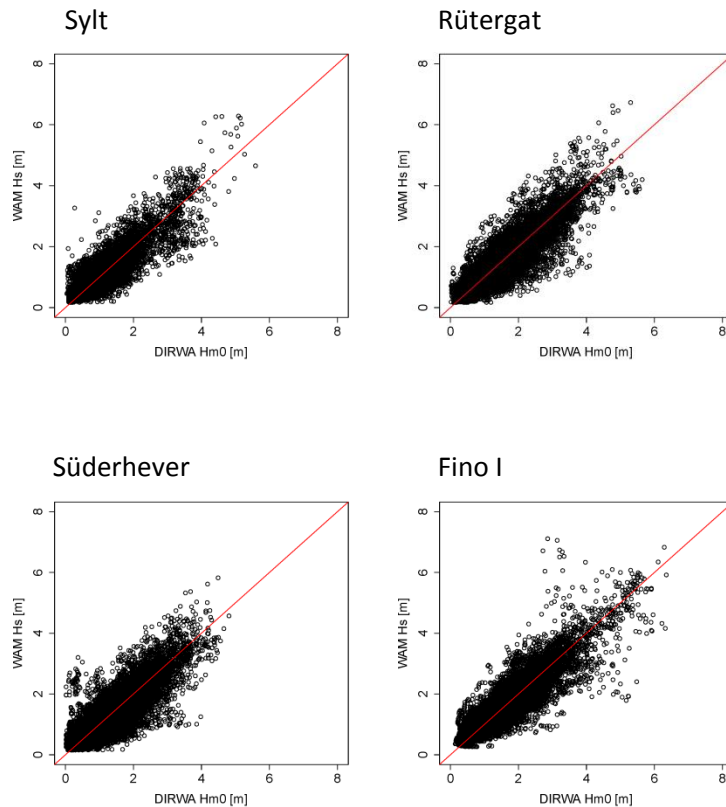


Abb. 14: Vergleich von gemessenen (DIRWA) und simulierten (WAM) Wellenhöhen

Die simulierten Daten sind daher mithilfe von Gl. 21 korrigiert worden (vgl. Abb. 14).

$$H_{S,WAM,korr} = \left(H_{S,WAM} - (-0,134) \right) \cdot \frac{1}{1,285} \quad \text{Gl. 21}$$

Aus den korrigierten WAM Daten und den gemessenen Wellenhöhen sind pro Jahr jeweils die zwei höchsten Ereignisse ausgewählt und die in Kap. 3.13.1.5 beschriebenen Verteilungsfunktionen angepasst worden. Die Ergebnisse der Anpassung sind in Abb. 15 dargestellt.

Trotz der Korrektur der Wellenhöhen liefern die an die WAM Stichproben angepassten Verteilungsfunktion bei allen untersuchten Stationen höhere Wellenhöhen im Bereich geringerer Eintrittswahrscheinlichkeiten (vgl. Abb. 15).

Aufgrund der schlechten Datenlage im Bereich der Projektgebiete ist dennoch auf die WAM Daten zurückgegriffen worden.

Es sind jeweils die dem jeweiligen Wasserstandspegel am nächsten gelegenen Punkte im WAM Berechnungsnetz ausgewählt worden, die jeweils vier Nachbarzellen haben. Die

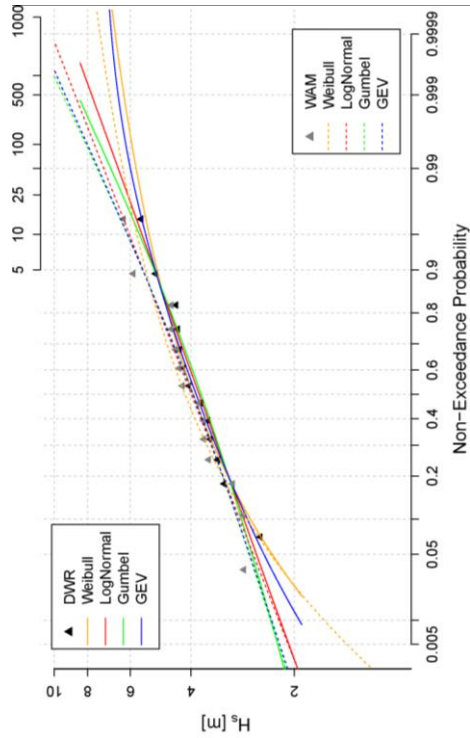
Zeitreihen der Wellenhöhen sind nach Gl. 21 korrigiert und jeweils die Jahresmaxima zu einer Stichprobe zusammengefasst worden.

Tab. 15: Anpassungsparameter α und β der Weibull bzw. μ , σ und ξ der Generalisierten Extremwert Verteilung (Anpassungsmethode: L-Momente); Anpassung an Wellenhöhen

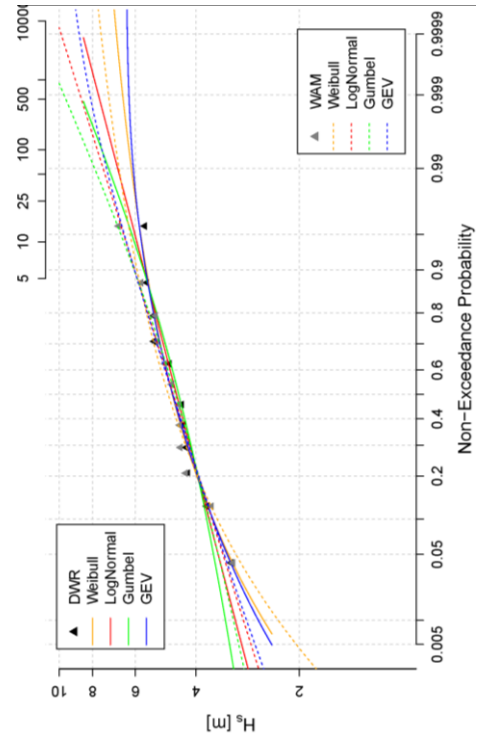
	Weibull α	Weibull β	GEV μ	GEV σ	GEV ξ
Pellworm	4,49	4,26			
Büsum	4,59	2,76			
Meldorf	4,23	2,79			
Wangerooge	5,50	5,16			
Spiekeroog	5,25	5,58			
Norderney			4,53	1,17	-0,26

Die mit der Methode der L-Momente ermittelten Anpassungsparameter der jeweils am besten angepassten Verteilungsfunktionen sind in Tab. 15 zusammengefasst.

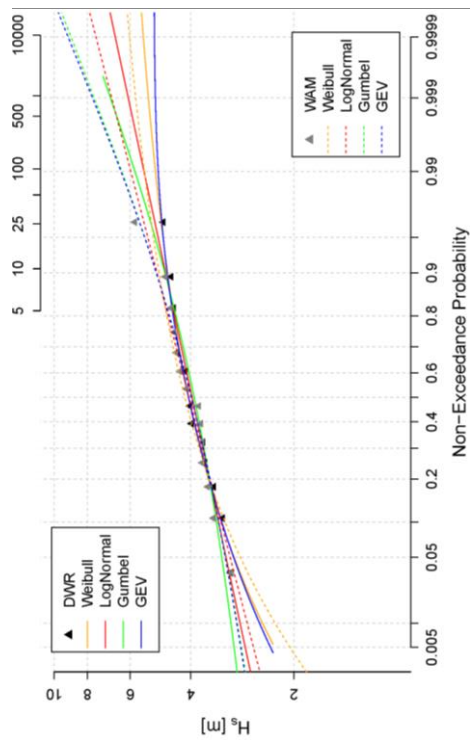
Sylt



Rütergat



Süderhever



Fino I

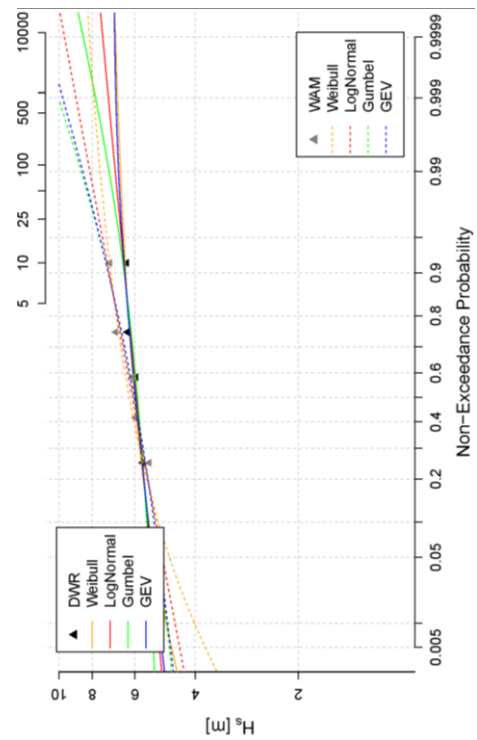


Abb. 15: Vergleich von gemessenen (DIRWA) und simulierten (WAM) Wellenhöhen

3.4.4 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Windstaufüllen und Wasserständen

Die Abhängigkeitsstruktur zwischen Hochwasserständen und den zugehörigen Füllen von Windstaukurven aller relevanten Nordseepegel ist mit Copula Funktionen beschrieben worden (vgl. Kap. 3.2).

Tab. 16: Korrelationskoeffizient Kendall's τ und Anpassungsparameter θ der Gumbel Copula Funktionen

	τ	Gumbel θ
Pellworm	0,368	1,583
Büsum	0,407	1,687
Meldorf	0,580	2,378
Wangerooge	0,471	1,890
Spiekeroog	0,609	2,556
Norderney	0,523	2,096

Die Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's τ) die ein Maß für den statistischen Zusammenhang zwischen beiden Größen darstellen sind für die einzelnen Pegel in Tab. 16 zusammengestellt. Ebenfalls in Tab. 16 sind die Anpassungsparameter der jeweils am besten angepassten Copula Funktion aufgeführt.

Für die untersuchten Stationen kann der Zusammenhang zwischen maximalen Scheitelwasserständen und Füllen von Windstaukurven am besten durch die Gumbel Copula beschrieben werden. Die Anpassungsgüte wurde dabei über die Abweichung der empirischen Lambda Funktion von den theoretischen Lambda Funktionen ermittelt.

3.4.5 Ganglinien

Parametrisierung von Windstauverläufen

Die Parametrisierung von Windstauverläufen an der Nordsee erfolgte im Wesentlichen analog zur Parametrisierung von Sturmflutganglinien an der Ostsee (vgl. Kap. 3.3.6). Grundlage für die Parametrisierung von Windstauverläufen sind minütliche Messungen des Wasserstandes an den einzelnen Pegeln. Um den Windstauverlauf zu erhalten wurde von den aufgezeichneten Wasserstandszeitreihen zunächst die mittlere Tide des jeweiligen Pegels subtrahiert (vgl. Abb. 17a).

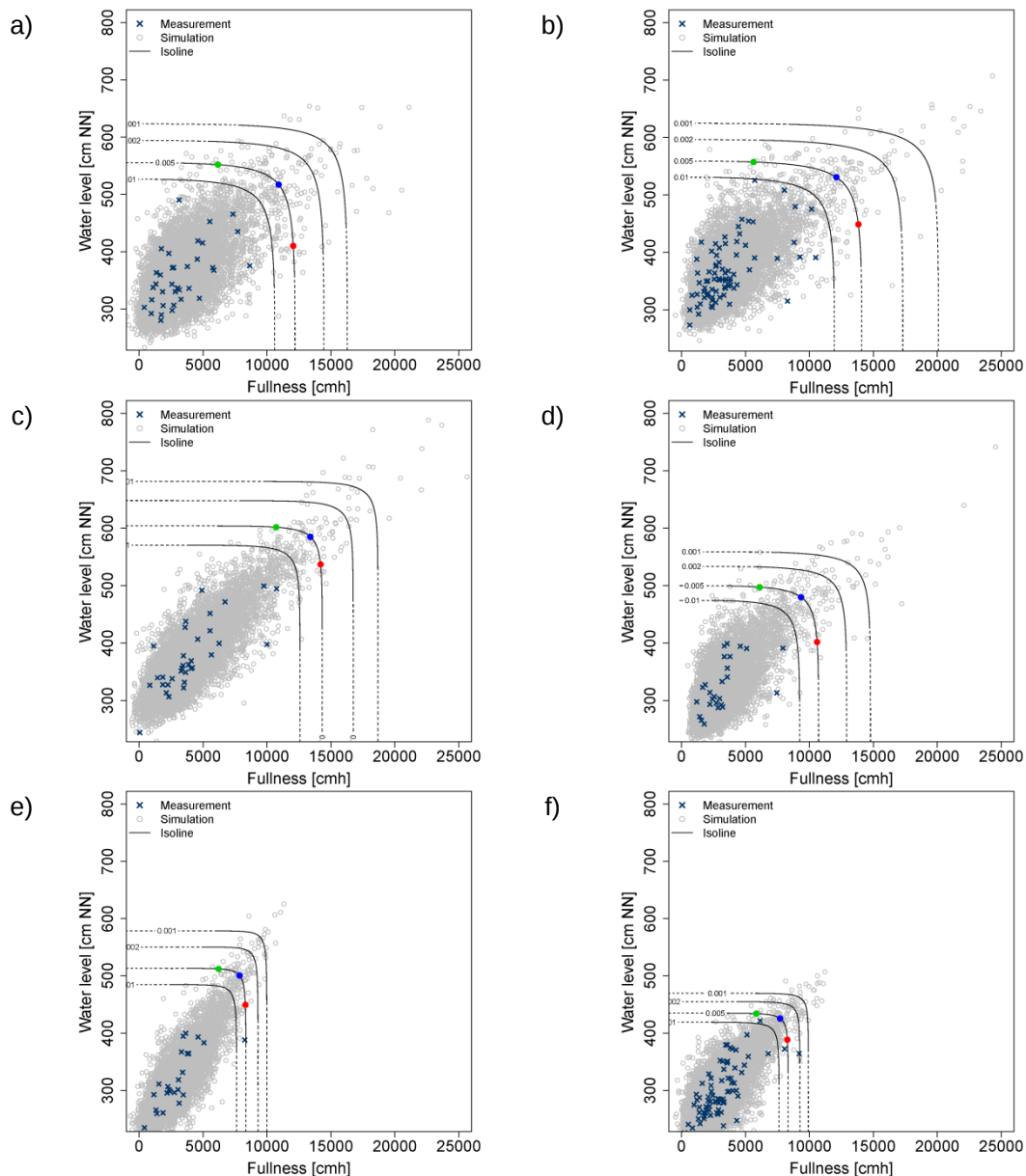


Abb. 16: Gemessene und simulierte Datenpaare aus Füllen von Windstaukurven und Wasserständen sowie Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Stationen a) Pellworm, b) Büsum, c) Meldorf, d) Wangerooge West, e) Spiekeroog, f) Norderney

Anschließend wurden alle Windstaukurven mit einem maximalen Windstau von mehr als 150 cm ausgewählt, wobei nur die Verläufe oberhalb eines Grenzwasserstandes von 100 cm betrachtet wurden (vgl. Abb. 17b).

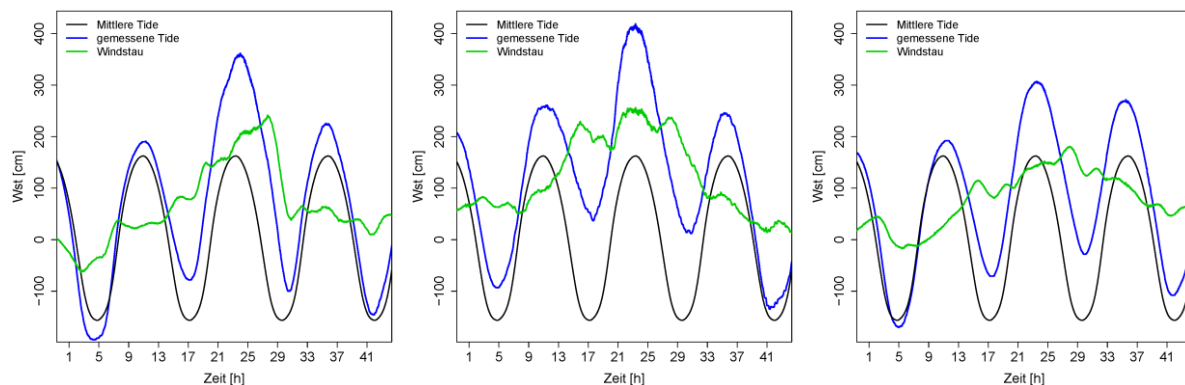
Alle ausgewählten Windstaukurven sind in eine standardisierte Form gebracht worden. Sowohl die Wasserstände als auch die Dauern nehmen damit nur Werte von null bis eins an (vgl. Abb. 17c). Anschließend wurden die Zeitpunkte bestimmt zu denen der maximale Wasserstand auftritt. Damit kann für jeden Pegel ein Intervall eingegrenzt werden inner-

halb dem der maximale Wasserstand aufgetreten kann. Auf Grundlage dieser Auswertung können Ganglinienformen analog zu den Sturmflutganglinien der Ostsee (vgl. Kap. 3.3.6) generiert werden.

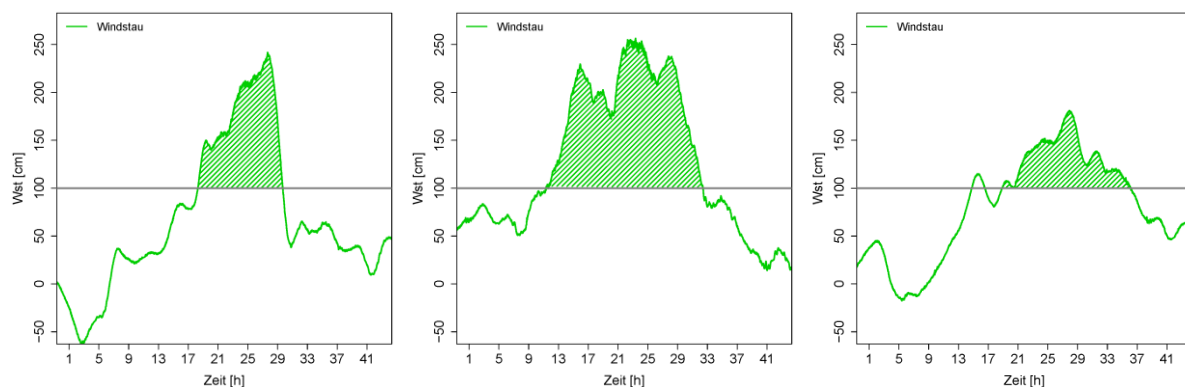
Die Überprüfung des Verfahrens zur Generierung von Ganglinienformen erfolgte anhand gemessener standardisierter Ganglinienformen. Diese wurden mit simulierten Ganglinienformen nachgebildet (Abb. 17c) und anschließend anhand des ermittelten Windstaumaximums sowie der Windstauhöhe in der Höhe und Breite skaliert. In Abb. 17d sind drei gemessene Windstauganglinien des Pegels Büsum gemeinsam mit simulierten Ganglinien dargestellt.

Die simulierten Windstauganglinien zeigen sowohl für die hier dargestellten Ereignisse als auch für die übrigen untersuchten Pegel eine hinreichende Übereinstimmung mit den gemessenen Windstauganglinien und können somit für die Simulation von Sturmflutganglinien herangezogen werden.

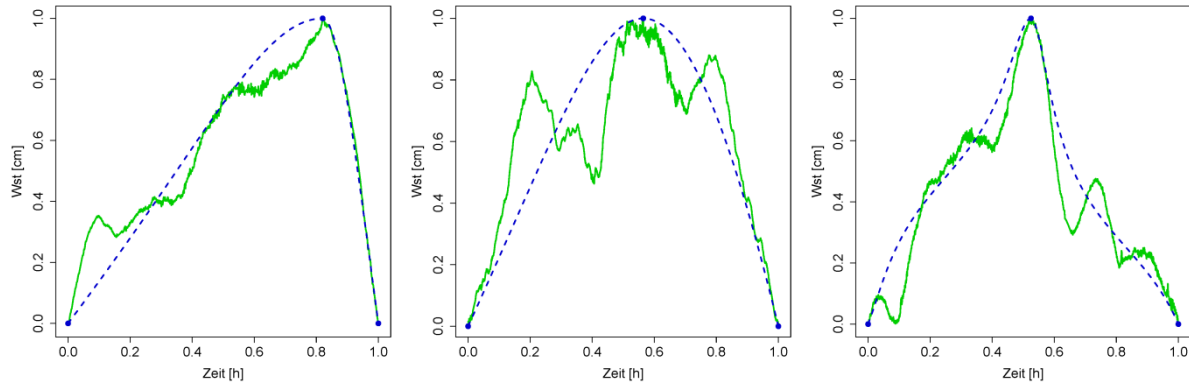
a)



b)



c)



d)

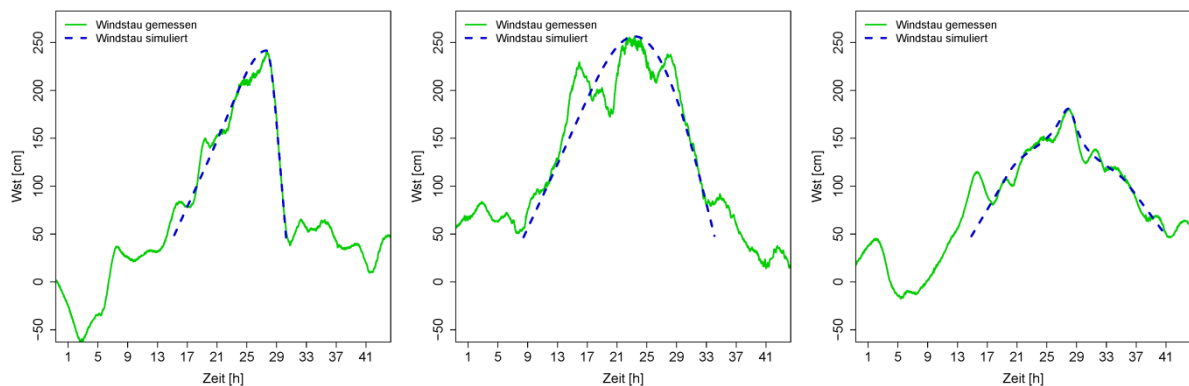


Abb. 17: Vorgehensweise bei der Parametrisierung von Windstaukurven an drei Beispielen des Pegels Büsum; a) Ermittlung des Windstaus aus der Differenz von der gemessenen und der mittleren Tide, b) Auswahl des Windstausverlaufs oberhalb von 100 cm, c) Standardisierung des Windstauverlaufs und Generierung eines künstlichen Windstauverlaufes, d) Skalierung des generierten Windstauverlaufes anhand des Scheitelwasserstandes und der Fülle

Generierung zufälliger Sturmflutganglinien

Zufällige Sturmflutganglinien für Nordseepiegel können erzeugt werden indem Windstauverläufe auf die mittlere Tide addiert werden. Dabei wird angenommen, dass der Zeitpunkt des Windstaumaximums nicht mit dem Zeitpunkt des Tidehochwassers zusammenfallen muss sondern zu allen Zeitpunkten der Tide mit der jeweils gleichen Wahrscheinlichkeit auftreten kann.

In Abb. 18 sind für die untersuchten Pegel beispielhaft je drei Sturmflutganglinien der Wahrscheinlichkeit $p = 0,005$ dargestellt. Zur Erzeugung der Sturmflutganglinien wurden auf der 0,005- Isolinie (vgl. Tab. 13) drei Paare von maximalen Scheitelwasserständen und Windstaufüllen zufällig ausgewählt. Desgleichen wurden je drei zufällige Windstauverläufe generiert.

Der zeitliche Abstand zwischen dem Maximum der Windstaukurve und dem Thw wird zunächst zufällig bestimmt. Die Höhe und Breite der standardisierten Windstaukurve sowie die Lage zur Mittleren Tide werden dann so lange verändert bis die Summe aus Mittlerer Tide und Windstau im Maximum dem auf der Isolinie (vgl. Abb. 16) abgelesenen Wasserstand entspricht sowie die Fülle des Windstaus der abgelesenen Windstaufülle.

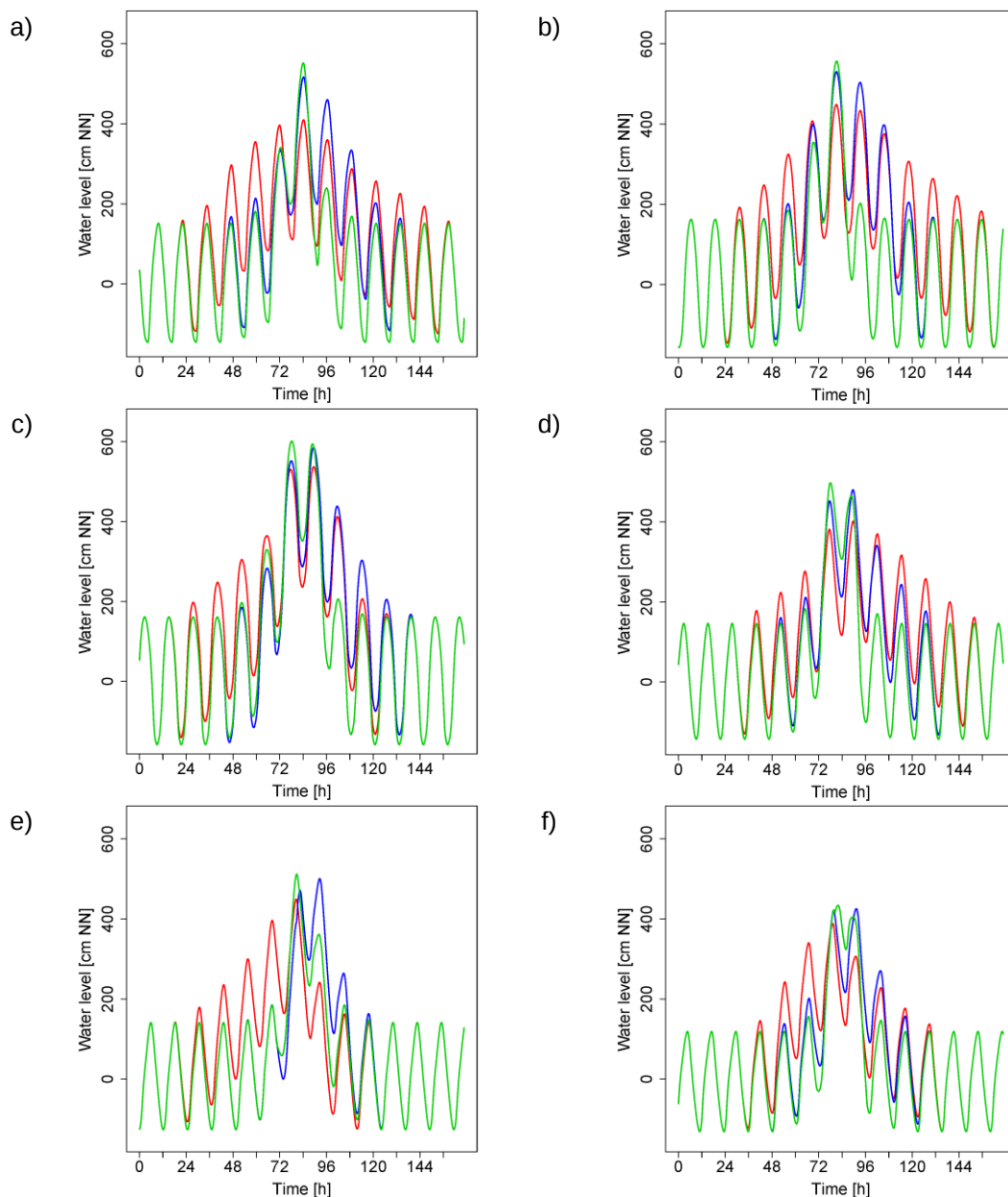


Abb. 18: Je drei zufällige Realisierungen von Sturmflutganglinien für die Pegel a) Pellworm, b) Büsum, c) Meldorf, d) Wangerooge West, e) Spiekeroog, f) Norderney

3.4.6 Kombinierte Eintrittswahrscheinlichkeiten von Wasserständen und Seegang

Die Abhängigkeitsstruktur zwischen Hochwasserständen und den zugehörigen Wellenhöhen kann mit Copula Funktionen beschrieben werden (vgl. Kap. 3.2). Das Verfahren ist für die Pegel Pellworm, Büsum, Meldorf, Wangerooge West Spiekeroog und Norderney durchgeführt worden. Die jeweiligen Rangkorrelationskoeffizienten (Kendall's τ) können Tab. 17 entnommen werden.

Wie an auch an dem Ostseepegel Warnemünde ist der Zusammenhang zwischen hohen Wasserständen und hohen Wellenhöhen nicht sehr stark ausgeprägt. Aus den verschiedenen zur Verfügung stehenden Copula Funktionen beschreibt die Gumbel Copula den Zusammenhang zwischen den beiden Größen am besten (vgl. Tab. 17).

Tab. 17: Korrelationskoeffizient Kendall's τ und Anpassungsparameter θ verschiedener Copula Funktionen

	τ	Gumbel θ
Pellworm	0,223	1,288
Büsum	0,231	1,300
Meldorf	0,347	1,532
Wangerooge	0,124	1,141
Spiekeroog	0,210	1,265
Norderney	0,234	1,306

In Abb. 19 sind die bivariaten Stichproben aus gemessenen Wasserständen und korrigierten WAM Wellenhöhen zusammen mit simulierten Wasserstands- Wellenhöhen- Kombinationen dargestellt. Ebenfalls dargestellt sind Isolinien entlang derer Kombinationen aus Wasserständen und Wellenhöhen die gleiche gemeinsame Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen.

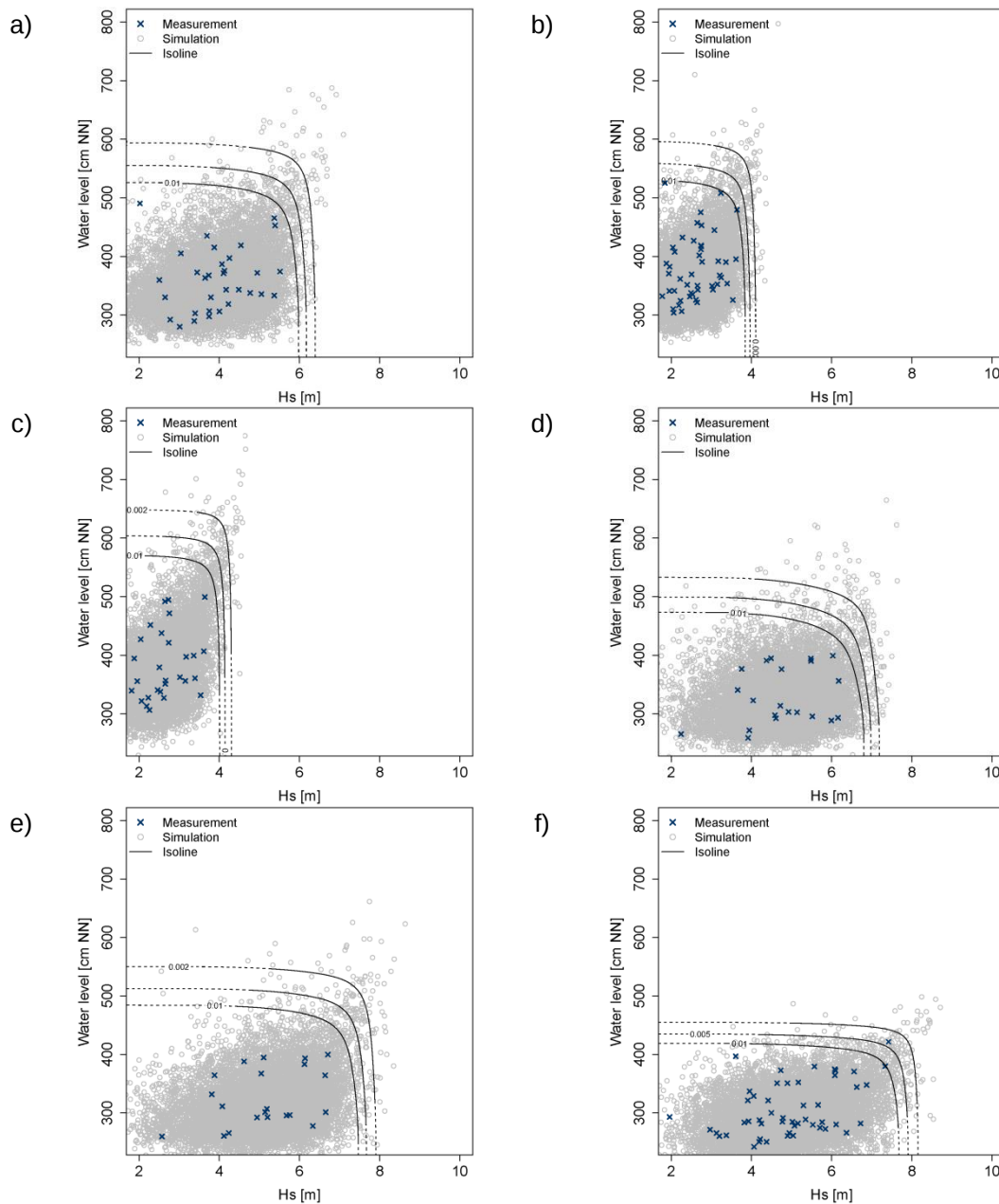


Abb. 19: Datenpaare aus WAM-Wellenhöhen und gemessenen Wasserständen und simulierte Datenpaare sowie Linien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Stationen a) Pellworm, b) Büsum, c) Meldorf, d) Wangerooge West, e) Spiekeroog, f) Norderney

Ermittlung der Seegangsbedingungen mit SWAN

Da die mit dem Modell WAM ermittelten Seegangparameter unter anderem aufgrund der geringen räumlichen Auflösung des Modells im Küstenvorfeld nicht unmittelbar verwendet werden können, werden die Seegangparameter im flacheren Wasser mit Hilfe des numerischen Modells SWAN berechnet.

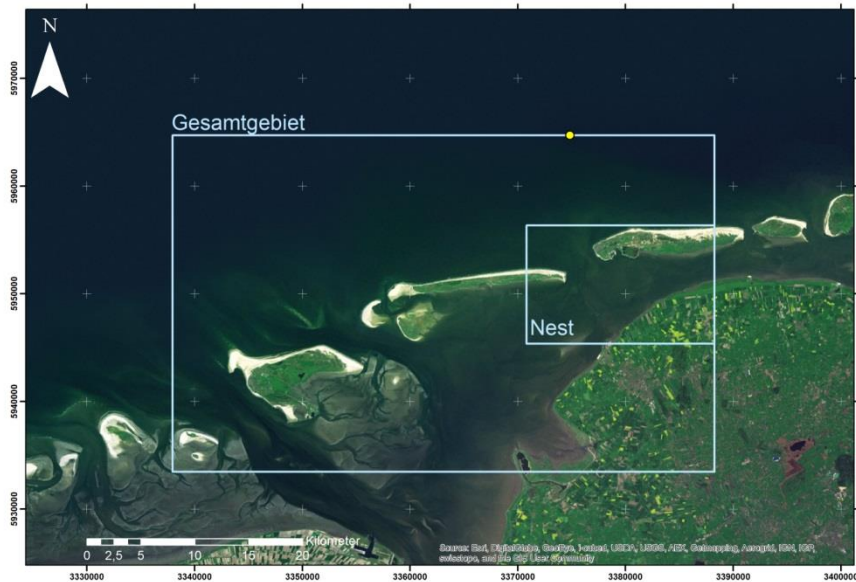


Abb. 20: Überblick über das Simulationsgebiet Norden/ Norderney

Dazu können Kombinationen aus Wasserständen und Wellenhöhen (die Wellenhöhe wurde dabei an dem gewählten Gitterpunkt (siehe gelbe Markierung in Abb. 20) bestimmt) einer gewünschten gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit ausgewählt und die Veränderungen der Seegangssparameter im Untersuchungsgebiet ermittelt werden. Exemplarisch ist das Verfahren für die Lokation Norden durchgeführt worden. Auf der $p=0,005$ -Isolinie (Abb. 19) wurden 3 Kombinationen aus Wellenhöhe und Wasserstand ausgewählt (Tab. 18). Mithilfe einer Regressionsanalyse ist aus gemessenen Wellenhöhen und Peakperioden die jeweils zur Wellenhöhe gehörige Peakperiode ermittelt worden (Tab. 18). Beide Seegangssparameter werden dann als Randbedingung am Nord- und Westrand für die Seegangssimulation des Gesamtgebietes (vgl. Abb. 20) verwendet. Als Wellenaufrichtung werden die beiden Fälle $\theta_m=0^\circ$ sowie $\theta_m=315^\circ$ gewählt.

Die räumliche Auflösung im Gesamtgebiet beträgt $\Delta x = \Delta y = 25 \text{ m}$.

Tab. 18: Zufällige Kombinationen von Wellenhöhen und Wasserständen der gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit von $p=0,005$ für das Projektgebiet Norden

	H_s [cm]	T_p [s]	Wst [m]
I	5,67	12,65	4,31
II	7,55	14,89	4,04
III	7,85	15,26	3,26

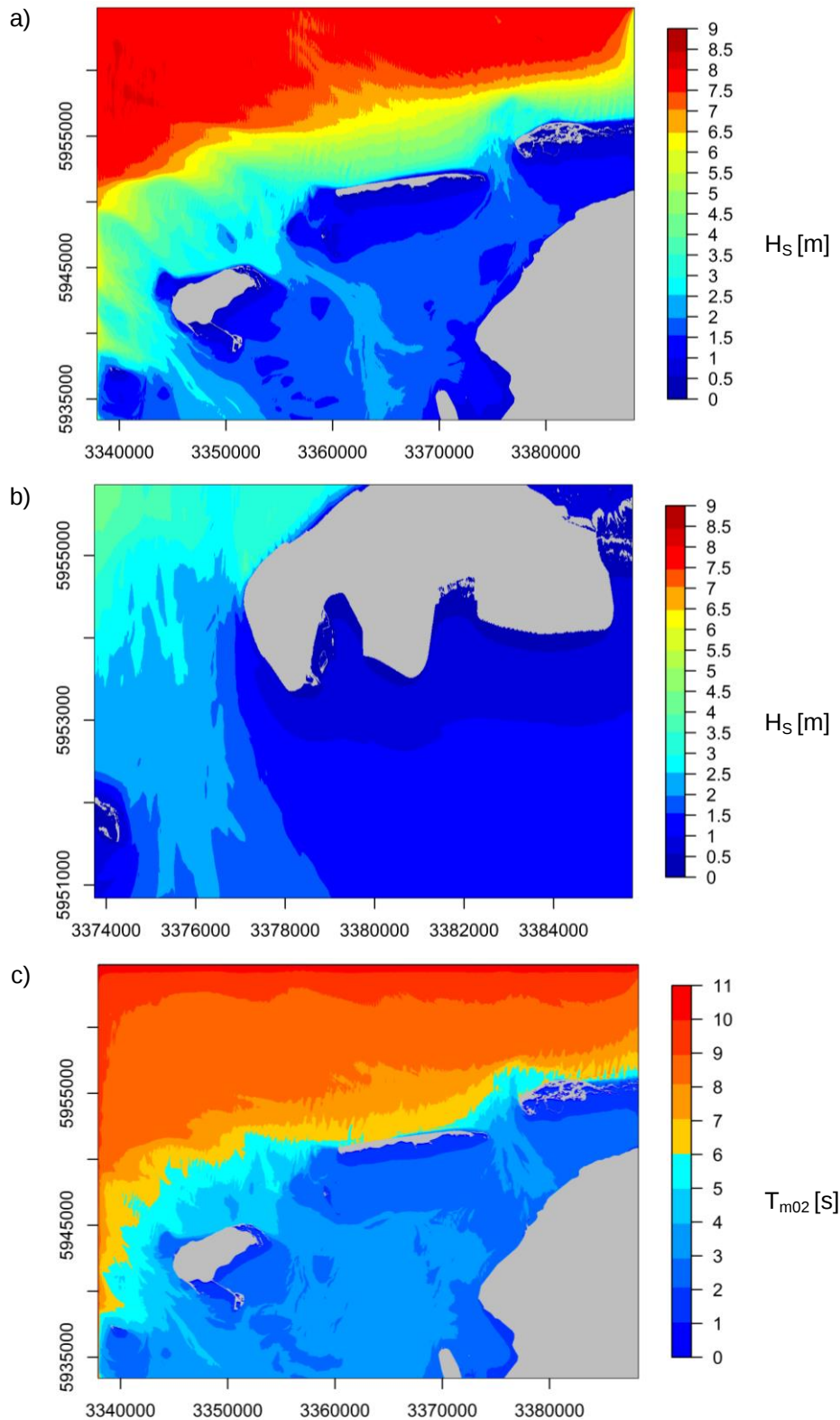


Abb. 21: Auswahl von Ergebnissen der Seegangssimulationen mit SWAN für den Fall II ($H_s = 7,55\text{m}$; $T_p = 14,89\text{s}$; $Wst = 4,04\text{m}$) und Wellenanlaufrichtung $\theta_m = 0^\circ$: a) Wellenhöhe im Gesamtgebiet, b) Wellenhöhe im genesteten Gebiet, c) Mittlere Wellenperiode im Gesamtgebiet

Weiterhin wurde eine höher aufgelöste Simulation ($\Delta x = \Delta y = 10 \text{ m}$) für das in Abb. 20 dargestellte Teilgebiet (Nest) zwischen den Inseln Juist und Norderney mit den spektralen Randbedingungen aus der übergeordneten Simulation für das Gesamtgebiet durchgeführt.

Eine Auswahl an Simulationsergebnissen für den Fall $H_S = 7,55 \text{ m}$; $T_P = 14,89 \text{ s}$; einem Wasserstand von $4,04 \text{ m}$ und der Wellenanlaufrichtung $\theta_m = 0^\circ$ sind in der Abb. 21 dargestellt.

Das Windfeld wurde bei allen Berechnungen als konstante Randbedingung mit Windgeschwindigkeiten von 30 m/s aus den Richtungen 0° (bei Wellenanlaufrichtung $\theta = 0^\circ$) beziehungsweise 315° (bei Wellenanlaufrichtung $\theta = 315^\circ$) angesetzt.

3.5 Sturmflutsimulator

Die Methoden zur Generierung von Sturmflutganglinien für Nord- und Ostseepiegel sind in einem Sturmflutsimulator (vgl. Abb. 22) umgesetzt worden, mit dem für einen gewünschten Pegel beliebig viele Sturmfluten einer gewählten Wahrscheinlichkeit oder eine Abfolge von Sturmfluten für einen gewählten Zeitraum erzeugt werden können.

Die erzeugten Sturmfluten haben eine zeitliche Auflösung von einer Stunde. Zusätzlich zu den Ganglinien werden Informationen zu den Eingangsgrößen und die Ergebnisse der statistischen Auswertungen ausgegeben.

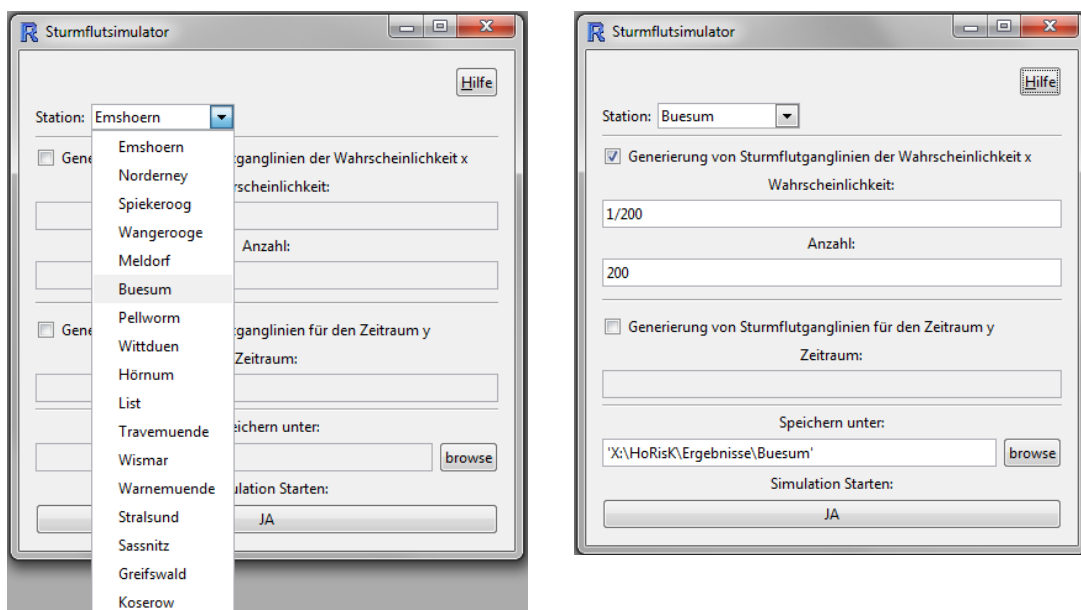


Abb. 22: Sturmflutsimulator

4 Zusammenfassung

Im vorliegenden Abschlussbericht werden alle Wesentlichen Methoden und Ergebnisse der Arbeiten im Arbeitspaket 2 „Belastungen“, für den Projektzeitraum vom 01.11.2009 bis zum 31.12.2014 zusammenfassend dargestellt. Alle für die Untersuchungsgebiete relevanten und verfügbaren Daten (Wasserstände, Wind und Seegang) sind zusammengetragen und auf Plausibilität geprüft und um eventuell vorhandene Trends bereinigt worden. Unzureichende Messwerte, insbesondere Seegangsmessungen, mussten durch simulierte Daten ergänzt werden.

Untersucht und statistisch bewertet wurden Stichproben der Jahresmaxima der Wasserstände, die zugehörigen Füllen von Sturmfluten (Füllen von Windstaukurven der Nordseepegel) sowie die zu den Wasserständen zugehörigen Wellenhöhen.

An die univariaten Stichproben, sowie an die bivariate Stichproben sind Verteilungsfunktionen angepasst worden. Dadurch können sowohl den einzelnen Größen als auch Kombinationen von Füllen von Windstaukurven und Wasserständen bzw. Wellenhöhen und Wasserständen Wahrscheinlichkeiten zugeordnet werden.

Verschiedene Kombinationen von Belastungsgrößen können dabei die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit aufweisen. Werden diese Kombinationen verbunden erhält man Isolinien gleicher Eintrittswahrscheinlichkeiten.

Für Küstenabschnitte mit einer unzureichenden Datenlage wurden jeweils die Isolinien der benachbarten Pegel herangezogen. Unter Beachtung des Raumbezuges der betrachteten Bereiche zueinander wurde zwischen den Isolinien interpoliert. Auf Grundlage der interpolierten Isolinien konnten auch für Küstenabschnitte mit schlechter Datenlage Ganglinien erzeugt werden.

Durch die Parametrisierung gemessener Sturmflutganglinien konnten synthetische Ganglinien sowohl für Ostsee- als auch für Nordseestationen erzeugt werden. Im Abschlussbericht sind alle relevanten Methoden zur Generierung von Sturmflutganglinien zusammenfassend dargestellt. Mit dem Sturmflutsimulator lassen sich sowohl zufällige Sturmflutganglinien einer beliebigen Wahrscheinlichkeit als auch Abfolgen von Sturmfluten simulieren werden.

5 Schrifttum

- BRECHMANN E. (2010): Truncated and simplified regular vines and their applications. München, Germany: Technische Universität München, Diplomarbeit
- COLES S. (2001): An Introduction to statistical modelling of extreme values. Springer-Verlag London, Great Britain, ISBN 1-85233-459-2
- DREIER, N., SCHLAMKOW, C., FRÖHLE, P. AND SALECKER, D. (2013): Changes of 21st Century's average and extreme wave conditions at the German Baltic Sea Coast due to global climate change. In: Conley, D.C., Masselink, G., Russell, P.E. and O'Hare, T.J. (eds.), Proceedings 12th International Coastal Symposium (Plymouth, England), Journal of Coastal Research, Special Issue No. 65, pp. 1921-1926, ISSN 0749-0208.
- FRÖHLE, P. (2000): Messung und statistische Analyse von Seegang als Eingangsgröße für den Entwurf und die Bemessung von Bauwerken des Küstenwasserbaus. In Rostocker Berichte aus dem Bauingenieurwesen, Heft 2, Rostock
- GENEST, C. AND FAVRE, A.-C. (2007): Everything You Always Wanted to Know about Copuula Modeling but Were Afraid to Ask. Journal of Hydrologic Engineering 12(4)
- GÖNNERT, G., GERKENSMEIER, B., MÜLLER J.-M., SOSSIDI, K. AND THUMM, S. (2010): Zur hydrodynamischen Interaktion zwischen den Sturmflutkomponenten Windstau, Tide und Fernwelle, XtremRisk, Zwischenbericht Teilprojekt 1a
- HELMHOLTZ-ZENRUM GEESTHACHT, ZENTRUM FÜR MATERIAL- UND KÜSTENFORSCHUNG GMBH (2012): coastDat-1 Waves North Sea wave spectra hindcast (1948-2007). World Data Center for Climate. doi:10.1594/WDCC/coastDat-1_Waves. http://dx.doi.org/DOI:10.1594/WDCC/coastDat-1_Waves
- HOSKING, J.R.M. AND WALLIS, J.R. (1997): Regional Frequency Analysis – An Approach Based on L-Moments. Cambridge University Press, Cambridge. ISBN 0-521-01940-0
- JENSEN, J., FRANK, T., ZIMMERMANN, C., MAI, ST., ROSENHAUER, W., MEISWINKEL, R. UND BARG, G. (2003): "Neue Verfahren zur Abschätzung von seltenen Sturmflutwasserständen", HANSA, Nr. 11, 140. Jahrgang, Hamburg
- JOHNSSON, N.L., KOTZ S. AND BALAKRISHNAN, N. (1994): Continuous Univariate Distributions Volume 1. 2nd Edition. John Wiley and Sons, New York. ISBN 0-471-58495-9
- KLEIN, B. (2009): Ermittlung von Ganglinien für die risikoorientierte Hochwasserbemessung von Talsperren. Bochum, Germany: Ruhr-Universität Bochum, Ph.D. thesis,

205p.

KURATORIUM FÜR FORSCHUNG IM KÜSTENINGENIEURWESEN (2007): Die Küste – EAK 2002: Empfehlungen für die Ausführung von Küstenschutzwerken, Bd. 65, Heide i. Holstein, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens und Co

NELSON, R.B. (2006): An Introduction to Copulas. 2nd Edition. New York, NY: Springer, 269p.

R DEVELOPMENT CORE TEAM (2010): R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria. ISBN 3-900051-07-0, URL <http://www.R-project.org>.

SACKL, B., (1987): Ermittlung von Hochwasser – Bemessungsganglinien in beobachteten und unbeobachteten Einzugsgebieten. Graz, Austria: Technische Universität Graz, Ph.D. thesis, 253p.

SALVADORI, G., DE MICHELE, C., KOTTEGODA, N. T. AND ROSSO, R., (2007): Extremes in Nature An Approach to Using Copulas. Dordrecht, Netherlands: Springer, 292p.

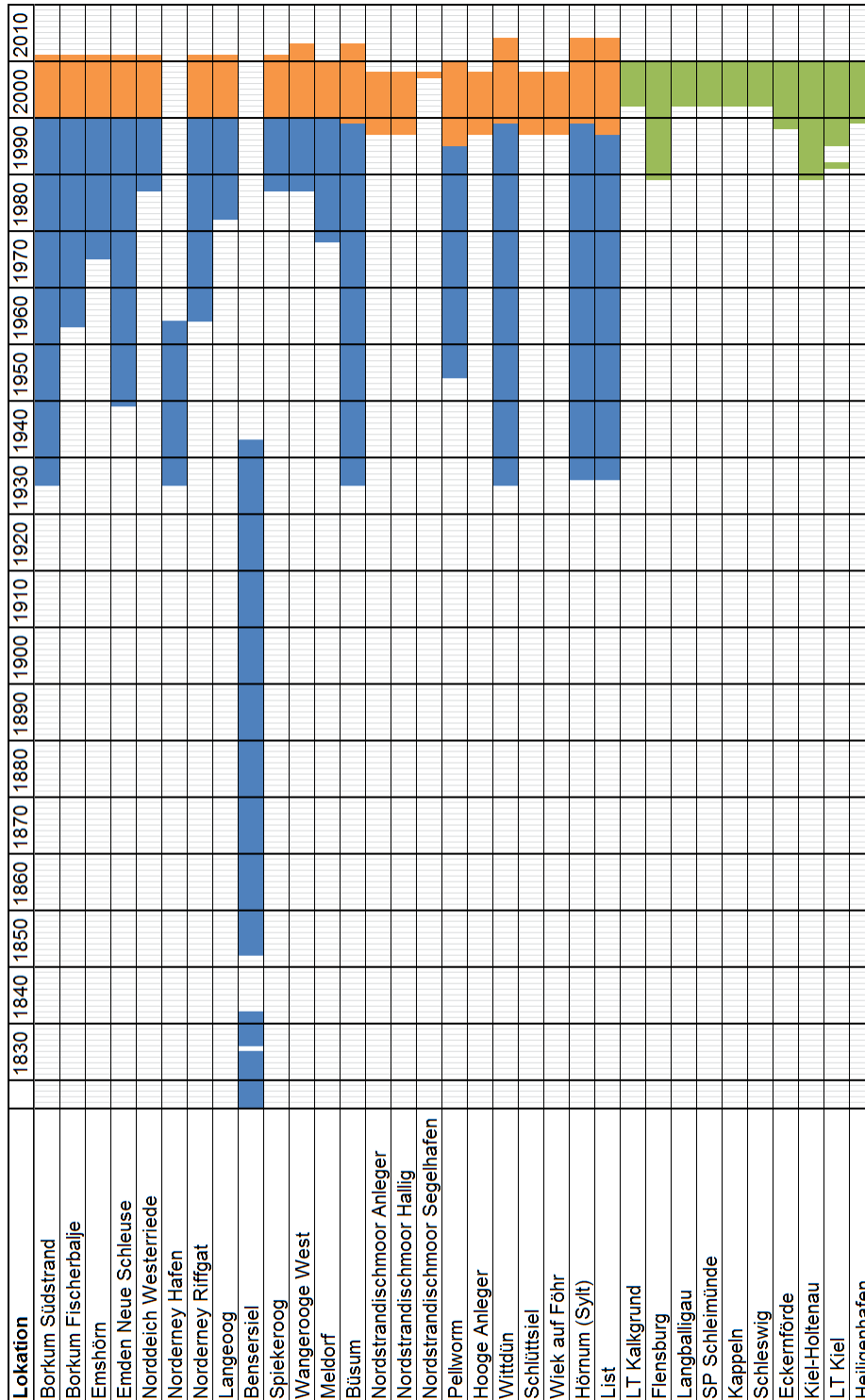
SALVADORI, G., DE MICHELE, C., CANOSSO, M., PETACCIA, A. AND ROSSO, R., (2005): Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway. Journal of Hydrologic Engineering 10(1)

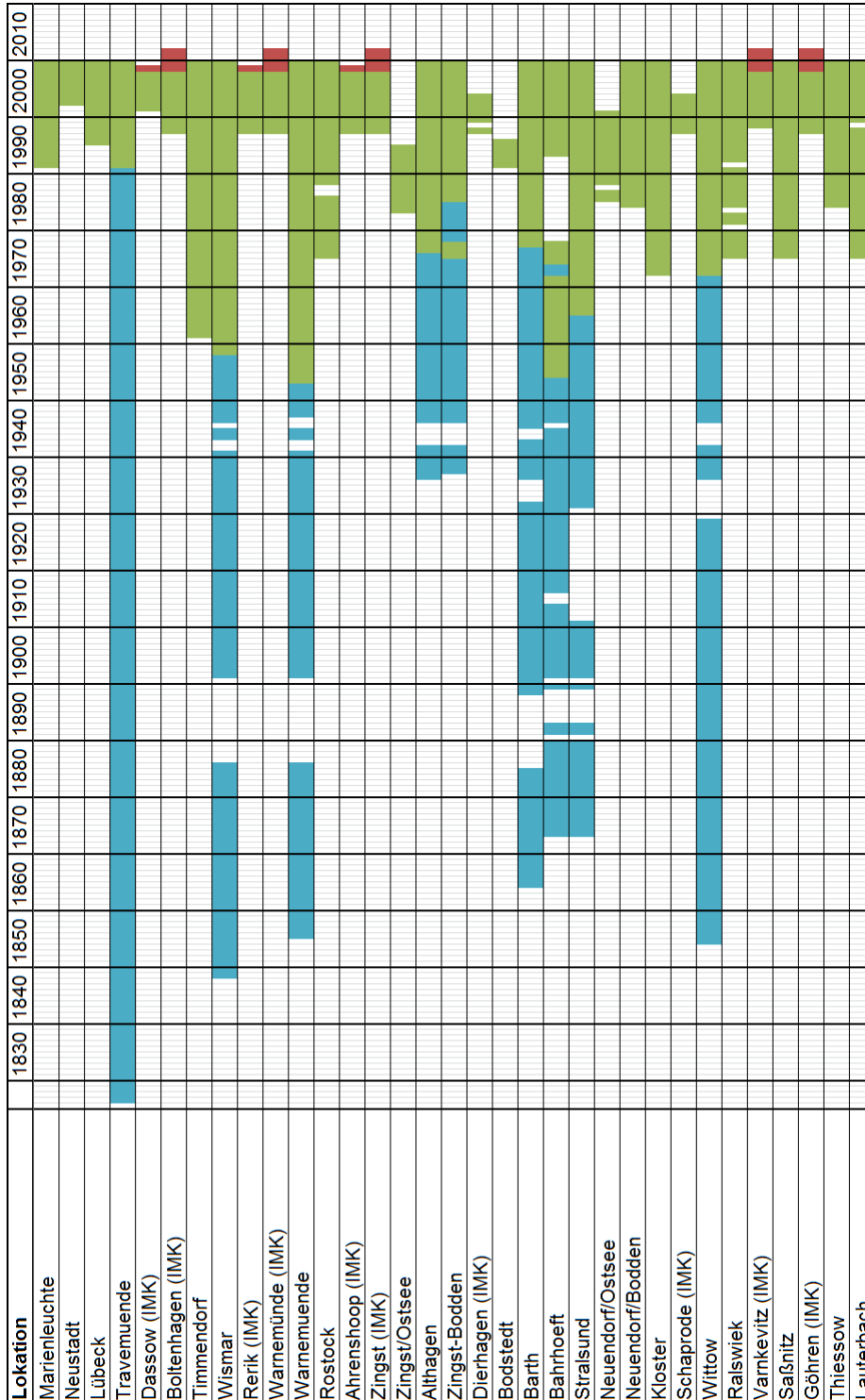
SALVADORI, G. AND DE MICHELE, C., (2004): Frequency analysis via copulas :Theoretical aspects and applications to hydrological events. Water Resources Research, 40, W12511

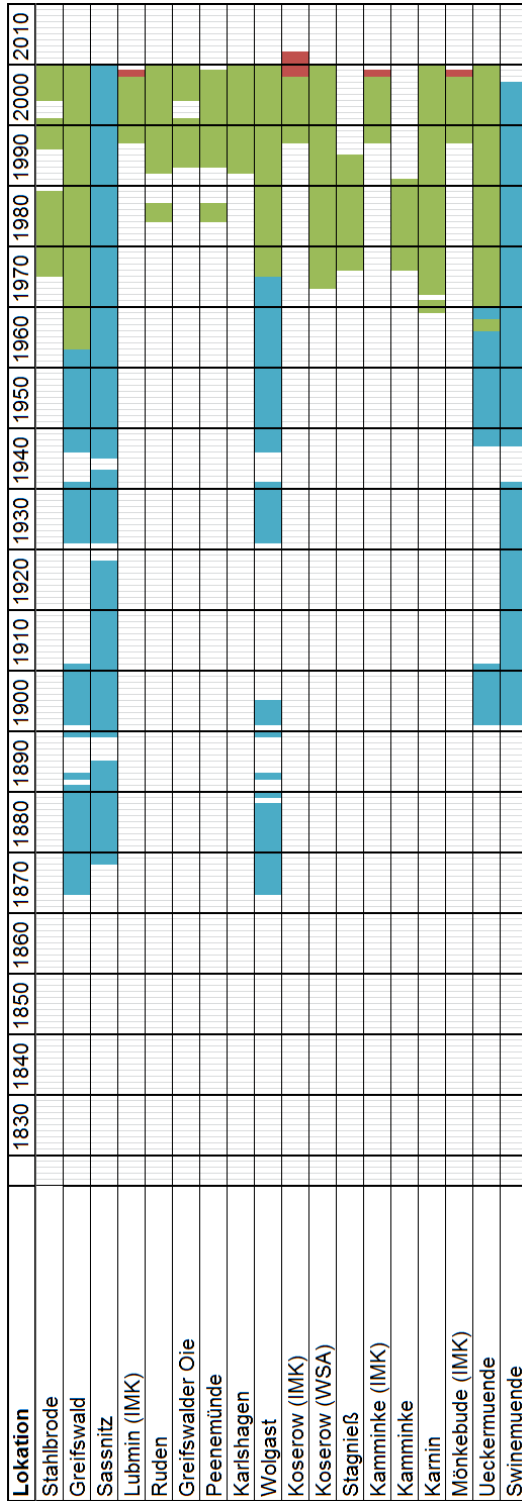
SCHLAMKOW, C., MEYER M. UND FRÖHLE, P. (2010): Studie zur Festlegung von Bemessungshochwasserständen an der Küste Mecklenburg-Vorpommerns: Datenbasis „Konsistente jährliche Hochwasser-Pegelreihen für die Innen- und Außenküsten von Mecklenburg - Vorpommern und angrenzender Gebiete“ als Grundlage für die Festlegung von Bemessungshochwasserständen. - Unveröff.

SCHWEIZER, B. AND WOLFF, E.F., (1981): On nonparametric measures of dependence for random variables. The annals of Statistics, 9(4), 879-885

WAHL, T., JENSEN, J. AND MUDERSBACH, C. (2010): A multivariate statistical model for advanced storm surge analyses in the North Sea, Proceedings of the 32nd International Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China.







Minutenwerte
 10 Minutenwerte
 Stundenwerte
 Scheitelwerte
 Jahresmaxima

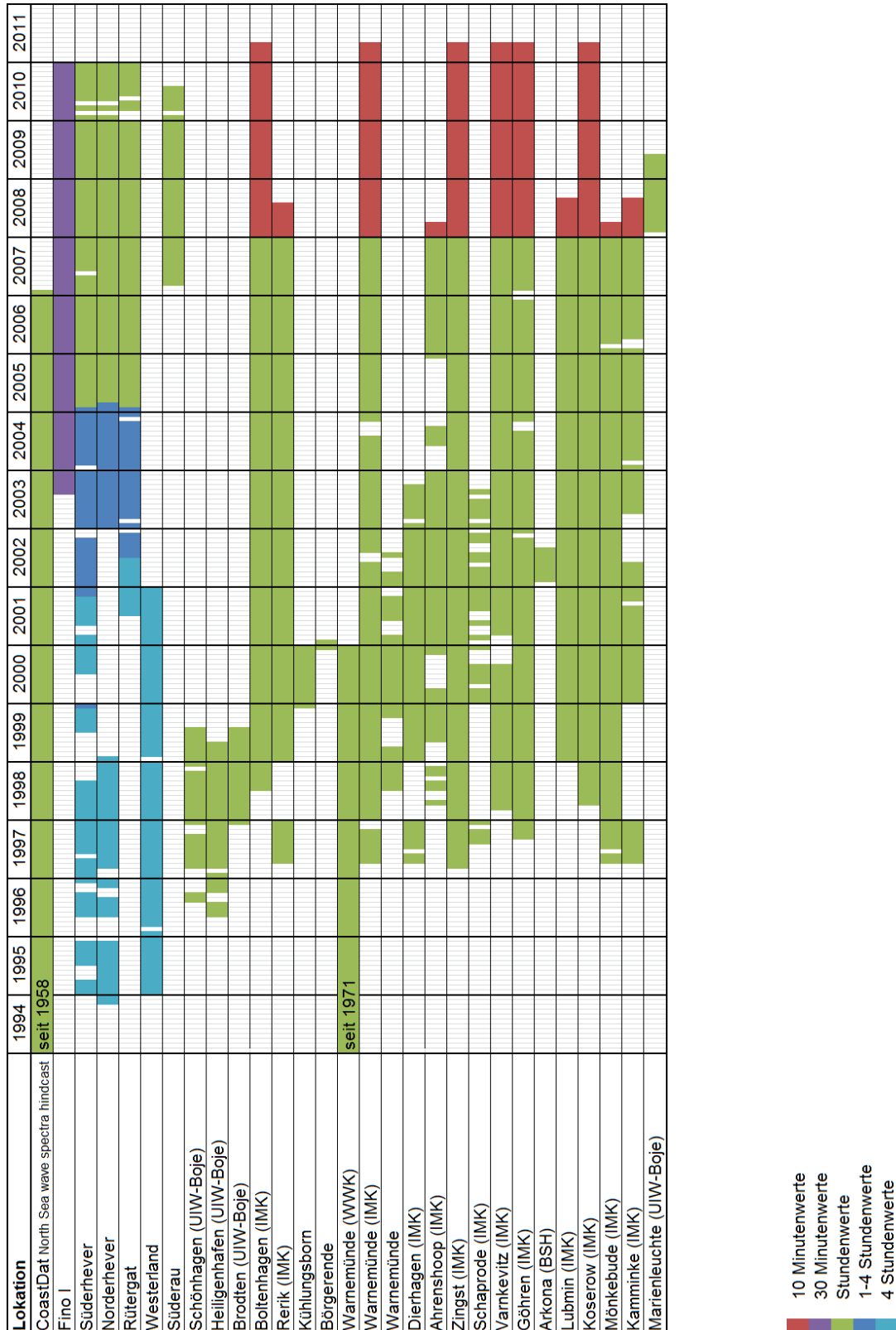


Tab. 20: Übersicht über digital verfügbare Winddaten (Stand Dez. 2013)

Lokation	1940	1950	1960	1970	1980	1990	2000	2010
Borkum Süderstraße								
Krummhörn								
Emden-Nesserland								
Emden								
Norderney								
Spieckeroog								
Sengwarden								
Helgoland								
Nordholz								
Cuxhaven								
Störsperwerk								
Brunsbüttel								
Elpersbüttel								
Büsum (Westmolenkopf)								
Eidersperwerk								
Sankt Peter-Ording								
Husum								
Strucklahnungshörn								
Hallig Hooge								
Wrixum/ Föhr								
Hörum/Sylt								
Westerland (WIND)								
Westerland (UBA)								
List auf Sylt								
Glücksburg-Meierwik								
Flensburg (Schäferhaus)								
Schönhagen								
Kiel-Holtenau								
Kalifornien								
Westermarkelsdorf								
Pelzerhaken								
Travemünde								
Boltenhagen (IMK)								
Boltenhagen (DWD)								
Rerik (IMK)								
Bastorf-Kägsdorf								
Warnemünde (IMK)								
Rostock-Wmnde								
Ahrenshoop (IMK)								
Darßer Ort								
Zingst (IMK)								
Barth								
Hiddensee-Vitte								
Schaprode (IMK)								
Varnkevit (IMK)								
Arkona								
Göhren (IMK)								
Putbus								
Greifswald								
Greifswald-Wiek								
Lubmin (IMK)								
Greifswalder Oie								
Koserow (IMK)								
Ücker münde								

 10 Minutenwerte
 Stundenwerte

Tab. 21: Übersicht über digital verfügbare Seegangdaten (Stand Dez. 2013)



HoRisk - B: Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste

ARBEITSPAKET 3

VERSAGENSMECHANISMEN UND VERSAGENSWAHRSCHEINLICHKEITEN

Schlussbericht

Förderkennzeichen: 03KIS079

Zuwendungsempfänger: Technische Universität
Hamburg-Harburg
Institut für Wasserbau

Laufzeit des Vorhabens: 01.11.2009 bis 31.12.2013

Berichtszeitraum: 01.11.2009 bis 31.12.2012

TECHNISCHE UNIVERSITÄT

HAMBURG-HARBURG

Institut für Wasserbau

Denickestraße 22

21073 Hamburg

Hamburg, den 30.06.2014

Inhalt

1	Einleitung	3
2	Hochwasserschutzdünen und Versagensmechanismen	5
3	Dünenerosionsmodelle	8
3.1	Erosion durch Wellenangriff	8
3.1.1	Empirische Modell	8
3.1.2	Semi-empirische Modelle	12
3.1.3	Prozessbasierte Modelle	19
3.2	Erosion durch Überströmen	23
3.2.1	Semi-empirische Modelle	23
3.2.2	Prozessbasierte Modelle	26
4	Eingangsdaten für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion.....	28
4.1	Dünenausgangsprofil	28
4.2	Hydrodynamische Eingangsdaten	29
5	Semi-empirischer Dünenerosionsansatz – Van Gent et.al. (2008)	33
6	Prozessbasiertes Dünenerosionsmodell - XBeach	35
7	Versagenswahrscheinlichkeit & Versagensfunktion.....	41
8	Versagenseinwirkungsfunktionen	43
9	Zusammenfassung und Ausblick	47
10	Schrifttum – Versagensmechanismen und Dünenerosionsmodelle	49
11	Schrifttum – Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten	52

1 Einleitung

Die europäische Union verabschiedete im Oktober 2007 die „Richtlinie der Europäischen Union und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ (Directive 2007/60/EC). Ziel dieser Richtlinie ist es, die Gefahren, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeiten ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Umsetzung dieser Direktive ist insbesondere in den Küstengebieten Deutschlands von großer Bedeutung. Auf ca. 12.000 km² werden rd. 2,4 Mio. Einwohner durch Küstenschutzanlagen geschützt.

In diesem Zusammenhang ist es Ziel des von der RWTH Aachen, der Technischen Universität Hamburg-Harburg sowie dem NLWKN Norden/Norderney in Kooperation geplanten Forschungsvorhabens HoRisk (Hochwasserrisikomanagement im Küstenraum), küstenschutzbezogene Ansätze und Methoden für anwendungsorientierte Schadens- bzw. Risikoanalysen als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen abzuleiten. Neben den Antragstellern sind der Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN), das Staatliche Amt für Landwirtschaft und Umwelt, Mittlere Mecklenburg (StALU MM) sowie die Landwirtschaftskammer Niedersachsen als Projektpartner mit eingebunden. Zur Ableitung von anwendungsorientierten Schadens- und Risikoanalysen werden im Verbundprojekt „HoRisk“ Untersuchungen zur Durchführung von Schadens- & Risikoanalysen in Küstengebieten durchgeführt. Die Arbeiten im Projekt sind in insgesamt 9 Arbeitspakete (AP0 bis AP8) eingeteilt, welche die wesentlichen Schritte einer Risiko- bzw. Schadensanalyse abbilden. Im Einzelnen sind dies:

- **AP0** - Definition von Begriffen in Zusammenhang mit Schadens- bzw. Risikoanalyse-Verfahren
- **AP1** - Vergleichende Darstellung und Diskussion der verfügbaren Schadens- bzw. Risikoanalyse-Verfahren und Küstenschutzstrategien
- **AP2** - Statistische Untersuchungen zu den Gefährdungen und Belastungen auf Bauwerke, z.B. Wasserstände, Seegang, Strömungen, Eisgang
- **AP3** - Ermittlung der maßgebenden Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten für Hochwasserschutzbauwerke (Deiche, Dünen, Hochwasserschutzwände, Punktbauwerke) und Kombinationen von Bauwerken
- **AP4** - Beurteilung der Wirkung unterschiedlicher Küstenschutzsysteme in Bezug auf deren Schutzwirkung und Überflutungsausbreitung im Versagensfall, Ermittlung relevanter Prozesse und maßgebender Einflussfaktoren
- **AP5** - Bewertung von Schadenspotentialen und Schäden, Überprüfung und Weiterentwicklung der Schadensfunktionen für einzelne Schadenskategorien, Ver-

gleichende Untersuchung und Weiterentwicklung von Methoden zur Ermittlung von Schadenspotentialen und Schäden, Vergleich der Ergebnisse unterschiedlicher Modelle zur Schadenspotential- und Schadensanalyse

- **AP6** - Beurteilung der Gesamtunsicherheiten im Rahmen einer Schadens- bzw. Risikoermittlung, Untersuchungen zum Umgang mit bestehenden Unsicherheiten insbesondere bezogen auf küstenspezifische Fragestellungen und zu spezifischen Sensitivitäten für die Gesamtermittlung, Untersuchung der Auswirkung der Ergebnisse aus den AP 2 bis AP 5 auf die Schadens- bzw. Risikoermittlung und zum Einfluss der Datenlage
- **AP7** - Untersuchungen und Vergleiche zu baulichen Möglichkeiten zur Reduzierung des zu erwartenden Schadens- bzw. Risikos für typische Küstenschutzsysteme
- **AP8** - Anwendung der gewonnen Erkenntnisse aus den AP 1 bis AP 7 auf ausgewählte Küstengebiete in Mecklenburg-Vorpommern, Schleswig-Holstein und Niedersachsen, Erprobung der Praktikabilität der entwickelten Methoden für eine Schadens- bzw. Risikoanalyse, Eingrenzung der zu erwartenden Aussagebereiche aufgrund der methodischen Unsicherheiten

In dem vorliegenden Bericht werden die durchgeführten Arbeiten für das Arbeitspaket 3 „Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten“ zusammengefasst und die abschließenden Ergebnisse dargestellt. Die Federführung dieses Arbeitspaketes obliegt der RWTH Aachen. Von der Technischen Universität Hamburg-Harburg werden die ostseespezifischen Anlagentypen und Fragestellungen bearbeitet.

Zunächst werden die Ergebnisse einer Literaturrecherche zu den Themen Versagensmechanismen von Hochwasserschutzdünen und möglichen Dünenerosionsmodellen sowie zu Berechnungsverfahren von Versagenswahrscheinlichkeiten und Verfahren zur Ableitung von Einwirkungsversagensfunktionen dargestellt. Im Folgenden werden Hochwasserschutzdünen als ostseespezifischer Anlagentyp charakterisiert und die Herleitung der notwendigen hydrodynamischen Eingangsgrößen zusammengefasst. Für eine detaillierte Beschreibung der Methodik zur Herleitung der hydrodynamischen Eingangsgrößen wird auf den Abschlussbericht zu Arbeitspaket 2 verwiesen. Anschließend werden kurz die bauwerksspezifischen Parameter als Grundlage für die Dünenerosionsmodelle erläutert. Die angewendeten Dünenerosionsmodelle, sowohl das empirische als auch das prozessbasierte numerische Modell, werden detaillierter erläutert, da diese die Grundlage für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sowie die Ableitung der Einwirkungsversagensfunktion bilden. Nach Erläuterungen zu den Dünenerosionsmodellen werden die Methodiken zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und zur Ableitung der Einwir-

kungsversagensfunktionen beschrieben und die Ergebnisse dargestellt. Der Bericht endet mit einer Zusammenfassung.

2 Hochwasserschutzdünen und Versagensmechanismen

Hochwasserschutzdünen stellen an der deutschen Ostseeküste ein wesentliches Element des Küsten- und Hochwasserschutzes dar. Auf der 237 km langen Außen-Flachküste des Landes Mecklenburg-Vorpommern wird die Küste auf einer Strecke von 106 km durch Hochwasserschutzdünen gegen auftretende Sturmfluten und die damit verbundenen Überflutung geschützt. Hochwasserschutzdünen werden sowohl als Systemschutzdünen in Verbindung mit anderen Sturmflutschutzbauwerken als auch als Vollschutzdünen ausgebildet. Eine Vollschutzdüne übernimmt als einzelnes Bauwerk die Hochwasser-Schutzfunktion für den Küstenabschnitt (STALU 2009). Diese muss also entsprechend dimensioniert sein. Vollschutzdünen bestehen im Wesentlichen aus einem Verschleißteil, einem Reserveteil und einem Sicherheitsteil (Abb. 1: Regelprofil einer Düne (StALU, 2009)). Der Verschleißteil wird im Laufe der Zeit durch natürliche Erosionsprozesse und kleinere Sturmfluten abgetragen. Hierdurch wird Sediment in das System eingetragen und die Versorgung der Strände und der angrenzenden Bereiche gesichert. Der Reserveteil wird so bemessen, dass die Sedimentmenge ausreichend ist, um die während einer Bemessungsturmflut erforderlichen Umlagerungsmengen an Sand zur Verfügung zu stellen. Landseitig an den Reserveteil anschließend befindet sich der Sicherheitsteil, welcher in Mecklenburg-Vorpommern pauschal eine Breite von 5 m hat. Ist neben dem Verschleißteil auch der Reserveteil abgetragen, verhindert der Sicherheitsteil der Düne ein Überströmen der Restdüne und eine Überflutung des Hinterlandes (STALU 2009).

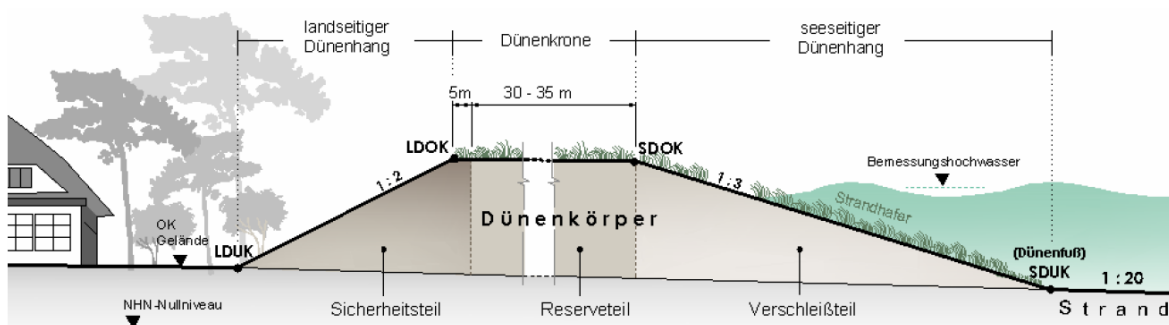


Abb. 1: Regelprofil einer Düne (StALU, 2009)

ALLSOP et.al. (2007) haben im Rahmen des FloodSite-Projektes für verschiedene Sturmflutschutzbauwerke Versagensmechanismen und dazugehörige Berechnungsansätze zusammengestellt. Für den Bauwerkstyp Düne sind die Versagensmechanismen

- Erosion der seeseitigen Böschung durch Wellen,
- Erosion der landseitigen Böschung durch Überströmen (Overflow) sowie

- Erosion der landseitigen Böschung durch Wellenüberschlag (Overtopping)

als signifikant genannt.

Im verfügbaren Schrifttum zum Thema Dünenversagen (siehe Schrifttum - Versagensmechanismen und Dünenerosionsmodelle) liegt der Schwerpunkt dabei auf dem Versagensmechanismus Erosion der seeseitigen Böschung durch Wellen. Daneben sind auch einige Veröffentlichungen zum Versagensmechanismus Überströmen (Overflow) erschienen (VISSER 1998, 2000, TUAN 2007, 2008). Der Versagensmechanismus Wellenüberschlag wird im Schrifttum wenig behandelt.

NISHI & KRAUS (1996) unterscheiden verschiedene Vorgänge welche die Dünenerosion beschreiben (Abb. 2):

- Abgleiten bzw. Kippen diskreter Dünenbereiche (layer separation),
- Unterspülen der Dünen und darauf folgend das Abrutschen der Düne (notching & slumping) und
- Abrutschen und Abgleiten dünner Dünenlagen (sliding & flowing).

Der Erosionprozess wird durch Nishi & Kraus (1996) folgendermaßen beschrieben: Durch den Wellenangriff wird Sediment von der Dünenfront abgetragen und seewärts getragen. Infolge dessen steilt sich die Dünenfront auf. Sobald der Neigungswinkel der Dünenfront einen kritischen Wert überschreitet (Versagenswinkel) erfolgt das Versagen des darüber liegenden Dünenbereichs. Das Sediment der Düne wird auf dem Vorstrand abgelagert und durch Wellen in Richtung See fortgetragen. Dieser Vorgang wiederholt sich so lange bis sich eine Art Gleichgewichtsprofil, in Abhängigkeit von Wasserstand und Wellenaufbau eingestellt hat.

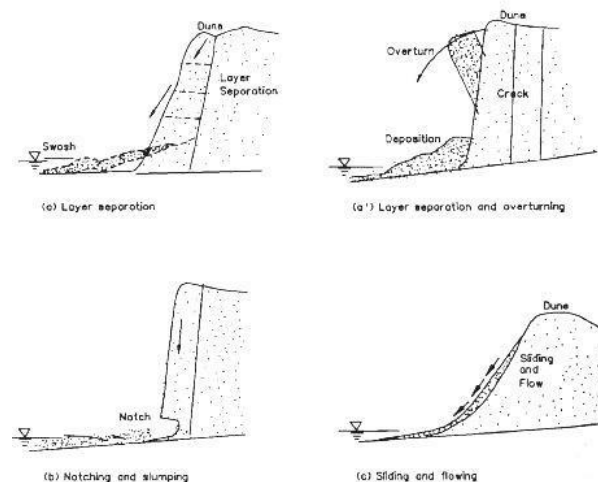


Abb. 2: Mögliche Erscheinungsformen der Dünenerosion (Nishi & Krauss 1996)

VAN GENT et.al. (2008) beschreiben den Prozess der Dünenerosion auf ähnliche Weise: Die Erosion wird hier als ein zeitlich veränderlicher Prozess gesehen, in dem sich verschiedene Erosionsvorgänge ablösen. Zu Beginn der Erosion liegt der Dünenfuß unterhalb des Wasserspiegels. D.h. es erreichen zahlreiche Wellen die Dünenfront wodurch diese steiler wird bis sie fast senkrecht oder leicht überhängend ist. Weiterer Wellenangriff führt zu einem episodischen Abrutschen von Sedimentmassen, welche auf dem Strandabschnitt vor der Düne abgelagert werden. Die Zeitintervalle zwischen den Rutschungsvorgängen verkürzen sich mit der Zeit. Das abgelagerte Sediment wird durch einlaufende Wellen aufgenommen, seewärts transportiert und verbreitert den Vorstrand. Durch den verbreiterten Vorstrand wird die weitere Erosion der Düne durch direkten Wellenangriff vorübergehend behindert. Mit fortschreitender Erosion der Düne wandert der Dünenfuß landeinwärts. Die Lage des Dünenfußes erhöht sich. Infolge dessen erreichen weniger Wellen die Düne und die Erosionsrate verringert sich.

Für den Dünenerosionsprozess sind vier verschiedene Prozesse ausschlaggebend (VAN RIJN 2009):

- Das Auftreten hoher Aufschlagkräfte an steilen Dünenfronten durch Wellen, was zu einer höheren Scherbeanspruchung und damit zu verstärkter Erosion führt.
- Das Auftreten starker Turbulenzen als Folge von brechenden Wellen und reflektierten, gebrochenen Wellen. Eine erhöhte seewärts gerichtete Transportkapazität ist die Folge.
- Die Bildung niederfrequenter Wellen in der Brandungszone (surf beat).
- Resultierend das Abgleiten der Düne bei zu steiler Neigung der Dünenfront. Es kommt zur Bildung einer kleinen Barre am Dünenfuss

Zahlreiche Autoren (JUDGE 2003, LARSON 2004, MORTON 2002, PYE 1994, ROELVINK 2009, STEETZEL 1993, VAN RIJN 2009, VELLINGA 1986, VAN GENT 2008, und weitere) haben sich den Einflussfaktoren der Dünenerosion gewidmet. Die Autoren identifizieren Faktoren wie den Wasserstand, die Wellenhöhe und Wellenperiode, den Korndurchmesser sowie die Profilneigung als wesentliche Einflussparameter auf den Erosionsprozess. Zusammenfassend werden die Einflüsse wie folgt beschrieben:

- Je steiler die Wellen desto stärker ist die Erosion der Düne.
- je länger die Wellenperiode desto stärker ist die Erosion.
- Je geringer der Korndurchmesser des Sediments desto größer ist der Erosionswiderstand der Düne.
- Eine steile Profilneigung der Dünenfront wirkt sich wieder negativ auf den Erosionswiderstand der Düne aus und begünstigt die Erosion der Düne.

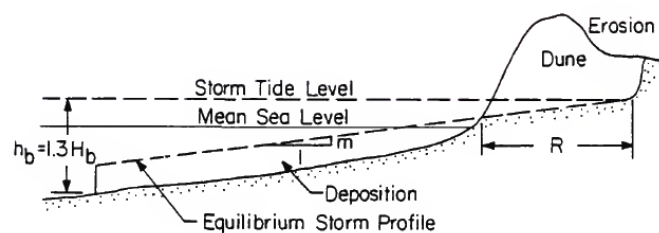
VAN RIJN (2009) untersuchte zusätzlich den Parameter Wellenangriffswinkel und kam zu dem Schluss, dass bei einem Wellenangriffswinkel zwischen 0° und 10° zur Küstennormalen die größten Erosionsraten auftreten.

3 Dünenerosionsmodelle

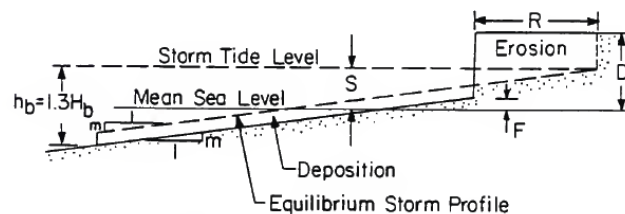
3.1 Erosion durch Wellenangriff

3.1.1 Empirische Modell

Erste systematische Untersuchungen zur Dünenerosionsproblematik und die Ableitung eines einfachen Verfahrens zur Abschätzung der Dünenerosion wurden von Edelmann durchgeführt (Edelmann 1968 und 1972). Viele aktuelle Ansätze und Dünenerosionsmodelle bauen auf seine Arbeiten auf. Der grundlegende Ansatz von Edelmann ist in Abb. 3 dargestellt.



1a: ACTUAL PROFILE APPLICATION.



1b: IDEALIZED PROFILE APPLICATION.

Abb. 3: Dünenerosionsmodell nach Edelmann (1968) aus Hughes (1981)

VELLINGA (1986) erarbeitete aufgrund klein- bzw. großmaßstäblicher hydraulischer Untersuchungen ein Modell zur Beschreibung der Dünenerosion welches auf dem o.g.

Gleichgewichtsansatz basiert. Hierbei wird davon ausgegangen, dass die Menge an erodiertem Dünenmaterial komplett auf dem vorgelagerten (Unterwasser-)Strand abgelagert wird. Gemäß dem Ansatz wird davon ausgegangen, dass kein Sediment durch Transportprozess in küstenlängsrichtung verloren geht. Im Ansatz von Vellinga ist die Form des Unterwasserprofils abhängig von der Wellenhöhe und der Fallgeschwindigkeit des Sediments. Der landseitige Anfang des Unterwasserprofils liegt auf Höhe des Sturmflutwasserstands (Abb. 4). Das seewärtige Ende des Unterwasserprofils ist –wie die Form des Unterwasserprofils- von der Wellenhöhe und der Fallgeschwindigkeit abhängig und endet in einer Wassertiefe von rd. $d=0.75 \cdot H_{0s}$ bezogen auf den Sturmflutwasserstand.

Für die morphologische Entwicklung der landseitigen Düne wird angenommen, dass sich nach der Erosion der Düne eine Neigung der Dünenfront von 1:1 einstellt. Das Erosionsprofil ergibt sich somit als Kombination der erodierten Düne und dem Unterwasserprofil.

Die Dauer der Belastung, d.h. die Dauer des Sturms bzw. des Hochwassers gehen nicht in die Bestimmung des Erosionsprofils ein. Das Modell gilt sowohl für eine Belastungsdauer von fünf Stunden mit konstanten Belastungen als auch für einen Sturm von 45 Stunden Dauer (BRANDENBURG 2010). In dem Vellinga Modell werden zudem weitere wichtige Parameter wie die Wellenperiode, die erfahrungsgemäß einen starken Einfluss auf die Erosion hat, oder auch die Wellenanlaufzeit und der Bewuchs nicht berücksichtigt.

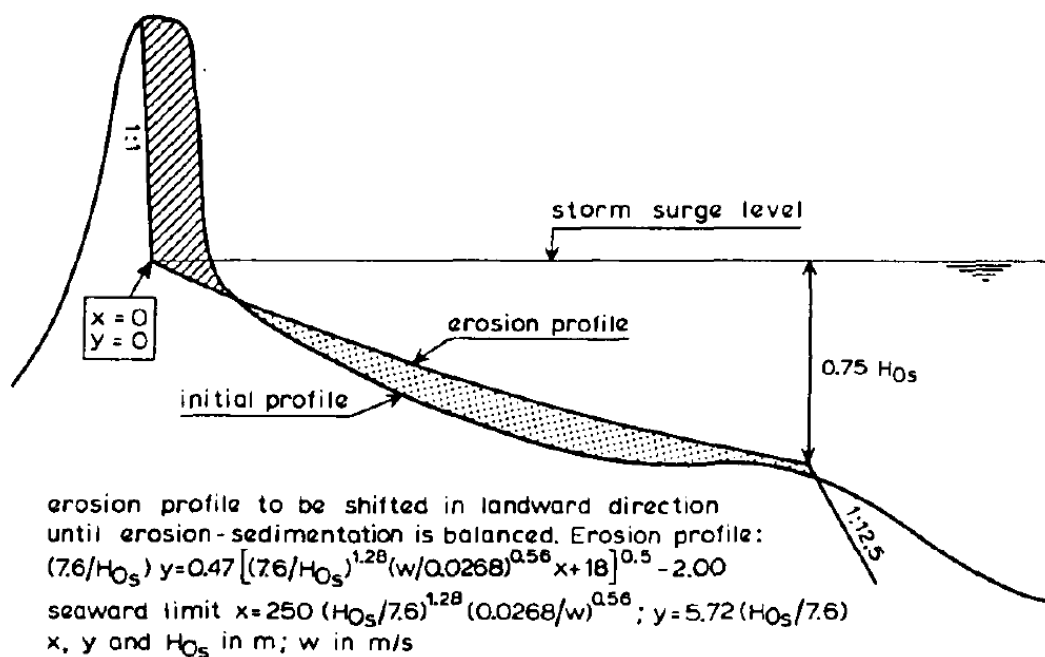


Abb. 4: Erosionsprofil nach VELLINGA (1998)

VAN GENT et al. (2008) stellen eine Erweiterung des Ansatzes von VELLINGA (1998) vor, in dem die Wellenperiode mit berücksichtigt wird. In großmaßstäblichen hydraulischen Tests untersuchten die Autoren den Einfluss des Wellenspektrums und der Wellenperiode. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass die Periode $T_{m-1,0}$ Gl. 1 - Gl. 3 des Wellenspektrums den Einfluss der Wellenperiode auf die Dünenerosion besser beschreibt als die Peak-Periode T_p Gl. 4 - Gl. 6. Im Folgenden sind die von VAN GENT et al. (2008) entwickelten Dünenerosionsgleichungen mit beiden Perioden dargestellt:

$$\frac{7,6}{H_{0S}} y = 0,471 * \left[\left(\frac{7,6}{H_{0S}} \right)^{1,28} * \left(\frac{10,9}{T_{m-1,0}} \right)^{0,45} * \left(\frac{w}{0,0268} \right)^{0,56} * x + 18 \right]^{0,5} - 2,0 \quad \text{Gl. 1}$$

$$x_R = 250 * \left(\frac{H_{0S}}{7,6} \right)^{1,28} * \left(\frac{0,0268}{w} \right)^{0,56} \quad \text{Gl. 2}$$

$$y_R = \left(\frac{H_{0S}}{7,6} \right) * \left[0,4714 * \left(250 * \left(\frac{10,9}{T_{m-1,0}} \right)^{0,45} + 18 \right)^{0,5} - 2 \right] \quad \text{Gl. 3}$$

$$\frac{7,6}{H_{0S}} y = 0,4714 * \left[\left(\frac{7,6}{H_{0S}} \right)^{1,28} * \left(\frac{12}{T_p} \right)^{0,45} * \left(\frac{w}{0,0268} \right)^{0,56} * x + 18 \right]^{0,5} - 2,0 \quad \text{Gl. 4}$$

$$x_R = 250 * \left(\frac{H_{0S}}{7,6} \right)^{1,28} * \left(\frac{0,0268}{w} \right)^{0,56} \quad \text{Gl. 5}$$

$$y_R = \left(\frac{H_{0S}}{7,6} \right) * \left[0,4714 * \left(250 * \left(\frac{12}{T_p} \right)^{0,45} + 18 \right)^{0,5} - 2 \right] \quad \text{Gl. 6}$$

Mit:

- H_{0S} - signifikante Wellenhöhe im Tiefwasser [m]
- w - Fallgeschwindigkeit [m/s]
- $T_{m-1,0}, T_p$ - Wellenperiode [s]
- x, y - Koordinaten [m]

ROMANCZYK et al. (2005) befassen sich mit dem Ansatz von LARSON (1997, in ROMANCZYK et al. (2005)), der auf dem Gleichgewichtsansatz von BRUUN (1954) aufbaut. Von Larson wird die Dünenerosion mittels eines Gleichgewichtsansatzes der Form: $f(x) = A (x+x_s)^{2/3}$ beschrieben. Hierdurch lässt sich ausschließlich die Form des Unterwasserprofils beschreiben. ROMANCZYK et al. (2005) erweitern den Larson Ansatz auf die Beschreibung des gesamten Querprofils einschließlich des trockenen Strands. Dazu werden verschiedene Formfunktionen A in Verbindung mit einer einseitigen Taylo-

rentwicklung um einen Punkt x_0 erweitert. Der Punkt x_0 trennt hier den Offshore-Bereich von dem Onshore-Bereich (Abb. 5).

Die Berechnungsgleichungen (Gl. 7 - Gl. 8) für die Form des Erosionsprofils richten sich nach der Lage auf der x-Achse bezüglich des Punktes x_0 :

$$f_1(x) = -A(x + x_s)^\rho \quad \text{für } x \geq x_0 \quad \text{Gl. 7}$$

$$f_2(x) = P + Q(x_0 - x) + R(x_0 - x)^2 \quad \text{für } x < x_0 \quad \text{Gl. 8}$$

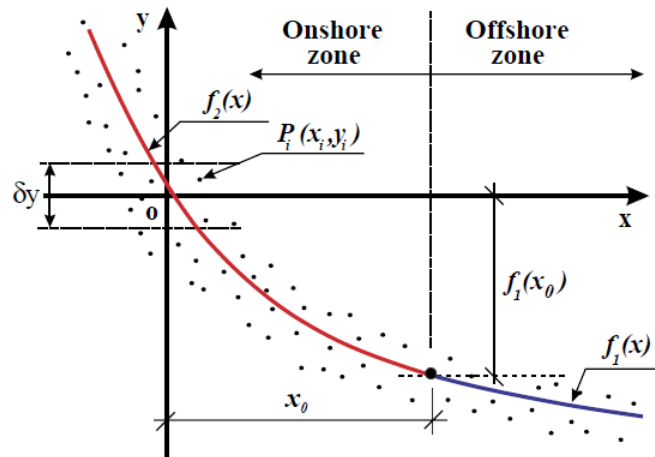


Abb. 5: Lage des Punktes x_0

Die Parameter A , ρ und x_s werden durch Auswertung von in situ Daten der Unterwassermorphologie bestimmt werden. Die Parameter P und Q werden entsprechend Gl. 9 - Gl. 10 ermittelt.

$$P = -f_1(x_0) = -A(x_0 + x_s)^\rho \quad \text{Gl. 9}$$

$$Q = f_1'(x_0) = \rho A(x_0 + x_s)^{\rho-1} \quad \text{Gl. 10}$$

Der Parameter R ist aus topographischen Daten für $x \geq x_0$ über die Anpassungsmethoden der kleinsten Fehlerquadrate zu bestimmen.

Neben der Darstellung der Formfunktion als Potenzfunktion, wurde die Formfunktion von ROMANCZYK et. al. (2005) auch in exponentieller und logarithmischer Formulierung bestimmt.

Die Formfunktion in exponentieller Schreibweise ist nach Gl. 11 - Gl. 12 zu ermitteln.

$$f_1(x) = -B(1 - e^{-kx+C}) \quad \text{für } x \geq x_0 \quad \text{Gl. 11}$$

$$f_2(x) = -B(1 - e^{kx_0+C}) + Bke^{kx_0+C}(x_0 - x) + R(x_0 - x)^2 \quad \text{für } x < x_0 \quad \text{Gl. 12}$$

Für die logarithmische Notation ist Gl. 13 - Gl. 14 zu verwenden.

$$f_1(x) = -D - \frac{1}{F} \ln\left(\frac{x}{G} + 1\right) \quad \text{für } x \geq x_0 \quad \text{Gl. 13}$$

$$f_2(x) = -D - \frac{1}{F} \ln\left(\frac{x_0}{G} + 1\right) + \frac{1}{F(x_0+G)}(x_0 - x) + R(x_0 - x)^2 \quad \text{für } x < x_0 \quad \text{Gl. 14}$$

Mit:	A	- Formparameter [-]
	x_s	- horizontale Lage der Wasserlinie [m]
	ρ	- empirischer Exponent [-]
	P, Q	- empirische Faktoren [-]
	B, C, R, D, F, G	- empirische Faktoren [-]

3.1.2 Semi-empirische Modelle

TÜRKER & KABDASLI (2006) entwickeln ebenfalls einen Ansatz der auf dem Gleichgewichtsprofil nach BRUUN (1954, TÜRKER & KABDASLI (2006)) aufbaut und versuchen die Einflüsse des Wellenklimas und der Sedimentcharakteristik auf den Formparameter mit einzubeziehen. Für die Ableitung des Ansatzes wird davon ausgegangen, dass das Querprofil in ein Gleichgewichtsprofil übergeht sobald die Energiedissipation in der Brandungszone eine Gleichgewichts-Energiedissipation erreicht hat. Im Gleichgewichtszustand, in der der Brechpunkt stationär ist, kann der Wellenenergiefluss nach Gl. 15 beschrieben werden.

Brechpunkt stationär ist, kann der Wellenenergiefluss nach Gl. 15 beschrieben werden.

$$P_{wave} = EC_g = \frac{1}{8} \rho g H_b^2 (gh_b)^{0,5} \quad \text{Gl. 15}$$

Die gebrochenen Wellen reformieren sich und haben dann einen stabilen Energiefluss:

$$P_{stable} = E_s C_g = \frac{1}{8} \rho g (\Gamma h)^2 (gh)^{0,5} \quad \text{Gl. 16}$$

Werden die beiden Energieanteile bilanziert, ergibt sich Gl. 17

$$P_{net} = \frac{1}{8} \rho g^{3/2} [H_b^2 h_b^{\frac{1}{2}} - \Gamma^2 h^{\frac{5}{2}}] \quad \text{Gl. 17}$$

- Mit: P_{wave} - Energiefluss der Welle [W/m]
 P_{stable} - Energiefluss der reformierten Welle [W/m]
 ρ - Dichte des Wassers [kg/m³]
 g - Erdbeschleunigung [m/s²]
 H_b - Wellenhöhe im Brechpunkt [m]
 h_b - Wassertiefe im Brechpunkt [m]
 Γ - Wellenabklingskonstante [-], $\Gamma = 0,4$

Wird Energie dissipiert und die Energiedissipation pro Einheitsvolumen Wasserkörper integriert, ergibt sich die Energiedissipation im Gleichgewichtszustand D_{eq} gem. Gl. 18

$$D_{eq} = \frac{1}{8} \rho g^{3/2} \left[H_b^2 h_b^{-\frac{1}{2}} + \frac{5}{3} \Gamma^2 h_b^{\frac{3}{2}} \right] * \frac{1}{X_L} \quad \text{Gl. 18}$$

Der Parameter X_L ist die mittlere Transportlänge des Sedimentes, die abhängig von den Wellenbedingungen und der Sedimentcharakteristik im Untersuchungsgebiet ist. Mit dem Formparameter A (Gl. 19)

$$A = \left(\frac{24}{5} \frac{D_{eq}}{\rho g^{\frac{3}{2}} \kappa^2} \right)^{2/3} \quad \text{Gl. 19}$$

($\kappa = H_b/h_b$) und der o.g. Energiedissipation ergibt sich der neue Formparameter (Gl. 20) zu:

$$A = \frac{a_l}{(\kappa^2 X_L)^{2/3}} \left[\frac{3}{5} H_b^2 h_b^{-\frac{1}{2}} + \Gamma^2 h_b^{\frac{3}{2}} \right]^{2/3} \quad \text{Gl. 20}$$

Mit dem Ansatz von TÜRKEK & KABDASLI (2006) lässt sich über die Energiedissipation im Gleichgewichtszustand der Formparameter A explizit bestimmen.

Der oben beschriebene Ansatz ist dem Ansatz, welcher dem Modell SBEACH (LARSON (1989)) zu Grunde liegt ähnlich. SBEACH ist ein numerisches Modell, welches makroskalige morphologische Veränderungen der Unterwassersohle (Bildung & Veränderung von Baren & Bermen) sowie des Strandes berechnet. Es wird davon ausgegangen, dass sich alle Veränderungen der Unterwassersohle aufgrund des Brechens einlaufender Wellen vollziehen. Es wird daher die Sedimenttransportrate in Küstenquerrichtung aus den lokalen Welleneigenschaften, der Energiedissipation, den Wasserständen sowie dem lo-

kalen Strandprofil errechnet. Mit der Gleichung der Masseerhaltung für das Sediment wird die Sohlveränderung als Funktion der Zeit bestimmt. Diese Gleichung wird über die Methode der finiten Differenzen gelöst. Die Gleichung für die Masseerhaltung in finite Differenzenschreibweise sieht wie folgt aus:

$$\frac{h_i^{k+1} - h_i^k}{\Delta t} = \frac{1}{2} \left[\frac{q_{i+1}^{k+1} - q_i^{k+1}}{\Delta x} + \frac{q_{i+1}^k - q_i^k}{\Delta x} \right] \quad \text{Gl. 21}$$

Mit: h - Wassertiefe [m]
 q - Sedimenttransportrate in Küstenquerrichtung [m³/m/sec]
 Δt - Zeitschrittweite [sec]
 Δx - Schrittweite [m]
 k - Zeitschritt [-]
 i - Zellennummer [-]

Die Sedimenttransportrate wird in Abhängigkeit der Wassertiefe und der Energiedissipation bestimmt (Gl. 22 - Gl. 23).

$$q = K \left(D - D_{eq} + \frac{\varepsilon}{K} \frac{dh}{dx} \right) \quad D > D_{eq} - \frac{\varepsilon}{K} \frac{dh}{dx} \quad \text{Gl. 22}$$

$$q = 0 \quad D < D_{eq} - \frac{\varepsilon}{K} \frac{dh}{dx} \quad \text{Gl. 23}$$

Mit: K - empirischer Transportratenkoeffizient [m⁴/N]
 D - aktuelle Energiedissipation [Nm/m³/sec]
 D_{eq} - Gleichgewichtsenergiedissipation [Nm/m³/sec]
 x - x-Koordinate in Küstenquerrichtung [m]

HANSON et.al. (2010) entwickeln einen Berechnungsansatz, welcher für die morphologische Veränderung der Düne und der Strandes sowohl Quer- als auch Längstransportprozesse berücksichtigt. Zudem wird das Wachstum von Dünen durch Windflug und die Erosion der Dünen durch Stürme und einem Gradienten des Sedimenttransports in Küstenlängsrichtung mit einbezogen. Die Wachstumsrate (q_w) der Düne durch Windtransport berechnet sich gem. Gl. 24

$$\frac{dV_{DW}}{dt} = q_w \quad \text{Gl. 24}$$

Mit: V_{DW} - Dünenvolumen
 t - Zeit

Dabei wird angenommen, dass die Gesamtmenge des transportierten Materials auf der Düne abgelagert wird. Mit der Lageveränderung des Dünenfusses (Δy_{Dw}) (Gl. 25)

$$\Delta y_{Dw} = \frac{\Delta V_{Dw}}{D_D} \quad \text{Gl. 25}$$

ergibt sich Gl. 26, die zur Berechnung der Windtransportrate gelöst werden muss:

$$\frac{dy_{Dw}}{dt} = \frac{q_w}{D_D} \quad \text{Gl. 26}$$

Mit: D_D Dünenhöhe über der Berme [m]

Nach Lösung der Differentialgleichung ergibt sich (Gl. 27):

$$q_w = q_{w0} \left(1 - 0,5 \left(1 - \tanh \left[\frac{\pi}{q_{grad}} (y_B - y_D - y_{50}) \right] \right) \right) \quad \text{Gl. 27}$$

Mit: q_{w0} - maximaler Windtransport

y_B, y_D - Abstand zum seewärtigen Ende der Berme & des Dünenfusses (Abb. 6)

y_{50} - Abstand zum seewärtigen Ende der Berme an dem der Windtransport 50% seines Maximums erreicht hat

q_{grad} - Transportgradient

Für die Erosion durch Wellen wird das erodierte Volumen gem. Gl. 28 berechnet.

$$\frac{dV_{D0}}{dt} = -q_0 \quad \text{Gl. 28}$$

Der Parameter q_0 , die Erosionsrate, wird nach LARSON et.al. (2004) bestimmt (Gl. 29)

$$q_0 = 4C_S \frac{(R + \Delta h - z_D)^2}{T} \quad R > z_D - \Delta h \quad \text{Gl. 29}$$

Mit: R - Auflaufhöhe [m], $R = a\sqrt{(H_0 L_0)}$,

H_0 & L_0 - Wellenhöhe & Wellenlänge im Tiefwasser,

a - ein Parameter abh. von der Vorstrandneigung

Δh - Sturmflutwasserstand

z_D - Höhenlage des Dünenfusses bezogen auf den Mittelwasserstand

T - Swash-Periode (entspricht der Wellenperiode)

C_S - empirischer Koeffizient

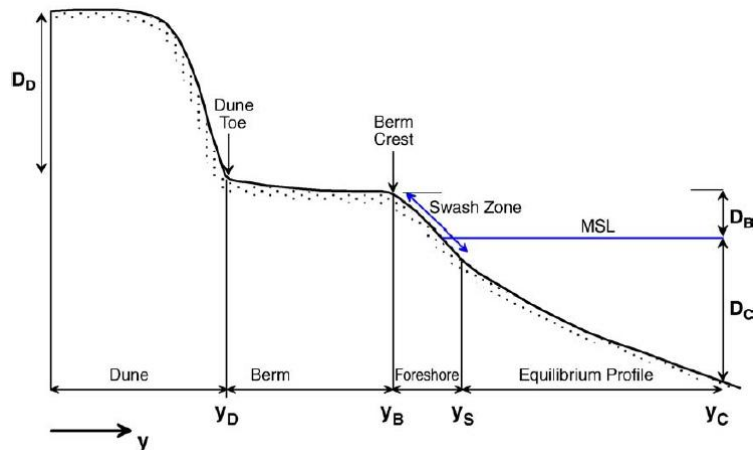


Abb. 6: Definitionsskizze und Bezeichnung

Die beiden Anteile, der dünenaufbauende Windtransport und der erodierende Wellenangriff werden nun in einer zu lösenden Differentialgleichung kombiniert zu Gl. 30

$$\frac{dV_D}{dt} = \frac{dV_{Dw}}{dt} + \frac{dV_{D0}}{dt} = \left(\frac{dy_{Dw}}{dt} + \frac{dy_{D0}}{dt} \right) D_D = \frac{dy_D}{dt} D_D = q_w - q_0 \quad \text{Gl. 30}$$

Der Sediment austausch in Küstenquerrichtung (Gl. 31) zwischen Düne und Berme wird mit dem Küstenlängstransport des Sediments, resultierend aus schrägem Wellenangriff kombiniert zu:

$$\frac{\delta y}{\delta x} = \frac{1}{D_B + D_C} \left(\frac{\delta Q}{\delta x} \right) + \frac{\delta y_B}{\delta t} = - \frac{1}{D_B + D_C} \left(\frac{\delta Q}{\delta x} - q_0 + q_w \right) \quad \text{Gl. 31}$$

Mittels numerischer Modellierung (Crosmor2007) und Untersuchungen in hydraulischen Modellen wurden von VAN RIJN (2009) verschiedene Parameter und ihr Einfluss auf die Dünenerosion analysiert. Ergebnis dieser Sensitivitätsuntersuchungen ist die Ableitung einer vereinfachten Berechnungsregel (Gl. 32) für die Dünenerosion:

$$A_{d,t=5} = A_{d,ref} \left(\frac{d_{50,ref}}{d_{50}} \right)^{\alpha 1} \left(\frac{S}{S_{ref}} \right)^{\alpha 2} \left(\frac{H_{S,0}}{H_{S,0,ref}} \right)^{\alpha 3} \left(\frac{T_p}{T_{p,ref}} \right)^{\alpha 4} \left(\frac{\tan \beta}{\tan \beta_{ref}} \right)^{\alpha 5} \left(1 + \frac{\theta_0}{100} \right)^{\alpha 6} \quad \text{Gl. 32}$$

- Mit:
- $A_{d,t=5}$ - Erosionsfläche oberhalb des Sturmflutwasserstands nach 5 h [m^3/m]
 - $A_{d,ref}$ - Erosionsfläche oberhalb des Sturmflutwasserstands nach 5 h für Referenzfall [m^3/m]
 - S - Sturmflutwasserstand über Mittelwasser [m]
 - S_{ref} - Sturmflutwasserstand über Mittelwasser für Referenzfall [m]
 - H_{S0} - signifikante Tiefwasserwellenhöhe [m]

$H_{S0, \text{ref}}$ - signifikante Tiefwasserwellenhöhe für Referenzfall [m]

T_p - Peak-Periode [s]

$T_{p, \text{ref}}$ - Peak-Periode für Referenzfall [s]

d_{50} - Mittlerer Korndurchmesser [m]

$d_{50, \text{ref}}$ - Mittlerer Korndurchmesser für Referenzfall = 0,000225m [m]

$\tan\beta$ - Gradient zwischen -3m Linie und Dünenfuss (+3m) [°]

$\tan\beta_{\text{ref}}$ - Gradient zwischen -3m Linie und Dünenfuss (+3m) für Referenzfall
(1:45)[°]

θ_0 - Wellenanlaufwinkel zur Küstenmormalen (im Tiefwasser) [°]

α_1 - Exponent = 1,3

α_2 - Exponent = 1,3 für $S < S_{\text{ref}}$ und $\alpha_2 = 2,5$ für $S > S_{\text{ref}}$

α_3 - Exponent = $\alpha_4 = \alpha_6 = 0,5$

α_5 - Exponent = 0,3

Die oben genannte Gleichung ist für eine Referenzdauer von 5 Stunden gültig. Sollen längere Zeiträume betrachtet werden müssen die Ergebnisse hochgerechnet werden (Gl. 33):

$$A_{d,t} = A_{d,t=5} \left(\frac{t}{t_{\text{ref}}} \right)^{\alpha_6} \quad \text{Gl. 33}$$

Mit: $A_{d,t=5}$ - Erosionsfläche oberhalb des Sturmflutwasserstands nach 5 h [m³/m]

t - Zeit [h], $t_{\text{ref}} = 5$ h

α_6 - 0,5 für $t < t_{\text{ref}}$ und 0,2 für $t > t_{\text{ref}}$

Der durchschnittliche horizontale Dünenrückgang R_d kann über Gl. 34 abgeschätzt werden.

$$R_D = \frac{A_D}{(h_D - S)} \quad \text{Gl. 34}$$

Der maximale Dünenrückgang ist gem. Gl. 35 zu berechnen.

$$R_{d,\text{max}} \cong 1,5 R_D \quad \text{Gl. 35}$$

Mit: R_d - durchschnittlicher horizontaler Dünenrückgang [m]

$R_{d, \max}$ - maximaler horizontaler Dünenrückgang auf Höhe des Sturmflutwasserstands [m]

h_D Dünenhöhe über Mittelwasserstand [m] zu bestimmen.

Von LARSON et.al. (2004) wurde ein einfaches Model entwickelt mit dessen Hilfe sich das erodierte Volumen und der Dünenrückgang während schwerer Stürme näherungsweise bestimmen lassen. Sind die geometrischen, hydraulischen und Anfangsrandbedingungen einfach genug, lassen sich für dieses Model auf analytische Lösungen ableiten.

Eine Grundannahme in diesem Modell ist die lineare Abhängigkeit zwischen der Belastung auf die Dünen durch den Wellenschlag (F) und dem Gewicht des erodierten Sedimentvolumens von der Düne (ΔW , Gl. 36)

$$\Delta W = C_E F \quad \text{Gl. 36}$$

Nach einigen Bearbeitungsschritten stellen LARSON et.al. (2004) eine Berechnungsleichung (Gl. 37) für die durchschnittliche Erosionsrate auf:

$$q_D = \frac{dV}{dt} = -\frac{1}{2} \frac{C_E}{C_u^2} \frac{\rho}{\rho_s} \frac{u_0^4}{g^2 T} \frac{1}{(1-p)} \quad \text{Gl. 37}$$

Mit: V - erodierte Volumen [m³/m]

C_E, C_u - empirische Faktoren [-]

ρ, ρ_s - Dichte des Wassers bzw. des Sediments [kg/m³]

u_0 - Geschwindigkeit der Bore [m/s]

T - Periode der Bore [s]

p - Porosität [-]

Für die oben genannte Gleichung werden für verschiedene einfache Fälle in Abhängigkeit des Anstiegs des Wasserstands analytische Lösungen bereitgestellt.

Für einen linearen Anstieg des Wasserstands wurde folgende analytische Lösung für das erodierte Volumen gem. Gl. 38 gefunden:

$$\Delta V_E = 4 \frac{C_S}{T} \left((R - z_i)^2 t + a(R - z_i) t^2 + \frac{1}{3} a^2 t^3 \right) \quad \text{Gl. 38}$$

Die Gesamterosionszeit wird nach Gl. 39 berechnet

$$t_B = 4 \frac{T}{C_S} \frac{V_0}{(R - z_0)^2} \quad \text{Gl. 39}$$

Das erodierte Volumen bei sinusförmigem Anstieg des Wasserstands sieht wie folgt aus:

$$\Delta V_E = 8 \frac{C_S}{T} \left(\left(\frac{T_S}{2} - t_L \right) \left(\frac{1}{2} R_T^2 + z_D^2 \right) + R_T^2 \frac{T_S}{4\pi} \sin \left(2 \frac{\pi t_L}{T_S} \right) - 2 R_T z_D \frac{T_S}{\pi} \cos \left(\frac{\pi t_L}{T_S} \right) \right) \quad \text{Gl. 40}$$

Sollte der Wasserstandsanstieg eine andere Form besitzen, ist Gl. 41 zu verwenden.

$$\Delta V_E = 8 \frac{C_S}{T} \left(\frac{R_T^2}{2n+1} \left(\frac{T_S}{2} - \left(\frac{2t_L}{T_S} \right)^{2n} t_L \right) - 2 \frac{R_T z_D}{n+1} \times \left(\frac{T_S}{2} - \left(\frac{2t_L}{T_S} \right)^n t_L \right) + z_D^2 \left(\frac{T_S}{2} - t_L \right) \right) \quad \text{Gl. 41}$$

- Mit:
- ΔV_E - erodierte Volumen pro Zeiteinheit [m^3/m]
 - C_S - empirischer Faktor [-]
 - T - Wellenperiode [s]
 - R - Auflaufhöhe [m]
 - z_i - Anfangslage des Dünenfusses bei variablem Wasserstand [m]
 - t - Zeit [h]
 - a - Anstiegsrate des Wasserstands [1/s]
 - t_B - Gesamtversagenszeit [h]
 - V_0 - Dünenvolumen bei $t = 0$
 - z_0 - Höhenlage ab welcher der Wellenauflauf beginnt [m]
 - T_S - Sturmdauer [h]
 - t_L - Zeitpunkt zu dem die Boren auf die Düne treffen [h]
 - R_T - $R_a + z_a$, R_a = Auflaufhöhe während der Sturmflut [m], z_a = Amplitude der Wasserstandsänderung während der Sturmflut
 - z_D - $z_i - R_i$, R_i = Auflaufhöhe bei $t = 0$ [m]
 - n - empirische Potenz, die Form der Sturmflutwasserstandsganglinie bestimmend

3.1.3 Prozessbasierte Modelle

Eine andere Art der Dünenerosionsmodelle sind die prozessbasierten Modelle. Hierbei werden alle für den Vorgang der Dünenerosion relevanten Prozesse individuell und explizit betrachtet. STEETZEL (1993) entwickelte ein solches mathematisches Modell. Es berücksichtigt Prozesse wie Shoaling, Refraktion und Wellenbrechen sowie die Strömung in Küstenquerrichtung. Die Ergebnisse des Wellenmodells werden zur Berechnung der lokalen Sedimenttransportrate in Küstenquerrichtung herangezogen (Gl. 42)

$$S = \int_{z=0}^{\eta_{max}} \bar{u}(z) \bar{C}(z) dz \quad \text{Gl. 42}$$

Mit: η_{max} - maximale Wassertiefe bezogen auf die Sohle.

Da bei dem Sedimenttransport der Undertow (Sekundärströmung in Richtung See) eine wesentliche Rolle spielt wird das oben genannte Integral (Gl. 43) in zwei Komponenten geteilt.

$$S = \int_{z=0}^{d_t} \bar{u}(z) \bar{C}(z) dz + \int_{z=d_t}^{\eta_{max}} \bar{u}(z) \bar{C}(z) dz = S_l + S_u \quad \text{Gl. 43}$$

Hierbei gibt der erste Term die Sedimenttransportrate unterhalb des Wellentals bei $z = d_t$ (S_l) an und der zweite Term die Sedimenttransportrate darüber (S_u).

Nachdem beide Integrale gelöst sind, ergibt sich folgende Gleichung für den Nettotransport des Sediments:

$$S_l = C_0 u_0 \left[\int f_c(z) dz \right]_1 + C_0 K_{lin} \left[\int z f_c(z) dz \right]_2 + C_0 K_{log} \left[\int \ln(1 + \left(\frac{\mu}{\varepsilon_0}\right) z f_c(z) dz \right]_3 \quad \text{Gl. 44}$$

- Mit:
- C_0 - Referenzkonzentration bei $z = 0$ [kg/m³]
 - u_0 - (virtuelle) Geschwindigkeit bei Referenzlevel [m/s]
 - $f_c(z)$ - zeitintegrierte Konzentration bei $z = d$ [-]
 - K_{lin} - Konstante in Gleichung für Sekundärströmung, bezogen auf lineare Verteilung von $u(z)$ [1/s]
 - z - vertikale Koordinate, Höhe über Referenzlevel [m]
 - K_{log} - Konstante in Gleichung für Sekundärströmung, bezogen auf logarithmische Verteilung von $u(z)$ [m/s]
 - μ - vertikaler Durchmischungskoeffizient ($= \Delta \varepsilon / \Delta z$) [m/s]
 - ε_0 - Referenzdurchmischungskoeffizient bei $z = 0$ [m²/s]

Die Bestimmungsgleichungen für K_{lin} & K_{log} sowie μ und ε_0 sind bei STEETZEL (1993) zu finden.

Veränderungen der Sohle werden über den Gradienten des Quertransports und der Masseerhaltung des Sediments berechnet:

$$\frac{dz_b(x)}{dt} = \frac{-1}{(1-p)} \left[\frac{dS(x)}{dx} \right]$$

Gl. 45

Mit: z_b - vertikale Koordinate der Sohle [m]

p - Porosität [-]

$S_x(x)$ - Transportrate pro Einheitsvolumen in Küstenquerrichtung [$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$]

Niederfrequente Effekte (Surf Beat), das Auftreten verstärkter Turbulenz aufgrund brechender Wellen werden genauso wenig berücksichtigt wie das Abgleiten der Dünenfront.

Ein anders prozessbasiertes Modell (XBeach) wurde von ROELVINK et.al. (2009) vorgestellt. Es ist ein Modell, welches die Prozesse der Dünenerosion, des Überspülen sowie des Versagens der Strandkopfes bzw. der Düne aufgrund von zeitabhängigen Sturmbedingungen berechnet. Es werden die relevanten Prozesse für die von Sallenger (2000) (in ROELVINK et.al. 2009) definierten Belastungsfällen betrachtet. Diese Belastungsfälle sind (i) Swash regime, (ii) Collision regime, (iii) Overwash regime und (iv) Inundation regime.

Für die Belastungsfälle (i) swash regime und (ii) collision regime tritt ein seewärts gerichteter Massentransport aufgrund von Wellen und Oberflächenrollern auf (Rippströmung) auf. Diese Strömungen halten die Erosion aufrecht und tragen erodierte Sedimente von der Düne seewärts fort. In XBeach wird zur Beschreibung der Transportprozesse der Ansatz von Soulby - Van Rijn (SOULSBY 1997, in ROELVINK 2009) verwendet.

Im Collision regime wird der Transport des Sediments von der Dünenfront hin in die Wasserwechselzone mittels eines Rutschungsmodells (avalanching model) e. Dieses Modell berücksichtigt, dass nasser (gesättigter Sand) leichter in Bewegung versetzt werden kann als trockener Sand. Zu diesem Zweck werden ein kritischer (nasser) und ein unkritischer (trockener) Neigungswinkel eingeführt. Das Abrutschen der Düne wird durch eine Kombination aus Wellenauflauf und der kritischen Dünenneigung ausgelöst.

Während des Overwash regimes sind die Strömungen durch niederfrequente Bewegungen (mit Zeitskalen von Wellengruppen) dominiert und stellen wichtige Transportprozesse dar, die das Sediment landeinwärts transportieren. Der Berechnungsansatz berücksichtigt die wellengruppeninduzierten niederfrequenten Bewegungen in Kombination mit der Momentenerhaltung bei gleichzeitigem Sedimenttransport und Sohlhöhenveränderung.

Der letzte Belastungsfall ist das sogenannte Inundation regime, in welchen die Düne versagt. Für diesen Fall wird in XBeach die Entwicklung der Bresche über den Sedimenttransport aufgrund der Strömung in der Bresche berechnet. Das Ganze in Kombination mit einer rutschungsbedingten Erosion.

Das Model XBeach löst die zeitabhängige Bilanzgleichung für kurperiodische Wellen gem. Gl. 46

$$\frac{\delta A}{\delta t} + \frac{\delta c_{gx} A}{\delta x} + \frac{\delta c_{gy} A}{\delta y} + \frac{\delta c_{\theta} A}{\delta \theta} = -\frac{D_{waves}}{\sigma} \quad \text{Gl. 46}$$

Mit: A - Wellenbewegung = E/σ [Js/m²], E = Wellenenergie, σ = Wellenfrequenz

c_{gx} , c_{gy} - x- bzw. y-Komponente der Wellengruppengeschwindigkeit [m/s]

θ - Wellenanlaufwinkel normal zur x-Achse [°]

D_{waves} - Energiedissipation der brechenden Wellen [W/m²]

Die Richtungsabhängigkeit des Wellenspektrums wird explizit berücksichtigt, während der Frequenzbereich durch eine repräsentative Frequenz beschrieben wird.

Das XBeach Rollermodell ist in Gl. 47 dargestellt.

$$\frac{\delta E_{roller}}{\delta t} + \frac{\delta c_x E_{roller}}{\delta x} + \frac{\delta c_y E_{roller}}{\delta y} + \frac{\delta c_{\theta} E_{roller}}{\delta \theta} = -D_{roller} + D_{waves} \quad \text{Gl. 47}$$

Mit: E_{roller} - Energie der Oberflächenroller [J/m²]

D_{roller} - Energiedissipation der Oberflächenroller [W/m²]

Die Oberflächenauslenkung und Strömung einschließlich kurzperiodische Schwerewellen und instationäre welleninduzierte Strömungen werden mit Hilfe der Masse- und Momentenerhaltung für Flachwasserverhältnisse berechnet. In XBeach werden die tiefengemittelten generalisierten Lagrangegleichungen verwendet (McCALL 2010).

Die Sedimenttransportraten in x- bzw. y-Richtung werden gem. Gl. 48 berechnet.

$$S_x = h C_u^E - D_s h \frac{\delta C}{\delta x}, \quad S_y = h C_v^E - D_s h \frac{\delta C}{\delta y} \quad \text{Gl. 48}$$

Mit: h - Wassertiefe [m]

C - tiefengemittelte Sedimentkonzentration [kg/m³]

u^E , v^E - Fließgeschwindigkeit in x- bzw. y-Richtung (in Euler-Bezugssystem) [m/s]

D_s - Sedimentdiffusionskoeffizient [m²/s]

Die Sedimentkonzentration wird über die tiefengemittelte Advektions-Diffusionsgleichung bestimmt.

Die Simulation der Dünenrutschung wird mit Hilfe eines Rutschungsalgorithmus (avalanching algorithm) umgesetzt. Die Düne rutscht ab, sobald die Neigung der Düne einen kritischen Wert überschreitet.

3.2 Erosion durch Überströmen

In der bisher durchgeführten Literaturrecherche lag der Fokus auf die Erosion der Düne durch Wellenangriff. Zur Beschreibung des Bruchverhaltens und der Breschenbildung in einer Düne werden im Folgenden zwei Ansätze herangezogen, die den Bruch eines Sanddeiches theoretisch beschreiben. Die Prozesse können auch für die Erosion der Düne durch das Überspülen herangezogen werden. Die Ansätze wurden von VISSER (1998, 2000) und TUAN (2007, 2008) entwickelt.

3.2.1 Semi-empirische Modelle

VISSER (1998) beschreibt das Bruchverhalten eines Sanddeiches in fünf Phasen. Hierbei wird davon ausgegangen, dass der Bruch durch eine kleine anfängliche Rinne initialisiert wird.

Die Phasen des Bruches sind folgende und werden im Anschluss kurz erklärt:

- Phase 1: Zunahme der Böschungsneigung der Rinne von einem Anfangswert β_0 bei $t = 0$ hinzu einem kritischen Winkel β_1 bei $t = t_1$.
- Phase 2: Rückschreitende Erosion der Binnenböschung ($t_1 < t < t_2$) die gleichzeitig die Breite der Deichkrone reduziert. Phase 2 endet sobald das Überströmen des Deiches beginnt (Breschenneigung β_1 bleibt konstant)
- Phase 3: Absinken der Krone in der Bresche, wobei die Neigung der trapezförmigen Bresche weiterhin konstant bleibt. Gleichzeitiger Beginn der Aufweitung der Bresche (für $t_2 < t < t_3$). Phase 3 endet nachdem die Bresche bis zur Sohle des Deiches erodiert ist
- Phase 4: Eintreten eines kritischen Fließverhaltens durch die Bresche (für $t_3 < t < t_4$). Das Breschenwachstum schreitet vorwiegend seitwärts fort. Die vertikale Erosion des Deiches hängt nur noch von der Erosionsbeständigkeit des Deichuntergrundes ab
- Phase 5: Bresche weitet sich weiter (für $t_4 < t < t_5$). Bis zum Zeitpunkt t_5 : Verkleinerung der Fließgeschwindigkeit, so dass die Erosion stoppt und sich die Bruchstelle nicht weiter vergrößert. Abschließend werden sich die Wasserspiegel see- bzw. binnenseitig angleichen.

In den Phasen 1 bis 3 findet hauptsächlich die Ausformung der Bresche statt, während sich der Großteil des Durchflusses durch die Bresche auf die Phasen 4 und 5 konzentriert (Abb. 7). Mit dem Ende der 4. Phase beginnt das hinter dem Deich gestaute Wasser den

Breschendurchfluss zu beeinflussen. Und zwar der Art, dass das steigende Stauwasser den Durchfluss durch die Bresche behindert.

Das Überströmen des Deiches in der Bresche stellt einen beschleunigten, gleichförmigen Vorgang dar. Die Wassertiefe am oberen Ende der Böschung entspricht der Grenzwasstertiefe d_c (bei $x = 0$) (Abb. 8). Die Strömung beschleunigt sich bis $x = l_n$ und ist für $x > l_n$ eine nahezu gleichförmige Strömung (l_n entspricht einer Übergangsstrecke).

Mit der Beschleunigung der Strömungsgeschwindigkeit vergrößert sich auch die Transportkapazität des Wassers entlang $0 < x < l_n$ und ist für $x > l_n$ nahezu konstant. Das bedeutet das sich die Erosionsrate zwischen $x = 0$ und $x = l_n$ vergrößert und für $l_n < x < l_a$ fast konstant ist. Als Folge davon vergrößert sich die Breschenneigung, mit der Zeit (für $0 < x < l_n$), entlang der Binnenböschung und bleibt für $l_n < x < l_a$ konstant (Abb. 9). Die Neigung der Breschenböschung wird einen bestimmten Winkel β_1 nicht überschreiten; dieser Winkel entspricht dem Winkel der inneren Reibung des Deichmaterials. Falls der Winkel β_1 auf der gesamten Strecke $0 < x < l_n$ erreicht wird (bei $t = t_1$) ist die Erosionsrate konstant.

In der Phase 2 findet die rückschreitende Erosion des Deiches statt, was eine Verkleinerung der Breite der Deichkrone zu Folge hat. Beendet ist diese Phase sobald die Deichkrone vollständig erodiert ist. Es kann angenommen werden, dass für $t_0 < t < t_2$ die Erosionsrate in der Bresche von der Erosionsrate bei $x = l_n$ bestimmt wird.

Die 3. Phase ist durch ein verstärktes Wachstum der Breschenöffnung gekennzeichnet. Der Grund hierfür ist in der Vertiefung der Bresche zu sehen. Mit der Breschenvertiefung gehen eine Erhöhung der Durchflussrate und eine Beschleunigung des Erosionsprozesses einher, was zu einer Veränderung der Strömungsverhältnisse führt. Die Strömung verändert sich dahingehend, dass aus einer schießenden Strömung mit einer Froude - Zahl $\gg 1$ (bei $t = t_2$) eine schießende Strömung mit einer Froude - Zahl > 1 wird (bei $t = t_3$).

Die Dauer der Phasen 1 bis 3 hängt von der Größe der Initialbresche ab. Je größer diese ist, desto schneller laufen diese drei Phasen ab.

Der weitere Verlauf der Breschenentwicklung hängt von verschiedene geometrischen Eigenschaften des Deiches sowie den Eigenschaften des Deichmaterials ab. So z.B. der Erosionsbeständigkeit der Deichbasis, dem Vorhandensein bzw. dem Fehlen einer Fußsicherung und dem Vorhandensein bzw. dem Fehlen eines Vorlandes und seiner Erosionsbeständigkeit.

Die fünfte und damit letzte Phase ist durch ein laterales Wachstum der Bresche geprägt. Das fortwährende Einströmen des Wassers in das Deichhinterland führt zu einer Erhöhung des Wasserstandes und einer Verringerung der Fließgeschwindigkeit in der Bresche. Infolgedessen verlangsamt sich der Erosionsprozess.

Weiterführend wurde VISSER (1998) ein mathematisches Modell entwickelt mit dem sich der Prozess der Breschenentwicklung beschreiben lässt (Quelle).

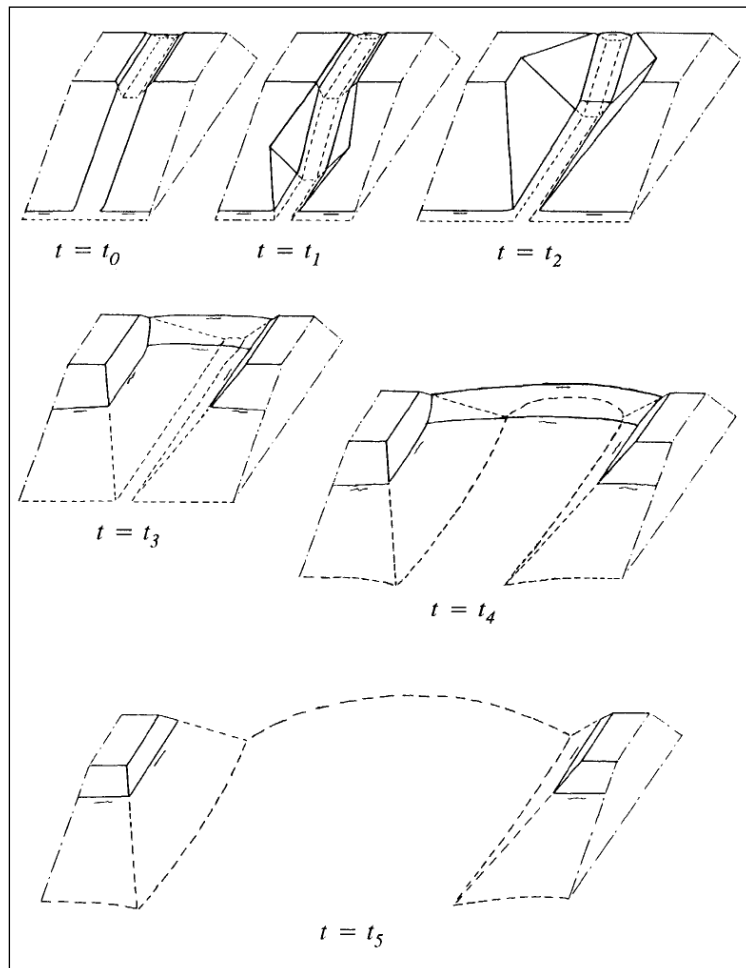


Abb. 7: Schematische Darstellung der Breschenentwicklung [VISSER 1998]

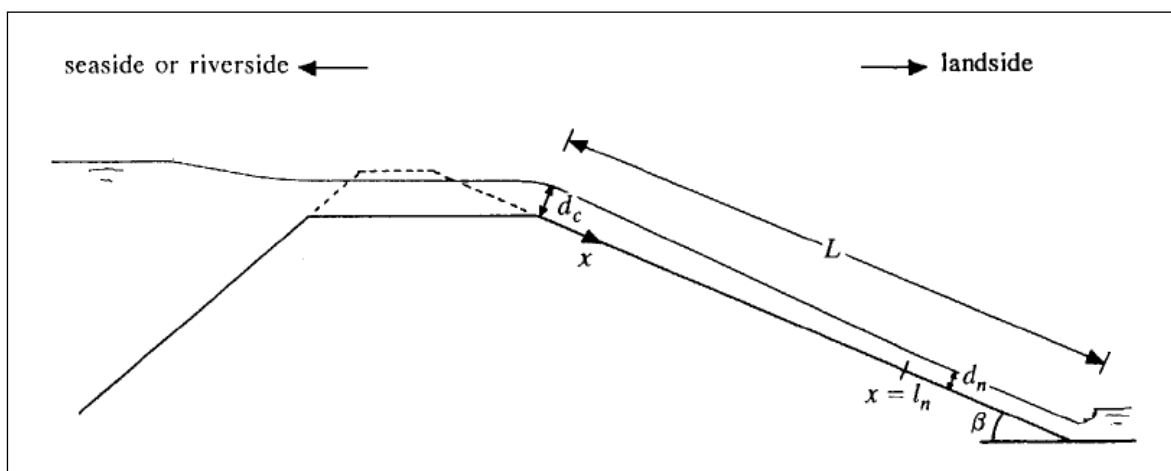


Abb. 8: Querschnitt durch die Initialbresche in Phase 1 [VISSER 1998]

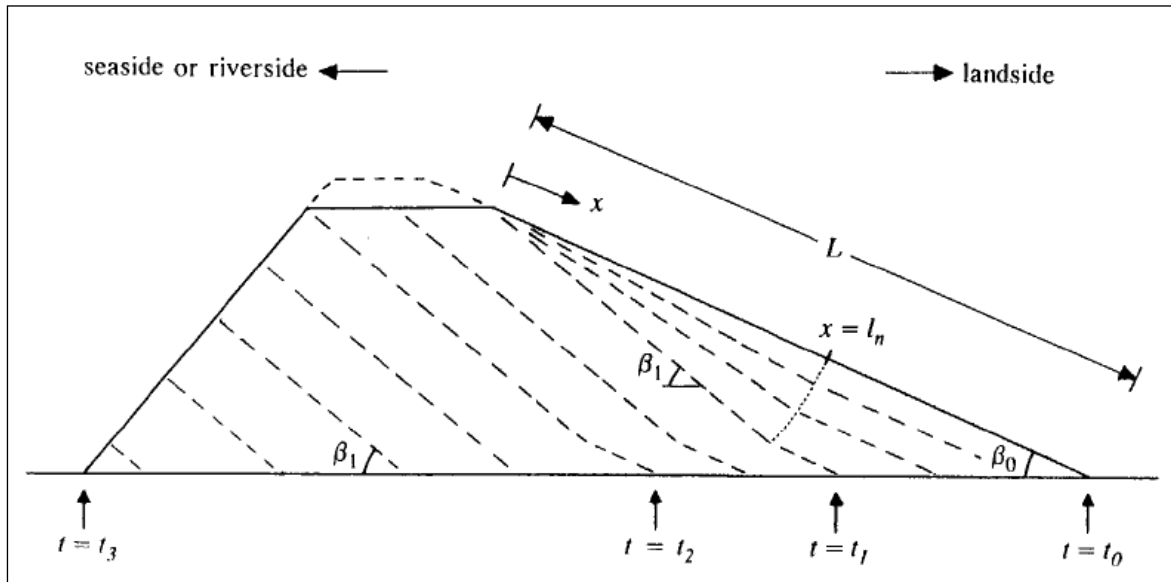


Abb. 9: Erosion der Binnenböschung in den Phasen 1, 2 und 3 [VISSER 1998]

3.2.2 Prozessbasierte Modelle

TUAN (2007) greift den Ansatz von VISSER (1998) auf und entwickelt diesen weiter. Er entwickelt ein prozessbasiertes Modell zur Beschreibung der Breschenbildung in homogenen Sanddeichen. Anders als VISSER (1998) beschreibt TUAN (2007) das Versagen des Sanddeiches nicht auf geometrischem Wege. Er verknüpft die Breschenentwicklung mit der Erosionsrate in der Bresche. Die Gleichung für die Breschenentwicklung in kompakter Form lautet wie folgt:

$$\frac{\delta B_v}{\delta t} h_L - \left(\frac{\delta Z_b}{\delta t}\right)_L B_v = \left(\frac{\delta A}{\delta t}\right)_L \quad \text{Gl. 49}$$

Die Vorfaktoren $h_L = \frac{1}{L} \int_L h dx$, $\left(\frac{\delta Z_b}{\delta t}\right)_L = \frac{1}{L} \int_L \frac{\delta Z_b}{\delta t} dx$ und $\left(\frac{\delta A}{\delta t}\right)_L = \frac{1}{L} \frac{1}{(1-p)} \int_L \frac{\delta(q_s B_d)}{\delta x} dx$ stellen dabei die integrierte Breschentiefe, die vertikale Wachstumsrate der Bresche und die Änderungsrate der Breschenquerschnittsfläche aufgrund der Erosion dar.

Der Faktor $\frac{\delta B_v}{\delta t}$ ist die horizontale Wachstumsrate der Bresche. Die beiden Wachstumsraten, in horizontaler bzw. vertikaler Richtung, müssen noch näher spezifiziert werden.

TUAN (2007) verknüpft diese beiden Faktoren mit den Nettotransportraten entlang der Sohle ($Q_{s,b}$) und den Breschenseiten ($Q_{s,s}$) innerhalb der Bresche:

vertikale Wachstumsrate: $-\left(\frac{\delta Z_b}{\delta t}\right)_L B_v = \frac{\frac{1}{(1-p)} \int_L \frac{\delta Q_{s,b}}{\delta x} dx}{L}$ Gl. 50

horizontale Wachstumsrate: $\frac{\delta B_v}{\delta t} h_L = \frac{\frac{1}{(1-p)} \int_L \frac{\delta Q_{s,s}}{\delta x} dx}{L}$ Gl. 51

Beide Wachstumsraten können in einem „Wachstumindex“ (growth index) kombiniert werden:

$$K_{vl} = \frac{-\left(\frac{\delta Z_b}{\delta t}\right)_L}{\frac{\delta B_v}{\delta t}} = \frac{h_L \int_L \frac{\delta Q_{s,b}}{\delta x} dx}{B_v \int_L \frac{\delta Q_{s,s}}{\delta x} dx} = \frac{h_L}{B_v} \frac{Q_{s,bL} - Q_{s,b0}}{Q_{s,sL} - Q_{s,s0}} \quad \text{Gl. 52}$$

- Mit:
- B_v - repräsentative Breschenbreite [m]
 - h_L - Breschentiefe [m]
 - Z_B - Sohlhöhe der Bresche [m]
 - L - Breschenlänge [m]
 - A - benetzte Querschnittsfläche der Bresche
 - h - Breschentiefe an einem beliebigen Punkt in der Bresche [m]
 - p - Porosität [-]
 - q_s - Transportrate pro m Breschenbreite [m³/m/s]
 - B_d - tiefengemittelte Breschenbreite an einem beliebigen Punkt in der Bresche [m]
 - $Q_{s,b}$ - Nettotransportrate entlang der Breschensohle [m³/s]
 - $Q_{s,s}$ - Nettotransportrate entlang den Breschenseiten [m³/s]

VISSER (1998) argumentiert, dass die vertikale Erosion in den ersten drei Phasen durch die Erosionsrate am Fuß der Binnenböschung bestimmt wird. Diese verknüpft VISSER (1998) mit einer einheitlichen tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit. Auftretende Wechelsprünge werden dadurch nicht berücksichtigt. TUAN (2007) berücksichtigt in seinem Modell das Auftreten solcher Wechelsprünge und ihren Einfluss, nämlich eine beschleunigte Erosion, auf die Breschenerosion.

4 Eingangsdaten für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion

4.1 Dünenausgangsprofil

Für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit beispielsweise unter Anwendung des Ansatzes von VAN GENT et.al. (2008) aber auch als Grundlage für die numerische Modellierung mit XBeach ist die Definition eines Ausgangsprofils der Hochwasserschutzdüne erforderlich. Als Vollschuttdüne (vgl. Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern) besitzt eine Hochwasserschutzdüne eine innere Böschungsneigung von 1:2 und eine äußere Böschungsneigung von 1:3. Der Dünenfuß liegt bei 1 m NHN. Für das Strandprofil werden zwei Bereiche unterschieden. Der obere Bereich des Strandprofils (trockener Strand) hat eine Neigung von 1:50, wohingegen der untere Bereich des Strandprofils (Unterwasserprofil) mit einer Neigung von 1:100 versehen ist (Abb. 10).

Die Berechnungsroutinen sind so gestaltet, dass sowohl die Kronenhöhe als auch die Kronenbreite variiert werden können. Die Neigungen der Binnen- bzw. Außenböschung sowie die Neigungen der beiden Strandbereiche sind für die Berechnungsroutinen ebenfalls variabel. Die Kronenhöhe wird zunächst auf NN+5 m festgelegt. Dies entspricht der Höhe einer typischen Hochwasserschutzdüne (Vollschuttdüne) an der Ostseeküste Mecklenburg-Vorpommerns. Dünenprofile mit abweichender Kronenhöhe können ebenfalls untersucht werden, da die Kronenhöhe variabel berücksichtigt werden kann.

Der Korndurchmesser des vorherrschenden Sedimentes wird mit 0,3 mm angenommen – dies entspricht dem Korndurchmesser von Mittelsand und dem mittleren Korndurchmesser einer typischen Vollschuttdüne.

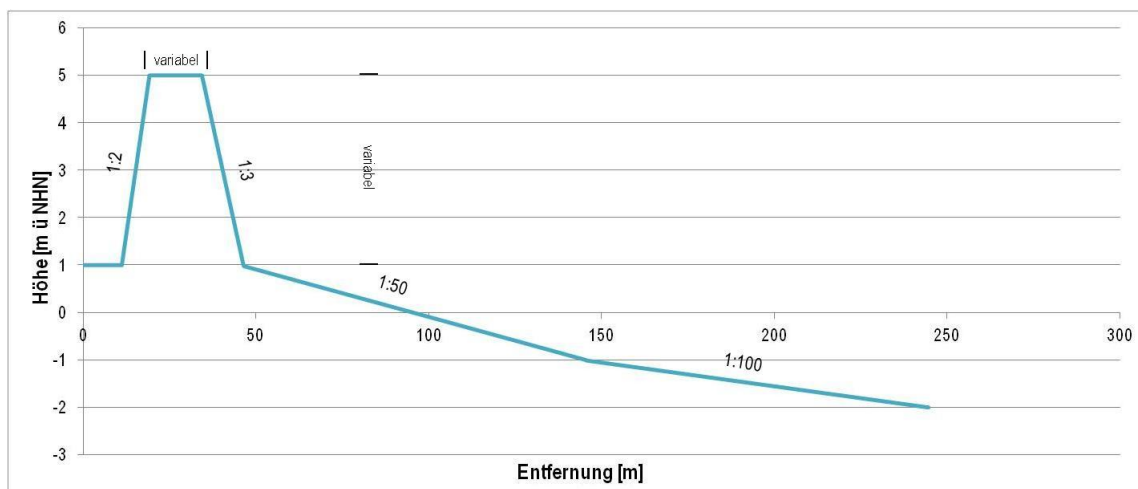


Abb. 10: Dünenausgangsprofil für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit

In der Berechnungsroutine können ebenfalls Vorschädigungen der Düne durch frühere Sturmfluten berücksichtigt werden. Dazu werden resultierende Dünenprofile als neues Initialprofil eingelesen.

4.2 Hydrodynamische Eingangsdaten

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten sowie die Ableitung der Einwirkungsversagensfunktionen für den Bauwerkstyp Hochwasserschutzdüne soll auf probabilistischem Weg erfolgen. Es ist dazu notwendig die erforderlichen Eingangsgrößen in einer großen Vielzahl bereitzustellen. Grundlage für die Berechnungen bilden sowohl das empirische Dünenerosionsmodell von VAV GENT et.al. (2008) sowie das numerische prozessbasierte Modell XBeach. Der Dünenerosionsprozess ist hauptsächlich abhängig von dem auftretenden Sturmflutwasserstand und der herrschenden Wellenbelastung. Diese beiden Faktoren werden in unterschiedlichen Ausprägungen in den Modellen berücksichtigt. In das Dünenerosionsmodell von Van Gent finden diese Größen als Einzelwerte Eingang. Es werden pro Rechenlauf ein Wasserstand mit einer Wellenhöhe und der dazugehörigen Wellenperiode benötigt. In das numerische Modell XBeach hingegen findet der Wasserstand als Zeitreihe der Sturmflutwasserstände, definiert durch den Wasserstand und die Fülle der Ganglinie, sowie dem zur der Sturmflutwasserstandsganglinie gehörigen Seegang Berücksichtigung. Die Berechnungsroutinen sowohl für den Ansatz nach VAN GENT et.al. (2008) als auch das numerische Modell XBeach sind so angelegt, dass sowohl die Wasserstände respektive die Sturmflutwasserstandanganglinien als auch die Wellenhöhen und Wellenperioden respektive der Seegang probabilistisch in die Berechnungen eingehen. Dazu ist es notwendig die jeweiligen Größen mit einer kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeit zu versehen.

Für die Bestimmung von Wellenhöhen bzw. Seegang und Sturmflutwasserständen respektive Sturmflutganglinien werden bivariate statistische Modell auf die genannten Größen angewendet.

Die Methodik zur Bestimmung der Belastungsgrößen mit kombinierter Eintrittswahrscheinlichkeit ist in dem Abschlussbericht zu Arbeitspaket 2 und den entsprechenden Zwischenberichten detailliert beschrieben. Im Folgenden wird das allgemeine Vorgehen bei der Ermittlung der relevanten Eingangsgrößen mit kombinierter Eintrittswahrscheinlichkeit beschrieben. Die Methodiken zur Ableitung der Eingangsgrößen sind aufgrund der Unterschiedlichkeit der angewendeten Berechnungsansätze ebenfalls unterschiedlich.

Um die Wellenhöhen und Sturmflutwasserstände mit kombinierter Eintrittswahrscheinlichkeit zu erhalten wird wie folgt vorgegangen. Zunächst werden den gemessenen Wellenhöhen und Wasserständen Ränge in aufsteigender Reihenfolge zu geordnet. Um das

Maß der Abhängigkeit der beiden Größen zu beurteilen wird ein Abhängigkeitsparameter, das so genannte Kendall's Tau bestimmt:

$$\tau_n = \frac{4}{n(n-1)} * (P_n - 1) \quad \text{Gl. 53}$$

Mit: τ_n - Kendall's Tau [-]
 P_n - Anzahl der diskordanten Datenpaare [-]
 n - Gesamtanzahl der Datenpaare [-]

Der Parameter beschreibt die Abhängigkeit der beiden Größen über die vergebenen Ränge, nicht über die Werte selbst.

Zur Ableitung von Archimedischen Copula Funktionen stehen so genannte Generatorfunktionen zur Verfügung. Jede dieser Generatorfunktionen enthält einen Anpassungsparameter θ , der die Copula Funktion definiert.

Es besteht folgender Zusammenhang zwischen dem Kendall's Tau und der Generatorfunktion:

$$\tau_n = 1 + 4 \int_0^1 \frac{\phi(t)}{\phi'(t)} dt \quad \text{Gl. 54}$$

$$\phi(t) = -\log\left(\frac{e^{-\phi t} - 1}{e^{-\phi} - 1}\right) \quad \text{Gl. 55}$$

Mit: $\phi(t)$ - Frank Copula Generatorfunktion [-]
 $\phi'(t)$ - 1. Ableitung von $\phi(t)$ [-]

Durch Umschreiben des oben genannten Integrals erhält man den Anpassungsparameter θ . Mit Hilfe dieses Parameters lässt sich die Copula Funktion definieren, die die Verteilung der Wellenhöhen und Wasserstände beschreibt.

Um die Anpassungsgüte der Copula Funktion zu bewerten, werden gleichverteilte Werte zwischen 0 und 1 ($\epsilon [0,1]$) auf die Copula Funktion angewendet. Ist die gewählte Copula Funktion geeignet die Wellenhöhen und Wasserstände zu beschreiben, zeigen die Ergebnisse die gleiche Verteilung wie die Ausgangsdaten selbst. Allerdings weisen die Ergebnisse ($\epsilon [0,1]$) weder eine Wahrscheinlichkeit auf, noch entsprechen sie Realisationen von Wasserständen oder Wellenhöhen. Eine Zuordnung der Wahrscheinlichkeiten erreicht man über die Anwendung der Ergebnisse der Copula Funktion auf deren Dichtefunktion. Die Rücktransformation erfolgt über die Anwendung der Ergebnisse auf die Inverse der Randverteilung der Wasserstände und Wellenhöhen.

Die Wellenperioden werden mittels einer Berechnungsformel in Abhängigkeit der Wellenhöhe bestimmt:

$$T_p = 1,21 \cdot (1,11 \cdot H_s + 2,5) \quad \text{Gl. 56}$$

Für die Untersuchungen mit dem numerischen Modell XBeach ist es erforderlich Sturmflutwasserstandsganglinien, definiert durch Wasserstand und Fülle, zu generieren und diesen entsprechende Seegänge mit gemeinsamer Eintrittswahrscheinlichkeit zuzuordnen. Für die Generierung von Sturmflutwasserstandsganglinien sind zwei Schritte notwendig. Der erste Schritt besteht in der Bestimmung der Wasserstände und Füllen mit gemeinsamer Eintrittswahrscheinlichkeit. In einem zweiten Schritt werden standardisierte Wasserstandsganglinien generiert, welche mit Hilfe der im ersten Schritt bestimmten Wasserstände und Fülle skaliert werden.

Die Methodik zur Ableitung von Wasserständen und Füllen mit gemeinsamer Eintrittswahrscheinlichkeit ist analog zu der Methodik zur Bestimmung von Wasserständen und Wellenhöhen mit gemeinsamer Eintrittswahrscheinlichkeit (siehe oben) und ist in dem Abschlussbericht zu Arbeitspaket 2 und den entsprechenden Zwischenberichten zu entnehmen.

Zur Generierung der Sturmflutganglinien werden zunächst gemessene Wasserstandverläufe standardisiert, so dass die Wasserstände und Dauern zwischen Null und eins vorliegen. Daraufhin wird für alle standardisierten Wasserstandsganglinien der Zeitpunkt festgelegt, zu welchem der maximale Wasserstand auftritt und die Ganglinie in einen aufsteigenden und einen absteigenden Ast unterteilt. Der Verlauf des ansteigenden Astes der Wasserstandsganglinie sowie der absteigende Ast werden getrennt von einem nach den folgenden Gleichungen simuliert:

$$r(\theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\theta + b))^2 (a \sin(\theta + b))^2}} \quad \text{Gl. 57}$$

$$r(\theta) = \frac{a}{\sqrt{(\cos(\theta - b))^2 (a \sin(\theta - b))^2}} \quad \text{Gl. 58}$$

Die Parameter a und b legen den Verlauf der Wasserstandsganglinie fest. Durch Zusammenführung der neu simulierten Äste erhält man eine neue, noch standardisierte, Ganglinie.

Mit Hilfe der im ersten Schritt bestimmten Wasserstände und Füllen mit gemeinsamer Eintrittswahrscheinlichkeit (Methodik siehe oben) wird die standardisierte neu festgelegte Wasserstandsganglinie skaliert. Das genaue Vorgehen zur Generierung der Sturmflutganglinien ist in dem Abschlussbericht zu Arbeitspaket 2 und den entsprechenden Zwischenberichten detailliert beschrieben.

Abb. 11 zeigt beispielhaft fünf verschiedene Formen von Sturmflutganglinien mit einer kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeit der Wasserstände und Füllen von $p = 0,005$ (Wiederkehrintervall $T = 200$ Jahre).

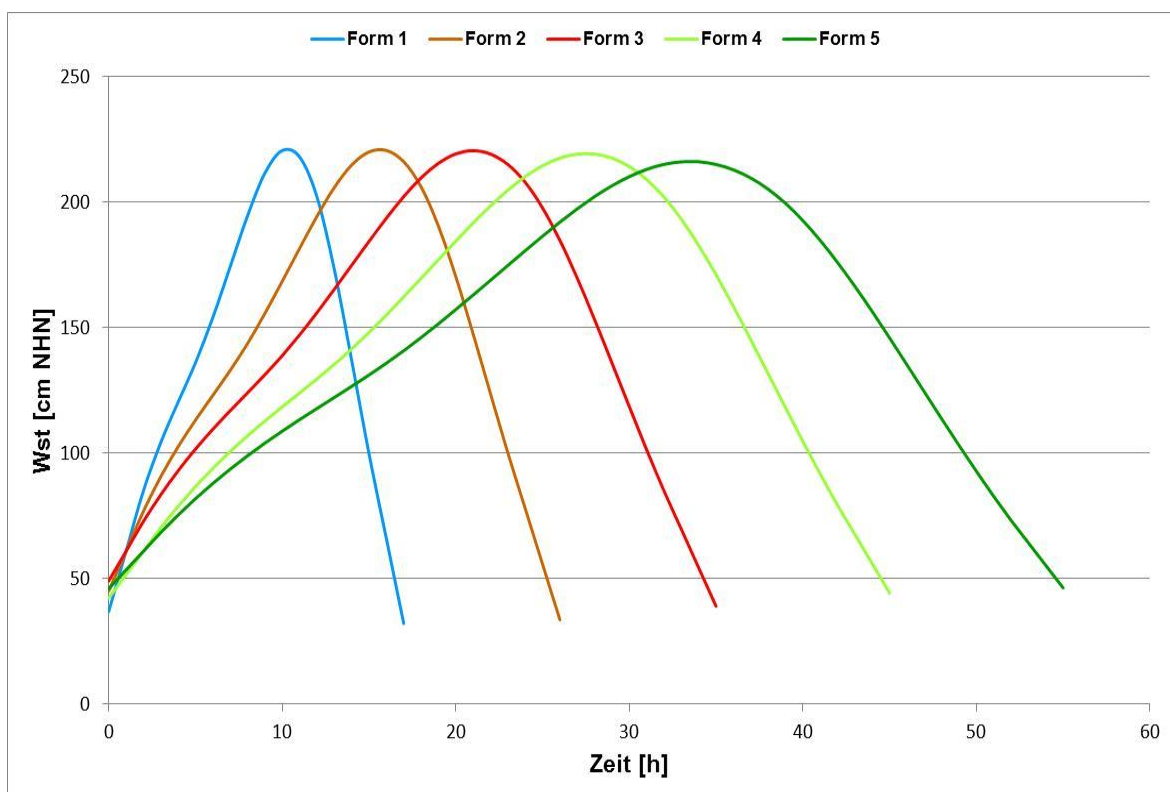


Abb. 11: Sturmflutganglinien mit einer kombinierten Eintrittswahrscheinlichkeit ($p = 0,005$) der Wasserstände und Füllen

Wie oben beschrieben finden neben den Sturmflutganglinien auch die dazugehörigen Sturmseegänge Eingang in das numerische Modell XBeach. Zu Ermittlung des Sturmseegangs werden die Ergebnisse der bivariaten statistischen Auswertung der Wasserstände und Füllen mit den Ergebnissen einer bivariaten statistischen Auswertung der Wasserstände und Wellenhöhen (siehe oben) kombiniert (Abb. 12).

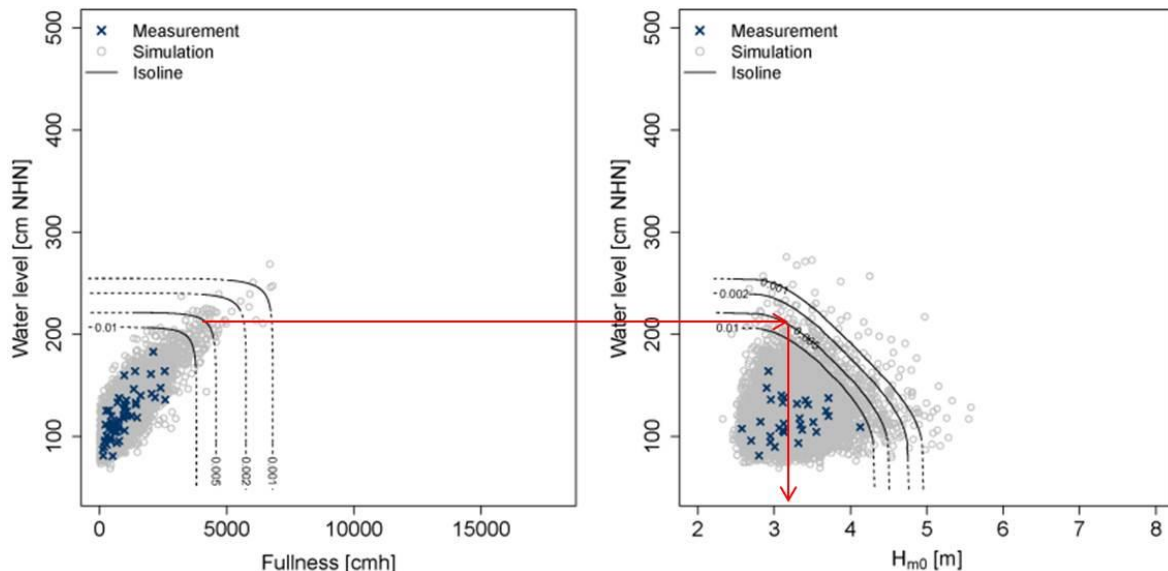


Abb. 12: Methodisches Vorgehen zur Ermittlung des Seegangs in Abhängigkeit des Wasserstandes der Sturmflutganglinie

Für den maximalen Wasserstand der generierten Sturmflutganglinien aus der statistischen Auswertung der Wasserstände und Füllen wird die entsprechende Wellenhöhe aus der statistischen Auswertung der Wasserstände und Wellenhöhen gewählt. Somit haben sowohl die Sturmflutganglinie als auch die Wellenhöhe das gleiche Wiederkehrintervall. Die ermittelte Wellenhöhe wird mit Hilfe der obigen Berechnungsformel in eine Wellenperiode umgerechnet.

5 Semi-empirischer Dünenerosionsansatz – VAN GENT et.al. (2008)

Wie oben erwähnt wird in den Untersuchungen der Dünenerosionsansatz von VAN GENT et.al. (2008) angewendet.

Der empirische Berechnungsansatz von Van Gent et.al. basiert auf der Annahme eines Gleichgewichtsprofils. Das Initialprofil der Düne und des angrenzenden Strandbereiches sind den hydrodynamischen Belastungen während einer Sturmflut ausgesetzt und passen sich den herrschenden Belastungen an. Nach einer ausreichend langen Dauer sind keine Veränderungen des Profils, sowohl der Düne als auch des Strandes, mehr zu verzeichnen. Das Gleichgewichtsprofil hat sich eingestellt.

Der verwendete Dünenerosionsansatz berücksichtigt eine begrenzte Zahl von Eingangsgrößen. Die Wellenhöhe (H_{0s}), die Wellenperiode (T_p) sowie die Fallgeschwindigkeit (w) des Sedimentes gehen direkt in die Berechnungen ein ((3)-(5)). Wohingegen der Sturmflutwasserstand nur indirekt über die Lage des Dünenfußes Berücksichtigung findet.

Auf Grundlage der Gl. 59 und Gl. 60 ist es möglich die seewärtige Ausdehnung des Erosionsprofils zu ermitteln. Der seewärtige Abschnitt des Erosionsprofils ist durch Gl. 61 definiert. Der Anschluss des Erosionsprofils an die Schorre erfolgt mit einer Neigung von 1:12,5. Für die Neigung der Dünenfront des Erosionsprofils wird eine Neigung von 1:1 angenommen.

Mit Hilfe des Initialprofils und des Erosionsprofils nach Van Gent et.al. ist es möglich das Gleichgewichtsprofil zu bestimmen. Es wird das Erosionsprofil so lange gegen das Initialprofil verschoben bis ein Ausgleich der erodierten Flächen (V1 & V2 in Abb. 13) und des akkumulierten Flächen (V3 in Abb. 13) stattgefunden hat. Die Berechnung der Flächen erfolgt über numerische Integration.

Ist das Gleichgewichtsprofil ermittelt, kann die resultierende Kronenbreite der Düne bestimmt werden. Diese wird für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und die Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen benötigt.

$$x_R = 250 * \left(\frac{H_{0s}}{7,6}\right)^{1,28} * \left(\frac{0,0268}{w}\right)^{0,56} \quad \text{Gl. 59}$$

$$y_R = \left(\frac{H_{0s}}{7,6}\right) * \left[0,4714 * \left(250 * \left(\frac{12}{T_p}\right)^{0,45} + 18 \right)^{0,5} - 2,0 \right] \quad \text{Gl. 60}$$

$$\frac{7,6}{H_{0s}} y = 0,4714 * \left[\left(\frac{7,6}{H_{0s}}\right)^{1,28} * \left(\frac{12}{T_p}\right)^{0,45} * \left(\frac{w}{0,0268}\right)^{0,56} * x + 18 \right]^{0,5} - 2,0 \quad \text{Gl. 61}$$

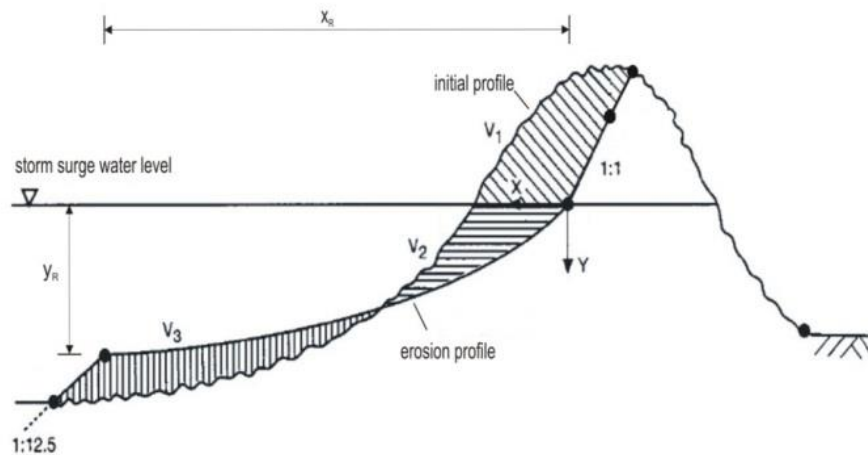


Abb. 13: Definitionsskizze für den Dünenerosionsansatz nach VAN GENT et.al. (2008)

6 Prozessbasiertes Dünenerosionsmodell - XBeach

Neben dem empirischen Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008), wird das numerische Modell XBeach (ROELVINK et.al. (2009)) angewendet. Es ist ein prozessbasiertes Modell mit dem morphologische Veränderungen im küstennahen Bereich simuliert werden können, einschließlich Dünenerosion und Überströmen des Strandes und der Düne.

Durch den modularen Aufbau des Modells mit Routinen zur Berechnung der Ausbreitung kurzer Wellen, zur Berechnung der instationären Flachwassergleichungen, Sedimenttransport und Erhaltungsgleichungen ist es möglich eine große Bandbreite an Randbedingungen der morphologischen Entwicklung eines Küstenabschnittes abzubilden. So ist es möglich eine Abfolge von Sturmereignissen, definiert durch Wellenhöhe, Wellenperiode, Sturmflutwasserstand und Sturmdauer, zu simulieren.

Das Modell verwendet ein Koordinatensystem in welchem die x-Koordinaten in Richtung Küste orientiert sind und die y-Koordinaten parallel zur Küste (Abb. 14). Das Koordinatensystem ist relativ zu einem übergeordneten Koordinatensystem durch ein Koordinatenursprung und einen Rotationswinkel definiert.

Die Zellenbreite des Berechnungsnetzes kann in x- Richtung und y-Richtung variieren. Es ist ein rechtwinkliges Berechnungsnetz in welchen die Sohlhöhen, Wasserstände, Wassertiefen und Sedimentkonzentrationen an den Zellenmittelpunkten definiert sind. Strömungsgeschwindigkeiten sowie Sedimenttransportraten sind an den Zellengrenzen

definiert. Bezüglich der umfangreichen mathematischen Formulierungen wird auf das Benutzerhandbuch zu dem numerischen Modell verwiesen.

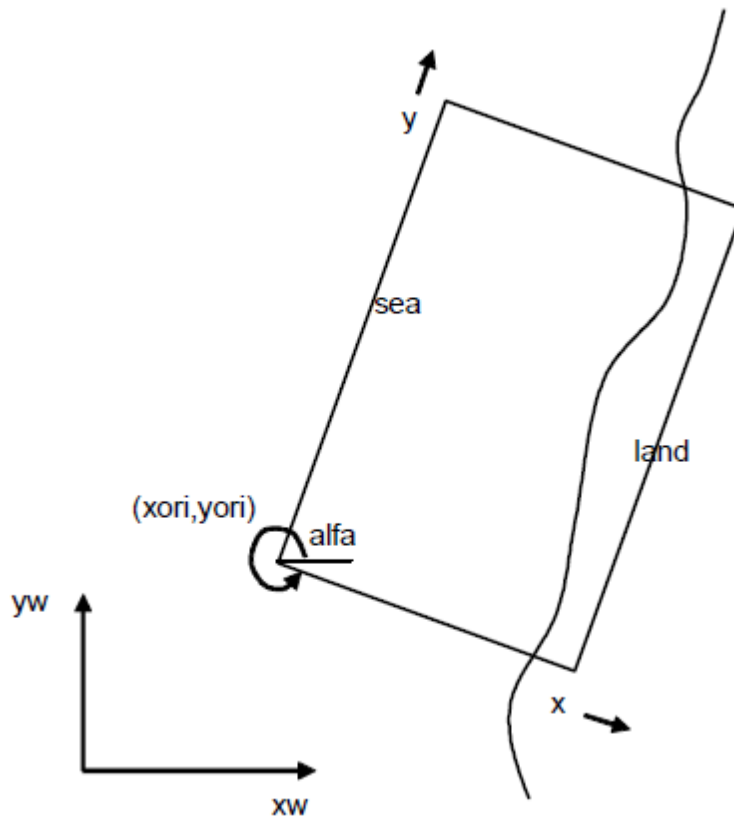


Abb. 14: Koordinatensystem des numerischen Modells XBeach

Das Modell wird über eine ausführbare Datei (*.exe) gestartet, welche auf eine Steuerdatei zugreift in der alle erforderlichen Randbedingungen und Einstellungen festgelegt. Für die durchzuführenden Simulationen sind dies Angaben zur Charakterisierung des Modellgebietes bzw. des Berechnungsnetzes. Es werden hier die Zellenbreite und die Anzahl der Zellen des Berechnungsnetzes in x-Richtung und y-Richtung sowie die Orientierung zum übergeordneten Koordinatensystem festgelegt. Zusätzlich wird das Modellgebiet über das Bathymetry-File unter Angabe des Dateinamens eingelesen. In einem weiteren Block in der Steuerdatei werden die Seegangsbedingungen definiert. Im vorliegenden Fall werden die Seegangsberechnungen über Seegangsspektren unter der Angabe von Wellenhöhen, Wellenperioden und Wellenanlaufichtung charakterisiert. Darüber hinaus wird hier die Wirkdauer des Seegangs festgelegt.

In den Modell kann zwischen einem konstanten Wasserstand oder zeitlich variablen Wasserstand zu wählen. Soll ein zeitlich variabler Wasserstand eingesteuert werden, muß

dieser über eine separate Datei (*.txt) eingelesen werden und die Lokation der Einstellung angegeben werden.

In der Steuerdatei werden weiterhin die Simulationszeit und die Zeitschrittweite innerhalb der Simulation festgelegt. Zusätzlich werden morphologische bzw. sedimentologische Einstellungen in der Steuerdatei vorgenommen. Am Ende werden die erforderlichen bzw. gewünschten Ausgabegrößen gewählt.

Die durchgeführten Simulationen werden in 1D gerechnet um Rechenzeit und Rechenaufwand zu reduzieren, da für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und der Ableitung der Einwirkungsversagensfunktion ein Vielzahl von Simulationen notwendig sind.

Als hydrodynamischen Randbedingungen werden einerseits Sturmflutwasserstände als Zeitreihe am offenen Rand des Simulationsgebietes außerhalb der Shoalingzone im Tiefwasser eingesteuert. Damit wird einer Empfehlung des Benutzerhandbuches folge geleistet nach der damit eine höhere numerische Stabilität erreicht wird. Die korrespondierenden Seegangsbedingungen werden durch Wellenhöhe, Wellenfrequenz und Wellenanlaufichtung definiert. Die Sturmflutwasserstände und die korrespondierenden Seegangsbedingungen haben die gleiche Eintrittswahrscheinlichkeit (vgl. Kapitel 4.2 bzw. Abschlussbericht Arbeitspaket 2).

Die bauwerklichen Randbindungen werden über das sogenannte Bathymetrie-File eingelesen. Grundlage der Bathymetrie für die Validierung des Modells sind Profilmessungen StALU MM (vgl. Abb. 16). Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und die Ableitung der Einwirkungsversagensfunktionen wird das Regelprofil einer Vollschuttdüne nach dem Regelwerk Küstenschutz des StALU MM verwendet (Abb. 10).

Innerhalb des numerischen Modells XBeach besteht die Möglichkeit verschiedene Kornfraktionen zu definieren. Für die durchgeführten Simulationen wird eine Kornfraktion definiert, die einem Mittelsand mit einem mittleren Korndurchmesser von 0,2mm und einer Trockenrohdichte von 2,65 t/m³ entspricht, wie er für das Sediment an der deutschen Ostseeküste angenommen werden kann.

Die Validierung des numerischen Modells XBeach erfolgt an dem Projektgebiet Markgrafenheide (Abb. 15).



Abb. 15: Sturmflutschutzmaßnahmen für die Ortschaft Markgrafenheide (aus: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern)

Markgrafenheide wird durch einen Ring aus Küstenschutzbauwerke gegen auftretende Sturmfluten geschützt. Seeseitig wird der Sturmflutschutz durch eine Vollschutzdüne übernommen, welche teilweise durch ein Deckwerk verstärkt wird. Landseitig wird Markgrafenheide von einem Deichring umschlossen, der durch zwei Hochwasserschutzwände ergänzt wird.

Vom Staatlichen Amt für Landwirtschaft und Umwelt Mittlere Mecklenburg wurden Profilmessungen der Vollschutzdüne aus den Jahren 2004 und 2006 zur Verfügung gestellt. Die Profile aus dem Jahr 2006 wurden nach der Sturmflut vom 01./02. November 2006 aufgenommen. Es sind insgesamt 18 Profile auf einer Länge von 1,7 km aufgenommen worden. Für die Untersuchungen in dem numerischen Modell wird das Profil des Kkm 152,800 gewählt. Es befindet sich am nördlichen Ende der Dünenstrecke. Ein Profil das südlicher gelegen ist, wird nicht gewählt, da die Düne entlang der Strecke vom Kkm 151,800 bis Kkm 152,700 durch ein Deckwerk (Abb. 15 blaue Linie) verstärkt wird. Mit Hilfe des gewählten Profils wird eine Bathymetrie als Grundlage für die numerischen Untersuchungen aufgebaut.

Abb. 16 zeigt die verwendeten Profile des Küstenkilometers 152,800. Das gemessene Profil aus dem Jahr 2004 wurde für die Kalibrierung des Modells XBeach in ein programmkompatibles Format konvertiert. Das Unterwasserprofil wurde mit einer typischen Neigung von 1:50 bzw. 1:100 erweitert. Die Erweiterung ist notwendig, da die Vermessungsdaten nicht bis in die erforderliche Tiefe vorlagen und auch keine Vermessungen des Schorrenbereiches vorlagen. Die hydrodynamischen Randbedingungen wurden aus Messungen des Wasserstandes und des Seegangs am Pegel Warnemünde abgeleitet.

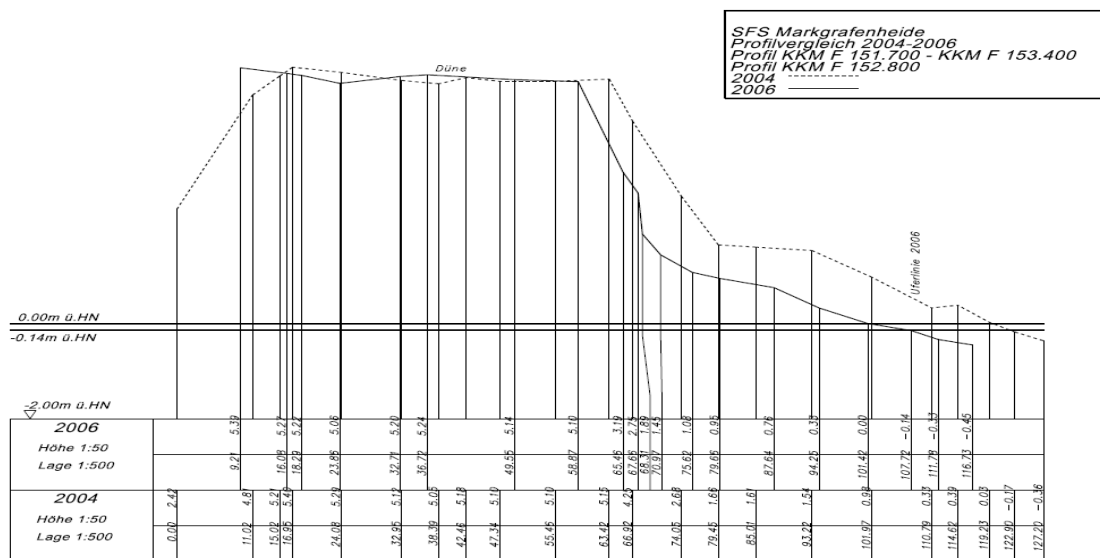


Abb. 16: Profile der Vollschuttdüne an dem Küstenkilometer 152,8 aus den Jahren 2004 und 2006

Die Abb. 17 zeigt die verwendete Sturmflutganglinie bei der Sturmflut vom 01./02. November 2006. Die eingesteuerte Sturmflutganglinie umfasst nicht nur das eigentliche Sturmereignis, sondern noch 24 Stunden vor der Ereignis und 24 Stunden nach dem Ereignis. Im Ganzen umfasst die Sturmflutganglinie 4 Tage. Die korrespondierenden Seegangsbedingungen wurden ebenfalls aus Messungen am Pegel Warnemünde abgeleitet.

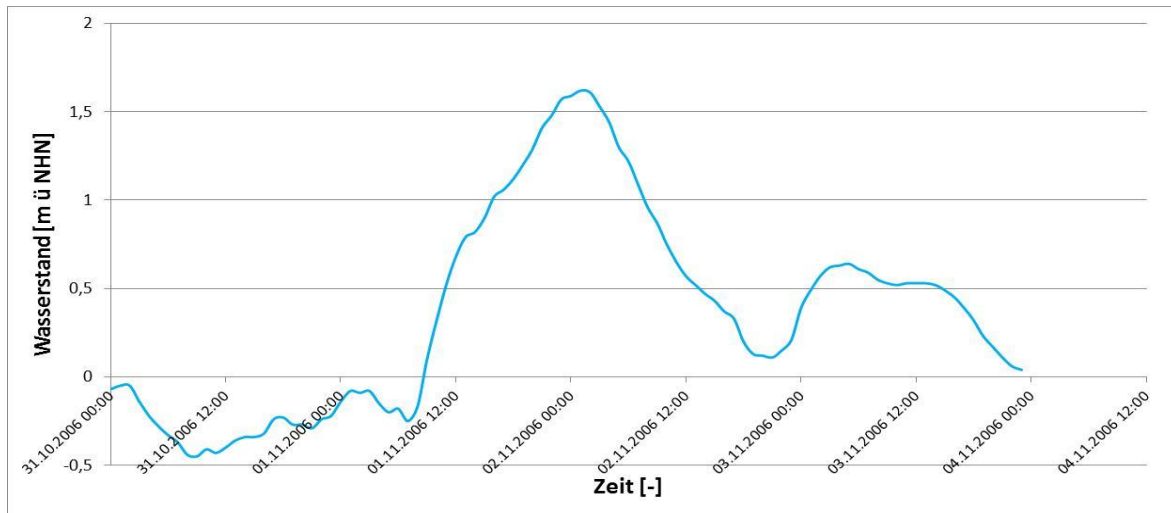


Abb. 17: Zur Kalibrierung des Modells XBeach verwendete Sturmflutganglinie

Über die Variation verschiedener morphologischer Einflussfaktoren erfolgte die Kalibrierung des Modells. Die folgende Abb. 18 zeigt das Ergebnis der Modellkalibrierung. Es sind zum einen die vermessenen Profile (grün bzw. blau) der Düne und zum anderen das von dem Modell XBeach berechnete Profil der Düne (rot). Die Erosionserscheinungen der Dünenfront werden durch das numerische Modell gut abgebildet. Die Erosion wird nur minimal überschätzt. Die Erosionserscheinungen auf dem Strandbereich hingegen werden leicht unterschätzt. Da die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und die Ableitung der Einwirkungsversagensfunktion auf einer Grenzzustandsgleichung basieren, welche die resultierende Kronenbreite mit einer minimal zulässigen Kronenbreite vergleicht (vgl. Kapitel 7) wird angenommen, dass die Unterschätzung der Erosion im Strandbereich keinen Einfluss auf das Ergebnis hat.

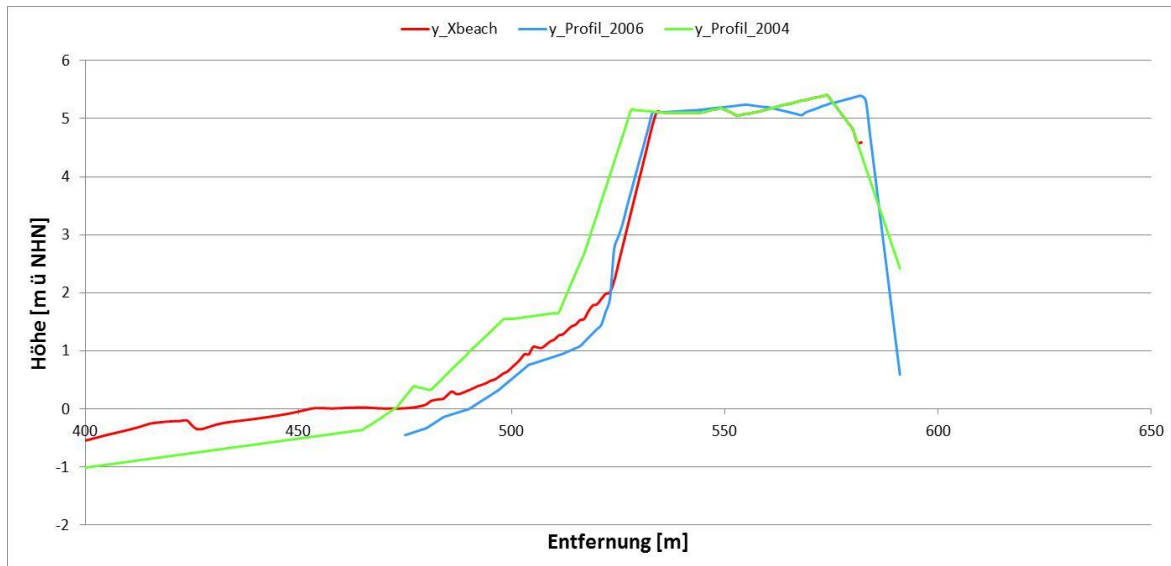


Abb. 18: Vermessene und berechnete Profile der Modellkalibrierung

Mit dem kalibrierten Modell werden für eine Vielzahl von Sturmereignissen der Rückgang der Dünenkrone ermittelt und daraus die Versagenswahrscheinlichkeiten und die Einwirkungsversagensfunktionen abgeleitet.

7 Versagenswahrscheinlichkeit & Versagensfunktion

Um die Versagenswahrscheinlichkeit probabilistisch berechnen zu können sind mathematische Formulierungen nötig, die die Zuverlässigkeit des Bauwerkes beschreiben, eine Grenzzustandsgleichung. Diese Gleichung beschreibt mathematisch physikalische Mechanismen, die zu einem Versagen des Hochwasserschutzbauwerkes führen. Ist das Ergebnis der Grenzzustandsgleichung positiv, ist ein Versagen des Bauwerkes nicht zu erwarten. Bei negativem Ergebnis der Grenzzustandsgleichung tritt ein Versagen des Bauwerkes ein.

Für den Bauwerkstyp Hochwasserschuttdüne hat die Grenzzustandsgleichung die folgende Form (Gl. 62):

$$Z = m \cdot d_{\text{crest_cur}} - d_{\text{crest_crit}} \quad \text{Gl. 62}$$

Mit: $d_{\text{crest_cur}}$ - Kronenbreite der Düne im Gleichgewichtsprofil [m]

$d_{\text{crest_crit}}$ - minimal zulässige Kronenbreite [m]

m - Modellfaktor [-]

Der Modellfaktor m berücksichtigt hierbei die mit dem Erosionsmodell verbundenen Unsicherheiten.

Die minimal zulässige Kronenbreite $d_{\text{crest_crit}}$ wird auf 5 m festgelegt. Dieser Wert entspricht der Kronenbreite des Sicherheitsteils einer Hochwasserschutzdüne.

Mit Hilfe einer Monte-Carlo Analyse auf Grundlage der Grenzzustandsgleichung, kann die Versagenswahrscheinlichkeit errechnet werden. Bei ausreichender Anzahl an Berechnungen, kann die Versagenswahrscheinlichkeit als relative Häufigkeit für ein negatives Ergebnis der Grenzzustandsgleichung betrachtet werden (Gl. 63):

$$P_f \approx \frac{n_{fai}}{n} \quad \text{Gl. 63}$$

Mit: P_f - Versagenswahrscheinlichkeit [-]
 n_{fai} - Anzahl der Berechnungen mit negativer Grenzzustandsgleichung [-]
 n - Gesamtanzahl der Berechnungen [-]

In einem ersten Schritt wird diese Methodik in Kombination mit dem empirischen Dünenerosionsmodell von Van Gent et.al. (2008) angewendet.

Abb. 19 zeigt die Versagenswahrscheinlichkeiten für eine Hochwasserschutzdüne in Abhängigkeit der Kronenbreite der Düne für Sturmereignisse verschiedener Wiederkehrintervalle. Für Ereignisse mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren ist ein Versagen der Düne mit dem in Kapitel 4.1 dargestellten Profil ab einer Kronenbreite von 14 m zu erwarten. Für Sturmereignisse mit niedrigeren Wiederkehrintervallen setzt ein Versagen der Düne bei entsprechend geringeren Kronenbreiten ein (vgl. Abb. 19).

Es ist zu erkennen, dass es mit abnehmender Kronenbreite zu einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit kommt.

Ab einer Kronenbreite von kleiner 8 m tritt für alle untersuchten Wiederkehrintervalle ein Versagen der Düne auf. Für das untersuchte Dünenprofil (Kapitel 4.1) scheint dies eine Art Grenzwert für ein Dünenversagen zu sein.

Aufgrund des notwendigen Umfangs der Monte-Carlo Analyse und der vergleichsweise langen Simulationszeit einer einzelnen Simulation mit dem numerischen Modell XBeach wird an dieser Stelle auf eine Ableitung der Versagensfunktionen mit Hilfe des numerischen Modells verzichtet. Der Fokus liegt auf der Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen (vgl. Kapitel 8).

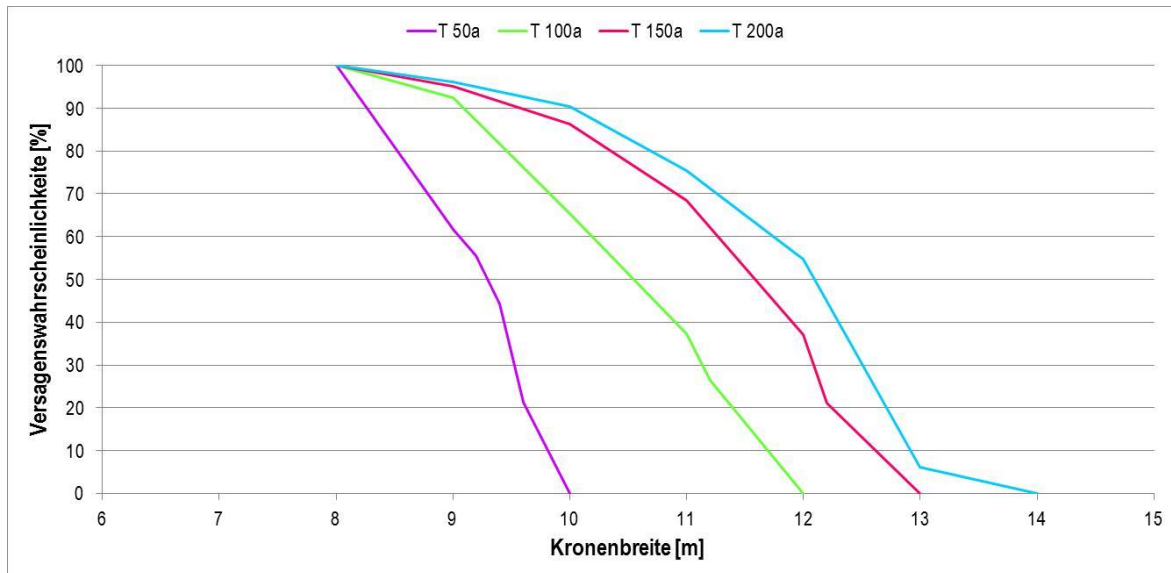


Abb. 19: Versagensfunktionen für verschiedene Wiederkehrintervalle der Eingangsdaten

8 Versagenseinwirkungsfunktionen

Die Versagenseinwirkungsfunktion (engl. fragility curve) ist ein Hilfsmittel zur Beurteilung der Zuverlässigkeit eines Hochwasserschutzbauwerkes. Diese Funktionen zeigen die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit bzw. Nicht-Versagenswahrscheinlichkeit in Abhängigkeit einer bestimmten Belastung (z.B. Wellenhöhe, Wasserstand), die auf das Bauwerk einwirkt (Abb. 20).

Die Abszisse beschreibt die einwirkende Belastung auf das Bauwerk, wohingegen die Ordinate die bedingte Versagenswahrscheinlichkeit zeigt. Die Funktion beginnt im Koordinatenursprung. Dies ist gleichbedeutend mit einer Versagenswahrscheinlichkeit von Null für den Fall, dass keine Belastung auf das Bauwerk einwirkt. Eine Versagenswahrscheinlichkeit von eins bedeutet ein sicheres Versagen des Hochwasserschutzbauwerkes.

Der Gradient der Funktion ist immer positiv. Ein Anstieg der Belastung auf das Bauwerk führt zu einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeit bzw. einer Verringerung der Nicht-Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerkes.

Die Form der Kurve ist u.a. abhängig von dem Typ des Bauwerkes sowie den Parametern zur Beschreibung der Zuverlässigkeit des Bauwerkes (z.B. Geometrie, Ausführung, Unterhaltungszustand). Darüber hinaus müssen die Unsicherheiten der Eingangsgrößen und des Modells zur Beschreibung des Bauwerksversagens berücksichtigt werden (BACH-MANN et.al. 2009).

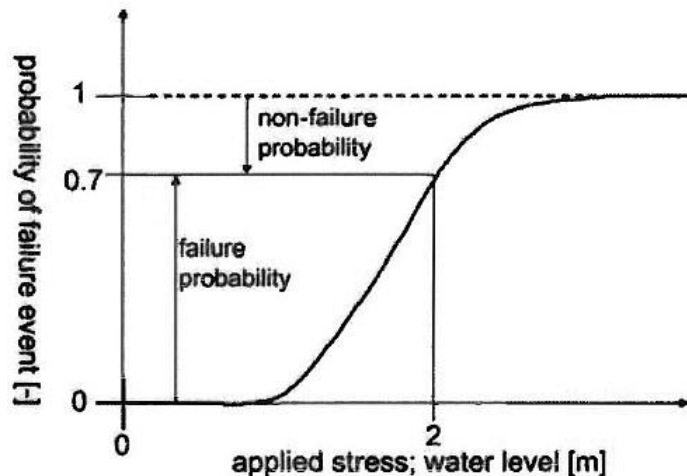


Abb. 20: Allgemeine Merkmale einer Versagenseinwirkungsfunktion (In: Bachmann et.al. 2009)

Versagenseinwirkungsfunktionen werden auf Grundlage von Zuverlässigkeitsanalysen abgeleitet. Hierzu werden die Versagenswahrscheinlichkeiten für diskrete Werte des Wasserstandes in Kombination mit möglichen Wellenhöhen des Selben Wiederkehrintervall berechnet und daraus die Versagenseinwirkungsfunktion abgeleitet.

Die Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen erfolgt einerseits auf Grundlage des empirischen Dünenerosionsmodells von VAN GENT et. Al. (2008) und andererseits auf Grundlage des numerischen Modells XBeach.

Für die Berechnungen der Versagenswahrscheinlichkeit ist ein Initialprofil der Düne mit einer Kronenbreite von 12 m zu Grunde gelegt worden.

In einem ersten Schritt werden die Versagenseinwirkungsfunktionen unter Anwendung des Dünenerosionsmodells von VAN GENT et.al. (2008) abgeleitet. Es werden im vorliegenden Fall die Versagenswahrscheinlichkeiten für diskrete Werte des Wasserstandes in Kombination mit möglichen Wellenhöhen des Selben Wiederkehrintervalls berechnet.

In Abb. 21 sind die abgeleiteten Versagenseinwirkungsfunktionen für die Wiederkehrintervalle 200 Jahre, 150 Jahre und 100 Jahre dargestellt. Eine Versagenseinwirkungsfunktion für Sturmereignisse mit dem Wiederkehrintervall von 50 Jahren ist nicht dargestellt, da für diese Ereignisse ein Dünenversagen erst ab einer Kronenbreite von 10 m auftritt.

Wasserstände unter 1,9 m NHN führen zu keinem Versagen der Hochwasserschutzdüne. Wird dieser Wert überschritten setzt ein Versagen der Düne ein. Eine weitere Erhöhung des Wasserstands führt zu einer Erhöhung der Versagenswahrscheinlichkeiten.

Aus Abb. 21 ist zu erkennen, dass der Gradient der Funktionen mit kleiner werdendem Wiederkehrintervall abnimmt. Dies bedeutet, für einen fixen Wasserstand fällt die Versagenswahrscheinlichkeit mit kleiner werdendem Wiederkehrintervall.

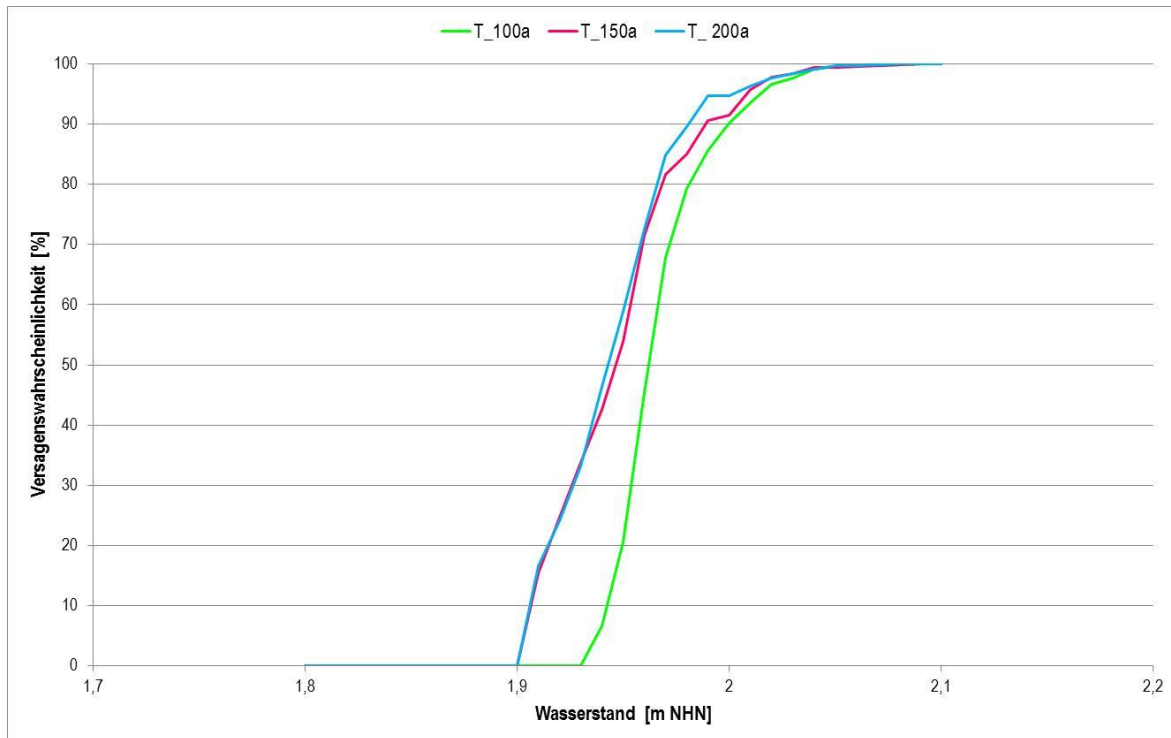


Abb. 21: Versagenseinwirkungsfunktionen für die Belastungsgröße Wasserstand und verschiedene Wiederkehrintervalle der Belastung auf Grundlage des Dünenerosionsmodells von VAN GENT et.al. (2008)

In einem zweiten Schritt wird das numerische Modell XBeach zur Ableitung der Versagenseinwirkungsfunktionen angewendet. Es werden hier die Versagenswahrscheinlichkeiten für fixe Wasserstände in Kombination möglichen Seegängen und Dauern der Sturmereignisse des Selben Wiederkehrintervalls berechnet. Zusätzlich kann jetzt der wesentliche Einflussfaktor der Sturmflutdauer auf die Dünenerosion berücksichtigt werden. Anders als bei dem empirischen Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008).

Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten werden die Versagenseinwirkungsfunktionen für die Wiederkehrintervalle 200 Jahre, 150 Jahre und 100 Jahre abgeleitet.

Abb. 22 zeigt die abgeleiteten Versagenseinwirkungsfunktionen. Form und Verlauf der Versagenseinwirkungsfunktionen sind grundsätzlich vergleichbar. Auffallend ist, dass der Bereich der versagensrelevanten Wasserstände verschoben ist. Mit dem Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) ergibt sich ein sehr schmaler Wasserstandsreich, der zu einem Versagen des Bauwerkes führt. Unter Anwendung des numerischen Modells XBeach ist dieser Bereich breiter, was als realistischer erachtet wird.

Grund für die unterschiedlichen Ergebnisse liegen in der unterschiedlichen Abbildung der physikalischen Prozesse in den jeweiligen Modellen. Das Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) ist lediglich ein empirisches Modell in das die Wellenhöhen, Wellenperiode und Fallgeschwindigkeit des Sedimentes eingehen. Der Sturmflutwasserstand geht nur indirekt in das Modell ein. Die Dauer des Sturmereignisses, die wohl wichtigste Einflussgröße auf die Dünenerosion, bleibt unberücksichtigt.

Die physikalischen Prozesse werden in dem numerischen Modell detaillierter abgebildet. Neben den genannten Parametern gehen hier auch der Wasserstand und die Dauer des Sturmereignisses direkt in die Berechnung ein. Der Wasserstand wird in Form einer Zeitreihe berücksichtigt, über die auch die Dauer des Sturmereignisses gesteuert werden kann.

Aufgrund der detaillierteren Abbildung der physikalischen Prozesse während des Dünenerosionsprozesses in dem numerischen Modell, sollte dieses für die Berechnung der Versagenseinwirkungsfunktionen angewendet werden.

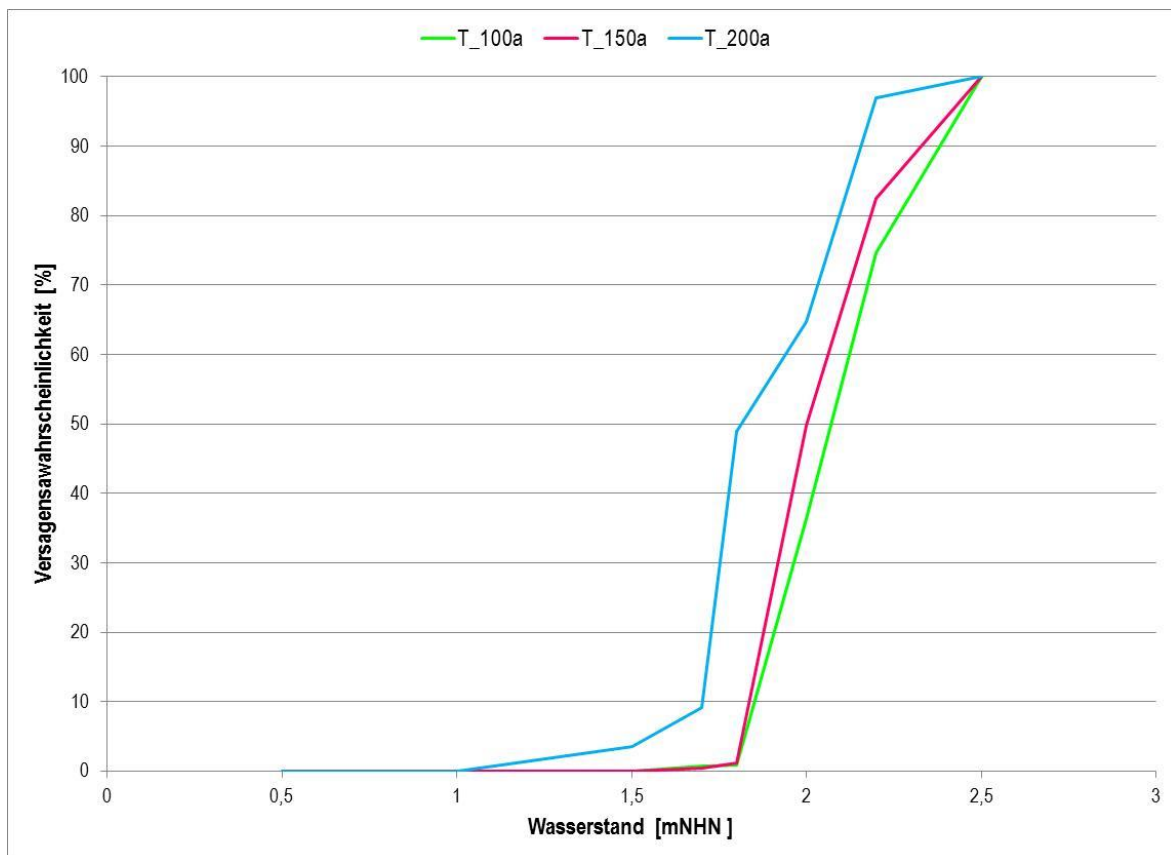


Abb. 22: Versagenseinwirkungsfunktionen für die Belastungsgröße Wasserstand und verschiedene Wiederkehrintervalle der Belastung auf Grundlage des numerischen Modells XBeach

9 Zusammenfassung

Um einen Überblick über die verschiedenen Dünenerosionsmodelle zu erlangen wurde in einem ersten Schritt eine Literaturrecherche durchgeführt. Dabei wurde eine Unterscheidung nach Dünenerosion durch Wellenangriff und Dünenerosion durch Überströmen vorgenommen. Eine weitere Unterscheidung erfolgte nach empirischen, semi-empirischen und prozessbasierten Modellen.

Für die risikobasierte Analyse der Dünenerosion wurde aus der Vielzahl der zur Verfügung stehenden Modelle zwei verschiedene ausgewählt, die die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeiten und der Ableitung der Versagensfunktionen und der Versagenseinwirkungsfunktionen bildeten. Es wurde einerseits das semi-empirische Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) gewählt und andererseits das komplexere prozessbasierte numerische Modell XBeach. Es bildet die physikalischen Prozesse der Dünenerosion zwar detaillierter ab, erfordert aber auch einen größeren Rechenaufwand. Das Modell von VAN GENT et.al. (2008) hingegen ist analytisch lösbar.

Nach der Wahl der Dünenerosionsmodelle wurden die notwendigen Eingangsdaten abgeleitet. Einerseits wurde ein Initialprofil einer Hochwasserschutzdüne, so wie es laut dem Regelwerk Küstenschutz des Landes Mecklenburg-Vorpommern anzuwenden ist, abgeleitet.

Die hydrodynamischen Eingangsdaten wurden in Arbeitspaket 2 erarbeitet. Da alle Berechnungen probabilistisch erfolgen sollen, wurden alle benötigten Eingangsdaten mit gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten versehen. Dies machte die Anwendung bivariater statistischer Modelle notwendig. Aufgrund der unterschiedlichen Komplexität der verwendeten Dünenerosionsmodelle mussten unterschiedliche Kombinationen von Belastungsgrößen mit gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeiten versehen werden. Für das semi-empirische Modell wurden die Belastungsgrößen Wellenhöhe und Wasserstand mit einer gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit versehen. In dem numerischen Modell XBeach finden neben den Seegangsbedingungen auch die Wasserstandsganglinie der Sturmflut Berücksichtigung. Diese beschreibt die Belastungsgrößen Wasserstand und Sturmflutdauer (definiert über die Sturmflutfülle). Um die eben genannten Belastungsgrößen und die Seegangsbedingungen mit einer gemeinsamen Eintrittswahrscheinlichkeit zu versehen ist eine Kombination zweier bivariater statistischer Auswertungen notwendig (vgl. Abschlussbericht AP2).

Auf Grundlage der gewählten Dünenerosionsmodelle und der abgeleiteten Eingangsdaten wurden auf Basis einer Zuverlässigkeitsanalyse die Versagenswahrscheinlichkeiten des Bauwerktyps Hochwasserschutzdüne für Sturmereignisse mit unterschiedlichen Wiederkehrintervallen berechnet. Aus diesen Zuverlässigkeitsanalysen wurden sowohl die

Versagensfunktionen in Abhängigkeit eines Bauwerksparameters, als auch die Versagenseinwirkungsfunktionen in Abhängigkeit einer hydrodynamischen Belastungsgröße abgeleitet.

Da die Ermittlung der Versagensfunktionen und der Versagenseinwirkungsfunktionen eine Vielzahl von Berechnungen notwendig macht, wurden Programmroutinen erstellt, welche die Zusammenstellung der notwendigen Eingangsdaten, die Berechnung der eigentlichen Dünenerosionsmodelle sowie die Auswertung der Ergebnisse automatisieren.

Die Versagenseinwirkungsfunktionen wurden auf Grundlage beider Dünenerosionsmodelle ermittelt. Die beiden Modelle zeigen unterschiedliche Ergebnisse. Auffallend ist, dass der Bereich der versagensrelevanten Wasserstände verschoben ist. Mit dem Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) ergibt sich ein sehr schmaler Wasserstandsreich, der zu einem Versagen des Bauwerkes führt. Unter Anwendung des numerischen Modells XBeach ist dieser Bereich breiter, was als realistischer erachtet wird.

Grund für die unterschiedlichen Ergebnisse liegen in der unterschiedlichen Abbildung der physikalischen Prozesse in den jeweiligen Modellen. Das Dünenerosionsmodell von VAN GENT et.al. (2008) ist lediglich ein empirisches Modell in das die Wellenhöhen, Wellenperiode und Fallgeschwindigkeit des Sedimentes eingehen. Der Sturmflutwasserstand geht nur indirekt in das Modell ein. Die Dauer des Sturmereignisses, die wohl wichtigste Einflussgröße auf die Dünenerosion, bleibt unberücksichtigt.

Die physikalischen Prozesse werden in dem numerischen Modell detaillierter abgebildet. Neben den genannten Parametern gehen hier auch der Wasserstand und die Dauer des Sturmereignisses direkt in die Berechnung ein. Der Wasserstand wird in Form einer Zeitreihe berücksichtigt, über die auch die Dauer des Sturmereignisses gesteuert werden kann.

Aufgrund der detaillierteren Abbildung der physikalischen Prozesse während des Dünenerosionsprozesses in dem numerischen Modell, sollte dieses für die Berechnung der Versagenseinwirkungsfunktionen angewendet werden.

Aufgrund der vergleichbaren langen Rechenzeit des numerischen Modells XBeach wurde auf eine Ableitung der Versagensfunktionen mit diesem Modell verzichtet.

10 Schrifttum – Versagensmechanismen und Dünenerosionsmodelle

- | | |
|----------------------------------|---|
| Allsop, W. et.al. (2007) | Failure Mechanisms for Flood Defence Structures, FloodSite Report
Nr. T04-06-01,
www.floodsite.net/html/publications2.asp?ALLdocs=on&Submit=View |
| Bates, P.D., et.al. (2005) | Simplified two-dimensional numerical modeling of coastal flooding and example application, Coastal Engineering, Vol. 52, S. 793 - 810 |
| Brandenburg, P. (2010) | Scale dependency of dune erosion models - Performance assessment of the DUROS and XBEach model for various experiment scales, Master Thesis, Deltares, Rotterdam |
| CIRIA (1996) | Beach management manual, Construction Industry Research and Information Association Report 153, ISBN 0-86017 438 7 |
| Claudino-Sales, V. et.al (2008) | Factors controlling the survival of coastal dunes during multiple hurricane impacts in 2004 and 2005: Santa Rosa barrier island, Florida, Geomorphology, Vol. 95, S. 295 -315 |
| Edelmann, T. (1968) | Dune erosion during storm conditions, Proc., 11 th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, S. 719-722 |
| Edelmann, T. (1972) | Dune erosion during storm conditions, Proc., 13 th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York, S. 1305 - 1312 |
| Hanson, H. et.al. (2010) | Calculation of beach change under interacting cross-shore and longshore processes, Coastal Engineering, Vol. 57, S. 610 - 619 |
| Hughes, S.A (1981) | Beach and dune erosion during severe storms, Dissertation, University of Florida |
| Judge, E.K., et.al. (2003) | Vulnerability Indicators for Coastal Dunes, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Nov/Dec 2003, ASCE |
| Kriebel, D.L.; Dean, R.G. (1985) | Numerical Simulation of Time-Dependent Beach and Dune Erosion, Coastal Engineering, Vol. 9, S. 221 - 245 |
| Larson, M. (1989) | SBEACH: Numerical Model for simulating storm-induced beach change, Report 1: Empirical foundation and model development,
http://chl.erdc.usace.army.mil/chl.aspx?p=s&a=PUBLICATIONS;118&q=92 |

- Larson, M. et.al. (2004) An analytical model to predict dune erosion due to wave impact, Coastal Engineering, Vol. 51, S. 675 - 696
- Leon'Ev, I.O. (1985) Sediment Transport and Beach Equilibrium Profile, Coastal Engineering, Vol. 9, S. 277 - 291
- Leon'Ev, I.O. (1996) Numerical modeling of beach erosion during storm event, Coastal Engineering, Vol. 29, S. 187 - 200
- McCall, R.T. et.al. (2010) Two-dimensional time dependent hurricane overwash and erosion modeling at Santa Rosa Island, Coastal Engineering, Vol. 57, S. 668 - 683
- Morton, R.A. (2002) Factors controlling storm impact on coastal barrier islands and beaches - A preliminary basis for near real-time forecasting, Journal of Coastal Research, Vol. 18, Issue 3, S. 486 - 501
- Nishi, R.; Kraus, N. (1996) Mechanism and calculation of sand dune erosion by storms, Proceedings of the 25th International Conference on Coastal Engineering 1996, Kap. 235, S. 3034 - 3047
- Pye, K., Neal, A. (1994) Coastal dune erosion at Formby Point, North Merseyside, England: Causes and mechanisms, Marine Geology, Vol. 119, S. 39 - 56
- Newe, J. (2004) Strandprofilentwicklung unter Sturmflutseegang - Methodik für großmaßstäbliche 2D-Experimente und Berechnungsansätze, Dissertation, Technische Universität Carolo-Wilhelmina, Fachbereich Bauingenieurwesen, 189 Seiten
- Roelvink, J.A.; Broker, I. (1993) Cross-shore profile models, Coastal Engineering, Vol. 21, S. 163 - 191
- Roelvink, J.A. (1993) Surf Beat and its effects on cross-shore profiles, Dissertation, Technische Universität Delft, 163 Seiten
- Roelvink, D. et.al. (2009) Modelling storm impacts on beaches, dunes and barrier islands, Coastal Engineering, Vol. 56, S. 1133 - 1152
- Romanczyk, W. et.al. (2005) Extended equilibrium beach profiles, Coastal Engineering, Vol. 52, S. 727 - 744
- Russel, P.E. (1993) Mechansims for beach erosion during storms, Continental Shelf Research, Vol. 13, Nr. 11, S. 1243 - 1265

- StALU (2009) Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern Übersichtsheft: Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmung und Ausblick, Herausgeber: Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt, und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommers, Ostsee Druck Rostock
- Steenberger, H.M.G.M, et.al. (2004) Reliability analysis of flood defence systems, HERON, Vol. 49, Nr.1
- Steezel, H.J. (1993) Cross-shore Transport during Storm Surges, Dissertation, Technische Universität Delft, 294 Seiten
- Steezel, H.J.; Visser, P.J. (1992) Profile development of dunes due to overflow, Proceedings of the Coastal Engineering Conference, S. 2669 - 2679
- Tuan, T.Q. et.al. (2008) Process-based modeling of the overflow-induced growth of erosional channels, Coastal Engineering, Vol. 55, S. 468 - 483
- Tuan, T.Q. (2007) Seasonal breaching of coastal barriers, Dissertation, Technische Universität Delft, 190 Seiten
- Thornton, E.B. et.al. (2007) Rip currents, mega-cusps and eroding dunes, Marine Geology, Vol. 240, S. 151 - 167
- Türker, U.; Kabdasli, M.S. (2005) Technical note: The effect of sediment characteristics and wave height on the shape-parameter for representing equilibrium profiles, Ocean Engineering, Vol. 33, S. 281 - 291
- Van de Graaf, J. (1986) Probabilistic Design of Dunes; An Example from the Netherlands, Coastal Engineering, Vol. 9, S. 479 - 500
- Van de Graaf, J. (1977) Dune Erosion during a Storm Surge, Coastal Engineering, Vol. 1, S. 99 - 134
- Van Gent, M.R.A. et.al. (2008) Large-scale dune erosion tests to study the influence of wave periods, Coastal Engineering, Vol. 55, S. 1041 - 1051
- Van Rijn, L.C. (2009) Prediction of dune erosion due to storms, Coastal Engineering, Vol. 56, S. 441 - 457
- Van Rijn, L.C. et.al. (2003) The predictability of cross-shore bed evolution of sandy beaches at the time scale of storms and seasons using process-based profile models, Coastal Engineering, Vol. 47, S. 295 - 327
- Van Thiel de Vries, J.S.M. et.al. (2008) Analysis of dune erosion processes in large-scale flume experiments, Coastal Engineering, Vol. 55, S. 1028 - 1040

- Van Thiel de Vries, J.S.M. (2009) Dune erosion during storm surges, Dissertation, Technische Universität Delft, 220 Seiten
- Vellinga, P. (1982) Beach and dune erosion during storm surges, Coastal Engineering, Vol. 6, S. 361 - 387
- Vellinga, P. (1986) Beach and dune erosion during storm surges, Dissertation, Technische Universität Delft, 200 Seiten
- Vellinga, P. (1983) Predictive computational model for beach and dune erosion during storm surges, Proceedings of Coastal Structures '83, S. 806 - 819
- Visser, P.J. (1998) Breach growth in sand-dikes, Dissertation, Technische Universität Delft, 189 Seiten
- Visser, P.J. (2000) A model for breach erosion in sand-dikes, Coastal Engineering: An international journal for coastal, harbour and offshore engineers, S. 3829 - 3842
- Muir Wood, R.; Bateman, W. (2010) Uncertainties and constraints on breaching and their implications for flood loss estimation, Philosophical Transaction of the Royal Society A, Nr.363, S. 1423 - 1430

11 Schrifttum – Berechnung von Versagenswahrscheinlichkeiten

- Bachmann, D. et.al. (2009) REISE: Multikriterielle Entscheidungsunterstützung zur Planung von Hochwasserschutzkonzepten, www.iwww.rwth-achen.de/fileadmin/internet/iwasa/vortraege2009/IWASA2009_Bachmann.pdf
- Bruun, J.T., Tawn, J.A. (1998) Comparison of approaches for estimating the probability of coastal flooding, In: Applied statistics, vol. 47, Part 3, S. 405 - 423
- Buis, F. et.al. (2005) Performance and Reliability of Flood and Coastal Defences, R&D Technical Report, FD 2318/TR2, www.rasp-project.net/documents_info/TR2_defra.pdf
- Buis, F. et.al. (2005) Performance and Reliability of Flood and Coastal Defences, R&D Technical Report, FD 2318/TR1, www.rasp-project.net/documents_info/TR1_defra.pdf

-
- | | |
|----------------------------------|--|
| CUR/TAW (1990) | Guide to the assessment of the safety of dunes as a sea defence, TAW Report 140 |
| CUR/TAW (1990) | Probabilistic design of flood defence, TAW Report 141 |
| Den Heijer, C. et.al. (2008) | Probabilistic sensitivity analysis of dune erosion calculation, Konferenzbeitrag, 4 th international Symposium on flood Defence, Managing Flood Risk, Reliability and Vulnerability, www.tudelft.nl |
| Kamphius, J.W. (2010) | Introduction to coastal engineering and management, Advanced Series on Ocean Engineering, 2 nd Edition, Vol. 30, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., Mainland Press, Singapur |
| Kortenhaus, A. (2003) | Probabilistische Methoden für Nordseedeiche, Dissertation, Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig, Fachbereich Bauingenieurwesen, 242 Seiten |
| Meadowcroft, I.C. et.al. (1996) | Development of new risk assessment procedures for coastal structures, In: Advances in coastal structures and breakwaters, Konferenzbeitrag |
| Plate, E.J. (2000) | Risikoanalyse im Hochwasser- und Küstenschutz, Beiträge zum Internationalen Workshop „Risikomanagement im Küstenraum“, Mitteilungen Heft 85 /2000, Franzius-Institut für Wasserbau und küsteningenieurwesen, Universität Hannover |
| Reeve, D.E. (1998) | Coastal flood risk assessment, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 124, Nr. 5, S. 219 - 228 |
| Reeve, D. et.al. (2004) | Coastal Engineering: Processes, Theory and Design Practice, SPON Press Taylor & Francis Group, London |
| Ronold, K. (1990) | Reliability analysis of a coastal dike, Coastal Engineering, Vol. 14, Seiten 43 - 56 |
| Simm, J. et.al. (2009) | Representing fragility of flood and coastal defences: Getting into detail, Flood Risk Management: Research and Practice, Samuels et.al. (eds), Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-48507-4 |
| Van der Meer, J.W. et.al. (2009) | Calculation of fragility curves for flood defence assets, In: Flood risk management: Research and practice, Samuels et.al. (eds), ISBN 978-0-415-48507-4 |

HoRisK - B: Belastungen von Küstenschutzanlagen und Konsequenzen des Versagens im Bereich der Ostseeküste

ARBEITSPAKET 4

KONSEQUENZEN DES VERSAGENS - ÜBERFLUTUNG

Schlussbericht

Förderkennzeichen: 03KIS079

Zuwendungsempfänger: Technische Universität
Hamburg-Harburg
Institut für Wasserbau

Laufzeit des Vorhabens: 01.11.2009 bis 31.12.2013

Berichtszeitraum: 01.01.2012 bis 31.12.2012

**TECHNISCHE UNIVERSITÄT
HAMBURG-HARBURG**
Institut für Wasserbau
Denickestraße 22
21073 Hamburg

Hamburg, den 30.06.2014

Inhalt

1	Einleitung	4
2	Systematische Sensitivitätsuntersuchungen	6
2.1	Polderflächen	6
2.2	Bathymetrien	8
2.3	Breschenentwicklung	8
2.4	Sturmflutwasserstandsganglinien	9
2.5	Ergebnisse	11
2.5.1	Breschenbreite	11
2.5.2	Versagensdauer	12
2.5.3	Breschenlokation	13
2.5.4	Wiederkehrintervall	14
2.5.5	Sturmflutfülle	15
2.5.6	Tidebeeinflusste Sturmflutganglinien	16
3	Überflutungsmodellierung Markgrafenheide	17
3.1	Das Untersuchungsgebiet	17
3.2	Untersuchte Faktoren	20
3.2.1	Lokation der Bresche	21
3.2.2	Breschenbreite und –entwicklung	21
3.2.3	Beginn des Versagens	22
3.2.4	Wasserstandsverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand	22
3.2.5	Bebauung und Oberflächenrauigkeit	22
3.3	Numerische Modell – Mike 21	25
3.4	Auswertung der numerischen Untersuchungen	26
3.4.1	Breschenbreite	26
3.4.2	Lokation der Bresche	29
3.4.3	Oberflächenrauigkeit	33
3.4.4	Sturmflutscheitelwasserstand	37
3.4.5	Versagensbeginn während der Sturmflut	38
4	Vergleichende Untersuchungen verschiedener numerischer Modell	41
4.1	Randbedingungen	41
4.2	Auswertung der Vergleichsrechnungen	43

5	Vergleichende Untersuchungen zwischen dem numerischen Modell Mike 21 und dem Ansatz von Führböter (1987).....	44
5.1	Ansatz von Führböter (1987)	44
5.2	Fläche des geschützten Bereiches	45
5.3	Deichbruchbreite	45
5.4	Wasserstandsganglinie	46
5.5	Überfallhöhe	47
5.6	Mike 21	47
5.7	Ergebnisse und Bewertung	48
6	Zusammenfassung und Ausblick	49
7	Schrifttum	50

1 Einleitung

Die europäische Union verabschiedete im Oktober 2007 die „Richtlinie der Europäischen Union und des Rates über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken“ (Directive 2007/60/EC). Ziel dieser Richtlinie ist es, die Gefahren, die Hochwasser auf die menschliche Gesundheit, die Umwelt, das kulturelle Erbe und die wirtschaftliche Tätigkeiten ausübt, zu verringern und das Management im Umgang mit den Hochwassergefahren zu verbessern. Die Umsetzung dieser Direktive ist insbesondere in den Küstengebieten Deutschlands von großer Bedeutung.

In diesem Zusammenhang ist es Ziel des von der RWTH Aachen, der Technischen Universität Hamburg-Harburg sowie dem NLWKN Norden/Norderney in Kooperation geplanten Forschungsvorhabens HoRisk (Hochwasserrisikomanagement im Küstenraum), küstenschutzbezogene Ansätze und Methoden für anwendungsorientierte Schadens- bzw. Risikoanalysen als Grundlage für die Erarbeitung von Hochwassergefahrenkarten, Hochwasserrisikokarten und Hochwasserrisikomanagementplänen abzuleiten. Neben den Antragstellern sind der Landesbetrieb für Küstenschutz, Nationalpark und Meeresschutz Schleswig-Holstein (LKN), das Staatliche Amt für Landwirtschaft und Umwelt, Mittleres Mecklenburg (StALU MM) sowie die Landwirtschaftskammer Niedersachsen als Projektpartner mit eingebunden.

Zur Ableitung von anwendungsorientierten Schadens- und Risikoanalysen werden im Verbundprojekt „HoRisk“ Untersuchungen zur Durchführung von Schadens- & Risikoanalysen in Küstengebieten durchgeführt. Die Arbeiten im Projekt sind in insgesamt 9 Arbeitspakete (AP0 bis AP8) eingeteilt, welche die wesentlichen Schritte einer Risiko- bzw. Schadensanalyse abbilden. Im Einzelnen sind dies:

- AP 0 - Definition von Begriffen in Zusammenhang mit Schadens- bzw. Risikoanalyseverfahren
- AP 1 - Vergleichende Darstellung und Diskussion der verfügbaren Schadens- bzw. Risikoanalyseverfahren und Küstenschutzstrategien
- AP 2 - Statistische Untersuchungen zu den Gefährdungen und Belastungen auf Bauwerke, z.B. Wasserstände, Seegang, Strömungen, Eisgang
- AP 3 - Ermittlung der maßgebenden Versagensmechanismen und Versagenswahrscheinlichkeiten für Hochwasserschutzbauwerke (Deiche, Dünen, Hochwasserschutzwände, Punktbauwerke) und Kombinationen von Bauwerken
- AP 4 - Beurteilung der Wirkung unterschiedlicher Küstenschutzsysteme in Bezug auf deren Schutzwirkung und Überflutungsausbreitung im Versagensfall, Ermittlung relevanter Prozesse und maßgebender Einflussfaktoren
- AP 5 - Bewertung von Schadenspotentialen und Schäden, Überprüfung und Weiterentwicklung der Schadensfunktionen für einzelne Schadenkategorien, Vergleichende Untersuchung und Weiterentwicklung von Methoden zur Ermittlung von Schadenspotentialen und Schäden, Vergleich der Ergebnisse unterschiedlicher Modelle zur Schadenspotential- und Schadensanalyse
- AP 6 - Beurteilung der Gesamtunsicherheiten im Rahmen einer Schadens- bzw. Risikoermittlung, Untersuchungen zum Umgang mit bestehenden Unsicherheiten insbesondere bezogen auf küstenspezifische Fragestellungen und zu spezifische Sensitivitäten für die Gesamtermittlung, Untersuchung der Auswirkung der Ergeb-

nisse aus den AP 2 bis AP 5 auf die Schadens- bzw. Risikoermittlung und zum Einfluss der Datenlage

- AP 7 - Untersuchungen und Vergleiche zu baulichen Möglichkeiten zur Reduzierung des zu erwartenden Schadens- bzw. Risikos für typische Küstenschutzsysteme
- AP 8 - Anwendung der gewonnen Erkenntnisse aus den AP 1 bis AP 7 auf ausgewählte Küstengebiete in Mecklenburg-Vorpommern, Schleswig-Holstein und Niedersachsen, Erprobung der Praktikabilität der entwickelten Methoden für eine Schadens- bzw. Risikoanalyse, Eingrenzung der zu erwartenden Aussagebereiche aufgrund der methodischen Unsicherheiten

Eine wesentliche Grundlage für die Schadensermittlung bildet die Beurteilung der Wirkung unterschiedlicher Küstenschutzsysteme in Bezug auf deren Schutzwirkung und Überflutungsausbreitung im Versagensfall. Auf der Grundlage umfangreicher Sensitivitätsuntersuchungen werden die relevanten Prozesse sowie die maßgebenden Einflussfaktoren identifiziert und bewertet. Hierzu zählen:

- Auswirkung von unterschiedlicher Breschenentwicklung bei Deichen und Versagensformen von Bauwerken im Deich auf die Überflutung
- Wirkung von Küstenschutzsystemen (z.B. Vorland, Sommerdeiche, 2. Deichlinie, Polder, System HW-Schutzdüne – Deich)
- Untersuchungen zum Einfluss der Topographie der geschützten Bereiche wie z. B. Geländehöhen, linienhaften Strukturen wie Dämmen und Entwässerungssystemen auf die Überflutungsausbreitung im Versagensfall
- Ausgewählte / typische Lokationen und systemische Sensitivitätsuntersuchungen zum Einfluss von Poldergrößen bzw. zur Wirkung von 2. Deichlinien
- Sensitivitäten der Methodik der Überflutungsmodellierung (z.B. einfache Kaskadenmodellierung – 2D, unterschiedliche Modellverfahren)

Im Folgenden werden die Arbeiten und Ergebnisse der Technischen Universität Hamburg-Harburg für das Arbeitspakets 4 „Konsequenzen des Versagens – Überflutung“, die im Vorhabenszeitraum 01.05.2010 bis 31.12.2013 durchgeführt bzw. erarbeitet wurden, zusammenfassend dargestellt.

In einem ersten Schritt wurden systematische Sensitivitätsuntersuchungen durchgeführt, mit dem Ziel Abhängigkeiten zwischen bauwerklichen und hydrodynamischen Parametern, welche das Überflutungsgeschehen in einem geschützten Küstengebiet beeinflussen, und für Schadensberechnungen bzw. Risikoberechnungen relevanten Parametern herzustellen. Es wird der Einfluss der Breschenbreite, der Breschenlokation, der Versagensdauer, dem Wiederkehrintervall der Sturmflut sowie der Sturmflutfülle und der Tide auf die Parameter Einstauhöhe, Fließgeschwindigkeit und Verweildauer untersucht. Die Ergebnisse dieser Sensitivitätsuntersuchungen werden auf die Überflutungsmodellierungen für das Projektgebietes Markgrafenheide angewendet.

Von den Projektpartnern werden verschiedene numerische Modelle zur Überflutungsmodellierungen eingesetzt. Um die Aussagefähigkeit der verwendeten Modelle beurteilen zu können, werden Vergleichsrechnungen durchgeführt. Die Untersuchungen erfolgen an dem Projektgebiet Markgrafenheide.

Neben den numerischen Modellen zur Berechnung des Überflutungsgeschehens in einem geschützten Küstengebiet stehen auch einfachere physikalisch-analytische Ansätze zur

Verfügung. Ein solcher Ansatz ist der von Führböter (1987). Die Ergebnisse dieser Berechnungen werden mit den Ergebnissen aus numerischen Simulationen mit dem Modell Mike 21 verglichen und bewertet.

2 Systematische Sensitivitätsuntersuchungen

2.1 Polderflächen

Grundlage für die in einem ersten Schritt durchzuführenden Sensitivitätsuntersuchungen sind Bathymetrien (vgl. Kapitel 2.2), welche typische Überflutungsflächen bzw. Polderflächen an der deutschen Ostsee- bzw. Nordseeküste darstellen. Es ist daher notwendig die Größe und die Verteilung der Geländehöhen für derartige Gebiete zu bestimmen.

Entlang der Nordseeküste von Schleswig-Holstein, werden niedrig liegende Küstengebiete durch Deichringe geschützt. Durch die klare Abgrenzung dieser Bereiche ist es ohne weiteres möglich die eingeschlossene Fläche zu ermitteln. Abb. 1 zeigt die betrachteten Polder mit den von ihnen eingeschlossenen Flächen. Mehr als 50% der Polder entlang der Nordseeküste von Schleswig-Holstein schützen eine Fläche von weniger als 10 km². Ein Histogramm zeigt die Verteilung der geschützten Polderflächen deutlicher (Abb. 2). Es ist zu erkennen, dass Polder mit einer eingeschlossenen Fläche zwischen 4 km² und 8 km² am häufigsten auftreten, dicht gefolgt von Poldern mit einer Fläche bis 2 km². Die Flächengrößen für die Bathymetrien werden auf 3 km² bzw. 5 km² festgelegt. Ein Ausschnitt eines digitalen Geländemodells des untersuchten Gebietes (Abb. 3) verdeutlicht die vorherrschenden Geländehöhen. Die Küstengebiete liegen sehr niedrig mit Geländehöhen zwischen 0 m NN und 2 m NN. Für die numerischen Simulationen wird die Geländehöhe auf 1 m NN festgelegt.

Überflutungsgefährdete Küstengebiete an der Ostsee werden hauptsächlich durch linienhafte Elemente wie z. B. Dünen, Deiche, Deckwerke usw. entlang der Küste geschützt. Auf Grundlage eines digitalen Geländemodells sowie digitalisierten Hochwasserschutzbauwerken werden potentielle Überflutungsflächen ausgewiesen.

Landeinwärts gibt es keine klare Abgrenzung der Überflutungsfläche durch Hochwasserschutzbauwerke.

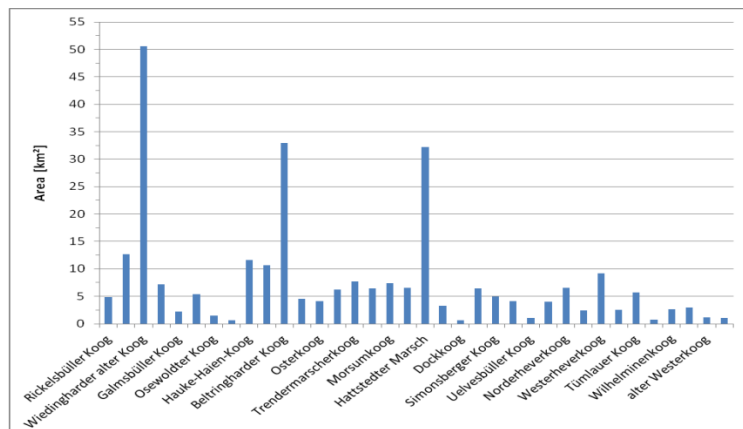


Abb. 1: Geschützte Flächen Schleswig-Holsteinischer Nordseepolder

Um entsprechende Flächen abgrenzen zu können, wird die landseitige Grenze der Geländehöhe auf 3,5 m NHN gesetzt, was dem maximalen Bemessungshochwasser entspricht. Es wird dabei angenommen, dass Bereiche mit Geländehöhen oberhalb dieses Grenzwertes nicht überflutungsgefährdet sind.

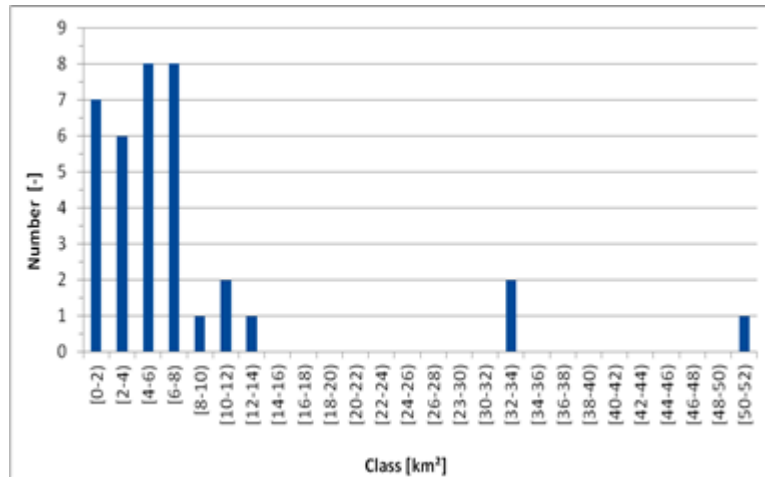


Abb. 2: Histogramm der Polderflächen

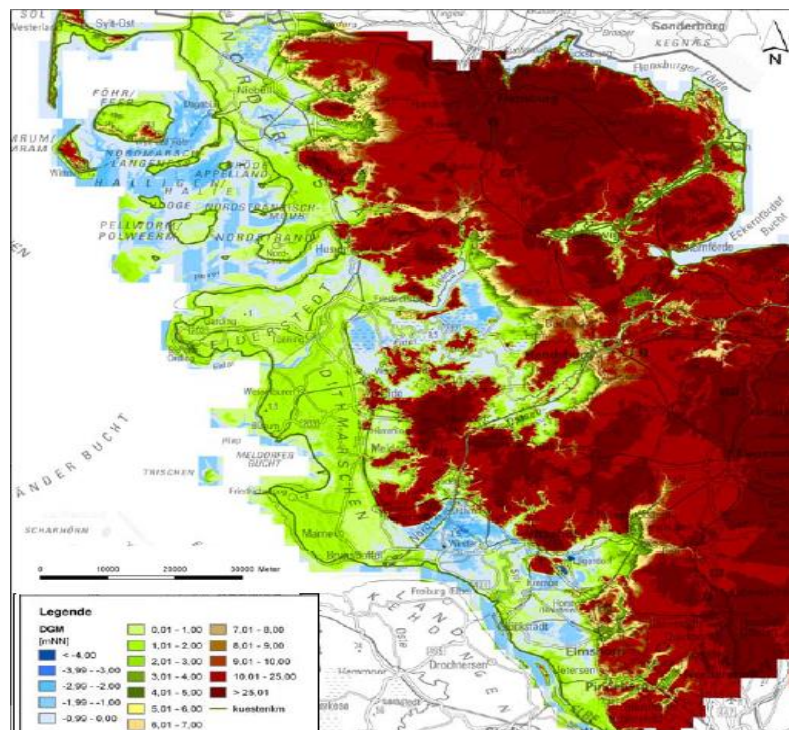


Abb. 3: Geländehöhen des Schleswig-Holsteinischen Nordseeküste (Quelle: NLWKN Norden)

In Abhängigkeit der Geländehöhenstufen werden die dazugehörigen Flächengrößen bestimmt. Abb. 4 zeigt die relative Häufigkeit der Höhenstufen (Schrittweite: 0,25 m) von 0 m NHN bis 3,5 m NHN. Geländehöhen von 0,25 m NHN - 0,5 m NHN treten dabei am häufigsten auf. Dicht gefolgt von der Geländehöhenstufe von 0,75 m NHN - 1,0 m NHN.

Für die numerischen Simulationen wird als Geländehöhe jeweils die Klassenmitte, also 0,375 m NHN bzw. 0,875 m NHN gewählt. Die dazugehörigen Überflutungsflächen haben eine Größe von ca. 20 km² bzw. 50 km².

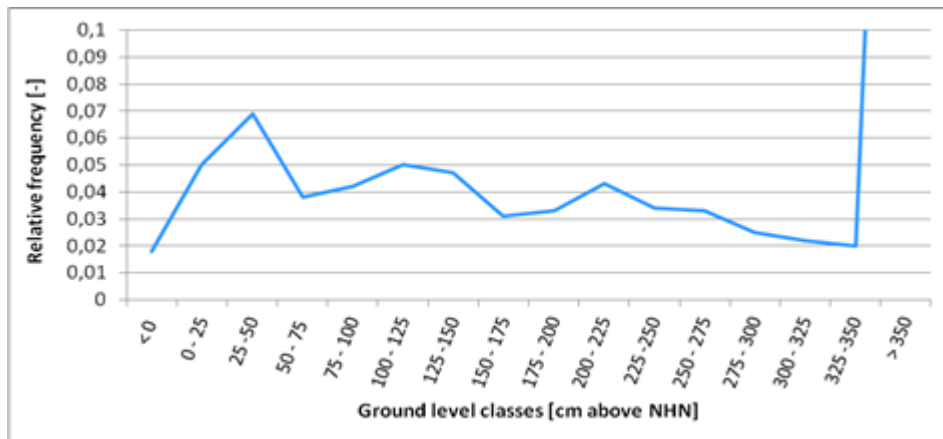


Abb. 4: Relative Häufigkeit der Geländehöhenstufen

Für die numerischen Simulationen werden Bathymetrien mit den Flächen 3 km², 5 km², 20 km² und 50 km² und den entsprechenden Geländehöhen erstellt.

2.2 Bathymetrien

In dem vorangegangenen Abschnitt wurde die Ableitung potentieller Überflutungsflächen und den dazugehörigen Geländehöhen erläutert.

Die zu erstellenden Bathymetrien weisen eine Rechteckform auf und sind an drei Seiten abgeschlossen. Die vierte Seite bildet eine Dammstruktur, welche die Funktion des Hochwasserschutzbauwerkes übernimmt. Die Dammstruktur hat eine Höhe von 4 m und eine Kronenbreite von 10 m. Die Binnenböschung der Dammstruktur hat eine Neigung von 1:10. Diese flache Neigung wurde gewählt um eine gewisse numerische Stabilität während der Simulationen zu gewährleisten. Die Rauigkeit des Simulationsgebietes wird auf einen konstanten Wert von 25 m^{1/3}/s festgelegt.

Um den Rechenaufwand zu reduzieren wird eine räumliche Auflösung von 10 x10 m gewählt. Die zeitliche Auflösung der Simulationen beträgt 1 s.

Im Laufe der Simulationen bildet sich in dieser Dammstruktur eine Bresche (Durchlass in der Dammstruktur) durch welche die Überflutung des geschützten Bereiches erfolgt. Die Sturmflutwasserstandsganglinie wird entlang dieser Bresche eingesteuert.

2.3 Breschenentwicklung

Die Bresche selbst hat einen rechteckigen Querschnitt und entwickelt sich linear mit der Zeit. Nach vollständiger Entwicklung der Bresche, ist die Breschensohle der dahinterliegenden Geländehöhe angeglichen.

Literaturrecherche bezüglich möglicher Breschenbreiten ergab eine Spannweite von wenigen Metern bis zu mehr als 200 Metern (Führböter 1987, Wood & Bateman 2005). Um

diese weite Spanne abzudecken wird diese zwischen 10 m und 500 m variiert. Im Detail werden die Breschenbreiten: 10 m, 20 m, 30 m, 40 m, 50 m, 100 m, 200 m, 300 m, 400 m & 500 m untersucht.

Die Versagensdauern weisen eine ähnlich große Variationsbreite auf. In der Literatur sind Versagensdauern zwischen 10 min und 2,5 h zu finden (Reese 2003). In den numerischen Simulationen werden im Detail folgende Versagensdauern untersucht: 10 min, 20 min, 30 min, 45 min, 60 min, 90 min, 120 min, und 180 min.

2.4 Sturmflutwasserstandsganglinien

Sturmflutwasserstandsganglinien werden sowohl für Nordsee- als auch Ostseebedingungen aus Wasserstandsmessungen abgeleitet. Dabei ist es notwendig die Methoden der statistischen Untersuchungen an die jeweiligen hydrodynamischen Bedingungen der Ostsee bzw. Nordsee anzupassen.

Für die Ableitung der Sturmflutganglinien für die Ostsee stehen stündliche Messwerte des Wasserstandes an der Lokation Warnemünde zur Verfügung. Aus der Zeitreihe der Wasserstände werden die Ereignisse ausgewählt welche den Grenzwert von 0,5 m ü NHN überschreiten. Da Sturmfluten in der Ostsee nicht nur einen charakteristischen Sturmflut-scheitelwasserstand besitzen, sondern auch von variabler Fülle sein können wird neben den jeweiligen Sturmflutscheitel auch die dazugehörige Sturmflutfülle bestimmt. Dabei bezeichnet die Fülle die Fläche zwischen der Sturmflutganglinie und dem Grenzwert von 0,5 m NHN. In einem nächsten Schritt werden die einzelnen Sturmflutganglinien bezüglich ihres Sturmflutscheitels und ihrer Fülle normiert.

Mit Hilfe bivariater statistischer Untersuchungen werden Sturmflutganglinien abgeleitet.

In einem ersten Schritt werden den Tupel aus Wasserstand und Fülle Ränge in aufsteigender Reihenfolge zugeordnet. Um den Grad der Abhängigkeit dieser beiden Größen zu messen, wird ein Abhängigkeitsparameter, das so genannte Kendall's Tau (Gl. 1) bestimmt.

$$\tau_n = \frac{4}{n(n-1)} * (P_n - 1) \quad \text{Gl. 1}$$

Mit: τ_n = Kendall's Tau [-]

P_n = Anzahl diskordater Datenpaare [-]

n = Gesamtanzahl der Datenpaare [-]

Verschiedene Copula-Funktionen werden an die Wasserstände und Füllen angepasst um die Funktion zu bestimmen, welche die Werte am besten beschreibt. Ein wichtiger Schritt besteht in der Beurteilung der Anpassungsgüte der gewählten Copula-Funktionen. Dazu wird eine benutzerdefinierte Anzahl gleichverteilter Werte u & $v \in [0,1]$ erzeugt und auf die Copula-Funktion angewendet. Ist die gewählte Copula-Funktion geeignet die Wasserstände und Füllen zu beschreiben, weisen die Ergebnisse der Copula-Funktion die gleiche Verteilung auf wie Ausgangswertepaare. Die BB1 Copula-Funktion (Gl. 2) eignet sich,

unter den untersuchten Copula-Funktionen, am besten zur Beschreibung der Wasserstände und Füllen.

$$C(u,v) = [1 + [(u^{-\theta} - 1)^{\delta} + (v^{-\theta-1})^{\delta}]^{1/\delta}]^{1/\theta}$$

Gl. 2

Mit: θ, δ = Anpassungsparameter der Copula-Funktion [-]

u, v = gleichverteilte Werte $\in [0,1]$

Die Anpassungsparameter θ & δ werden mit Hilfe der Maximum Likelihood Methode bestimmt.

Da die Ergebnisse noch keine Eintrittswahrscheinlichkeit besitzen und noch normiert sind, ist der nächste Schritt die Zuordnung der Eintrittswahrscheinlichkeit und die Rücktransformation der Ergebnisse auf Entsprechungen von Wasserstand und Fülle. Für die Zuordnung der Eintrittswahrscheinlichkeit werden die Ergebnisse aus der Copula-Funktion ($\in [0,1]$) auf die Dichtefunktion der ausgewählten Copula-Funktion angewendet und so die Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmt. Indem die Ergebnisse der Copula-Funktion auf die Inverse der Randverteilungsfunktion der Wasserstände und Füllen angewendet werden erreicht man eine Rücktransformation der Ergebnisse.

Mit Hilfe dieses Verfahrens werden Sturmflutganglinien mit den Wiederkehrintervallen 50 Jahre, 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre sowie 3 verschiedene Füllen für jedes Wiederkehrintervall bestimmt. Abb. 5 zeigt beispielhaft Sturmflutganglinien verschiedener Füllen für das Wiederkehrintervall von 200 Jahren.

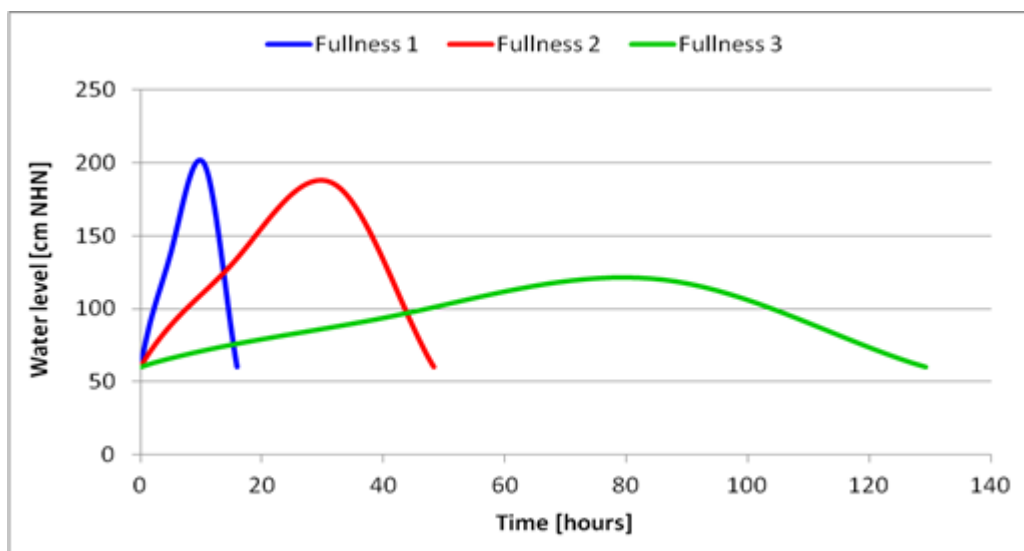


Abb. 5: Sturmflutganglinien verschiedener Füllen (T = 200a) für die Ostsee

Bezüglich der Nordsee muss das statistische Verfahren zur Ermittlung der Sturmflutganglinien angepasst werden, da die Sturmfluten hier tidebeeinflusst sind.

Für die statistische Auswertung stehen Minutenwerte der Wasserstände am Pegel Norderney zur Verfügung. Aus dieser Wasserstandszeitreihe werden die 50 höchsten Sturmtiden ausgewählt. Zusätzlich werden die dazugehörigen Tideniedrigwasser und die Tidehochwasser bzw. Tideniedrigwasser der Vor- und Nachtide ermittelt. Im Ganzen stehen somit 7 Parameter zur statistischen Auswertung zur Verfügung. Jedes Ereignis wird auf den jeweiligen maximalen Wasserstand normiert. Es wird angenommen, dass die Werte der 7 Parameter normalverteilt sind und dass somit Mittelwert und Standardabweichung ermittelt werden können. Unter dieser Annahme werden Anhand von Zufallszahlen die genannten Parameter ermittelt, wobei für den linken bzw. rechten Ast (bezogen auf die Sturmtide) der skalierten Ganglinie verschiedene Zufallszahlen gewählt werden. Die so ermittelten Werte werden abschnittsweise über Sinusfunktionen verbunden. Die Form der resultierenden Sturmflutganglinien variiert mit der Wahl der Zufallszahlen.

Für die Ermittlung von Wasserständen mit einer bestimmten Eintrittswahrscheinlichkeit werden die 50 höchsten Ereignisse mittels univariater Methoden statistisch untersucht. Dazu werden verschiedene Verteilungsfunktionen an die Daten angepasst und die Verteilungsfunktion ermittelt welche die Daten am besten beschreibt. In dem vorliegenden Fall ist dies die Log-Normalverteilung. Mit Hilfe dieser Verteilungsfunktion wird der Wasserstand auf die gewünschten Wiederkehrintervalle (siehe oben) extrapoliert und auf die neu ermittelten, noch normierten Sturmflutganglinien angewendet. Man erhält Sturmflutganglinien mit einer bestimmten Eintrittswahrscheinlichkeit aber unterschiedlicher Form (Abb. 6).

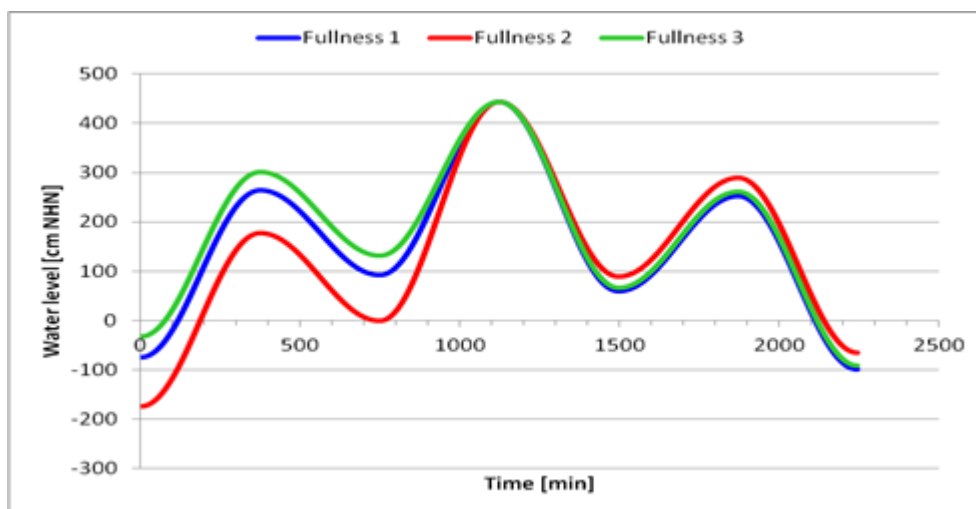


Abb. 6: Sturmflutganglinien verschiedener Form ($T = 200a$) für die Nordsee

2.5 Ergebnisse

2.5.1 Breschenbreite

Um den Einfluss der Breschenbreite auf das Überflutungsgeschehen eines geschützten Bereiches zu untersuchen werden numerische Simulationen durchgeführt in welchen die Breschenbreite zwischen 10 m und 500 m variiert wird. Die Bathymetrien weisen die im Kapitel 2.1 abgeleiteten Flächengrößen und Geländehöhen auf. Als hydrodynamische Randbedingung wird eine Sturmflutganglinie mit dem Wiederkehrintervall von 200 Jahren eingesteuert. Das Versagen der Dammstruktur dauert 1 Stunde und ist mit dem Eintreten

des Sturmflutseitelwasserstandes abgeschlossen. Abb. 7 zeigt die maximalen Einstauhöhen für die untersuchten Breschenbreiten.

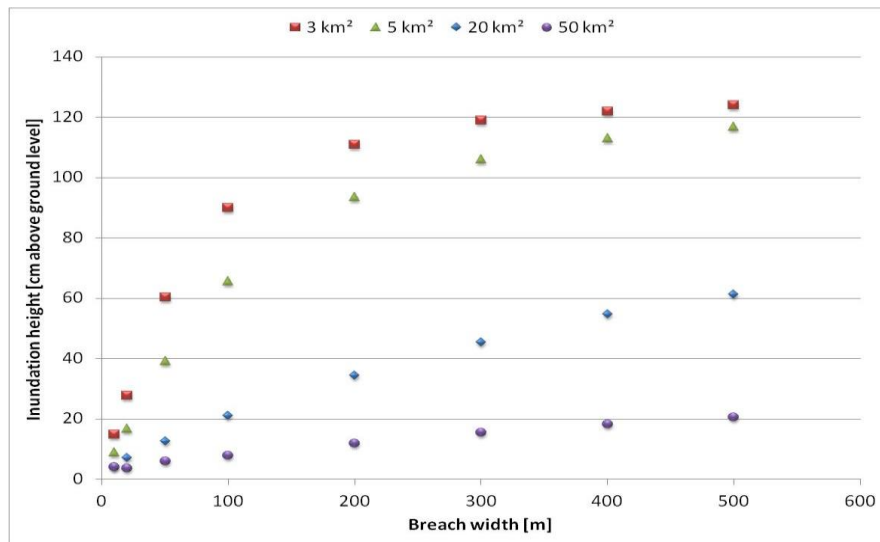


Abb. 7: Maximale Einstauhöhen als Funktion der Breschenbreite

Es ist ein deutlicher Einfluss der Breschenbreite auf die maximale Einstauhöhe zu erkennen. Eine steigende Breschenbreite hat eine steigende Einstauhöhe zur Folge. Die Ergebnisse zeigen ebenfalls, dass dieser Einfluss mit weiter steigender Breschenbreite abnimmt, d.h. der relative Anstieg der Einstauhöhe nimmt ab. Es kann vermutet werden, dass sich die maximalen Einstauhöhen einer Art Grenzwert nähern. Neben dem Einfluss der Breschenbreite ist auch der Einfluss der Gebietsgröße auf die Einstauhöhen zu erkennen. Eine Vergrößerung der Fläche des geschützten Bereiches führt zu einer Absenkung der Einstauhöhen.

Bezüglich der Verweildauer der maximalen Überflutung lässt sich aus den Simulationen ein umgekehrter Trend ableiten. Je weiter die Bresche desto früher tritt die maximale Überflutung ein und desto kürzer dauert diese.

Um den Einfluss der Breschenbreite auf die Fließgeschwindigkeiten darzustellen, muss zwischen den Fließgeschwindigkeiten in der Bresche und im geschützten Bereich unterschieden werden. Die Fließgeschwindigkeit im geschützten Bereich selbst ist von der Breschenbreite unabhängig (ca. 0,2 m/s). Dagegen werden die Fließgeschwindigkeiten innerhalb der Bresche sehr wohl von dessen Breite beeinflusst. Es kann festgehalten werden, dass mit breiter werdender Bresche die maximale Fließgeschwindigkeit abnimmt. Die Fließgeschwindigkeit nimmt von 1,5 m/s innerhalb einer 50 m Bresche auf 0,5 m/s in einer 500 m breiten Bresche ab.

2.5.2 Versagensdauer

Die Versagensdauer ist der nächste Faktor, der auf seinen Einfluss auf das Überflutungs-geschehen untersucht werden soll. Wie in dem Abschnitt 3 erwähnt wird die Versagensdauer zwischen 10 min und 3 h variiert. Dabei beschreibt die Versagensdauer die zeitliche Dauer des Versagensprozesses von dem Beginn des Versagens der Dammstruktur bis

zur vollständigen Ausbildung der Bresche an. Der Versagensprozess wird in jeder Simulation so gesteuert, dass dieser mit Eintritt des Sturmflutscheitelwasserstands abgeschlossen ist. Die eingesteuerte Sturmflutganglinie hat ein Wiederkehrintervall von 200 Jahren. Die Breschenbreite wird auf 50 m festgelegt.

Zuerst soll der Einfluss der Versagensdauer auf die Einstauhöhen herausgearbeitet werden. Abb. 8 zeigt die Einstauhöhen als Funktion der Versagensdauer. Es ist zu erkennen, dass eine Verlängerung der Versagensdauer zu einer leichten Erhöhung der Einstauhöhen führt. Allerdings ist dieser Einfluss im Vergleich zum Einfluss der Breschenbreite eher zu vernachlässigen.

Bezüglich der Verweildauer der maximalen Überflutung ist kein klarer Einfluss zu erkennen. Diese variiert zwischen 2 h und 4 h. Die Fließgeschwindigkeiten werden ebenfalls nicht von der Versagensdauer beeinflusst (ca. 1,2 m/s).

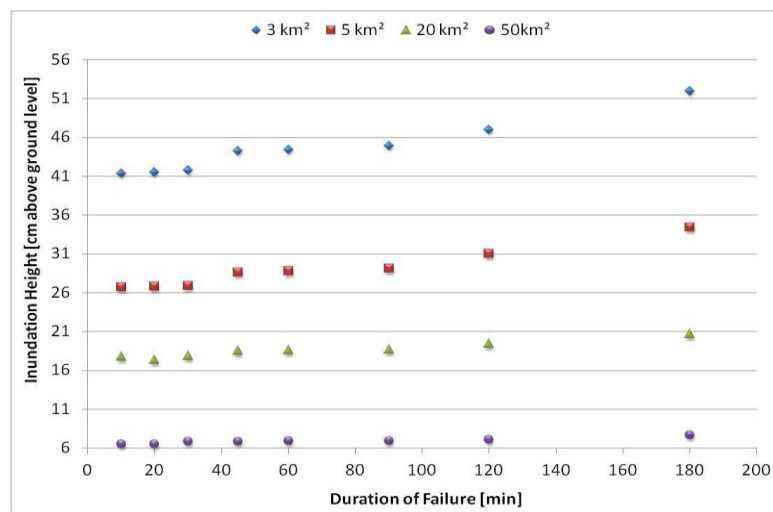


Abb. 8: Maximale Einstauhöhen als Funktion der Versagensdauer

2.5.3 Breschenlokation

Grundlage für diese Simulation ist eine Bathymetrie, welche eine Fläche von 5 km² abdeckt. Es werden 2 verschiedene Bathymetrien erstellt, um den Einfluss der Breschenlokation auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen. Eine Bathymetrie ist mit einer ebenen Geländeoberfläche ausgestattet, während die andere Bathymetrie eine geneigte Geländeoberfläche (Neigung 1:200) aufweist. Die Breschenlokationen werden in der Bathymetrie mit der ebenen Geländeoberfläche entlang der südlichen Grenze variiert. In der Bathymetrie mit der geneigten Ebene werden die Breschenlokationen sowohl entlang der südlichen als auch der östlichen Grenze variiert (Abb. 9 & Abb. 10). Die eingesteuerte Sturmflutganglinie hat ein Wiederkehrintervall von 200 Jahren. Die Versagensdauer wird auf 1 h festgelegt und der Versagensprozess ist mit Eintritt des Sturmflutscheitels abgeschlossen.

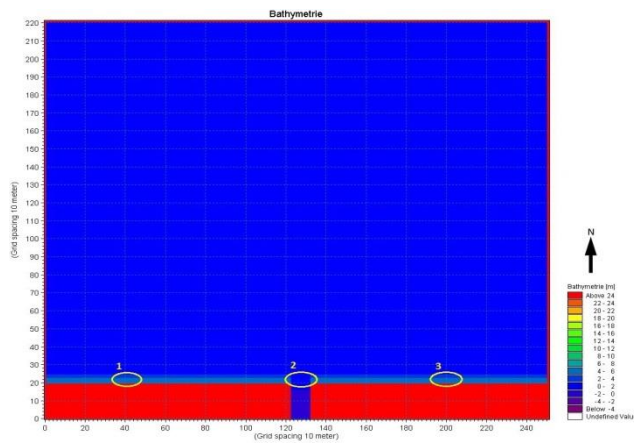


Abb. 9: Ebene Bathymetrie mit den untersuchten Breschenloktionen

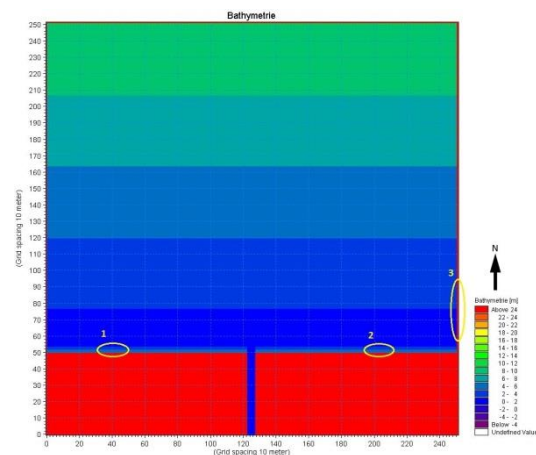


Abb. 10: Geneigte Bathymetrie mit den untersuchten Breschenloktionen

Eine Variation der Breschenlokation entlang der südlichen Grenze der Bathymetrie bei ebener Geländeoberfläche hat keinen Einfluss auf die erzielten Einstauhöhen. Diese variieren zwischen 18 cm und 20 cm über der Geländehöhe. Ähnlich verhält es sich bei einer Variation der Breschenlokation entlang der südlichen Grenze Bathymetrie mit einer geneigten Ebene. Der Unterschied liegt in den höheren Einstauhöhen aufgrund der begrenzten Ausbreitung der Überflutung. Wird die Breschenlokation allerdings entlang der östlichen Grenze der Bathymetrie variiert, kommt es zu einer raschen Abnahme der Einstauhöhen aufgrund der stark ansteigenden Geländehöhen. Die Fließgeschwindigkeiten innerhalb einer jeden Simulationsgruppe sind unabhängig von der Breschenlokation. Es ist allerdings festzustellen, dass die Fließgeschwindigkeiten, welche aus der zweiten Gruppe von Simulationen stammen kleiner sind als die aus der ersten Gruppe von Simulationen.

2.5.4 Wiederkehrintervall

Für die Untersuchung des Einflusses des Wiederkehrintervall bzw. des Sturmflutscheitelwasserstands auf das Überflutungsgeschehen eines geschützten Bereiches, werden verschiedene Sturmflutganglinien mit den Wiederkehrintervallen: 50 Jahre, 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahren in den numerischen Simulationen eingesteuert. Die Breschenbreite wird auf 50 m festgelegt. Der Versagensprozess wird so gesteuert, dass dieser mit Eintritt des Sturmflutscheitelwasserstands abgeschlossen ist.

Abb. 11 zeigt die maximalen Einstauhöhen als Funktion des eingesteuerten Wiederkehrintervalls. Wie erwartet, steigen die Einstauhöhen mit wachsendem Sturmflutscheitelwasserstand deutlich an.

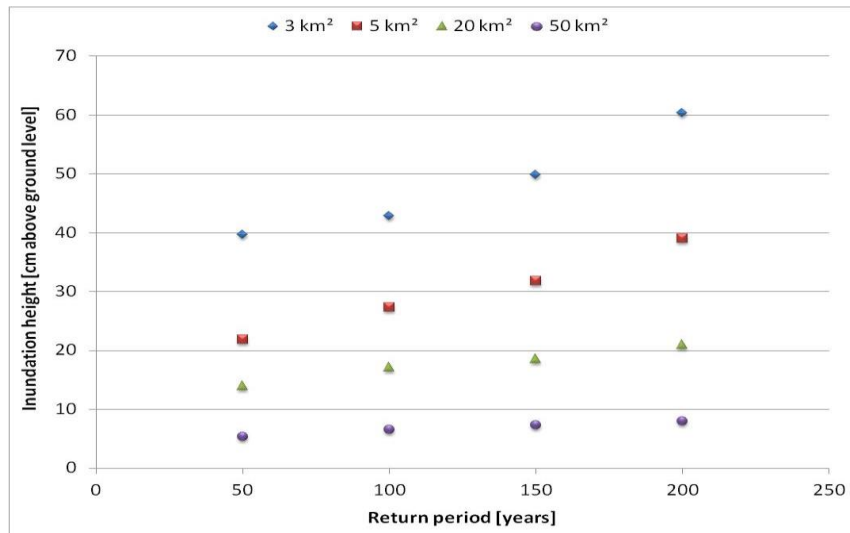


Abb. 11: Einstauhöhen als Funktion des Wiederkehrintervalls der Sturmflut

Das Wiederkehrintervall der Sturmflut bzw. der Sturmflutscheitelwasserstand hat keinen signifikanten Einfluss auf die Verweildauer der maximalen Überflutung. Allerdings wird die Eintrittszeit der maximalen Überflutung von dem Wiederkehrintervall der Sturmflut beeinflusst. Mit kleiner werdendem Wiederkehrintervall tritt die maximale Überflutung zeitlich eher ein.

Bezüglich der resultierenden Fließgeschwindigkeiten muss wieder zwischen den Fließgeschwindigkeiten in der Bresche und im geschützten Bereich unterschieden werden. Die Fließgeschwindigkeiten im geschützten Bereich bleiben von dem Sturmflutscheitelwasserstand unbeeinflusst. Die Fließgeschwindigkeiten in der Bresche allerdings, steigen von 1,5 m/s für eine Sturmflut mit einem Wiederkehrintervall von 50 Jahren auf 2 m/s für eine 200 jährige Sturmflut an.

2.5.5 Sturmflutfülle

Wie im Kapitel 2.2 beschrieben, werden für die Untersuchung des Einflusses der Sturmflutfülle auf das Überflutungsgeschehen Sturmflutganglinien mit drei verschiedenen Formen je Wiederkehrintervall abgeleitet und in den numerischen Simulationen eingesteuert. Die erste Sturmflutganglinienform ist von vergleichsweise kurzer Dauer mit einem hohen Scheitelwasserstand. Die zweite Sturmflutganglinie weist eine längere Dauer auf und besitzt einen niedrigeren Scheitelwasserstand. Eine weitere Ganglinie besitzt einen noch niedrigeren Scheitelwasserstand und eine im Vergleich zur zweiten Ganglinienform noch längere Dauer (vgl. Abb. 5).

Grundlagen für diese Serie von Simulationen ist die Bathymetrie mit einer Grundfläche von 5 km². Die Breschenbreite wird auf 50 m festgelegt und der Versagensprozess ist mit Eintritt der jeweiligen Sturmflutscheitelwasserstände abgeschlossen.

Die Ergebnisse (Abb. 12) zeigen, dass Sturmflutganglinien mit einer mittleren Dauer und einem etwas niedrigeren Scheitelwasserstand die höchsten maximalen Einstauhöhen verursachen. Sturmflutganglinien der anderen Formen verursachen vergleichsweise niedrigere Einstauhöhen.

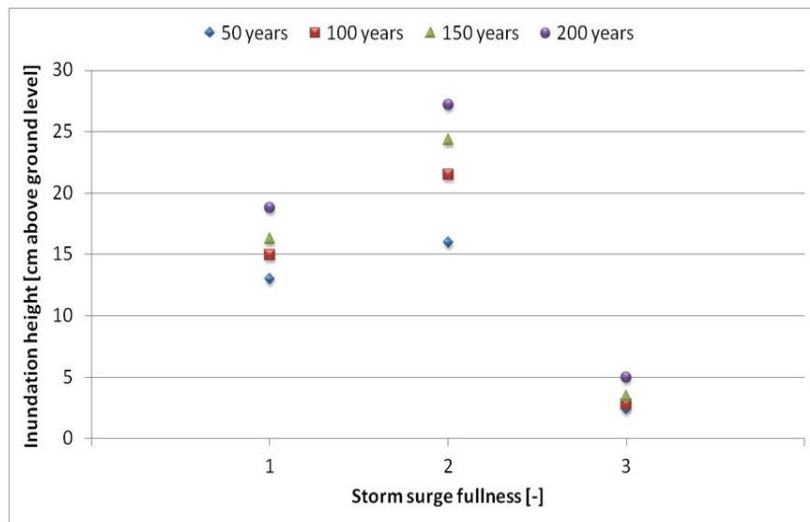


Abb. 12: Maximale Einstauhöhen in Abhängigkeit der Sturmflutganglinienform

Bedenkt man diese Ergebnisse, kann geschlussfolgert werden, dass Sturmfluten mit einer mittleren Dauer und etwas niedrigeren Scheitelwasserständen für spätere Untersuchungen bezüglich des Schadens und des Risikos von größerer Bedeutung sind.

Erwartungsgemäß ist die Verweildauer der maximalen Überflutung bei Sturmflutganglinien mit langer Dauer am größten und bei Sturmflutganglinien mit einer kürzeren Dauer entsprechend kleiner. Genauso erwartungsgemäß ist das Verhalten der Fließgeschwindigkeiten. Für die erste Ganglinienform können Fließgeschwindigkeiten > 1 m/s auftreten. Fließgeschwindigkeiten von ca. 1 m/s treten bei Sturmflutganglinien der zweiten Form auf. Die niedrigsten Fließgeschwindigkeiten ergeben sich bei Sturmflutganglinien der dritten Form.

2.5.6 Tidebeeinflusste Sturmflutganglinien

Grundlage für diese Simulationen ist eine Bathymetrie, die die Fläche von 5 km² abdeckt. Die Breschenbreite wird auf 50 m festgelegt. Der Versagensprozess wird so gesteuert, dass die Bresche mit Eintritt des Scheitelwasserstandes der Sturmflut abgeschlossen ist.

Trotz der Tatsache, dass die höchsten Sturmflutwasserstände mit der Hauptsturmflut einhergehen (Abb. 14), werden die höchsten Einstauhöhen (Abb. 15) durch die nachfolgende Tide verursacht.

Allerdings muss für die resultierenden Einstauhöhen auch der Tidefall in Kombination mit den maximalen Wasserständen der nachfolgenden Tide berücksichtigt werden.

Vergleicht man die Einstauhöhen, die durch die 150-jährige und die 200-jährige Sturmflut verursacht werden, ist dieser Umstand am deutlichsten zu erkennen. Der Tidefall der Hauptsturmflut der 150-jährigen Sturmflut ist relativ schwach und geht mit einem recht hohen Tidehochwasser der nachfolgenden Tide einher. Dies führt zu hohen Einstauhöhen. Im Gegensatz dazu ist der Tidefall der Hauptsturmflut der 200-jährigen Sturmflut relativ

stark und das Tidehochwasser der nachfolgenden Tide aber eher niedrig. Das Resultat sind vergleichsweise niedrige Einstauhöhen.

In jeder Simulation treten die maximalen Fließgeschwindigkeiten von ca. 4 m/s mit Eintreten der Hauptsturmflut auf. Die maximale Fließgeschwindigkeit der nachfolgenden Tide liegt bei ca. 2 m/s.

Für jede Simulation wird die Verweildauer der maximalen Überflutung, die mit der Hauptsturmflut einhergeht, bestimmt. Es ist hier kein signifikanter Tideeinfluss zu erkennen. Die Verweildauer liegt bei ca. 2 h. Für die Nachtiden liegt die Verweildauer bei ungefähr 1 h.

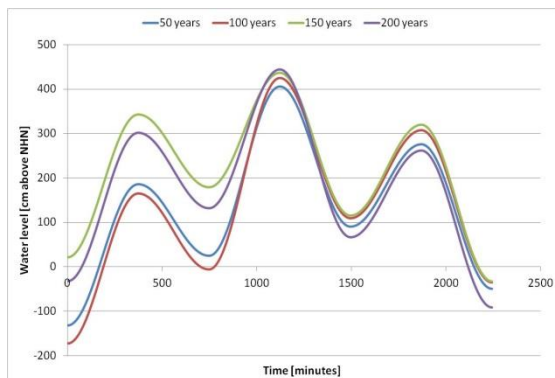


Abb. 13: Untersuchte Sturmflutganglinien für verschiedene Wiederkehrintervalle

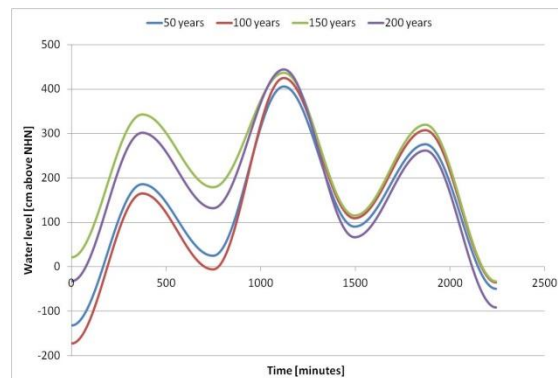


Abb. 14: Zeitreihe der Einstauhöhen

3 Überflutungsmodellierung Markgrafenheide

3.1 Das Untersuchungsgebiet

Die Ergebnisse der systematischen Sensitivitätsuntersuchungen legen die Grundlage für die Anwendung der Überflutungsmodellierung auf ausgewählte Küstengebiete der deutschen Nordseeküste und Ostseeküste. In Abstimmung mit den Projektpartnern werden für die Projektbearbeitung als Beispielgebiete zwei Standorte in Niedersachsen, zwei Standorte in Schleswig-Holstein sowie zwei Standorte in Mecklenburg-Vorpommern gewählt.

Die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen werden für das Gebiet Markgrafenheide durchgeführt. Die Ortschaft Markgrafenheide gehört zum Stadtgebiet Rostock und liegt wenige Kilometer nordöstlich der Innenstadt der Hansestadt Rostock. Markgrafenheide erstreckt sich über eine Fläche von ca. 107 ha und ist durch einen Ring von Hochwasserschutzanlagen gegen Überflutung geschützt. Durch den allseitigen Schutz stellt sich Markgrafenheide als ein abgeschlossenes System dar, in dem die Auswirkungen verschiedener Faktoren (Lage und Breite der Bresche, Versagensbeginn, Sturmflutscitewasserstand, Oberflächenrauigkeit) auf das Überflutungsgeschehen untersucht werden können.

Ein Lageplan für Markgrafenheide und die Umgebung ist in Abb. 15 dargestellt. Die Ortschaft liegt zwischen der Ostsee und dem südlicher gelegenen Radelsee, der über den Moorgraben mit dem Breitling und der Ostsee verbunden ist (vgl. Abb. 15). Extreme Wasserstände, die sich während Sturmfluten auf der Ostsee einstellen können, bedrohen so auch Markgrafenheide.

Eine Analyse der Geländehöhen innerhalb Markgrafenheides ergibt, dass ein Großteil (ca. 75%) der Ortschaft unterhalb des Bemessungshochwasserstands (HN+3,00m) liegt (Abb. 16). Ohne Hochwasserschutzanlagen würde Markgrafenheide bei einer Sturmflut somit fast vollständig überflutet (Abb. 17). Ein allseitiger Schutz der Ortschaft ist daher eine Notwendigkeit (Abb. 18).

Seeseitig ist Markgrafenheide durch einen breiten und hohen Strand und eine breite Hochwasserschutzdüne (Vollschutzdüne, Abb. 18 - grün gestrichelt) geschützt. Südlich der Warnemünder Straße schließt sich eine Hochwasserschutzwand (Abb. 18 - rot gepunktet) an, die am südlichen Ende der Kleingartenanlage von einem Deich (Landesküstenschutzdeich, Abb. 18 - gelb durchgezogen) abgelöst wird. Im Bereich der Moorgrabenbrücke wurde ein kurzes Stück des Deiches wieder durch eine Hochwasserschutzmauer ersetzt. Nördlich der Moorgrabenbrücke schließt sich erneut ein Deich an, der bis zum Ostseeferienzentrum im Norden von Markgrafenheide verläuft [StALUM MM].



Abb. 15: Markgrafenheide und Umgebung (Quelle: Google Earth)

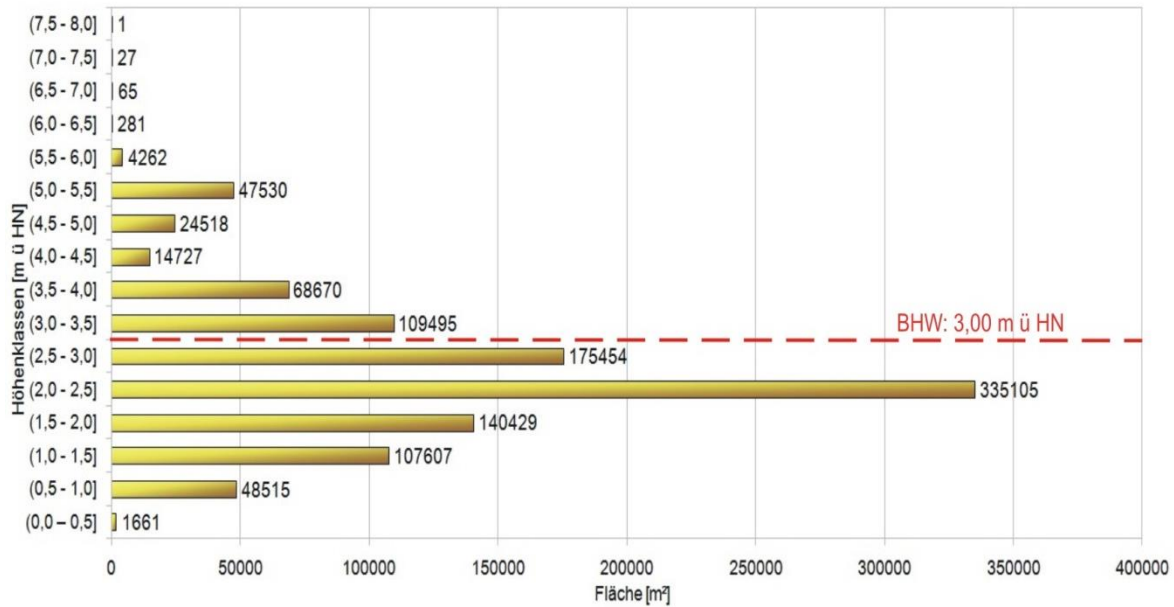


Abb. 16: Verteilung der Geländehöhen in Markgrafenheide



Abb. 17: Überflutungsflächen und -höhen in Markgrafenheide beim Eintreten des BHW ohne Hochwasserschutzanlagen (Quelle: StALUM-MV MM)



Abb. 18: Hochwasserschutzanlagen um Markgrafenheide

3.2 Untersuchte Faktoren

Als Grundlage für die Bewertung der Überflutungsszenarien werden die wesentlichen Faktoren definiert, welche die Überflutungsfläche sowie die Einstauhöhe beeinflussen. Im Einzelnen sind dies:

- Lage, Breite und Tiefe der Bresche
- Versagensbeginn während der Sturmflut
- Art des Küstenschutzsystems
- Dauer und Verlauf des Bauwerksversagens
- Sturmflutverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand, Tideeinfluss
- Bebauung und Oberflächenrauigkeit innerhalb des Untersuchungsgebiets
- Topographie innerhalb des Untersuchungsgebiets
- Entwässerungskanäle bzw. -bauwerke

Im Folgenden werden die Einflüsse im Einzelnen beschrieben und die für die Modellläufe gewählten Größen festgelegt.

3.2.1 Lokation der Bresche

Um den Einfluss der Lage der Bresche auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen, werden verschiedene Versagensorte zunächst frei ausgewählt. Diese befinden sich auf dem nördlichen bzw. südlichen Ende der seeseitigen Dünenstrecke sowie zentral auf dieser Strecke. Auf der südlichen Deichstrecke befanden sich die Versagensorte am westlichen sowie östlichen der Deichstrecke und auf einer mittigen Position (Abb. 19). Die östliche Deichstrecke in Richtung des Ferienzentrums laufend, wird mittig mit einem Versagensort versehen.



Abb. 19: Versagenslokalationen entlang der Hochwasserschutzanlagen

3.2.2 Breschenbreite und –entwicklung

Die Breite der Bresche wird auf der Grundlage von Angaben im Schrifttum (vgl. Führböter 1987) zwischen 25m und 200 m variiert. Die Breschenentwicklung wird als deterministisch angenommen. Für die zeitliche Entwicklung der Deichbrüche werden folgende Fixpunkte angenommen (Reese 2003):

- vertikale Entwicklung: 20 min
- horizontale Entwicklung:

25m Bresche:	7,5 min - 40%
	15 min - 66%

	22,5 min - 83%
	30 min - 100%
50m Bresche:	10 min - 40%
	20 min - 66%
	30 min - 83%
	40 min - 100%
100 m Bresche:	15 min - 40 %
	30 min - 66 %
	60 min - 100 %
200m Bresche:	30 min - 40 %
	60 min - 66 %
	90 min - 90 %
	120 min - 100 %

Zwischen diesen zur Beschreibung der Breschenentwicklung festgelegten Fixpunkten erfolgt die Entwicklung linear. Die Bresche hat einen Trapezquerschnitt.

3.2.3 Beginn des Versagens

Da im Schrifttum keine Angaben über den Einfluss des Versagensbeginns während der Sturmflut auf das Überflutungsgeschehen zu finden waren, wurden verschiedene Varianten untersucht, in denen der Zeitpunkt des Versagensbeginns variiert wurde. So wird der Beginn des Versagens auf vier Stunden vor bzw. vier Stunden nach Erreichen des Sturmflutscheitels sowie eine bzw. zwei Stunden vor Erreichen des Sturmflutscheitels festgelegt.

3.2.4 Wasserstandsverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand

Um den Einfluss des Sturmflutscheitelwasserstandes zu untersuchen, werden aus vorhandenen Wasserstandsdaten des WSA-Pegels Warnemünde drei Ganglinien mit unterschiedlicher Jährlichkeit des Scheitelwasserstands generiert. Des Weiteren wird eine Ganglinie abgeleitet, deren Scheitelwasserstand dem Bemessungshochwasserstand für Markgrafenheide (HN+3,00m) entspricht. Die für die numerischen Simulationen verwendeten Wasserstandsganglinien sind in Abb. 20 zusammenfassend dargestellt. In den folgenden Untersuchungen werden die in AP2 abgeleiteten Ganglinien für die Überflutungssimulationen verwendet.

3.2.5 Bebauung und Oberflächenrauigkeit

Der Einfluss der Oberflächenrauigkeit innerhalb des geschützten Bereichs auf das Überflutungsgeschehen wird ebenfalls untersucht. Dazu werden aufgrund einer Literatur-

recherche (vgl. DVWK) typische Werte für die Oberflächenrauigkeit festgelegt und auf das Untersuchungsgebiet angewendet. Für die Untersuchungen werden folgende Manning-Strickler Beiwerte für die Oberflächenrauigkeit gewählt:

- $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Standardwert in Mike 21),
- $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Ackerfläche, Flächen mit Gestrüpp und hohem Gras),
- $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Fläche mit mitteldichtem bis dichtem Gestrüpp),
- $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Gestrüpp im Sommer),
- $k_{St} = 5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (dichter Baumbestand/Forst)

Die Oberflächenrauigkeitsbeiwerte werden dabei über das gesamte Untersuchungsgebiet als einheitlich angenommen.

Die Untersuchungen werden szenarienbasiert durchgeführt (Tab. 1). Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten wird jeweils nur ein Parameter variiert. Alle weiteren Parameter und Systemeinstellungen bleiben unverändert. Die Vergleichsparameter sind:

- Breschenbreite 100 m
- Breschenlage mittig auf den Dünenstrecke
- Versagensdauer eine Stunde
- Versagensbeginn vier Stunden vor Eintritt des Sturmflutscheitels
- Oberflächenrauigkeit $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Um die Größe der Ausgabedatei zu verringern und um die Rechenzeit pro Szenario zu verkürzen wird die Auflösung der Bathymetrie auf 5 m x 5 m festgelegt.

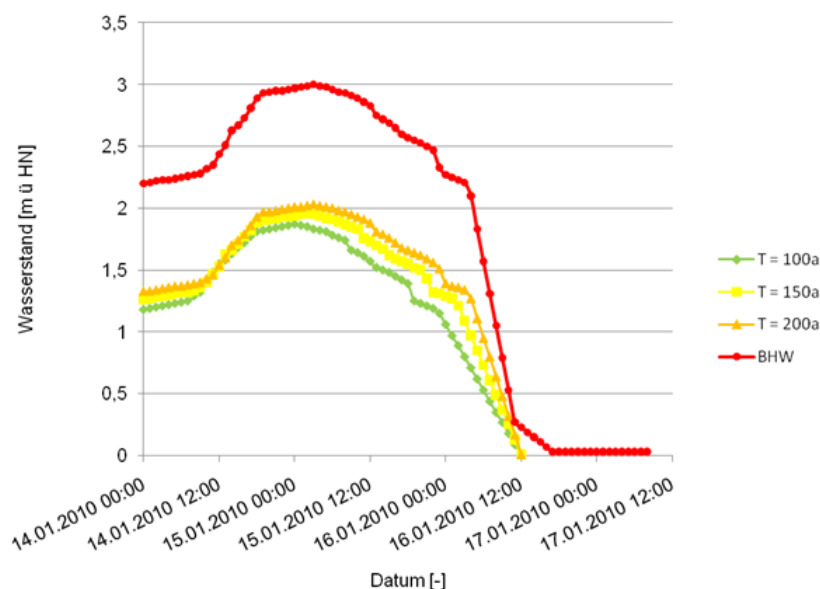


Abb. 20: Wasserstandsganglinien für die Simulationen

Tab. 1: Simulationsszenarien

Szenario	Breschenlokalisation	Breschenbreite [m]	Scheitelwasserstand [m ü HN]	Versagensbeginn	Versagensdauer [min]	k _{St} -Beiwert [(m ⁴ /s)
Breschenbreite						
1	Dünenstrecke - nördlich der Senke	200	3,00	14.01.2010 23:00	120	32
2	Dünenstrecke - nördlich der Senke	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
3	Dünenstrecke - nördlich der Senke	50	3,00	14.01.2010 23:00	40	32
4	Dünenstrecke - nördlich der Senke	25	3,00	14.01.2010 23:00	30	32
Breschenlage						
5	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
6	östliche Deichstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
7	südliche Deichstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
8	Deich- bzw. Dünenstrecke - jeweils mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
9	Dünenstrecke - in der Senke	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
10	Dünenstrecke - in der Feriensiedlung	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
11	südliche Deichstrecke - östliches Ende	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
12	südliche Deichstrecke - westliches Ende	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	32
Oberflächenrauheit des Geländes						
13	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	25
14	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	15
15	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	10
16	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	14.01.2010 23:00	60	5
Sturmflutscheitelwasserstand						
17	südliche Deichstrecke - mittig	100	2,03	14.01.2010 23:00	60	32
18	südliche Deichstrecke - mittig	100	1,96	14.01.2010 22:00	60	32
19	südliche Deichstrecke - mittig	100	1,87	14.01.2010 20:00	60	32
Versagenszeitpunkt während der Sturmflut						
20	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	15.01.2010 02:00	60	32
21	Dünenstrecke - mittig	100	3,00	15.01.2010 06:00	60	32

3.3 Numerische Modell – Mike 21

Die numerischen Untersuchungen werden mit dem Programmsystem Mike 21 durchgeführt. Mike 21 ist ein modular aufgebautes numerisches System u.a. zur 2D - Berechnung von Strömungen mit freier Oberfläche. Das Modell wird u.a. zur Simulation von hydrodynamischen Vorgängen in Oberflächengewässern herangezogen. Für die vorgenommenen Sensitivitätsanalysen wird das Hydrodynamik-Modul Mike 21 - HD verwendet. Grundlage für die Berechnungen mit Mike 21 - HD bildete eine Bathymetrie von Markgrafenheide. Diese wurde aus einem vom StALU MM bereitgestellten digitalen Geländemodell (Auflösung 1 m x 1 m) auf der Grundlage von Laserscanbefliegungen generiert. Dazu wurden die Daten, vorliegend in einem .xyz-Dateiformat, mit Hilfe des Programms Surfer 9 aufbereitet und in eine für das Programm Mike 21 verwertbare Datenstruktur umgewandelt. In den Simulationen wird eine zeitlich veränderliche Bathymetrie zur numerischen Simulation des Bauwerksversagens (Deichversagen / Versagen der Hochwasserschutzdüne) verwendet. Alle Veränderungen in der Bathymetrie, d.h. „Einbau“ der Bresche und Festlegung des Versagensortes erfolgen in Mike 21. Die Zeitschrittweite zwischen den einzelnen Bathymetrien wird in Abhängigkeit der Breschenentwicklung und der Gesamtversagensdauer, aber immer äquidistant, gewählt.

Die verwendeten Wasserstandsganglinien (vgl. Abb. 6) werden als Textdateien in Mike 21 importiert. Die Wasserstandsganglinie ist eine Zeitreihe der Sturmflutwasserstände mit einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde. Die Gesamtsimulationsdauer beträgt 80 Stunden. Mike 21 ist in der Lage, die Größe des Berechnungsgebiets während der Simulation anzupassen. Über die Grenzwerte der sogenannten „Flooding Depth“ und „Drying Depth“ ist es möglich festzulegen wann, d.h. ab welcher Wassertiefe in der Zelle, diese aus den Berechnungen herausgenommen wird und wann sie wieder in die Berechnungen einbezogen wird (DHI 2008).

Alle Simulationen in Mike 21, die über einen so genannten „Cold Start“ begonnen werden, benötigen Informationen über den Anfangsbedingungen in jeder Zelle des Berechnungsgebiets. „Cold Start“ bedeutet in diesem Fall, dass für die Berechnung der Fließgeschwindigkeiten, etc. von Null begonnen wird, d.h. als Anfangsbedingungen sind lediglich die Wasserstände anzugeben. Diese werden in Mike 21 über die so genannte „Initial Surface Elevation“ definiert. Die Initial Surface Elevation wurde zu NN gewählt, d.h., dass der Wasserstand innerhalb von Markgrafenheide Null ist und die Ortschaft noch nicht überflutet ist. Aufgrund einer Empfehlung in der Dokumentation von Mike 21 wurde im „Zulaufkanal“ zur Bresche ein erhöhter Wasserstand vorgegeben.

Die Oberflächenrauigkeiten werden im Modell Mike 21 über den Manning-Strickler-Beiwert ($k_{St} [m^{1/3}/s]$) berücksichtigt. Die Standardeinstellung von $k_{St} = 32 m^{1/3}/s$ wurde für die Untersuchungen zum Einfluss der Oberflächenrauigkeit entsprechend (Tab. 1) geändert.

Die Zeitschrittweite der Simulationen wird so gewählt, dass die Simulationen numerisch stabil laufen (Courant Zahl = 0,13). Die zeitliche und räumliche Auflösung der ausgegebenen Simulationsergebnisse wird zu $\Delta t = 2$ Minuten gewählt, die räumliche Auflösung der Ergebnisse analog zur Bathymetrie zu $\Delta x = \Delta y = 5 m \times 5 m$.

Für jeden Ausgabepunkt und jeden Ausgabezeitschritt wurden ausgegeben:

- die aktuelle Bathymetrie (Landslides Option aktiviert),
- die aktuelle Wassertiefe über dem Gelände,
- der aktuelle Wasserstand sowie
- die Durchflüsse in x- und in y-Richtung.

3.4 Auswertung der numerischen Untersuchungen

3.4.1 Breschenbreite

Die Breschenbreite wird zwischen 25m und 200m variiert (Tab. 1), um den Einfluss der Breschenbreite auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen. Der Versagensort (Abb. 5) liegt in den durchgeführten Simulationen auf der seeseitigen Dünenstrecke etwas nördlich der Senke, die sich nördlich der Warnemünder Straße befindet. Der Scheitelwasserstand der eingesteuerten Wasserstandsganglinie entspricht dem Bemessungswasserstand für Markgrafenheide. Das Versagen beginnt in allen vier Simulationen vier Stunden vor Eintreten des Sturmflutscheitelwasserstands. Die Dauer bis zur vollständigen Ausbildung der Bresche richtet sich nach der jeweiligen Breschenbreite (Tab. 1).

Da der Versagensort unverändert bleibt, ist die räumliche Ausbreitung der Überflutung in den Simulationen vom Grundsatz her vergleichbar. Zunächst strömen die Wassermassen den fallenden Geländehöhen folgend in die Senke (Abb. 21a). Sobald die Senke gefüllt ist, wird die Warnemünder Straße (Abb. 21b) überströmt und der südliche Teil von Markgrafenheide überflutet. Während sich die Wassermassen in Richtung Süden ausbreiten, setzt sich die Überflutung ebenfalls in östliche Richtung fort. Bald darauf wird auch das östliche Ende der Warnemünder Straße überströmt (Abb. 21c). Auf diese Weise werden erst die tiefer gelegenen Gebiete im Süden überflutet, bevor sich die Überflutung nach Norden fortsetzt (Abb. 21d).

In Abb. 22 sind die Überflutungsflächen zwei Stunden nach Versagensbeginn dargestellt. Die Breschenbreite wirkt sich auf das zeitliche Fortschreiten der Überflutung aus. Die Überflutung dehnt sich mit breiter werdender Bresche weiter aus (Abb. 22).

Die Ergebnisse der Berechnungen sind als Überflutungsflächen in Abb. 23 dargestellt.

Die für die jeweiligen Breschenbreiten resultierenden Überflutungsflächen sind in Tab. 2 zusammenfassend dargestellt. Insgesamt sind die Unterschiede in den Überflutungsflächen mit ca. 2ha gering. Die Überflutungsflächen ergeben sich aus den nassen Zellen des Modells. Wie erwartet ergibt sich die größte Fläche für eine 200m breite Bresche. Ist die Bresche nur 25m breit, so ist die Fläche entsprechend deutlich geringer. Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Breite der Bresche die resultierende Überflutungsfläche zunimmt. Eine Unregelmäßigkeit zeigt sich in der Größe der Überflutungsfläche, die sich in der Simulation mit der 100 m Bresche ergibt. In dieser ist die Überflutungsfläche ca. 789.150 m² groß und somit größer als die Überflutungsfläche in der Simulation mit der 200m Bresche. Grund hierfür sind die auf wenigen Quadratmetern zusätzlich überfluteten Dünenbereiche nördlich und südlich der Bresche, die durch die 200m breite Bresche eingeebnet werden.

Zusätzlich zu den maximalen Überflutungsflächen werden die verbleibende Überflutungsflächen ermittelt. Die Unterschiede betragen wenige Quadratmeter und sind u.E. vernachlässigbar. Rechnerisch hat die Breschenbreite erstaunlicherweise einen umgekehrten

Einfluss auf die verbleibende überflutete Restfläche. D.h. mit zunehmender Breschenbreite verringert sich die verbleibende überflutete Fläche (Tab. 3).

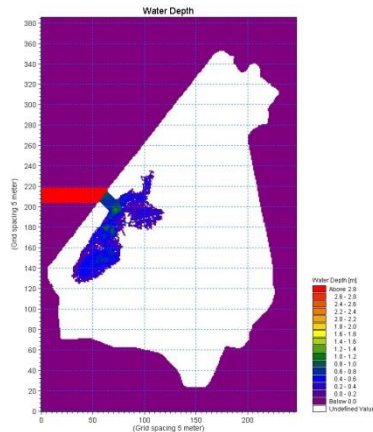
Tab. 2: Maximale Überflutungsflächen für die untersuchten Breschenbreiten

	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3	Szenario 4
Breschenbreite [m]	200	100	50	25
Fläche [m²]	788.275	789.150	787.475	763.325

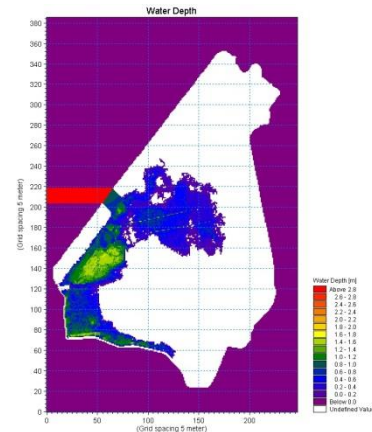
Tab. 3: Überflutete Restfläche für die untersuchten Breschenbreiten

	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3	Szenario 4
Breschenbreite [m]	200	100	50	25
Fläche [m²]	20.902	20.928	20.958	20.937

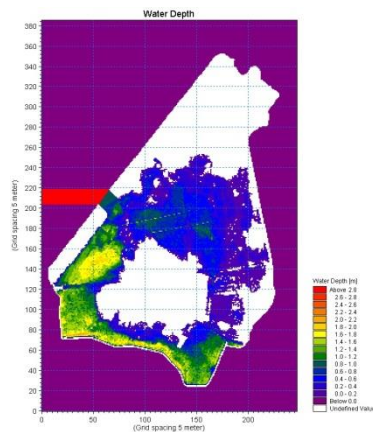
a)



b)



c)



d)

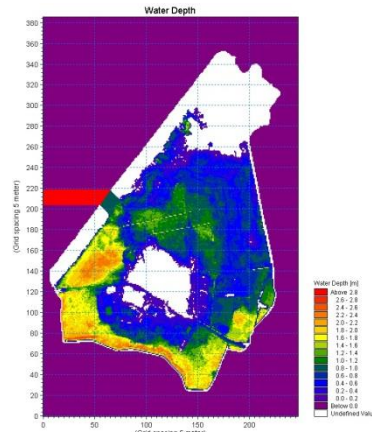
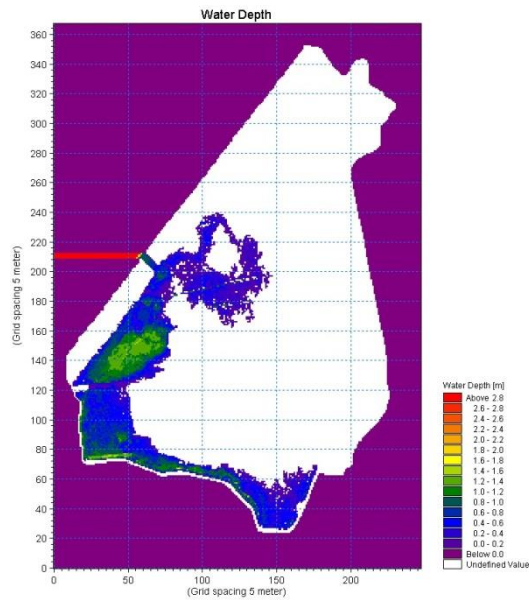
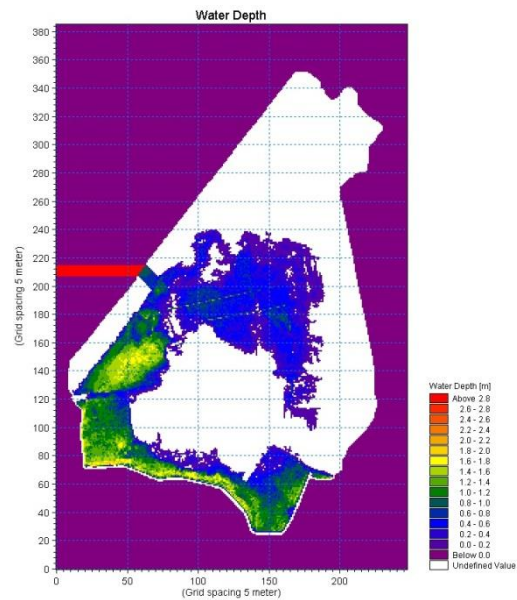


Abb. 21: Generell Entwicklung der Überflutung bei einem Versagen nördlich der Senke

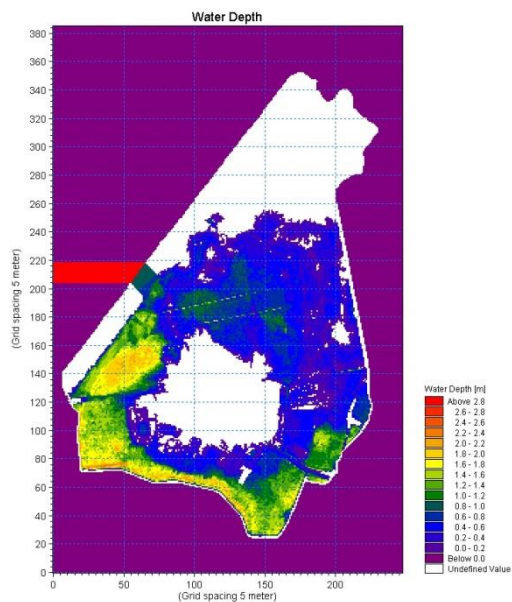
a)



b)



c)



d)

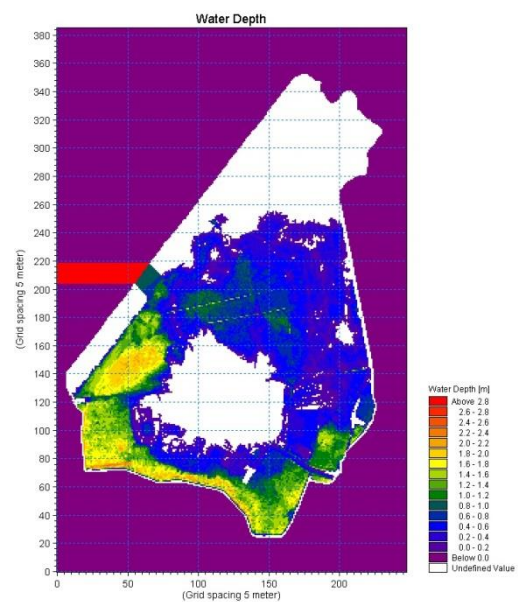


Abb. 22: Überflutungsflächen zwei Stunden nach Versagensbeginn für eine a) 25m Bresche, b) 50m Bresche, c) 100m Bresche und d) eine 200m Bresche

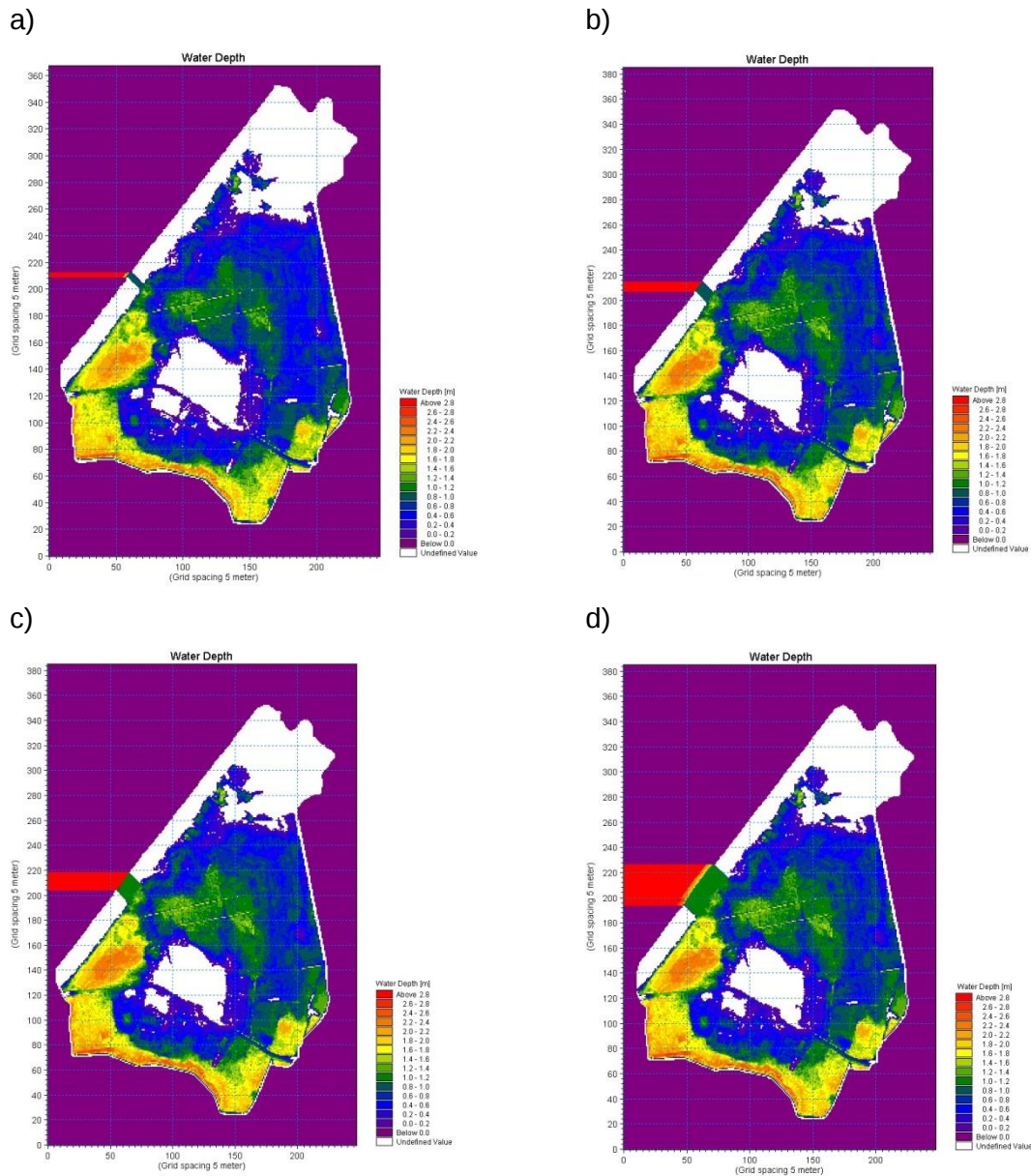


Abb. 23: Maximale Überflutungsflächen für eine a) 25m Bresche, b) 50m Bresche, c) 100m Bresche und d) eine 200m Bresche

3.4.2 Lokation der Bresche

Der zweite untersuchte Parameter, der das Überflutungsgeschehen beeinflusst, ist die Lage der Bresche. Für die vergleichenden Untersuchungen werden die Orte des Bauwerksversagens sowohl auf der Dünenstrecke als auch auf den beiden Deichstrecken im Süden und Osten von Markgrafenheide lokalisiert (vgl. Abb. 19). Die Breschenbreite wird auf 100 m festgelegt. Die eingesteuerte Wasserstandsganglinie entspricht der Wasserstandsganglinie mit dem Bemessungshochwasserstand Markgrafenheide.

Die Lage der Bresche hat aufgrund der Geländehöhen innerhalb von Markgrafenheide vor allem auf die räumliche Entwicklung der Überflutung einen Einfluss. Versagt die Düne nördlich der Senke (vgl. Abb. 19) wird diese aufgrund der niedrigen Geländehöhe zuerst aufgefüllt, bevor die Warnemünder Straße überströmt wird und der südliche Teil von Markgrafenheide überflutet. Steigt der Wasserstand weiter an, setzt sich die Überflutung nach Nordosten fort und umströmt den südlichen Ortskern, bevor die Wassermassen im Südosten der Ortschaft aufeinander treffen. Ein weiteres Ansteigen des Wasserstandes bewirkt jetzt ein verstärktes Ausbreiten der Überflutung in Richtung Norden (vgl. Abb. 21). Versagt die Düne auf Höhe dieser Senke, ist das Überflutungsgeschehen vergleichbar.

Ein Versagen der Düne noch weiter nördlich, d.h. jetzt mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 19) verändert das Überflutungsgeschehen derart, dass sich die Überflutung zunächst relativ gleichmäßig zu allen Seiten ausbreitet (Abb. 24a). Eine weitere Überflutung der nördlichen Bereiche der Ortschaft wird aber aufgrund der stark ansteigenden Geländehöhe zunächst behindert. Erst wenn der Wasserstand deutlich ansteigt, strömt das Wasser weiter in Richtung Norden. Dadurch dass die Geländehöhen nach Süden hin fallend sind, breitet sich die Überflutung primär in diese Richtung aus. Es wird der südliche Ortskern umströmt und die Warnemünder Straße überflutet (Abb. 24b), bevor die Wassermassen an der südlichen Grenze von Markgrafenheide aufeinandertreffen (Abb. 24c).

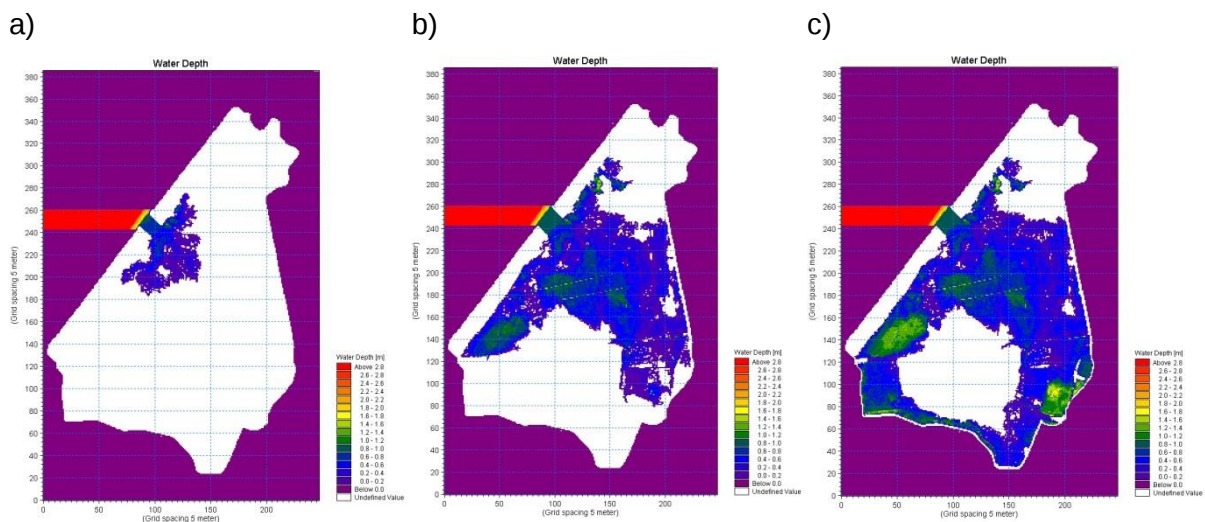


Abb. 24: Generelle Entwicklung der Überflutung für ein Versagen mittig auf der Düne

Ein Versagen des östlichen Landesschutzdeiches (vgl. Abb. 19), etwa auf gleicher Höhe, bewirkt ein vergleichbares Überflutungsgeschehen wie in Abb. 24. Der wesentliche Unterschied besteht darin, dass sich die Überflutung in Richtung Westen ausbreitet.

Bei einem Versagen mittig auf der südlichen Deichstrecke erfolgt die Ausbreitung der Überflutung gleichmäßig nach Osten und Westen (Abb. 25a). Die Warnemünder Straße wird an beiden Enden nahezu gleichzeitig überströmt (Abb. 25b). Die weitere Ausbreitung der Überflutung nach Norden erfolgt ebenfalls gleichmäßig (Abb. 25c).

Ein Versagen des südlichen Deiches am westlichen Ende bewirkt eine eingeschränkte Ausbreitung der Wassermassen nach Osten aufgrund der ansteigenden Geländehöhen und eine hauptsächliche Ausbreitungsrichtung nach Norden (Abb. 26a). Durch die überwiegende Ausbreitung nach Norden wird das westliche Ende der Warnemünder Straße eher überströmt als das östliche Ende der Straße (Abb. 26b). Die Überflutung breitet sich nach Überströmen der Warnemünder Straße gleichmäßig nach Norden aus (Abb. 26c).

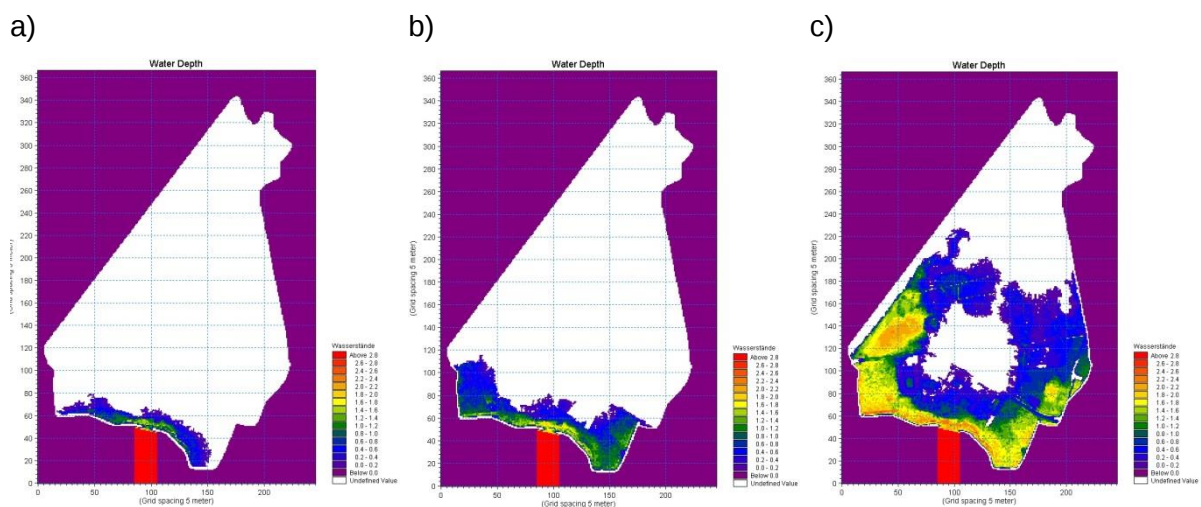


Abb. 25: Generelle Entwicklung der Überflutung für ein Versagen mittig auf den südlichen Deich

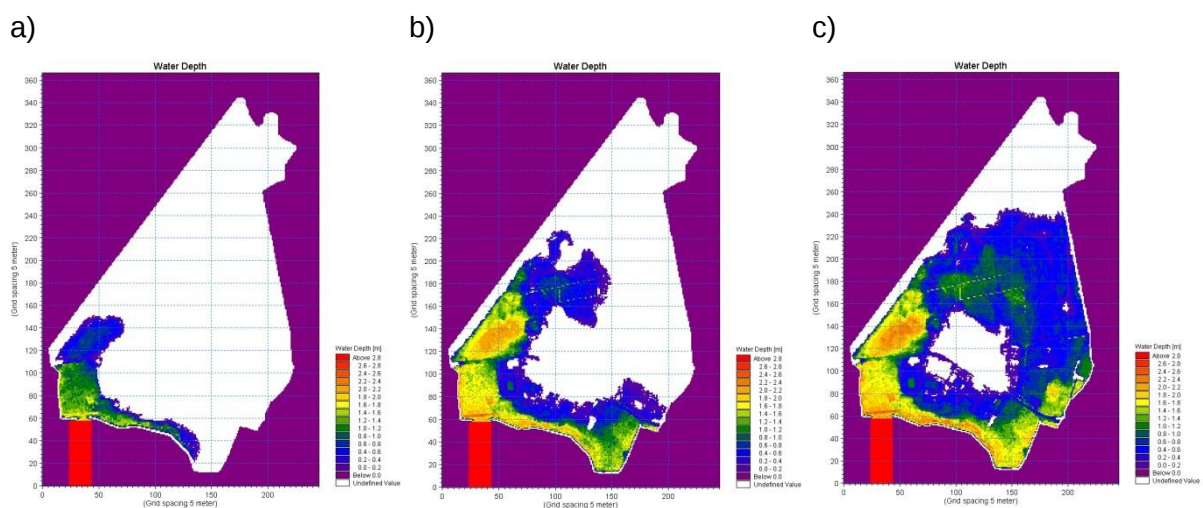


Abb. 26: Generelle Entwicklung der Überflutung für ein Versagen am westlichen Ende des südlichen Deiches

Versagt der südliche Deich am entgegengesetzten Ende, dem östlichen Ende, stellt sich das Überflutungsgeschehen südlich der Warnemünder Straße umgekehrt wie in Abb. 26 dar. Die Überflutung setzt sich jetzt primär in Richtung Westen fort. Das Überflutungsge-

schehen nördlich der Warnemünder Straße ist mit dem vorangegangenen Fall vergleichbar.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind zusammenfassend in Abb. 27 dargestellt.

Auf die maximale Ausdehnung der Überflutungsflächen hat die Lage der Bresche in den gerechneten Simulationen keinen wesentlichen Einfluss (Tab. 4). Der Grund hierfür ist die gewählte Wasserstandsganglinie. Ihr Scheitelwasserstand entspricht dem Bemessungshochwasserstand für Markgrafenheide. Es wurden parallel auch Ganglinien mit geringeren Scheitelwasserständen untersucht. Diese ergaben jedoch bei dem Großteil der untersuchten Versagensorte keine Überflutungen, da die Scheitelwasserstände alle niedriger liegen als die Geländehöhen in Markgrafenheide. Der Einfluss des Sturmflutscheitelwasserstands wird im Folgenden behandelt.

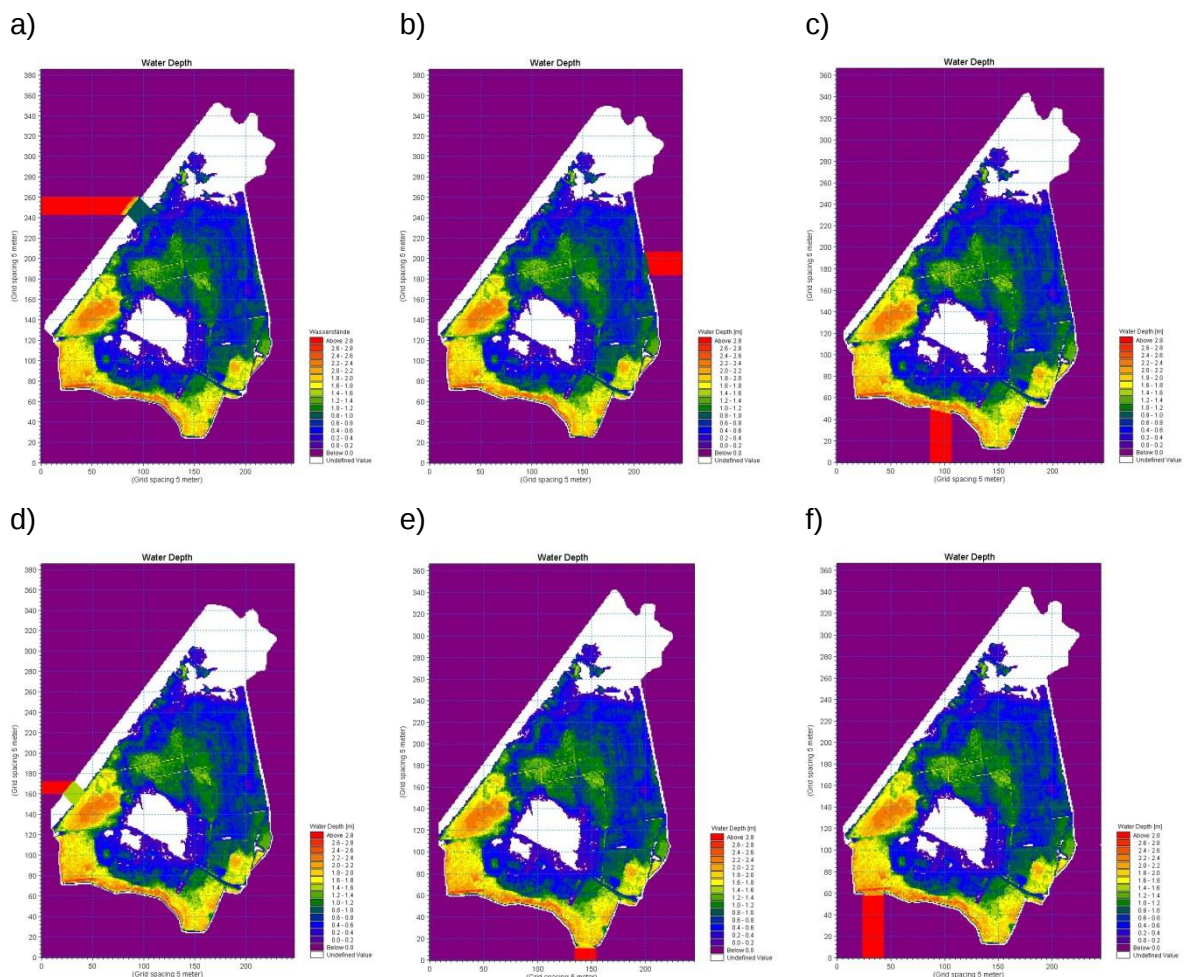


Abb. 27: Maximale Überflutungsflächen für verschiedene Versagenslokalisationen a) Szenario 5, b) Szenario 6, c) Szenario 7, d) Szenario 9, e) Szenario 11 und f) Szenario 12

Betrachtet man die verbleibenden Überflutungsflächen nach Abklingen der Sturmflut, zeigt sich ein deutlicher Einfluss der Lage. Es gibt ein Nord-Süd-Gefälle in der Größe der verbleibenden Überflutungsflächen (Tab. 5). Auch hier sind die nach Süden abfallenden Ge-

ländehöhen erneut ausschlaggebend. Befinden sich die Breschen auf der südlichen Deichstrecke strömen größere Wassermassen wieder aus Markgrafenheide heraus, und die verbleibende Überflutungsfläche ist entsprechend kleiner. Je weiter nördlich die Breschen angeordnet sind desto größer sind die überfluteten Restflächen. Die Geländehöhen liegen hier deutlich höher und fallen zu den Breschen hin weniger stark ab.

Tab. 4: Maximale Überflutungsflächen in Abhängigkeit der Breschenlage

	Szenario 5	Szenario 6
Lage der Bresche	Dünenstrecke - mittig	östliche Deichstrecke - mittig
Fläche [m²]	788.125	789.425

	Szenario 7	Szenario 9
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - mittig	Dünenstrecke - in der Senke
Fläche [m²]	789.975	789.725

	Szenario 11	Szenario 12
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - östliches Ende	südliche Deichstrecke - westliches Ende
Fläche [m²]	789.735	789.550

Tab. 5: Überflutete Restfläche in Abhängigkeit der Breschenlage

	Szenario 5	Szenario 6
Lage der Bresche	Dünenstrecke - mittig	östliche Deichstrecke - mittig
Fläche [m²]	597.475	596.800

	Szenario 7	Szenario 9
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - mittig	Dünenstrecke - in der Senke
Fläche [m²]	430.350	495.300

	Szenario 11	Szenario 12
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - östliches Ende	südliche Deichstrecke - westliches Ende
Fläche [m²]	454.225	428.875

3.4.3 Oberflächenrauigkeit

Zur Abschätzung des Einflusses der Oberflächenrauigkeit auf das Überflutungsgeschehen werden Simulationsrechnungen mit verschiedenen Oberflächenrauigkeiten durchgeführt (Tab. 1). Die Rauigkeiten (Rauigkeitsbeiwerte) wurden über das Gebiet Markgrafenheides jeweils als einheitlich angenommen und in den Simulationen entsprechend definiert. Der Versagensort lag mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 19). Die Breschenbreite beträgt 100 m. Das Versagen beginnt jeweils vier Stunden vor Eintreten des Sturmflutschichtels. Die Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde.

Für den gewählten Fall breitet sich die Überflutung primär nach Süden und Südosten aus, den fallenden Geländehöhen folgend. Die weitere Ausbreitung nach Norden ist durch die

steigenden Geländehöhen behindert. Ein weiteres Ansteigen des Wasserstandes bewirkt allerdings auch hier eine gewisse Ausbreitung der Überflutung nach Norden (vgl. Abb. 24).

Auf die grundsätzliche räumliche Überflutungsentwicklung hat die Oberflächenrauigkeit keinen Einfluss. Anders verhält es sich mit der zeitlichen Entwicklung der Überflutung. In Abb. 14 sind die überfluteten Flächen drei Stunden nach Versagensbeginn dargestellt. Zusammenfassend ist -wie erwartet- festzustellen, dass mit sinkendem Rauigkeitsbeiwert - also wachsender Rauigkeit- die Überflutung des Geländes langsamer erfolgt.

Genau wie die Oberflächenrauigkeit einen Einfluss auf die zeitliche Entwicklung der Überflutung hat, wird auch die Größe der überfluteten Fläche beeinflusst. Mit sinkendem Rauigkeitsbeiwert verringert sich die Größe der überfluteten Fläche (vgl. Überflutungsflächen in Tab. 6, Abb. 15). Der Einfluss der Rauigkeit auf die Überflutungsflächen ist deutlich zu erkennen. Die Überflutung ist in ihrer Ausbreitung durch höhere Oberflächenrauigkeiten stark behindert.

Der Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Größe der Überflutungsfläche ist auch beim Vergleich der überfluteten Restfläche erkennbar (Tab. 7). Das ist aber nicht weiter verwunderlich, da die insgesamt überfluteten Flächen mit steigender Rauigkeit ohnehin kleiner werden.

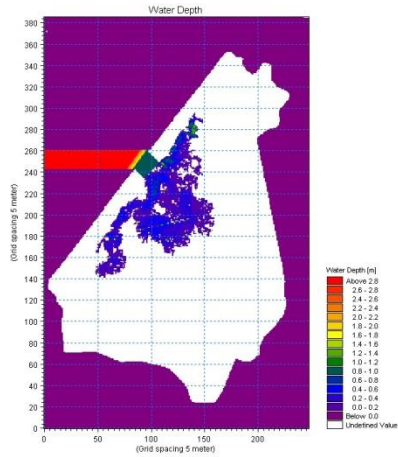
Tab. 6: Maximale Überflutungsflächen für die untersuchten Oberflächenrauigkeiten

	Szenario 5	Szenario 13	Szenario 14	Szenario 15	Szenario 16
Oberflächenrauigkeit [$m^{(1/3)}/s$]	32	25	15	10	5
Fläche [m^2]	788.125	681.600	632.225	607.450	537.525

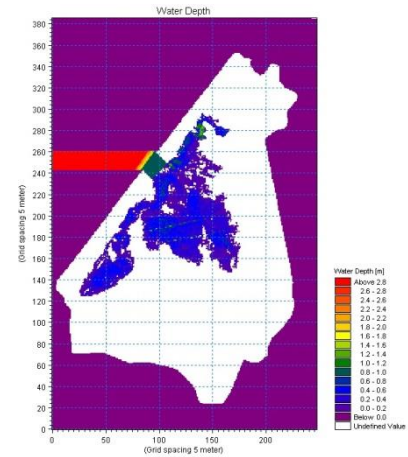
Tab. 7: Überflutete Restfläche für die untersuchten Oberflächenrauigkeiten

	Szenario 5	Szenario 13	Szenario 14	Szenario 15	Szenario 16
Oberflächenrauigkeit [$m^{(1/3)}/s$]	32	25	15	10	5
Fläche [m^2]	597.475	651.175	605.600	516.125	450.225

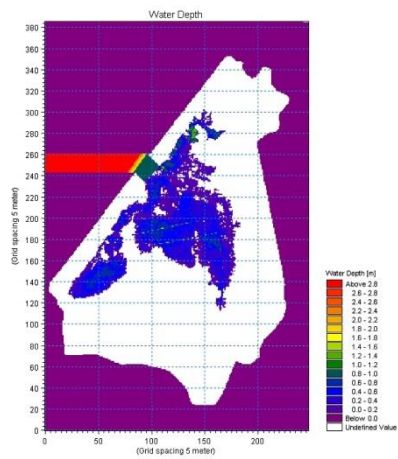
a)



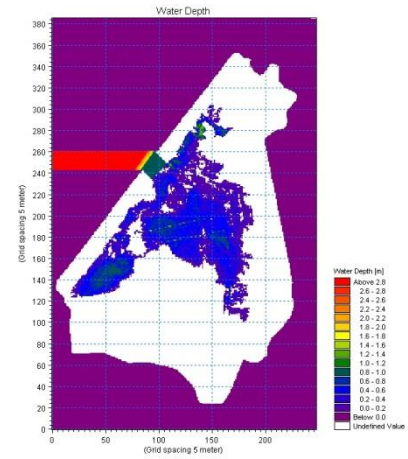
b)



c)



d)



e)

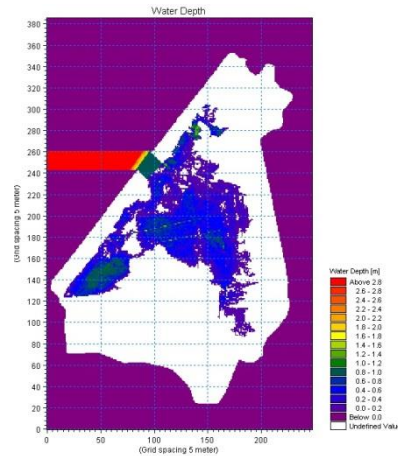
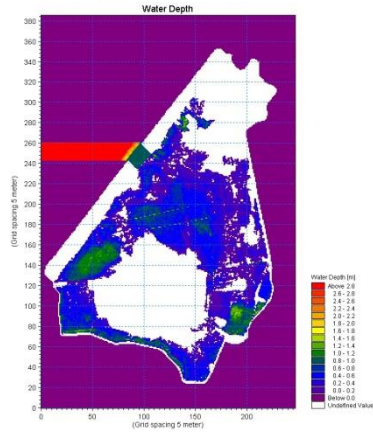
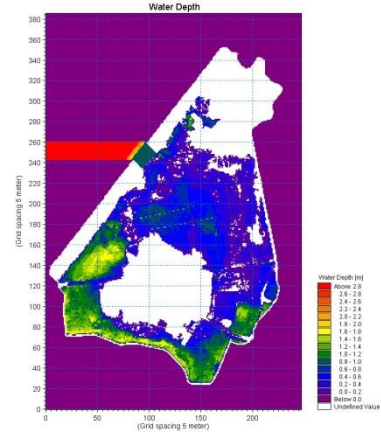


Abb. 28: Überflutungsflächen 3h nach Versagensbeginn a) $k_{St} = 5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, b) $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$,
 c) $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, d) $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und e) $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

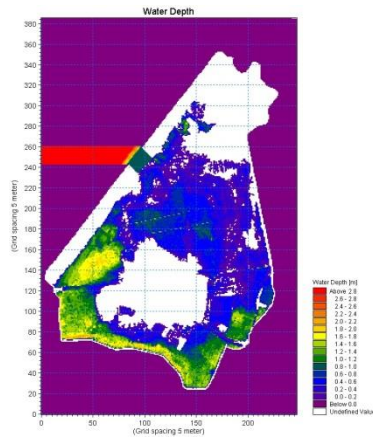
a)



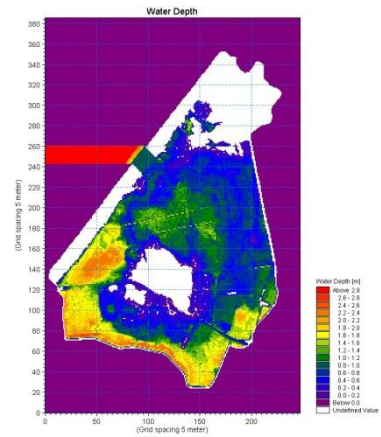
b)



c)



d)



e)

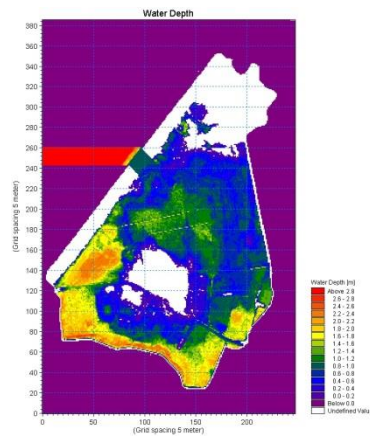


Abb. 29: Maximale Überflutungsflächen a) $k_{St} = 5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, b) $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, c) $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, d) $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und e) $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

3.4.4 Sturmflutscheitelwasserstand

Zur Bewertung des Einflusses des maximalen Sturmflutscheitelwasserstands auf das Überflutungsgeschehen werden in verschiedenen Simulationen Ganglinien mit unterschiedlichen Sturmflutscheitelwasserständen simuliert und ihre Auswirkung auf die Überflutung von Markgrafenheide analysiert. Die Scheitelwasserstände der untersuchten Ganglinien betragen $W_{st}=3,00$ m ü HN (BHW), $W_{st}=2,03$ m ü HN (Wiederkehrintervall: $T = 200$ a), $W_{st}=1,96$ m ü HN ($T = 150$ a) sowie $W_{st}=1,87$ m ü HN ($T = 100$ a). Im weiteren Verlauf der Untersuchungen werden die in AP2 abgeleiteten Ganglinien für die Simulationen herangezogen.

Als Versagensort wurde die südliche Deichstrecke gewählt, da ein Versagen auf der Dünenstrecke bzw. der östlichen Deichstrecke für die oben genannten Scheitelwasserständen zu keiner Überflutung führt. In diesen Bereichen sind die Geländehöhen zu hoch. Auf der südlichen Deichstrecke wurde die Bresche mittig angeordnet (vgl. Abb. 19). Die Breschenbreite wurde auf 100 m festgelegt. Das Versagen beginnt jeweils vier Stunden vor Eintritt des Sturmflutscheitels, und die vollständige Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde.

Nach Versagen des Deiches breiten sich die Wassermassen relativ gleichmäßig nach Osten und Westen aus (Abb. 30a). Die Bereiche südlich der Warnemünder Straße werden überflutet. Die Warnemünder Straße selbst wird nur am westlichen Ende überströmt (Abb. 30b). Das östliche Ende der Warnemünder Straße liegt zu hoch, als dass es überflutet werden könnte. Die weitere Ausbreitung der Überflutung nach Norden ist ebenfalls durch die zu hohen Geländehöhen beeinträchtigt. Es wird nur die Senke nördlich der Warnemünder Straße geflutet (Abb. 30c). Die beschriebene Entwicklung stellt sich bei den Wasserstandsganglinien mit den Wiederkehrintervallen $T = 100$ a, 150 a bzw. 200 a ein. Wird das BHW angesetzt, entwickelt sich die Überflutung wie in Abb. 25 dargestellt und in Kapitel 3.4.1 beschrieben.

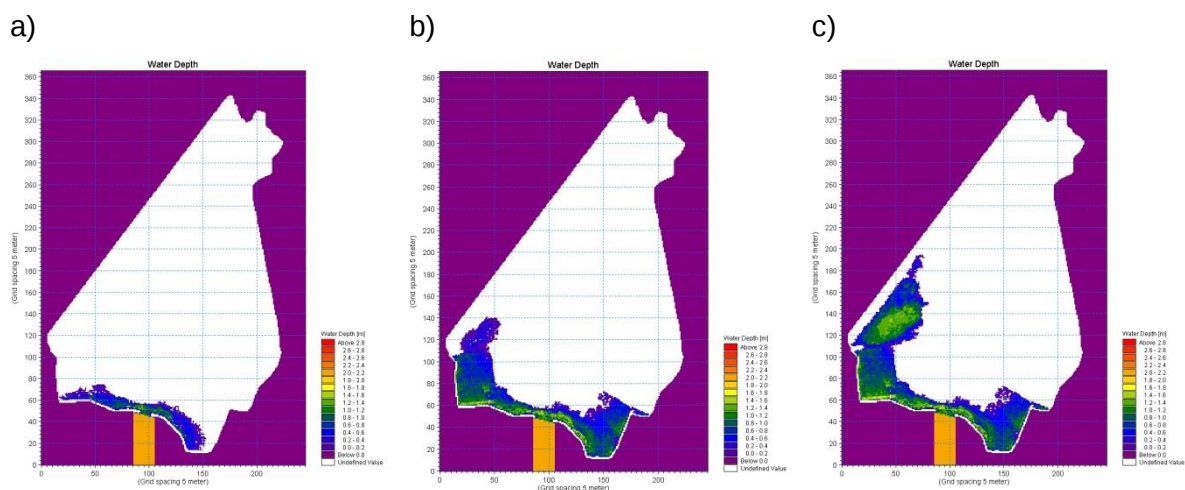


Abb. 30: Generelle Entwicklung der Überflutung für die untersuchten Wasserstandsganglinien mit Wiederkehrintervallen $T \leq 200$ a

Auf die räumliche Ausbreitung der Überflutung haben die verschiedenen Sturmflutscheitelwasserstände keinen Einfluss. Diese wird hauptsächlich von der Lage der Bresche und

den Geländehöhen (vgl. Kapitel 3.4.2) beeinflusst. Allerdings wirken sich die verschiedenen Scheitelwasserstände auf die zeitliche Entwicklung der Überflutung aus.

Betrachtet man die Überflutungsflächen, die sich bei den jeweiligen Scheitelwasserständen nach der vollständigen Ausbildung der Bresche ergeben, erkennt man, dass sich die Überflutung umso weiter ausbreitet, je höher der Scheitelwasserstand ist bzw. je größer das Wiederkehrintervall (T) der Sturmflut ist (Abb. 31). Die Unterschiede der überfluteten Flächen betragen rd. 2ha zwischen einem Wiederkehrintervall von 100 und 200 Jahren (Tab. 8). Wie zu erwarten, stellt sich die größte überflutete Fläche bei dem Wiederkehrintervall von $T = 200$ a ein. Die kleinste entsprechend bei dem Wiederkehrintervall von $T = 100$ a

Einen ebenso klar erkennbaren Einfluss hat die Höhe des Sturmflutscheitelwasserstands auf die verbleibende Überflutungsfläche nach Abflauen der Sturmflut (Tab. 9). Je größer das Wiederkehrintervall und damit der Scheitelwasserstand desto größer ist die verbleibende überflutete Fläche. Allen Simulationen gemein ist, dass die Senke nördlich der Warnemünder Straße nicht wieder trocken fällt, da das Abfließen der Wassermassen durch die Warnemünder Straße behindert ist. Diese liegt erhöht auf einer Trasse. Fällt der Wasserstand unter die Geländehöhe der Straßentrasse, kann kein Wasser mehr abfließen und verbleibt in der Senke.

Tab. 8: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls

	Szenario 17	Szenario 18	Szenario 19	Szenario 7
Wiederkehrintervall [a]	200	150	100	BHW
Fläche [m²]	185.950	179.375	171.175	789.975

Tab. 9: Überflutete Restfläche in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls

	Szenario 17	Szenario 18	Szenario 19	Szenario 7
Wiederkehrintervall [a]	200	150	100	BHW
Fläche [m²]	105.300	103.550	101.075	430.350

3.4.5 Versagensbeginn während der Sturmflut

In diesem Kontext abschließend wurde der Einfluss des Versagensbeginns auf das Überflutungsgeschehen untersucht. Dazu werden drei Simulationen gerechnet in denen der Zeitpunkt des Versagensbeginns auf vier Stunden vor, eine Stunde vor sowie vier Stunden nach dem Eintreten des Sturmflutscheitels festgelegt. Es wird die Überflutung nach einem Versagen der Hochwasserschutzdüne simuliert. Der konkrete Versagensort liegt dabei mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 19). Die Breschenbreite ist wieder auf 100 m festgelegt worden. Die vollständige Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde.

Auf das räumliche Fortschreiten der Überflutung hat der Versagenszeitpunkt keinen Einfluss. Dieses läuft wie in den vorangegangenen Kapiteln beschrieben ab (vgl. Kapitel 3.4.2).

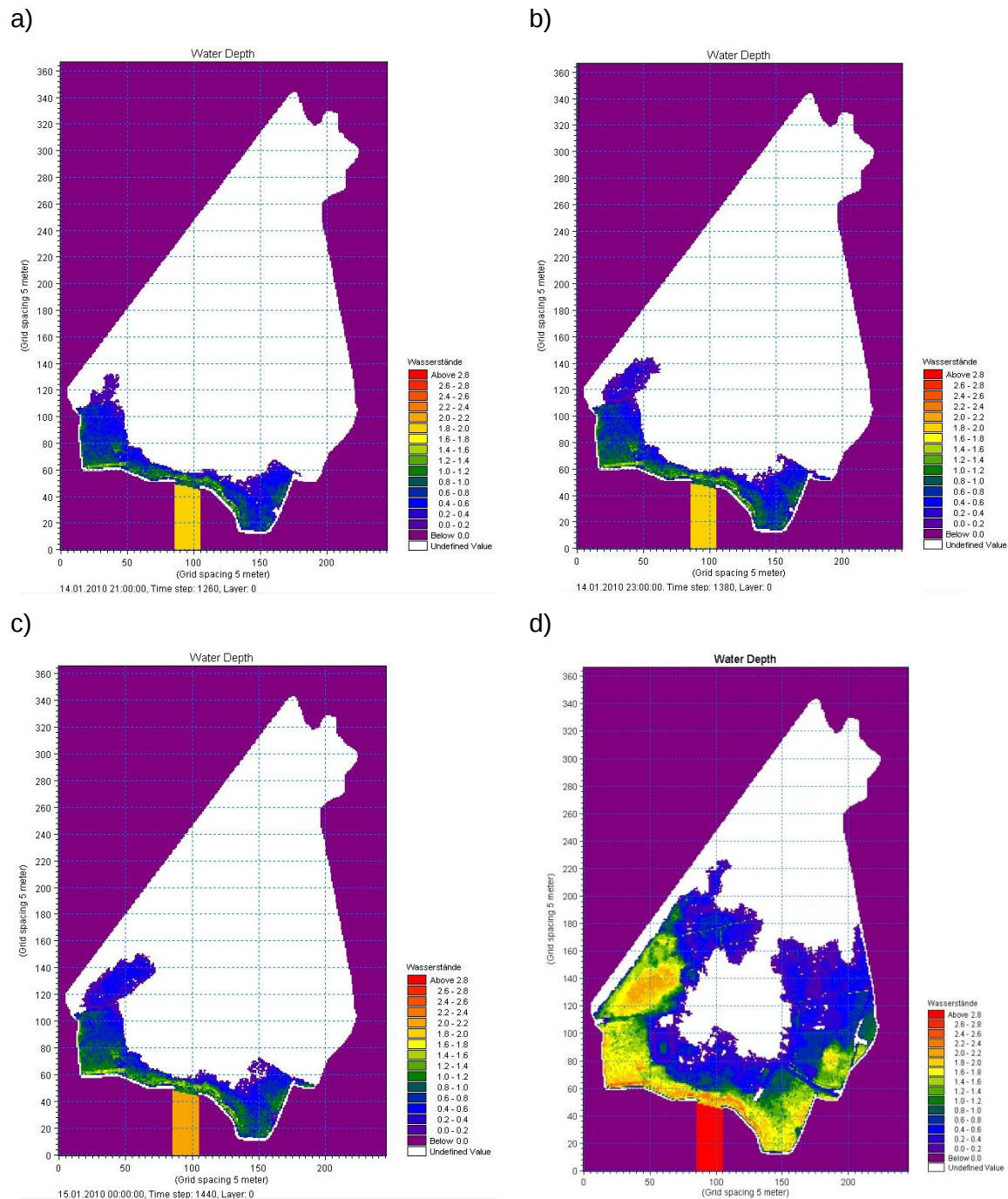


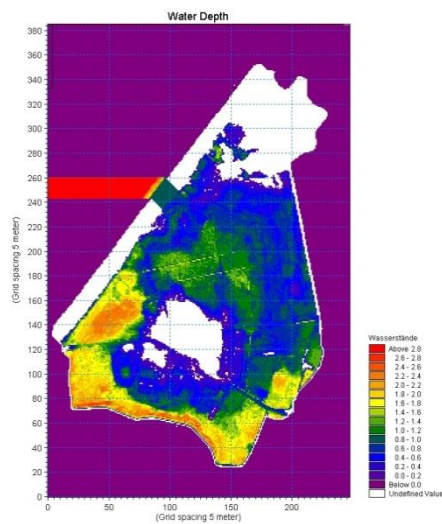
Abb. 31: Überflutungsfläche eine Stunde nach Versagensbeginn für Wasserstandsganglinien mit den Wiederkehrintervallen a) $T = 100$ a, b) $T = 150$ a, c) $T = 200$ a und d) BWH

Die Auswirkung auf die maximale Überflutungsfläche ist beachtlich (Tab. 10, Abb. 32) zumindest wenn das Versagen deutlich nach dem Sturmflutscheitel eintritt.

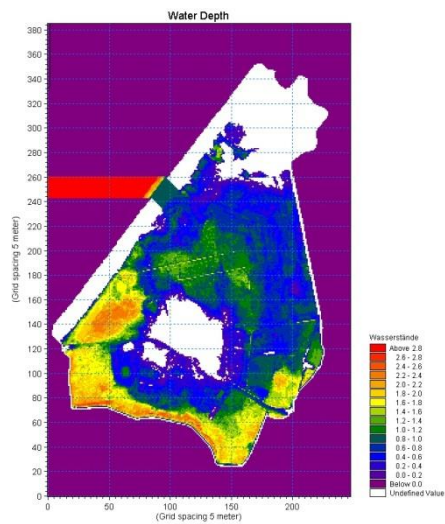
Tab. 10: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Versagensbeginns

	Szenario 5	Szenario 20	Szenario 21
Versagensbeginn bzgl. Sturmflutscheitel	4 h vor	1 h vor	4 h nach
Fläche [m ²]	788.125	781.200	526.850

a)



b)



c)

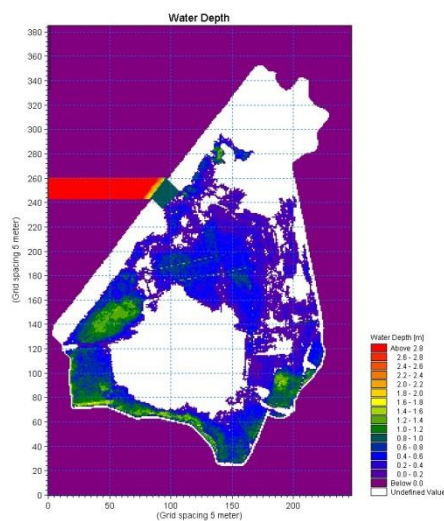


Abb. 32: Maximale Überflutungsfläche resultierend aus unterschiedlichem Versagensbeginn während der Sturmflut a) vier Stunden vor, b) eine Stunde vor und c) vier Stunden nach Erreichen des Sturmflutscheitels

4 Vergleichende Untersuchungen verschiedener numerischer Modell

4.1 Randbedingungen

Im Vorhaben werden von den Projektpartnern verschiedene numerische Modelle zur Durchführung der Überflutungssimulation verwendet. Das NLWKN Norden verwendet das Programm Sobek während die RWTH Aachen das Programm Promades für ihre Berechnungen heranzieht. Das Institut für Wasserbau der Technischen Universität Hamburg-Harburg verwendet unter anderem das numerische Modell Mike 21.

Zum Vergleich der Aussagefähigkeit der verwendeten Modelle werden Vergleichsrechnungen der Überflutungen mit den verschiedenen numerischen Modellen durchgeführt. Als Untersuchungsgebiet wird von den Projektpartnern das Projektgebiet Markgrafenheide gewählt. Aufgrund des allseitigen Schutzes durch Hochwasserschutzanlagen und der daraus resultierenden Insellage bietet sich dieses Gebiet für die Untersuchungen an. Einen weiteren Vorteil den das Gebiet Markgrafenheide zu bieten hat, ist seine überschaubare Größe, was die Auswertung der Ergebnisse und die Vergleichbarkeit der Ergebnisse erleichtert.

Für die Untersuchungen werden von der Technischen Universität Hamburg-Harburg die Bathymetrie (Abb. 33), in einem .xyz-Dateiformat, und die Wasserstandsganglinie (Abb. 34), als .txt-Dateiformat, bereitgestellt.

Der Versagensort liegt am östlichen Ende der südlichen Deichstrecke (Abb. 33 - Ellipse). Die Bresche hat einen Rechteckquerschnitt und eine Breite von 100 m. Das Versagen des Deiches beginnt eine Stunde vor Eintritt des Sturmflutscheitels und dauert eine Stunde. Der Versagensvorgang ist also zum Eintritt des Sturmflutscheitels komplett abgeschlossen. Die Oberflächenrauigkeit wurde für das gesamte Berechnungsgebiet einheitlich mit $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ festgelegt. Um den Einfluss der Gebietsauflösung auf die Ergebnisse zu untersuchen wurde die Bathymetrie in den Auflösungen 25 m x 25 m, 10 m x 10 m, 5 m x 5 m dargestellt und bereitgestellt.

Für die Auswertungen und den Vergleich der Modelle sind die maximale Überflutungsfläche sowie der Wasserstand an fünf verschiedenen Auswertepunkten zu bestimmen (Abb. 33). Die Koordinaten der Auswertepunkte sind von der Technischen Universität Hamburg-Harburg festgelegt worden.

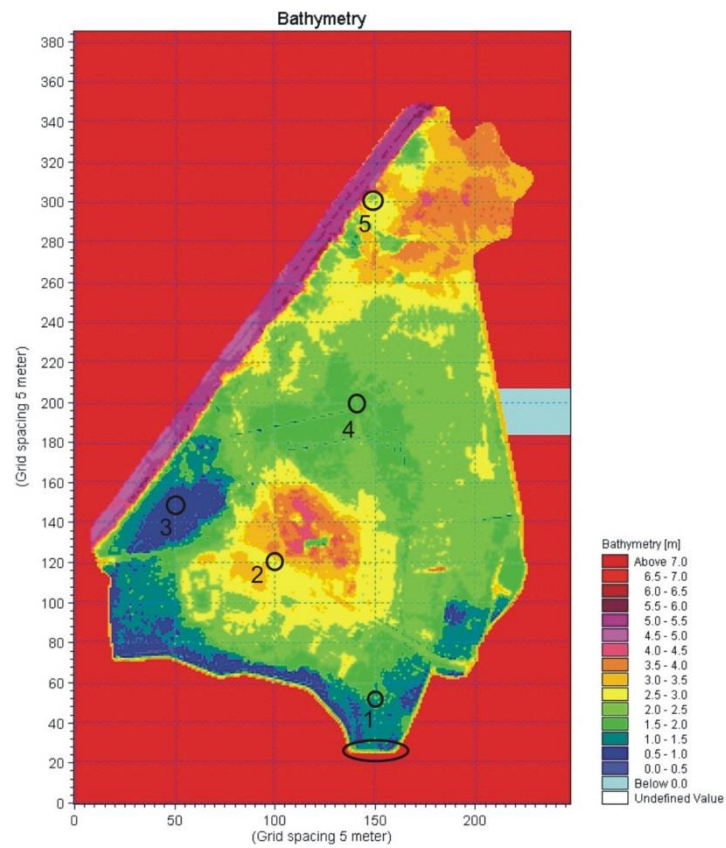


Abb. 33: Lage der Auswertepunkte und der Bresche

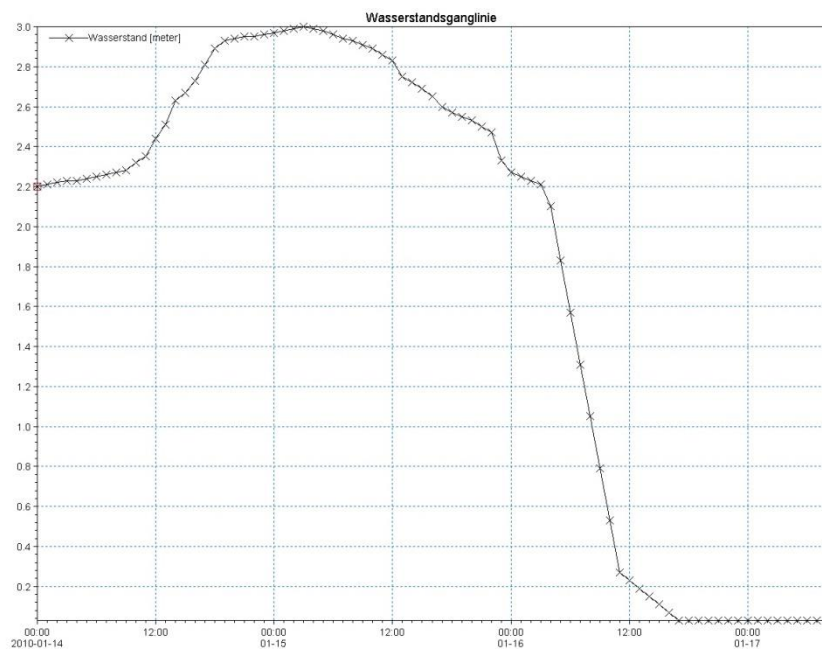


Abb. 34: Wasserstandsganglinie für die vergleichenden Untersuchungen

4.2 Auswertung der Vergleichsrechnungen

Die Ergebnisse der verschiedenen Simulationen mit den numerischen Modellen Mike 21 - HD, Sobek & Promaides werden über die maximale Überflutungsfläche sowie den zeitlichen Verlauf der Einstauhöhen an 5 verschiedenen Pegelpunkten miteinander verglichen. Tab. 11 gibt eine Übersicht über die resultierenden maximalen Überflutungsflächen aus den verschiedenen Simulationen.

Tab. 11: Maximale überflutete Fläche für verschiedene numerische Modelle und Rastergrößen

		Max. überflutete Fläche m ²		
Rastergröße [mxm]	Anzahl der Zellen	MIKE – TU Hamburg-Harburg	SOBEK - NLWKN Norden	PROMAIDES - RWTH Aachen
5 x 5	100651	795000	789350	792300
10 x 10	25326	804700	805900	801200
25 x 25	4131	818750	819375	815625

Wie zu erkennen ist, beträgt die Abweichung der maximal überfluteten Flächen weniger als 1%. Die verschiedenen numerischen Modelle kommen demnach zu vergleichbaren Ergebnissen. Bezüglich der zeitlichen Verläufe der Einstauhöhen zeigen sich ebenfalls keine großen Unterschiede. Trotz kleiner Schwingungseffekte zu Beginn, werden die zeitlichen Verläufe der Einstauhöhen von allen Modellen in jeder Rastergröße ähnlich abgebildet. Abb. 35 zeigt beispielhaft die Ganglinien der Einstauhöhen für die verschiedenen angewendeten Modelle und verschiedene Rastergrößen an dem „Pegelpunkt“ 4.

Für detailliert Ergebnisse der Projektpartner wird auf die entsprechenden Abschlussberichte verwiesen.

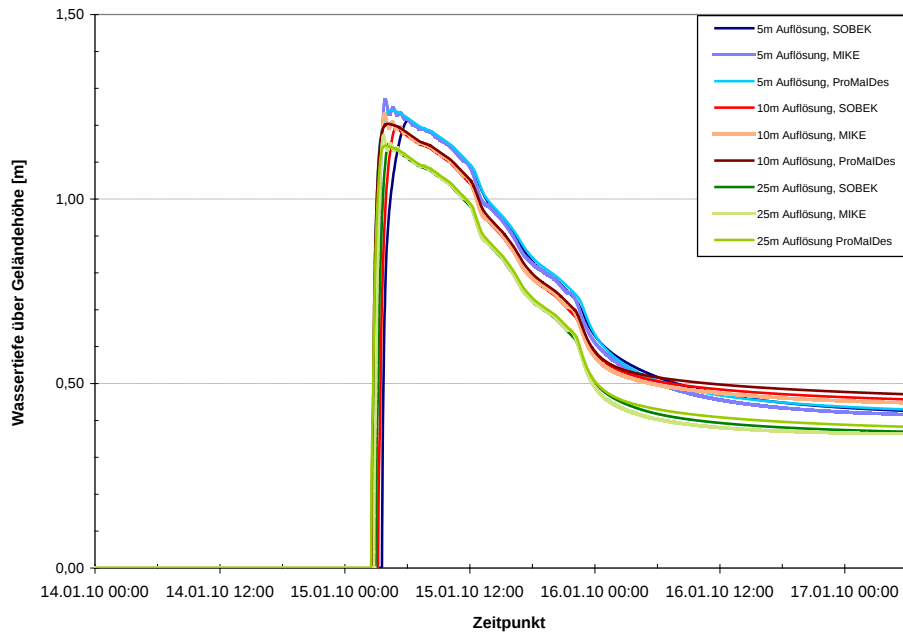


Abb. 35: Ganglinien der Einstauhöhen für die verschiedenen Modelle und Rastergrößen

5 Vergleichende Untersuchungen zwischen dem numerischen Modell Mike 21 und dem Ansatz von Führböter (1987)

5.1 Ansatz von Führböter (1987)

Führböter (1987) erarbeitete einen Ansatz zur Beschreibung des Füllungsverhaltens von Kögen bzw. Niederungen an der Nord- bzw. Ostsee. Es ist ein Verfahren mit dem der Wasserstand in einem geschützten Bereich zeitabhängig bestimmt werden kann.

Der Wasserstand wird direkt nach dem Einstromen über die gesamte Fläche des geschützten Bereiches ausgespiegelt und kann nach (Gl. 3) berechnet werden:

$$h(t) = \frac{1}{A} \bar{b} \sqrt{\frac{8}{27} g \bar{h}^3}$$

Gl. 3

- Mit:
- $h(t)$ - Wasserstand im geschützten Bereich [m]
 - A - Fläche des geschützten Bereiches [m]
 - $\bar{b}$ - Deichbruchbreite [m]
 - g - Erdbeschleunigung [m/s²]

$\bar{h}$ - Überfallhöhe [m]

Die Berechnungsroutine wurde der Technischen Universität Hamburg-Harburg in einer Exceltabelle aufbereitet zur Verfügung gestellt und entsprechend den Untersuchungsrandbedingungen angepasst.

Die Berechnungen sind beendet sobald der steigende Wasserstand binnendeichs den fallenden Wasserstand aussendeichs erreicht.

Es ist nach Beendigung der Rechenläufe zu prüfen, ob der Einstromvorgang nicht unterbrochen wurde. Dieser Fall tritt ein, falls der Wasserstand aussendeichs die Höhe des binnenseitigen Dünenfußes unterschreitet bevor der Binnenwasserstand den Wasserstand aussendeichs überschreitet. In dem Fall sind die sich einstellenden Wasserstände und Eintrittszeitpunkte maßgebend.

5.2 Fläche des geschützten Bereiches

Die Fläche des geschützten Bereiches wird mit Hilfe eines digitalen Geländemodells bestimmt. Für den ersten Rechenlauf wird die Fläche zu Grunde gelegt, welche von einem 200-jährlichen Hochwasserereignis benetzt wird. Diese kann für den zweiten Rechenlauf auf die tatsächlich benetzte Fläche reduziert werden. Die reduzierte Fläche entspricht der Fläche, welche durch den sich tatsächlich einstellenden Wasserstand (Ergebnis des ersten Rechenlaufes) benetzt wird. Aufgrund der neuen Flächengröße ist auch die durchschnittliche Geländehöhe neu zu bestimmen. Für den zweiten Rechenlauf werden die neu ermittelten Werte für die Flächengröße und durchschnittliche Geländehöhe verwendet.

5.3 Deichbruchbreite

Für den Modellvergleich werden vier verschiedene Deichbruchbreiten untersucht. Diese betragen 25 m, 50 m, 100 m und 200 m. Die Versagensdauer wird auf 60 min festgelegt. Die vertikale Entwicklung der Bresche erfolgt linear von der Krone bis zur Sohle. Die horizontale Entwicklung der Bresche erfolgt zeitlich differenziert. Tab. 12 zeigt die Stützpunkte der zeitlichen Entwicklung des Deichbruches in horizontaler Richtung.

Tab. 12: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruches

Dauer [min]	Deichbruchbreite [%]
0 min -	0 %
15 min -	40%
30 min -	66%
60 min -	100 %

Zwischen den Fixpunkten wird die Breschenentwicklung linear interpoliert. Abb. 36 und Tab. 13 zeigen die Deichbruchentwicklung bis zum vollständigen Bruch, wie sie in dem numerischen Model verwendet wird.

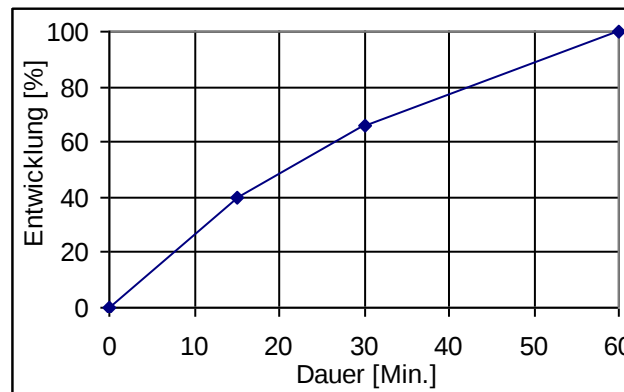


Abb. 36: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruchs

Tab. 13: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruchs

Dauer [min]	0	10	20	30	40	50	60
Deichbruchbreite	0 %	27 %	48 %	66 %	77 %	88 %	100 %

5.4 Wasserstandsganglinie

Für die Untersuchungen wird als Randbedingung eine Ganglinie verwendet, welche mittels univariater statistischer Modelle aus gemessenen Wasserstandsmessungen abgeleitet wurde. Grundlage für die statistischen Untersuchungen sind Wasserstandsmessungen am Pegel Warnemünde.

Nach dem Ansatz von Führböter (1987) beginnt der Deichbruch mit Eintreten des Sturmfluscheitels. Für die Berechnung der Einstauhöhen und der überfluteten Fläche sowie der numerischen Simulationen ist der absteigende Ast der Wasserstandsganglinie relevant. Abb. 37 zeigt die als Randbedingung eingesteuerte Wasserstandsganglinie. Die Berechnungen mit dem Führböter-Ansatz erfolgen in der Schrittweite in der die Wasserstandsganglinie eingesteuert wird. Die Wasserstangsganglinie wird mit einer zeitlichen Auflösung von 10 min eingesteuert.

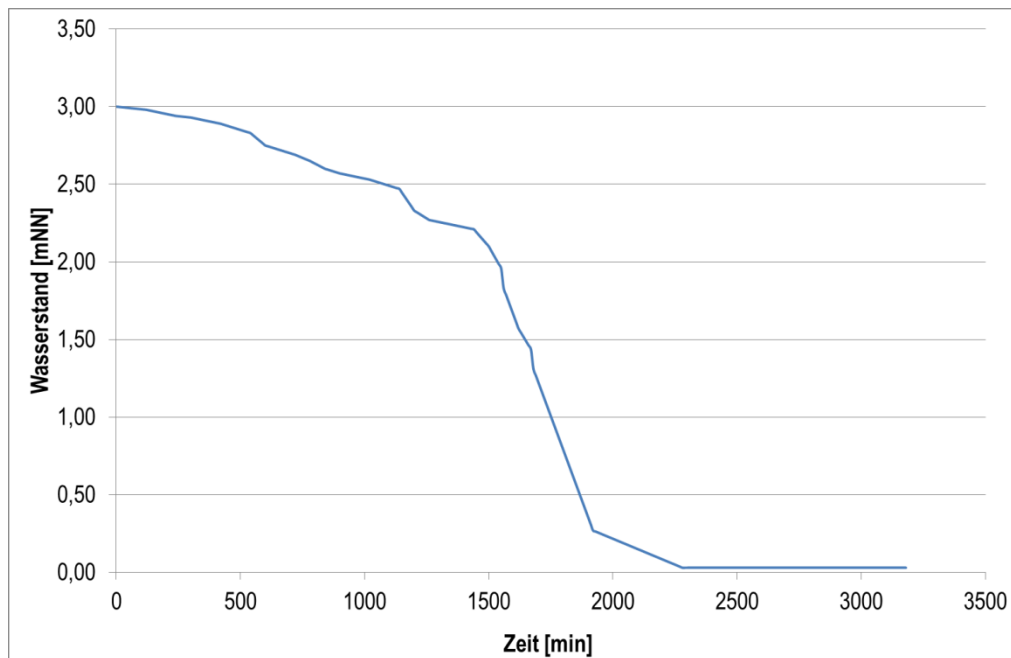


Abb. 37: Wasserstandsganglinie als Randbedingung für die Untersuchungen mit dem Ansatz von Führböter (1987)

5.5 Überfallhöhe

Die Überfallhöhe wird aus dem Wasserstand außen- bzw. binnendeichs ermittelt.

Die Ausnahme bildet hier der erste Zeitschritt der Berechnung. Für diesen wird die Überfallhöhe aus der Differenz des Außenwasserstandes zum Zeitschritt $t = 10$ min und der mittleren Geländehöhe am binnenseitigen Deichfuß ermittelt. Als mittlere Geländehöhe wird die über einen 100 m breiten Streifen in einem Abstand von 20 m parallel zur Deichkrone gemittelte reale Geländehöhe angenommen.

5.6 Mike 21

Aus dem vorhandenen Geländemodell werden unter Berücksichtigung der in Abschnitt 5 beschriebenen Randbedingungen für die Deichbruchentwicklung Bathymetrien als Grundlage für die numerischen Simulationen aufgebaut.

Für die Überflutungssimulationen wird die oben beschriebene Wasserstandsganglinie als Randbedingung eingesteuert. Aus den Ergebnissen der Simulationen werden die maximalen Wasserstände und die dazugehörigen Überflutungsflächen ermittelt und mit den Ergebnissen aus dem Ansatz nach Führböter (1987) verglichen.

5.7 Ergebnisse und Bewertung

In Tab. 14 sind die Ergebnisse der Überflutungssimulationen für die maximalen Wasserstände und die sich ergebenden Überflutungsflächen in Abhängigkeit von den untersuchten Deichbruchbreiten zusammengefasst. Aufgrund der Heterogenität des Reliefs im Untersuchungsgebiet sind verschiedene Bereiche des Gebietes durch natürliche Anhöhen oder künstliche Straßendämme von der Überflutungsausbreitung abgeschnitten. Eine Berücksichtigung dieser Flächen würde zu einer Überschätzung der Überflutungsflächen führen. Daher werden diese Flächen aus der Ermittlung der Überflutungsflächen herausgenommen.

Für die weiteren Auswertungen werden sowohl die reduzierten Flächen als auch die Gesamtflächen angegeben (vgl. Tab. 2).

Es ist zu erkennen, dass mit dem Ansatz nach Führböter (1987) geringere maximale Wasserstände errechnet werden als mit dem numerischen Modell Mike 21. Dementsprechend sind die resultierenden Überflutungsflächen ebenfalls geringer.

Die Ergebnisse für eine Deichbruchbreite von 200 m weichen allerdings ab. Mit dem Ansatz nach Führböter (1987) wird eine höhere max. Einstauhöhe errechnet als mit dem numerischen Modell Mike 21. Ein Grund hierfür kann der abnehmende Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhe (vgl. Kapitel 2.5.1) sein. Es wurden Sensitivitätsuntersuchungen zu versagensbezogenen Einflussgrößen auf das Überflutungsgeschehen in einem geschützten Gebiet durchgeführt. Unter anderem ist der Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhe des geschützten Gebietes untersucht worden. Es zeigte sich, dass der Einfluss einer wachsenden Breschenbreite auf die Einstauhöhe abnimmt. D.h. mit wachsender Breschenbreite nimmt der relative Zuwachs der Einstauhöhe ab und nähert sich einem Grenzwert an. Dieser Umstand wird von dem Ansatz nach Führböter (1987) nicht berücksichtigt.

Tab. 14: Ergebnisse des Modellvergleichs Mike21 / Führböter (1987) für Überflutungssimulationen im Projektgebiet Markgrafeneide

Breschenbreite [m]	Mike			Führböter 1987 (max. Wasserstand [m])			
	max. Wasserstand [m]	mittlerer max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m²]	Gesamtfläche		reduzierte Überflutungsfläche	
				max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m²]	max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m²]
25	2,84	0,95	760500	2,67	696175	2,67	686575
50	2,87	0,97	768425	2,78	747600	2,78	734175
100	2,88	0,98	772025	2,86	769425	2,86	761575
200	2,88	0,99	773825	2,91	788375	2,91	788375

Aufgrund der Ergebnisse kann gesagt werden, dass der Ansatz nach Führböter (1987) für eine überschlägliche Berechnung der maximalen Einstauhöhen sowie der Überflutungsflächen herangezogen werden kann. Die Vernachlässigung des Gebietsreliefs sowie der Strömungsvorgänge im betrachteten Gebiet sind von Nachteil. So muss bei der Bestimmung der Überflutungsflächen auf Expertenwissen bzw. ein Wissen um das Untersuchungsgebiet, zurückgegriffen werden.

Für detaillierte Untersuchungen zur Überflutung von bedrohten Küstengebieten, sollten daher insbesondere bei inhomogenen Höhenverhältnissen im Untersuchungsgebiet numerische Modelle herangezogen werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Im Vorhabenszeitraum wurden verschiedene Untersuchungen zur Beurteilung des Überflutungsgeschehens geschützter Küstengebiete durchgeführt. Einerseits wurden Sensitivitätsanalysen zur Ermittlung von relevanten bauwerksbedingten und versagensbedingten Parametern durchgeführt und andererseits numerische Modellierungen zur Abbildung des Überflutungsgeschehens in den Projektgebieten an der deutschen Ostseeküste.

Die Sensitivitätsuntersuchungen umfassten Untersuchungen zur Ableitung von Zusammenhängen zwischen bauwerks- bzw. versagensbedingten Parametern und für Schadens- und Risikoberechnungen relevanten Parametern. Es wurde der Einfluss der Breschenbreite, der Breschenlokation, der Versagensdauer, des Wiederkehrintervalls der Sturmflut, der Sturmflutfülle sowie der Einfluss der Tide auf das Überflutungsgeschehen untersucht. Zur Beurteilung des Einflusses der einzelnen Parameter wurden die Einstauhöhen, die Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Verweildauer der Überflutung als risiko- und schadensrelevante Größen betrachtet. Es zeigte sich, dass vor allem die Breschenbreite, das Wiederkehrintervall der Sturmflut und die Sturmflutfülle das Überflutungsgeschehen maßgebend beeinflussen. In tidebeeinflussten Küstengebieten spielt die Kombination Sturmtide und nachfolgende Tide für die Ermittlung der maximalen Einstauhöhen ebenfalls eine Rolle. Von eher untergeordneter Bedeutung ist die Versagensdauer. Die Breschenlokation spielte in den Sensitivitätsuntersuchungen ebenfalls eine eher untergeordnete Rolle. Bei der Betrachtung realer Küstengebiete mit einer heterogenen Topographie gewinnt der Ort des Versagens allerdings an Bedeutung, wie Untersuchungen an dem Projektgebiet Markgrafenheide zeigten.

Wie bereits erwähnt wurden entsprechende Überflutungssimulationen auch für das Projektgebiet Markgrafenheide durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Simulationen bestätigten die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchungen. Weiterhin zeigte sich, dass die Topographie des Küstengebietes die wohl größte Rolle für das Überflutungsgeschehen spielt.

Da nicht immer numerische Modelle zur Berechnung des Überflutungsgeschehens zur Verfügung stehen oder man eine vorläufige Abschätzung der überfluteten Fläche und der Einstauhöhe des Küstengebietes benötigt, wurden vergleichende Untersuchungen zwischen dem physikalisch-analytischen Ansatz von Führböter (1987) und dem numerischen Modell Mike 21 durchgeführt. Der relativ einfache Ansatz von Führböter (1987) zur Berechnung des Füllungsverhaltens von Kögen und Niederungen in Küstengebieten kann zur vorläufigen und überschlägigen Berechnung der Einstauhöhe und der überfluteten Fläche herangezogen werden. Nichtsdestotrotz müssen die Ergebnisse mit Expertenwis-

sen beurteilt werden. Sind detaillierte Untersuchungen notwendig sollten komplexere numerische Modelle angewendet werden. Die Nachteile des Ansatzes nach Führböter (1987) liegen in der Vernachlässigung der Strömungsvorgänge im untersuchten Gebiet, sowie darin, dass das Gebietsreliefs und dessen Einfluss auf die Überflutungsausbreitung im geschützten Gebiet nicht direkt sondern lediglich durch Expertenwissen berücksichtigt werden kann.

Für die Simulation des Überflutungsgeschehens eines Küstengebietes stehen dem Anwender eine Vielzahl von numerischen Modellen zur Verfügung. So verwendeten die Projektpartner im Forschungsprojekt HoRisk verschiedene numerische Modelle für ihre Überflutungssimulationen. Um die Aussagefähigkeit der einzelnen Modelle beurteilen zu können, wurde vergleichende Untersuchungen unter Anwendung dieser Modelle durchgeführt. Die Berechnungen wurden mit verschiedenen räumlichen Auflösungen des Modellgebietes durchgeführt um auch die Aussagefähigkeit dieser Modelle unter variierender Auflösung bewerten zu können. Die Ergebnisse zeigten nur sehr geringe Unterschiede (ca. 1%) zwischen den angewendeten Modellen. Man kann sagen, dass jedes der angewendeten Modelle für die Simulation eines Überflutungsgeschehens in einem Küstengebiet herangezogen werden kann.

7 Schrifttum

DHI (2008)	Mike 21 Flow Model - Hydrodynamic Model User Guide, Programmdokumentation
DVWK (1990)	Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten, DVWK Schriften Nr. 92, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Verlag Paul Parey
Führböter, A. (1987)	Über den Sicherheitszuwachs im Küstenschutz durch eine zweite Deichlinie, In: Die Küste, Heft 45, S. 181-208, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Holstein i. Heide
Persönliche Mitteilung (2012)	HoRisk – Markgrafenheide Vergleich Führböter Ansatz, Email von Dr. Frank Weichbrodt, 27. Juni 2012
Reese (2003)	Die Vulnerabilität des schleswig-holsteinischen Küstenraumes durch Sturmfluten - Fallstudien von der Nord- und Ostseeküste, Dissertation, Christian-Albrechts-Universität zu Kiel. Forschungs- und Technologiezentrum Westküste Berichte Nr. 30, Büsum
StALU (2009)	Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern Übersichtsheft: Grundlagen, Grundätze, Standortbestimmung und Ausblick, Editor: Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommern