

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Gruhn, Angelika; Salecker, Dörte; Fröhle, Peter

Hydrodynamisch-numerische Analyse der Hinterland-Überflutung als Grundlage für die Abschätzung von Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:
Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/107015>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Gruhn, Angelika; Salecker, Dörte; Fröhle, Peter (2017): Hydrodynamisch-numerische Analyse der Hinterland-Überflutung als Grundlage für die Abschätzung von Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 143-181.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Hydrodynamisch-numerische Analyse der Hinterland-Überflutung als Grundlage für die Abschätzung von Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen

Angelika Grubn, Dörte Salecker und Peter Fröhle

Zusammenfassung

Eine wesentliche Grundlage für die Schadensermittlung in potentiell überflutungsgefährdeten Küstengebieten bildet die Beurteilung der Wirkung unterschiedlicher Küstenschutzsysteme in Bezug auf deren Schutzwirkung und Überflutungsausbreitung im Versagensfall. Im Rahmen des Projekts HoRisk wurden daher umfassende Untersuchungen zur Beurteilung des Überflutungsgeschehens geschützter Küstengebiete durchgeführt. Zum einen wurden Sensitivitätsanalysen zur Ermittlung von relevanten bauwerksbedingten und versagensbedingten Parametern durchgeführt und zum anderen numerische Modellierungen zur Abbildung des Überflutungsgeschehens in den HoRisk-Projektgebieten an der Nordsee und an der Ostsee.

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. 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.

Numerische Überflutungssimulationen für das Projektgebiet Markgrafenheide bildeten die Grundlage für die Untersuchung des Überflutungsgeschehens realer Küstengebiete. Die Ergebnisse der Simulation bestätigten die Ergebnisse aus den Sensitivitätsuntersuchungen. Weiterhin zeigte sich, dass die Topographie des geschützten Gebietes den wesentlichen Einflussparameter darstellt.

Da nicht immer numerische Modelle zur Berechnung des Überflutungsgeschehens zur Verfügung stehen oder eine überschlägige Abschätzung der überfluteten Fläche und der Einstauhöhe des Küstengebietes erforderliche ist, wurden vergleichende Untersuchungen zwischen dem physikalisch-analytischen Ansatz von Führböter (1987) und dem numerischen Modell Mike 21 durchgeführt.

Schlagwörter

Numerische Überflutungsmodellierung, Sensitivitätsuntersuchungen, Mike 21, Markgrafenheide

Summary

Within the joint BMBF/KFKI project HoRisk different investigations have been carried out to assess the inundation propagation in protected coastal areas. On the one hand, a sensitivity analysis has been performed to derive relevant structure and failure related parameters. Furthermore, numerical simulations have been set up to assess the inundation propagation within real project areas along the German Baltic Sea coast.

The sensitivity analyses include investigations for derivation of dependencies between structure related, respectively, failure related parameters and parameters necessary for damage and risk assessment. The influence of the breach width, breach location, failure duration, return period of the storm surge, storm surge fullness and the influence of tides on the inundation propagation have been investigated. As a result, the breach width, return period of the storm surge and the storm surge fullness are the decisive parameters. The combination of the storm tide and the subsequent tide are relevant for the determination of the maximum inundation depth in tidal influenced coastal areas.

Numerical simulation for the area of Markgrafenheide confirmed the results of the sensitivity analyses. Moreover, the topography of the protected area exerts the most striking influence on the inundation propagation.

Additionally, comparative analyses between the physical-analytically approach by Führböter (1987) and the numerical model Mike 21 have been performed.

Keywords

Numerical inundation modelling, sensitivity analysis, Mike 21, Markgrafenheide

Inhalt

1	Einleitung.....	145
2	Sensitivitätsuntersuchungen zum Überflutungsverhalten geschützter Gebiete an Nord- und Ostsee	146
2.1	Polderflächen.....	146
2.2	Bathymetrien	148
2.3	Breschenbildung	149
2.4	Sturmflutwasserstandsganglinien	149
2.5	Ergebnisse/wesentliche Einflussgrößen.....	150
2.5.1	Breschenbreite	150
2.5.2	Versagensdauer.....	151
2.5.3	Breschenlokation.....	152
2.5.4	Wiederkehrintervall.....	153
2.5.5	Sturmflutfülle.....	154
2.5.6	Tidebeeinflusste Sturmflutganglinien	155
3	Überflutungsmodellierung Markgrafenheide.....	156
3.1	Das Untersuchungsgebiet	156
3.2	Untersuchte Einflussgrößen	158

3.2.1	Lokation der Bresche.....	158
3.2.2	Breschenbreite und -entwicklung.....	159
3.2.3	Beginn des Versagens.....	159
3.2.4	Wasserstandsverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand.....	159
3.2.5	Bebauung und Oberflächenrauheit.....	160
3.3	Das Numerische Modell – Mike 21.....	161
3.4	Auswertung der numerischen Untersuchungen.....	162
3.4.1	Einfluss der Breschenbreite.....	162
3.4.2	Einfluss der Lokation der Bresche.....	166
3.4.3	Einfluss der Oberflächenrauheit.....	169
3.4.4	Einfluss von maximalen Sturmflutscheitelwasserständen.....	171
3.4.5	Einfluss des Versagensbeginn während der Sturmflut.....	174
4	Vergleichende Untersuchungen zwischen dem numerischen Modell Mike 21 und dem empirischen Ansatz von Führböter (1987).....	175
4.1	Ansatz von Führböter (1987).....	175
4.2	Fläche des geschützten Bereiches.....	176
4.3	Breschenbreite.....	176
4.4	Wasserstandsganglinie.....	177
4.5	Überfallhöhe.....	177
4.6	Mike 21.....	178
4.7	Ergebnisse und Bewertung.....	178
5	Zusammenfassung und Ausblick.....	179
6	Danksagung.....	180
7	Schriftenverzeichnis.....	180

1 Einleitung

Für einen risikobasierten Hochwasserschutz ist die Analyse potentieller Überflutungsergebnisse und Schäden essentiell. Ein wesentlicher Bestandteil dieser Analysen sind Überflutungsmodellierungen im Falle eines Versagens der Hochwasserschutzanlagen. Eine Vielzahl von Parametern beeinflusst das Überflutungsgeschehen, so zum Beispiel die Topographie und die räumliche Ausdehnung des geschützten Bereiches, die Breschenbreite oder auch die Versagensdauer. Daneben haben hydrodynamische Parameter wie zum Beispiel der Scheitelwasserstand der Sturmflut, die Sturmflutfülle und die Tide einen ebenso großen Einfluss. Dazu wurden sowohl Sensitivitätsuntersuchungen als auch Untersuchungen an realen Küstengebieten entlang der deutschen Ostseeküste durchgeführt.

Im Folgenden werden die Untersuchungen und Ergebnisse zu den Konsequenzen des Versagens von Hochwasserschutzanlagen im Bereich der deutschen Ostseeküste, die im Rahmen des Projektes HoRisk (03KIS079) durchgeführt wurden, beschrieben.

2 Sensitivitätsuntersuchungen zum Überflutungsverhalten geschützter Gebiete an Nord- und Ostsee

2.1 Polderflächen

Als Grundlage für die Sensitivitätsuntersuchungen ist es zunächst erforderlich, typische Topographien von potentiellen Überflutungsflächen zu bestimmen und für die weiteren Betrachtungen festzulegen. Hierzu wurden die Größe und die Verteilung der Geländehöhen für potentielle Überflutungsflächen an der Nord- und Ostsee bestimmt.

Entlang der Nordseeküste von Schleswig-Holstein werden niedrig liegende Küstengebiete durch Deichringe geschützt. Infolge der klaren Abgrenzung dieser Bereiche war es ohne Weiteres möglich, die eingeschlossenen Flächen zu ermitteln. Abb. 1 zeigt die betrachteten Polder und die entsprechenden Polderflächen. 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 deutlich (Abb. 2). Es ist zu erkennen, dass Polder mit einer eingeschlossenen Fläche zwischen 4 km² und 8 km² am häufigsten auftreten, gefolgt von Poldern mit einer Fläche bis 2 km². Die Flächengrößen für die Bathymetrien werden daher zu 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 NN + 0 m und NN + 2 m. Für die numerischen Simulationen wurde die Geländehöhe auf NN + 1 m festgelegt (Gruhn et al. 2012).

Überflutungsgefährdete Küstengebiete an der Ostsee werden hauptsächlich durch linienhafte Elemente wie z. B. Dünen, Deiche oder Deckwerke entlang der Küste geschützt. Auf Grundlage eines digitalen Geländemodells sowie digitalisierter Hochwasserschutzbauwerke wurden potentielle Überflutungsflächen ausgewiesen. Landeinwärts gibt es nicht immer eine klare Abgrenzung der Überflutungsflächen.

Um entsprechende Flächen abgrenzen zu können, wird die landseitige Grenze der Geländehöhe auf NHN + 3,5 m gesetzt – dem maximalen Bemessungshochwasserstand entlang der deutschen Ostseeküste (StALU MM 2009). Es wird somit angenommen, dass Bereiche mit Geländehöhen oberhalb dieses Grenzwertes nicht überflutungsgefährdet sind.

In Abhängigkeit von ausgewählten Geländehöhenstufen wurden die dazugehörigen Flächengrößen bestimmt. Abb. 4 zeigt die relative Häufigkeit der Höhenstufen (Schrittweite: 0,25 m) von NHN + 0 m bis NHN + 3,5 m. Geländehöhen zwischen NHN + 0,25 und NHN + 0,5 m treten dabei am häufigsten auf, Geländehöhen zwischen NHN + 0,75 m und NHN + 1,0 m am zweithäufigsten (Gruhn et al. 2012).

Für die numerischen Simulationen wird als Geländehöhe jeweils die Klassenmitte der Höhenstufen, also NHN + 0,375 m für die Höhenstufenklassen NHN + 0,25 und NHN + 0,5 m bzw. NHN + 0,875 m für die Höhenstufenklassen NHN + 0,75 m und NHN + 1,0 m, gewählt. Als Größe der Überflutungsflächen wird aufgrund der topographischen Analyse des Untersuchungsgebiets 20 km² bzw. 50 km² gewählt. (Gruhn et al. 2012).

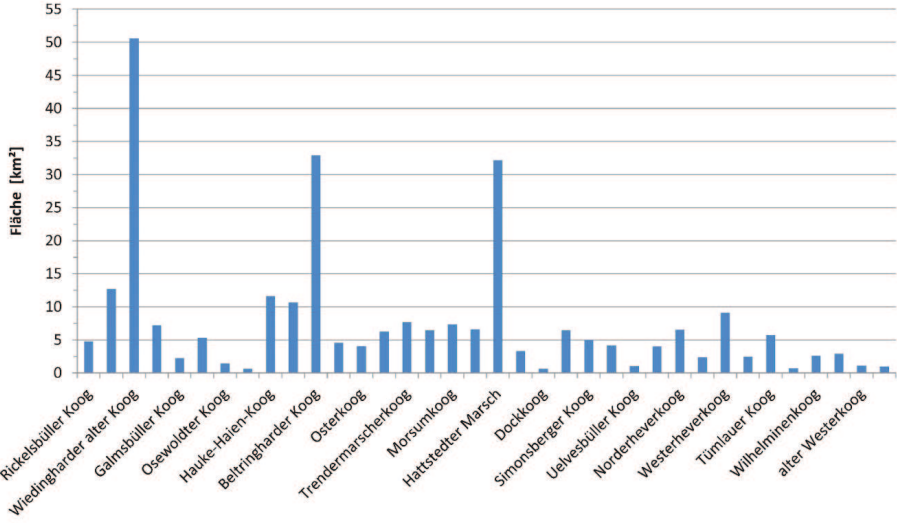


Abbildung 1: Geschützte Flächen schleswig-holsteinischer Nordseepolder.

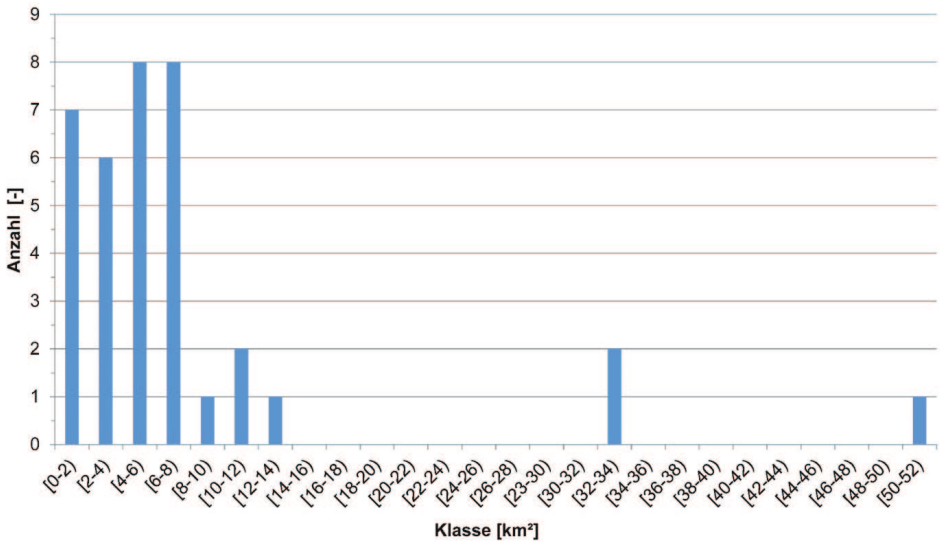


Abbildung 2: Histogramm der Polderflächen.

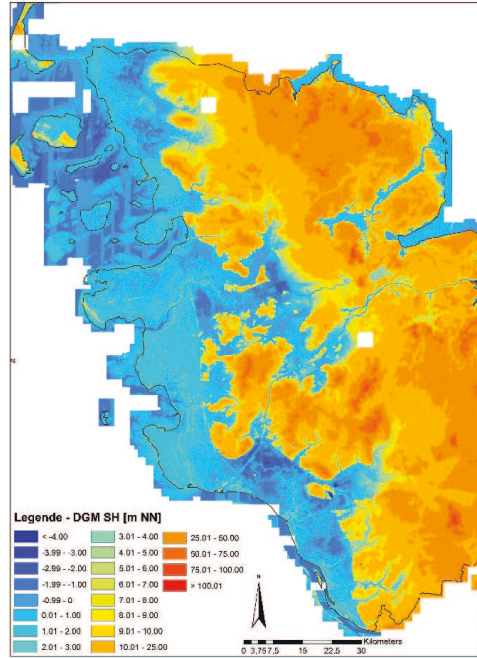


Abbildung 3: Geländehöhen der schleswig-holsteinischen Nordseeküste (Quelle: LLUR).

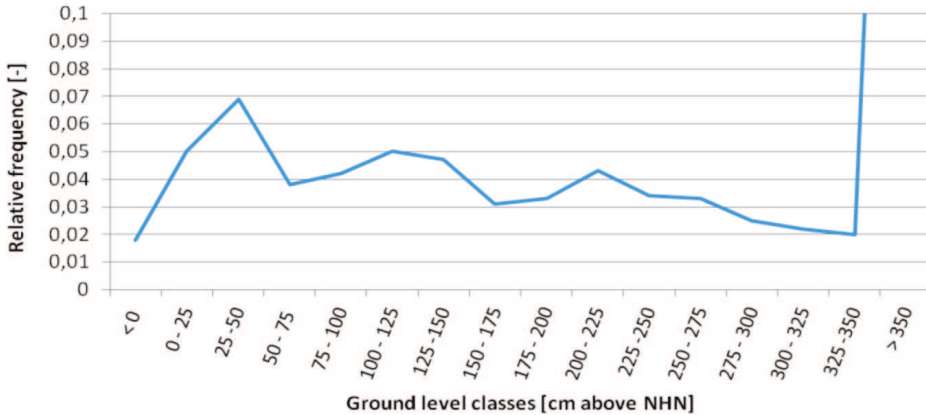


Abbildung 4: Relative Häufigkeit der Geländehöhenstufen.

2.2 Bathymetrien

In dem vorangegangenen Kapitel wurde die Ableitung potentieller Überflutungsflächen und dazugehöriger Geländehöhen erläutert. Für die numerischen Simulationen werden Bathymetrien mit den Flächen 3 km², 5 km², 20 km² und 50 km² und den entsprechenden Geländehöhen erstellt (Gruhn et al. 2012).

Die Bathymetrien weisen vereinfachend eine Rechteckform auf und sind an drei Seiten geschlossen. Die vierte Seite wird durch eine Dammstruktur begrenzt, welche das Hochwasserschutzbauwerk, den Deich oder die Hochwasserschutzdüne darstellt. 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 die numerische Stabilität der Simulationsrechnungen zu gewährleisten. Die Rauheit des Simulationsgebietes wird auf einen konstanten Wert von $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (un-ebenes Vorland mit Bewuchs, Schneider et al. 2012) festgelegt.

Um den Rechenaufwand zu reduzieren, wird eine räumliche Auflösung von $\Delta x = \Delta y = 10 \text{ m}$ gewählt. Die zeitliche Auflösung der Simulationen beträgt $\Delta t = 1 \text{ s}$.

Das Versagen der Dammstruktur wird im numerischen Modell abgebildet, in dem sich zu einem jeweils definierten Zeitpunkt in dieser Dammstruktur eine Bresche (Durchlass in der Dammstruktur) bildet, durch die die Überflutung des geschützten Bereichs erfolgt. Die Sturmflutwasserstandsganglinie wird entlang dieser Bresche eingesteuert.

2.3 Breschenbildung

Die Bresche weist – ebenfalls vereinfachend – einen rechteckigen Querschnitt auf und entwickelt sich linear abhängig von der Zeit. Nach vollständiger Ausbildung der Bresche ist die Höhenlage der Breschensohle der dahinterliegenden Geländehöhe angeglichen.

Eine Literaturrecherche bezüglich möglicher Breschenbreiten ergab eine Spannweite von wenigen Metern bis zu mehr als 200 Metern (Führböter 1987, Muir Wood und Bateman 2005). Um diese weite Spanne abzudecken, werden die untersuchten Breschenbreiten 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 und 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 (Gruhn et al. 2012).

2.4 Sturmflutwasserstandsganglinien

Sturmflutwasserstandsganglinien wurden unter Anwendung bivariater statistischer Modelle sowohl für Nordsee- als auch Ostseebedingungen aus Wasserstandsmessungen abgeleitet (vgl. Salecker et al. 2011, 2012a, 2012b). Mithilfe der im Vorhaben HoRisk entwickelten Methodik (vgl. Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostseeküste) wurden Sturmflutganglinien mit den Wiederkehrintervallen 50 Jahre, 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre sowie jeweils 3 unterschiedlichen Füllen definiert. Abb. 5 und Abb. 6 zeigen beispielhaft Sturmflutganglinien verschiedener Füllen für das Wiederkehrintervall von 200 Jahren für Ostsee- und Nordseebedingungen.

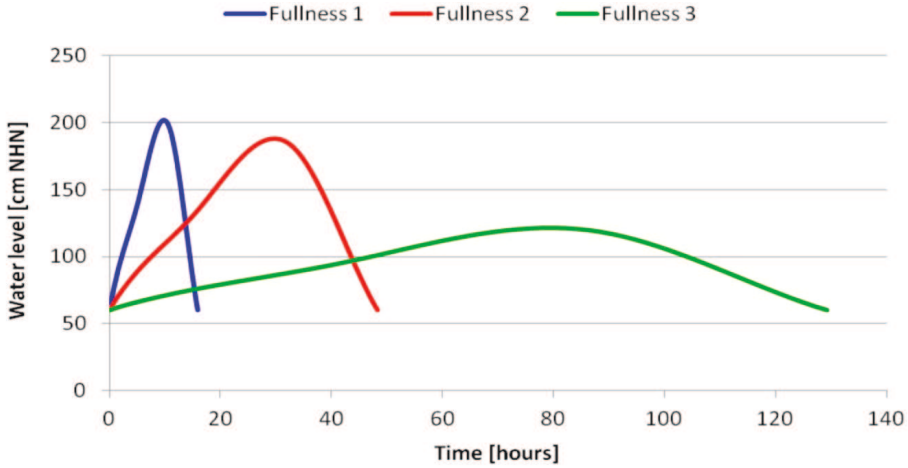


Abbildung 5: Sturmflutganglinien verschiedener Füllen ($T=200$ Jahre) für die Ostsee.

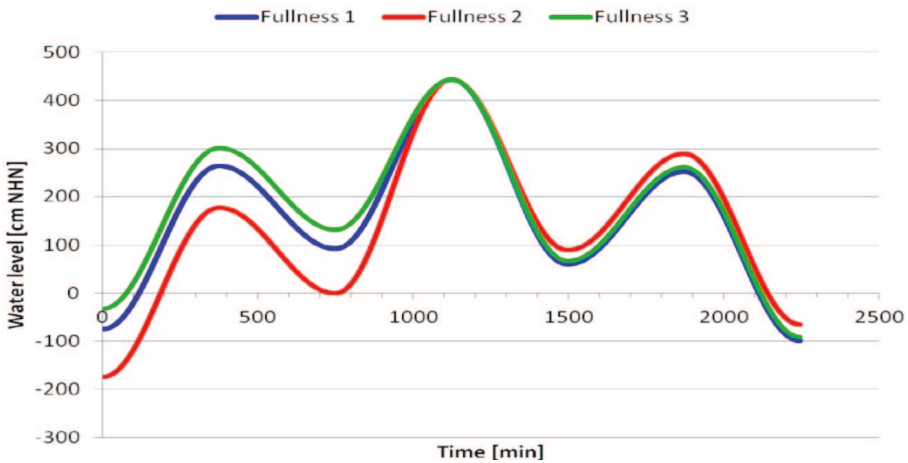


Abbildung 6: Sturmflutganglinien verschiedener Formen ($T=200$ Jahre) für die Nordsee.

2.5 Ergebnisse/wesentliche Einflussgrößen

2.5.1 Breschenbreite

Um den Einfluss der Breschenbreite auf das Überflutungsgeschehen eines geschützten Bereiches zu untersuchen, wurden numerische Simulationen durchgeführt, in denen die Breschenbreite zwischen 10 m und 500 m variiert wird. Die Bathymetrien weisen die abgeleiteten Flächengrößen und Geländehöhen auf. Als hydrodynamische Randbedingung wird eine Sturmflutganglinie mittlerer Fülle für Ostseebedingungen (tideunbeeinflusste Sturmflutganglinie) mit dem Wiederkehrintervall von 200 Jahren eingesteuert. Das Versagen der Dammstruktur dauert eine Stunde und ist mit dem Eintreten des Sturmflutscieitelwasserstandes abgeschlossen. Abb. 7 zeigt die maximalen Einstauhöhen für die untersuchten Breschenbreiten (Gruhn et al. 2012).

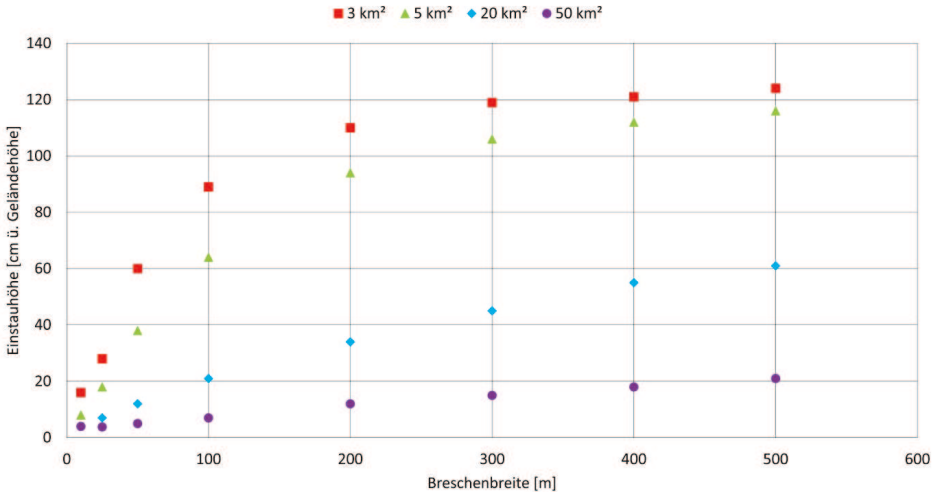


Abbildung 7: Maximale Einstauhöhen als Funktion der Breschenbreite.

In Abb. 7 ist eine deutliche Abhängigkeit der maximalen Einstauhöhe von der Breschenbreite zu erkennen. Eine zunehmende Breschenbreite hat einen höheren Einstau zur Folge. Die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchungen zeigen ebenfalls, dass für vergleichsweise begrenzte Polderflächen der Einfluss einer steigenden Breschenbreite auf die maximale Einstauhöhe abnimmt. Hier wird die Einstauhöhe hauptsächlich durch das verfügbare Poldervolumen und das Volumen des einströmenden Wassers bestimmt. Weiterhin ist klar erkennbar, dass eine Vergrößerung der Fläche des geschützten Bereiches zu insgesamt geringeren Einstauhöhen führt.

2.5.2 Versagensdauer

Die Versagensdauer ist ein weiterer Faktor, der auf seinen Einfluss auf das Überflutungs geschehen untersucht wird. Wie bereits erwähnt (vgl. 2.3) wird die Versagensdauer zwischen 10 min und 3 h variiert. Die Versagensdauer beschreibt die zeitliche Dauer des Versagensprozesses von dem Beginn des Versagens der Dammstruktur bis zur vollständigen Ausbildung der Bresche. Für die Untersuchungen wird angenommen, dass aufgrund der steigenden hydrodynamischen Belastungen auf das Bauwerk die Ausbildung der Bresche mit Eintritt des Sturmflutscheitels beendet ist. Es wird angenommen, dass ein Abklingen der hydrodynamischen Belastungen nicht zu einer weiteren Entwicklung der Bresche führt. Der Versagensprozess wird in jeder Simulation entsprechend gesteuert. Die eingesteuerte Sturmflutganglinie hat ein Wiederkehrintervall von $T = 200$ Jahren mit einer mittleren Fülle (vgl. Abb. 5). Die Breschenbreite wird zu 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. Eine Verlängerung der Versagensdauer bedeutet hier ein zeitlich früher beginnendes Versagen und damit auch ein zeitlich früheres Einströmen des Wassers in den geschützten Bereich. Es kann demnach auch ein größeres Wasservolumen einströmen.

Allerdings ist dieser Einfluss im Vergleich zum Einfluss der Breschenbreite gering und somit für praktische Fragestellungen eher zu vernachlässigen (Gruhn et al. 2012).

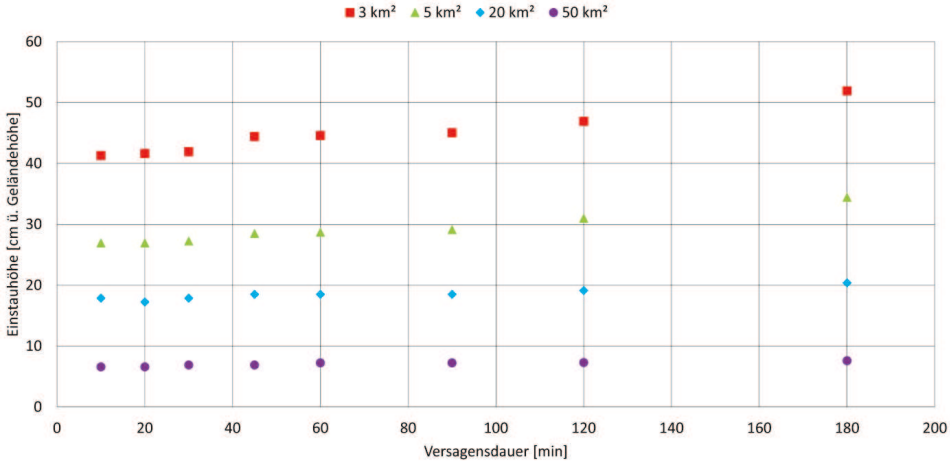


Abbildung 8: Maximale Einstauhöhe als Funktion der Versagsdauer.

2.5.3 Breschenlokation

Als Grundlage für diese Sensitivitätsbetrachtung wird ein Überflutungsgebiet mit einer Fläche von 5 km² gewählt. Hier werden zwei unterschiedliche Bathymetrien analysiert, um den Einfluss der Lokation einer Bresche auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen. Eine Bathymetrie weist eine ebene Geländeoberfläche auf, die andere Bathymetrie ist geneigt (Neigung 1:200). Die Lokationen der Breschen werden in der Bathymetrie mit der ebenen Geländeoberfläche entlang der Hochwasserschutzanlage (untere Begrenzung) variiert. In der Bathymetrie mit der geneigten Ebene werden die Lokationen der Breschen sowohl entlang der unteren als auch der rechten Begrenzung variiert (Abb. 9 und Abb. 10). Die eingesteuerte Sturmflutganglinie (vgl. 2.5.1) hat ein Wiederkehrintervall von T = 200 Jahren. Die Versagsdauer wird zu t = 1 h gewählt. Die Breschenbildung ist mit Eintritt des Sturmflutscheitels abgeschlossen.

Eine Variation der Breschenlokation entlang der südlichen Grenze der Bathymetrie bei ebener Geländeoberfläche hat praktisch keinen Einfluss auf die Einstauhöhen. Diese variieren zwischen 18 cm und 20 cm. Ähnlich verhält es sich bei einer Variation der Breschenlokation entlang der unteren Grenze für die Bathymetrie mit einer geneigten Ebene. Der Unterschied liegt in den höheren Einstauhöhen aufgrund der begrenzten Ausbreitung der Überflutung. Wird die Breschenlokation allerdings entlang der rechten Grenze der Bathymetrie variiert, kommt es zu einer raschen Abnahme der Einstauhöhen aufgrund der stark ansteigenden Geländehöhen. Die Fließgeschwindigkeiten im Überflutungsgebiet sind praktisch unabhängig von der Lokation der Breschen (Gruhn et al. 2012).

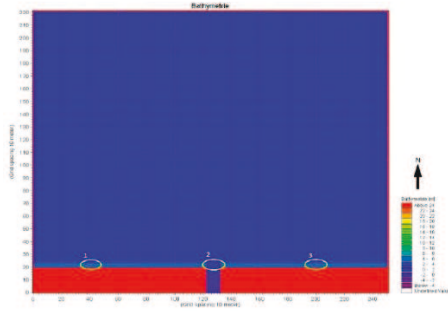


Abbildung 9: Ebene Bathymetrie mit den untersuchten Breschenlokalitionen.

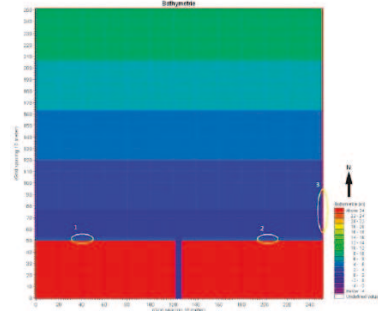


Abbildung 10: Geneigte Bathymetrie mit den untersuchten Breschenlokalitionen.

2.5.4 Wiederkehrintervall

Für die Untersuchung des Einflusses des Wiederkehrintervalls bzw. des Sturmflutscheitelwasserstandes auf das Überflutungsgeschehen im geschützten Gebiet werden Sturmflutganglinien mittlerer Fülle für Ostseebedingungen (tideunbeeinflusste Sturmflut) mit den Wiederkehrintervallen T : 50 Jahre, 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre eingesteuert. Die Breschenbreite wird zu 50 m gewählt. Der Versagensprozess wird so gesteuert, dass dieser mit Eintritt des Sturmflutscheitelwasserstandes abgeschlossen ist (Gruhn et al. 2012).

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

Das Wiederkehrintervall der untersuchten Sturmfluten bzw. der Sturmflutscheitelwasserstände 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.

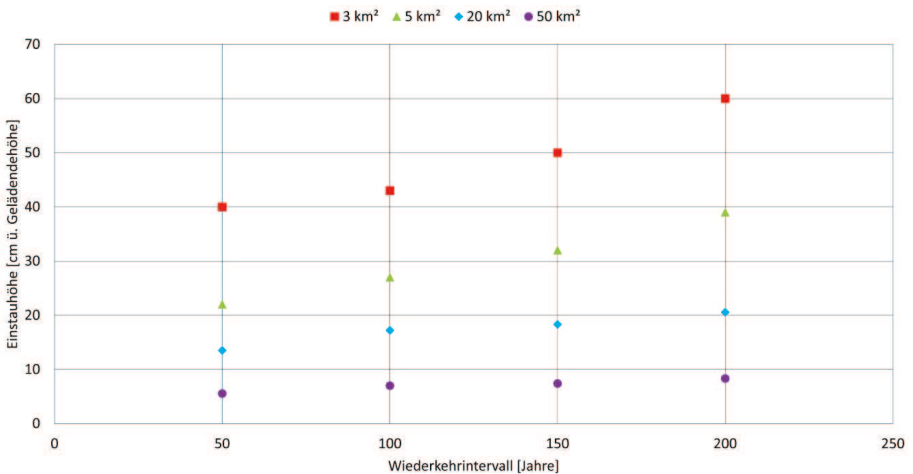


Abbildung 11: Einstauhöhen als Funktion des Wiederkehrintervalls der Sturmflut.

2.5.5 Sturmflutfülle

Für die Untersuchung des Einflusses der Sturmflutfülle auf das Überflutungsgeschehen wurden Sturmflutganglinien mit vier verschiedenen Wiederkehrintervallen und je drei unterschiedlichen Füllen abgeleitet. Die erste Form von Sturmflutganglinien ist von vergleichsweise kurzer Dauer bei einem hohen Sturmflutscheitelwasserstand. Die zweite Form von Sturmflutganglinien weist eine längere Dauer (größere Fülle) und einen vergleichsweise geringeren Scheitelwasserstand auf. Die dritte Form von Sturmflutganglinien weist die längste Dauer (Fülle) und die geringsten maximalen Sturmflutwasserstände auf (vgl. Abb. 5).

Als Grundlage für die Bestimmung der Sensitivität der Überflutung von der Sturmflutfülle wird die Bathymetrie mit einer Grundfläche von 5 km² gewählt. Die Breschenbreite wird zu 50 m gewählt und der Versagensprozess ist mit Eintritt der jeweiligen Sturmflutscheitelwasserstände abgeschlossen.

Die Ergebnisse (Abb. 12) zeigen, dass Sturmflutganglinien mit einer mittleren Dauer (Fülle) und einem etwas niedrigeren Scheitelwasserstand die höchsten maximalen Einstauhöhen verursachen. Sturmflutganglinien der anderen Formen (geringe Fülle, höherer Maximalwasserstand bzw. große Fülle, geringerer Maximalwasserstand) verursachen vergleichsweise niedrigere Einstauhöhen (Gruhn et al. 2012).

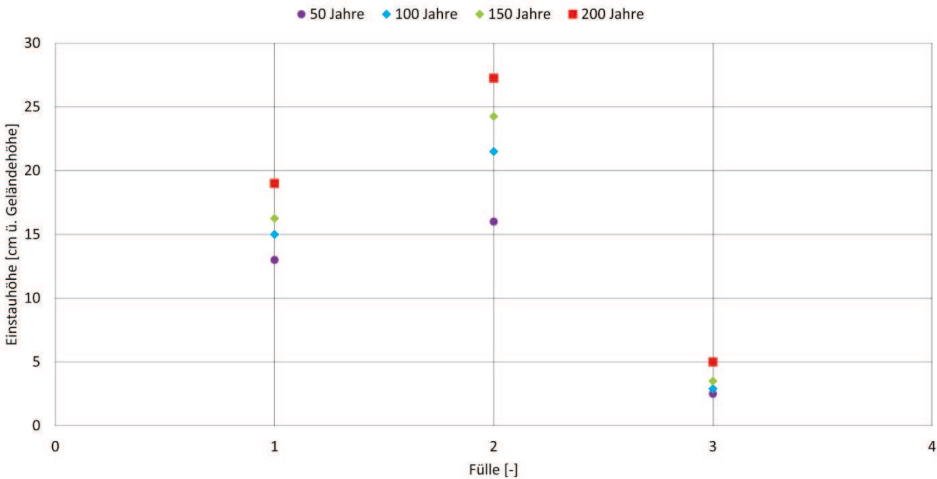


Abbildung 12: Maximale Einstauhöhe in Abhängigkeit von der Form der Sturmflutganglinien.

Es wird geschlussfolgert, dass Sturmfluten mit einer mittleren Dauer und etwas niedrigeren Scheitelwasserständen möglicherweise größere Schäden erzeugen als andere Sturmflutverläufe mit gleichen Eintrittswahrscheinlichkeiten und somit auch ein höheres Risiko erzeugen.

Erwartungsgemäß ist die Verweildauer der maximalen Überflutung bei Sturmflutganglinien mit langer Dauer am größten und bei Sturmflutganglinien mit einer kürzeren Dauer entsprechend kleiner.

2.5.6 Tidebeeinflusste Sturmflutganglinien

Als Grundlage für die Simulationen zur Bewertung des Einflusses der Tide auf das Überflutungsgeschehen wird eine Überflutungsfläche mit einer Fläche von 5 km² gewählt. Die Breschenbreite wird auf 50 m festgelegt. Der Versagensprozess wird so gesteuert, dass die Bresche mit Eintritt des Scheitelwasserstandes der eigentlichen Sturmflut abgeschlossen ist.

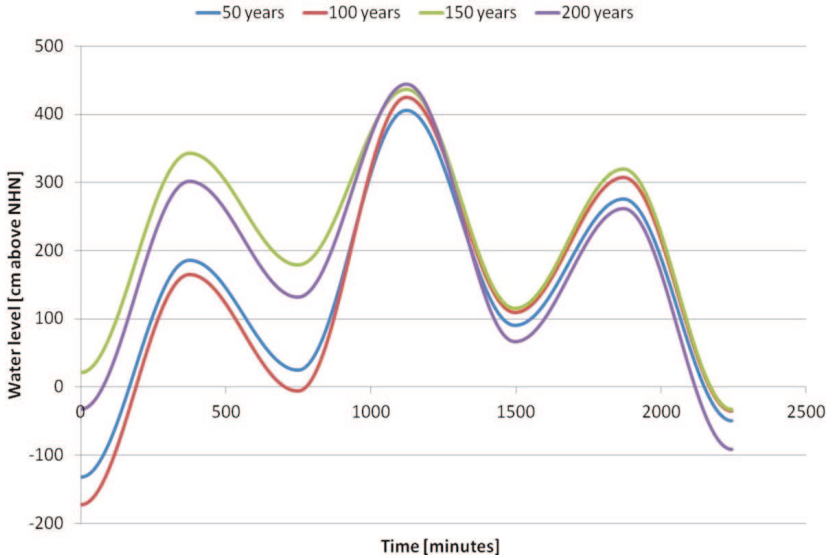


Abbildung 13: Untersuchte Sturmflutganglinie für die verschiedenen Wiederkehrintervalle.

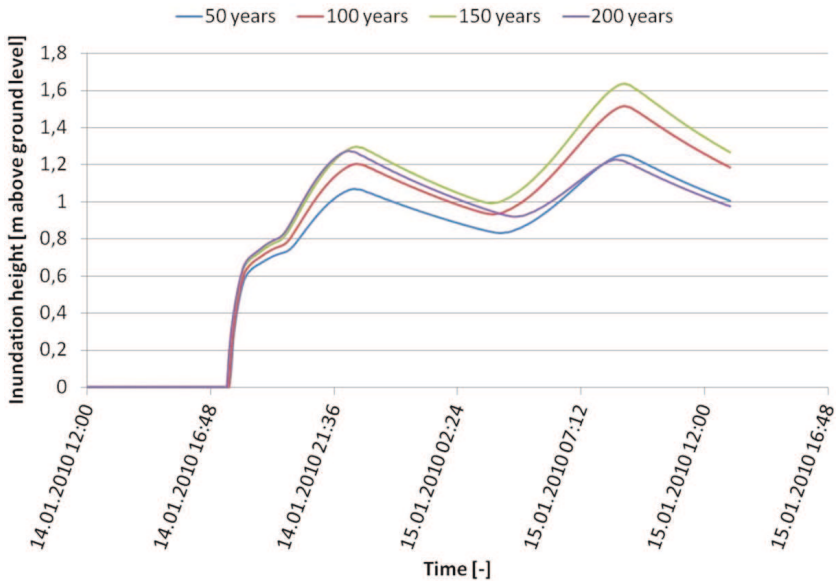


Abbildung 14: Zeitreihe der Einstauhöhen.

Die höchsten Sturmflutwasserstände treten während der Haupt-Sturmfluttide auf (Abb. 13). Die höchsten Werte für den Einstau im Überflutungsgebiet treten jedoch während der nachfolgenden Tide auf (Abb. 14). D. h., der Maximalwasserstand im Überflutungsgebiet wird durch die der Hauptsturmfluttide nachfolgenden Tide beeinflusst und kann für eine Sturmflut mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit (große Wiederkehrintervall) der Hauptsturmfluttide im Einzelfall höher sein als für Sturmflut mit einer größeren Eintrittswahrscheinlichkeit (Gruhn et al. 2012). Ein Beispiel ist in Abb. 13 und Abb. 14 dargestellt. Vergleicht man die Einstauhöhen, die hier durch eine 150-jährliche und eine 200-jährliche Sturmflut verursacht werden, so wird deutlich, dass der Tidefall der Haupt-Sturmfluttide der 150-jährlichen Sturmflut vergleichsweise gering ausfällt und somit das nachfolgende Tidehochwasser vergleichsweise hoch ausfällt. Dies führt zu hohen Einstauhöhen im Überflutungsgebiet. Im Gegensatz dazu ist der Tidefall der Haupt-Sturmfluttide der 200-jährlichen Sturmflut relativ stark und das Tidehochwasser der nachfolgenden Tide entsprechend eher niedrig. Das Resultat sind entsprechend geringere Einstauhöhen (Gruhn et al. 2012).

3 Überflutungsmodellierung Markgrafenheide

3.1 Das Untersuchungsgebiet

Neben den Sensitivitätsuntersuchungen wurden im Vorhaben HoRisk Überflutungsmodellierungen für ausgewählte Küstengebiete der deutschen Nordseeküste und der deutschen Ostseeküste als Grundlage für die Risikobetrachtungen durchgeführt. Im Einzelnen wurden im Zuge der Projektbearbeitung zwei Standorte in Niedersachsen, zwei Standorte in Schleswig-Holstein sowie zwei Standorte in Mecklenburg-Vorpommern untersucht. Hier werden beispielhaft die Untersuchungen für das Modellgebiet Markgrafenheide in Mecklenburg-Vorpommern dargestellt.

Die Ortschaft Markgrafenheide gehört zum Stadtgebiet der Hansestadt Rostock und liegt wenige Kilometer nordöstlich der Innenstadt. 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 die Ortschaft als ein abgeschlossenes System dar, in dem die Auswirkungen verschiedener Faktoren (Lage und Breite der Bresche, Versagensbeginn, Sturmflutscheitelwasserstand, Oberflächenrauheit) auf das Überflutungsgeschehen vergleichsweise gut untersucht werden können.

Ein Lageplan für Markgrafenheide und Umgebung ist in Abb. 15 dargestellt. Die Ortschaft liegt zwischen der Ostsee und dem südlicher gelegenen Radelsee, der über den Moorgraben und den Breitling mit der Ostsee verbunden ist (vgl. Abb. 15). Hier werden die Wasserstände aufgrund der kurzen Fließwege praktisch nicht gedämpft. Extreme Sturmflutwasserstände der Ostsee können somit praktisch entlang der gesamten Schutzlinie der Gemeinde Markgrafenheide auftreten (Gruhn et al. 2010).

Seeseitig ist Markgrafenheide durch einen breiten und hohen Strand sowie eine breite Hochwasserschutzdüne (Vollschutzdüne, Abb. 16 – grün gestrichelt) geschützt. Südlich an die Hochwasserschutzdüne schließt sich eine Hochwasserschutzwand (Abb. 16 – rot gepunktet) an, an die am südlichen Ende ein Deich (Landesküstenschutzdeich, Abb. 16 – gelb durchgezogen) grenzt. Östlich des Landesküstenschutzdeiches schließt eine kurze Hochwasserschutzmauer an. Den größten Teil der östlichen Hochwasserschutzlinie bildet

wiederum ein Deich, der im Norden von Markgrafeneide seinerseits in die Hochwasserschutzdüne einbindet (StALUM MM 2009).



Abbildung 15: Markgrafeneide und Umgebung (Quelle: Google Earth).



Abbildung 16: Hochwasserschutzanlagen um Markgrafeneide.

3.2 Untersuchte Einflussgrößen

Als Grundlage für die Bewertung der Überflutungsszenarien werden vorab die wesentlichen Einflussgrößen festgelegt, welche mutmaßlich (vgl. Kap. 2) das Überflutungsgeschehen, d. h. die Überflutungsfläche sowie die Einstauhöhe, beeinflussen. Im Einzelnen sind dies (Gruhn 2010):

- Lage, Breite und Tiefe der Bresche
- Versagensbeginn während der Sturmflut
- Art des Küstenschutzsystems
- Dauer und Verlauf des Bauwerksversagens
- Sturmflutverlauf und Sturmflutscheitelwasserstand, Tideeinfluss
- Bebauung und Oberflächenrauheit 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, wurden verschiedene Versagensorte zunächst frei gewählt. Diese befinden sich auf dem nördlichen bzw. südlichen Ende der seeseitigen Hochwasserschutzdüne sowie im zentralen Bereich der Hochwasserschutzdüne. Auf der südlichen Deichstrecke befinden sich die Versagensorte am westlichen sowie östlichen Rand der Deichstrecke sowie mittig auf der Deichstrecke. Zudem wird vergleichend eine Lokation entlang der östlichen Deichstrecke untersucht. Die gewählten Breschenlokationen sind in Abb. 17 (Ellipsen) dargestellt (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).



Abbildung 17: Versagenslokationen 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 25 m 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

25 m Bresche		50 m Bresche		100 m Bresche		200 m Bresche	
7,5 min.	40 %	10 min.	40 %	15 min.	40 %	30 min.	40 %
14 min.	66 %	20 min.	66 %	30 min.	66 %	60 min.	66 %
22,5 min.	83 %	30 min.	83 %	60 min.	100 %	90 min.	90 %
30 min.	100 %	40 min.	100 %			120 min.	100 %

Zwischen diesen zur Beschreibung der Breschenentwicklung festgelegten Fixpunkten erfolgt die Entwicklung linear. Der Querschnitt der Bresche wird als Trapezquerschnitt angenommen (Visser 1998, Zhu 2006).

3.2.3 Beginn des Versagens

Da im Schrifttum keine Angaben über den Einfluss des Versagensbeginns während der Sturmflut auf das Überflutungsgeschehen zu finden sind, 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 (Gruhn 2010).

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 (T: 100 Jahre, 150 Jahre und 200 Jahre) des Scheitelwasserstandes generiert. Hierzu wurde aus den verfügbaren Wasserstandsdaten eine Stichprobe von 30 Ereignissen aus einem Beobachtungszeitraum von 54 Jahren nach der Peak-over-Threshold-Methode ausgewählt. Auf diese Stichprobe wurden univariate statistische Methoden angewendet mit dem Ziel, Wasserstandsganglinien mit Wiederkehrintervallen (T) von 100 Jahre, 150 Jahren und 200 Jahren zu generieren. Die statistischen Untersuchungen wurden in zwei Teilschritten vorgenommen. Zum einen wurden die Scheitelwasserstände der ausgewählten Ereignisse betrachtet, um einen maximalen Wasserstand bzgl. eines bestimmten Wiederkehrintervalls extrapolieren zu können. Zum anderen wurden die Dauern der Ereignisse untersucht, um diese mit dem extrapolierten Wasserstand zu verknüpfen und eine Ganglinie für die numerischen Simulationen zu generieren. Das Verfahren ist in Gruhn (2010) beschrieben. Des Weiteren wird eine Ganglinie abgeleitet, deren Scheitelwasserstand dem Bemessungshochwasserstand für Markgrafeneheide (HN+3,00 m) entspricht. Die für die numerischen Simulationen verwendeten

Wasserstandsganglinien sind in Abb. 18 zusammenfassend dargestellt (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

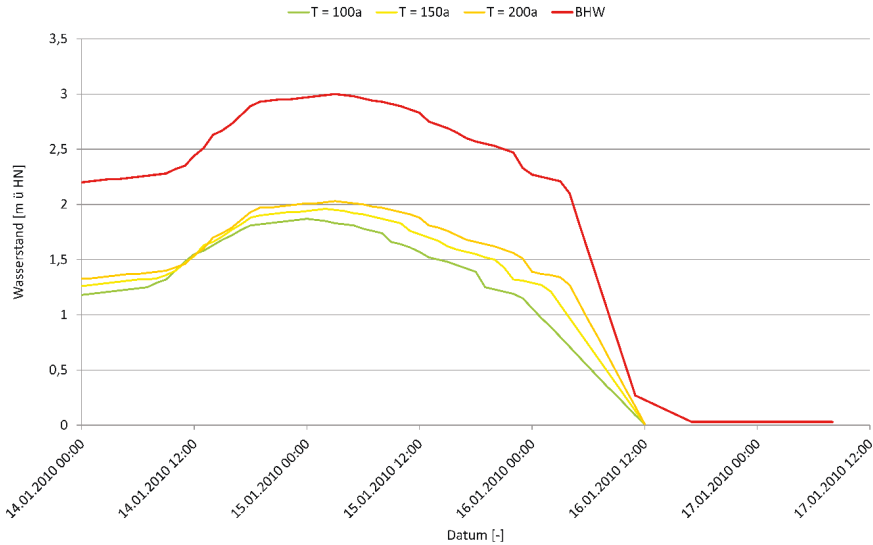


Abbildung 18: Wasserstandsganglinien als Randbedingung für die Simulationen.

3.2.5 Bebauung und Oberflächenrauheit

Der Einfluss der Oberflächenrauheit innerhalb des geschützten Bereichs auf das Überflutungsgeschehen wird ebenfalls untersucht. Dazu werden aufgrund einer Literaturrecherche (vgl. DVWK 1990) typische Werte für die Oberflächenrauheit festgelegt und auf das Untersuchungsgebiet angewendet. Für die Untersuchungen werden folgende Manning-Strickler-Beiwerte für die Oberflächenrauheit 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 Oberflächenrauheitsbeiwerte werden 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
- Breschenlokation mittig auf der Dünenstrecke
- Versagensdauer eine Stunde
- Versagensbeginn vier Stunden vor Eintritt des Sturmflutscheitels
- Oberflächenrauheit $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Um die Größe der Ausgabedatei zu verringern und um die Rechenzeit pro Szenario zu verkürzen, wird die Auflösung der Bathymetrie auf $\Delta x = \Delta y = 5$ m festgelegt (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

3.3 Das 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 (DHI 2008). 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 die Bathymetrie von Markgrafenheide. Diese wurde aus einem vom StALU MM bereitgestellten digitalen Geländemodell (Auflösung $\Delta x = \Delta y = 1$ m) auf der Grundlage von Laserscanbefliegungen generiert. Dazu wurden die Daten, vorliegend in einem xyz-Dateiformat, mithilfe 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. die Initialisierung und Entwicklung der Bresche sowie die Festlegung des Versagensortes, erfolgen in Mike 21. Die Zeitschrittweite zwischen den Entwicklungsstufen der Bathymetriem wird in Abhängigkeit der Breschenentwicklung und der Gesamtversagensdauer, aber immer äquidistant, gewählt.

Die verwendeten Wasserstandsganglinien (vgl. Abb. 5, Abb. 18) 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.

Die Oberflächenrauheiten 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 Oberflächenrauheit entsprechend (Tab. 1) geändert.

Die räumliche Auflösung der Ergebnisse wurde analog zur Bathymetrie zu $\Delta x = \Delta y = 5$ m gewählt.

Für jeden Ausgabepunkt und jeden Ausgabezeitschritt lagen die folgenden Parameter vor:

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

3.4 Auswertung der numerischen Untersuchungen

3.4.1 Einfluss der Breschenbreite

Die Breschenbreite wird zwischen 25 m und 200 m variiert (Tab. 1), um den Einfluss der Breschenbreite auf das Überflutungsgeschehen zu untersuchen. Der für die Simulationen angenommene Versagensort ist in Abb. 17 dargestellt. Dieser liegt 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 (Abb. 18). 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) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

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. 19a). Sobald die Senke gefüllt ist, wird die Warnemünder Straße (Abb. 19b) 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. 19c). Auf diese Weise werden erst die tiefer gelegenen Gebiete im Süden überflutet, bevor sich die Überflutung nach Norden fortsetzt (Abb. 19d).

Tabelle 1: Simulationsszenarien.

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

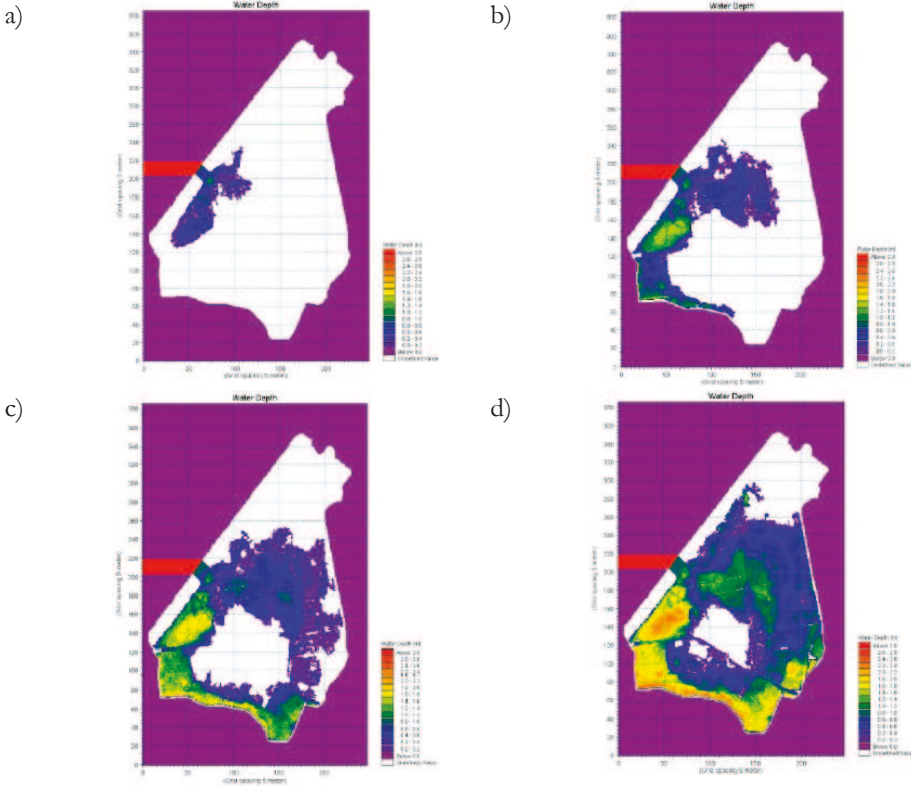


Abbildung 19: Räumliche Entwicklung der Überflutung bei einem Versagen der Düne nördlich der Senke.

In Abb. 20 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. 20).

Die Ergebnisse der Berechnungen sind als Überflutungsflächen in Abb. 21 dargestellt. In Tab. 2 sind die resultierenden Überflutungsflächen zusammenfassend dargestellt. Insgesamt sind die Unterschiede in den Überflutungsflächen mit ca. 2 ha gering. Die Überflutungsflächen ergeben sich aus den nassen Zellen des Modells. Wie erwartet ergibt sich die größte Fläche für eine 200 m breite Bresche. Ist die Bresche nur 25 m 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 200-m-Bresche. Grund hierfür sind die auf wenigen Quadratmetern zusätzlich überfluteten Dünenbereiche nördlich und südlich der Bresche, die durch die 200 m breite Bresche eingebnet werden (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010). In den durchgeführten Sensitivitätsuntersuchungen wurde der Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhen untersucht (vgl. Kap. 2.5.1). Es zeigt sich, dass mit steigender Breschenbreite die Einstauhöhe ebenfalls steigt und sich einem

„Grenzwert“ nähert. Dieser Trend konnte hier grundsätzlich bestätigt werden (vgl. Abb. 20), wobei in einem realen Untersuchungsgebiet mit sehr heterogenen Geländehöhen die Einstauhöhen maßgeblich durch die Geländehöhen bestimmt werden.

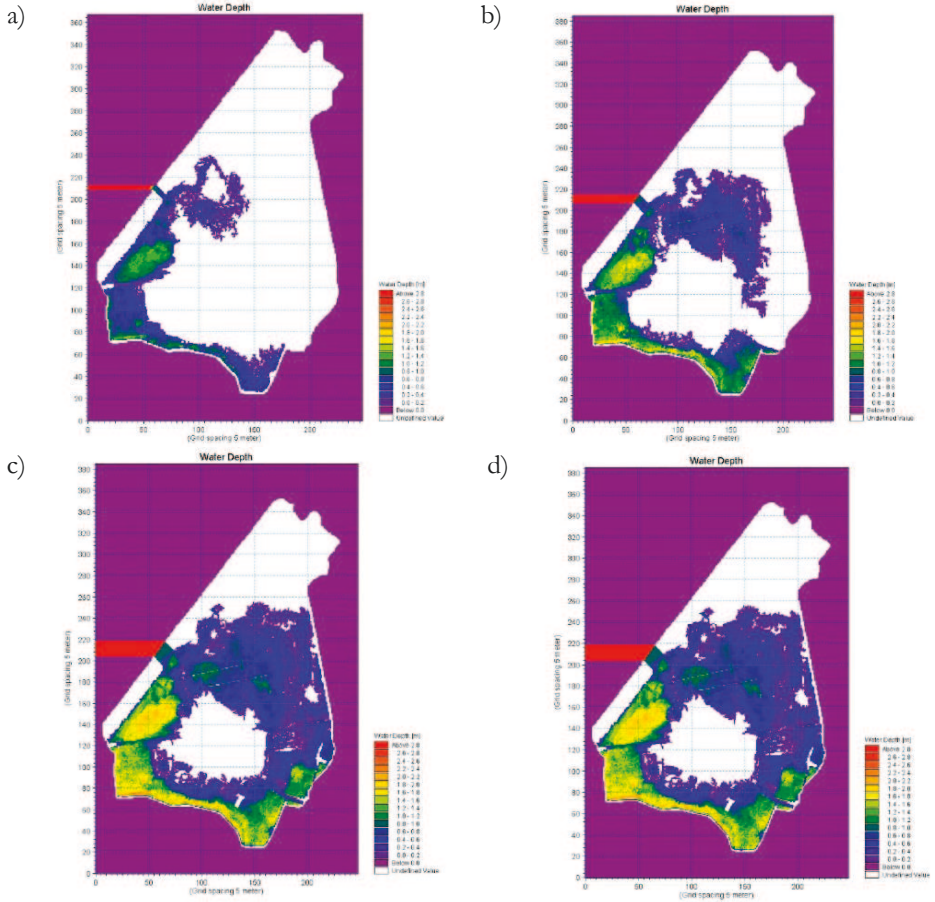


Abbildung 20: Überflutungsflächen zwei Stunden nach Versagensbeginn für eine a) 25-m-Bresche, b) 50-m-Bresche, c) 100-m-Bresche und d) 200-m-Bresche.

Zusätzlich zu den maximalen Überflutungsflächen (Tab. 2) werden die (dauerhaft) verbleibenden Überflutungsflächen ermittelt. Die Unterschiede betragen wenige Quadratmeter und sind u. E. vernachlässigbar. Rechnerisch hat die Breschenbreite einen umgekehrten Einfluss auf die verbleibende überflutete Restfläche. D. h., mit zunehmender Breschenbreite verringert sich die verbleibende überflutete Fläche (Tab. 3).

Tabelle 2: Maximale Überflutungsfläche für die untersuchten Breschenbreiten.

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

Tabelle 3: Überflutete Restfläche für die untersuchten Breschenbreiten.

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

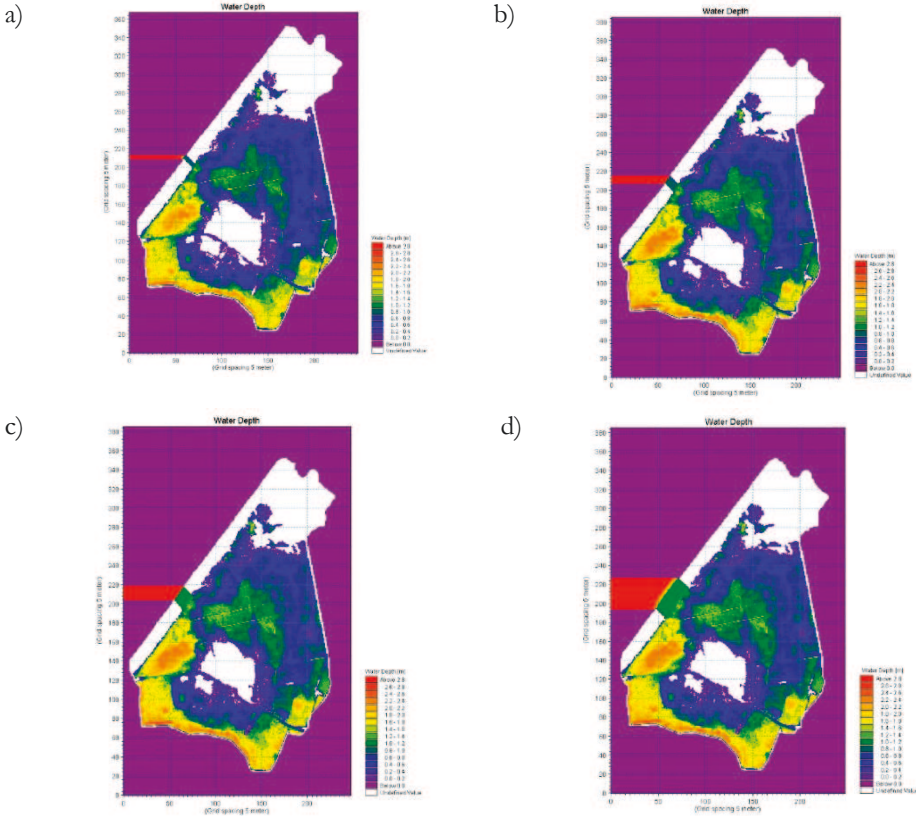


Abbildung 21: Maximale Überflutungsfläche für eine a) 25-m-Bresche, b) 50-m-Bresche, c) 100-m-Bresche und d) 200-m-Bresche.

3.4.2 Einfluss der 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 Markgrafeneide lokalisiert (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite wird auf 100 m festgelegt. Die eingesteuerte Wasserstandsganglinie entspricht der Wasserstandsganglinie mit dem Bemessungshochwasserstand Markgrafeneide.

Die Lage der Bresche hat aufgrund der Geländehöhen innerhalb von Markgrafeneide vor allem auf die räumliche Entwicklung der Überflutung einen Einfluss. Versagt die Düne nördlich der Senke (vgl. Abb. 17), wird diese aufgrund der niedrigen Geländehöhe zuerst aufgefüllt, bevor die Warnemünder Straße überströmt und der südliche Teil von

Markgrafenheide überflutet wird. Steigt der Wasserstand weiter an, setzt sich die Überflutung nach Nordosten fort und umströmt den südlichen Ortskern, bevor die Wassermassen im Südosten der Ortschaft aufeinandertreffen. Ein weiteres Ansteigen des Wasserstandes bewirkt jetzt ein verstärktes Ausbreiten der Überflutung in Richtung Norden (vgl. Abb. 19). Versagt die Düne auf Höhe dieser Senke, ist das Überflutungsgeschehen vergleichbar (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Ein Versagen der Düne noch weiter nördlich, d. h. jetzt mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 17), verändert das Überflutungsgeschehen derart, dass sich die Überflutung zunächst relativ gleichmäßig zu allen Seiten ausbreitet (Abb. 22a). 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. Aufgrund der nach Süden abfallenden Geländehöhen breitet sich die Überflutung primär in diese Richtung aus. Es wird der südliche Ortskern umströmt und die Warnemünder Straße überflutet (Abb. 22b), bevor die Wassermassen an der südlichen Grenze von Markgrafenheide aufeinandertreffen (Abb. 22c) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Ein Versagen des östlichen Landesschutzdeiches (vgl. Abb. 19), etwa auf gleicher Höhe, bewirkt ein vergleichbares Überflutungsgeschehen wie in Abb. 22. Der wesentliche Unterschied besteht darin, dass sich die Überflutung in Richtung Westen ausbreitet.

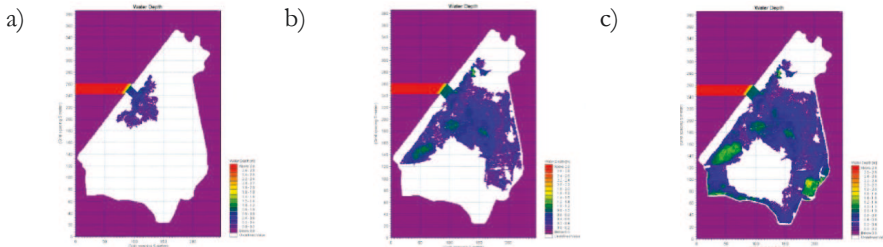


Abbildung 22: Zeitliche Entwicklung der Überflutung für ein Versagen mittig auf der Düne.

Bei einem Versagen mittig auf der südlichen Deichstrecke erfolgt die Ausbreitung der Überflutung gleichmäßig nach Osten und Westen (Abb. 23a). Die Warnemünder Straße wird an beiden Enden nahezu gleichzeitig überströmt (Abb. 23b). Eine Ausbreitung der Überflutung nach Norden erfolgt ebenfalls gleichmäßig (Abb. 23c) (Gruhn et al. 2010).

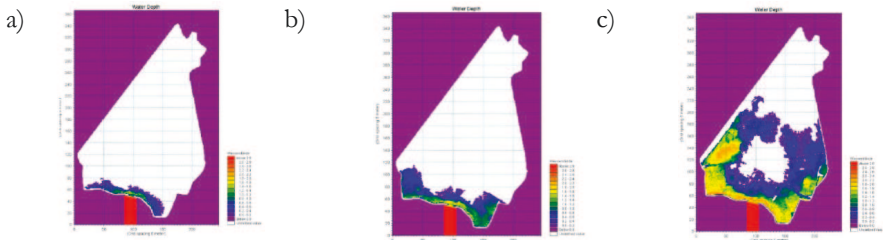


Abbildung 23: Räumliche Entwicklung der Überflutung für ein Versagen mittig auf dem südlichen Deich.

Versagt der südliche Deich am westlichen Ende, bewirkt dies eine eingeschränkte Ausbreitung der Wassermassen nach Osten aufgrund der ansteigenden Geländehöhen und

eine hauptsächliche Ausbreitungsrichtung nach Norden (Abb. 24a). Durch die überwiegende Ausbreitung nach Norden wird das westliche Ende der Warnemünder Straße eher überströmt als das östliche Ende der Straße (Abb. 24b). Die Überflutung breitet sich nach Überströmen der Warnemünder Straße gleichmäßig nach Norden aus (Abb. 24c).

Versagt der südliche Deich am östlichen Ende, stellt sich das Überflutungsgeschehen südlich der Warnemünder Straße in umgekehrter Weise als in Abb. 24 dar. Die Überflutung setzt sich jetzt primär in Richtung Westen fort. Das Überflutungsgeschehen nördlich der Warnemünder Straße ist mit dem vorangegangenen Fall vergleichbar (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

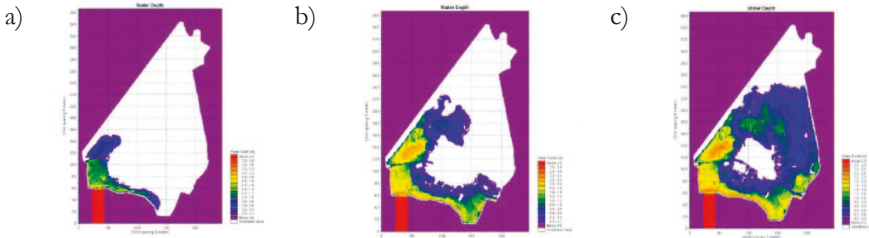


Abbildung 24: Räumliche Entwicklung der Überflutung für ein Versagen am westlichen Ende des südlichen Deiches.

Die Ergebnisse der Untersuchungen sind zusammenfassend in Abb. 25 dargestellt.

Die Lage der Bresche hat keinen signifikanten Einfluss auf die maximale Ausdehnung der Überflutungsflächen (Tab. 4). Der Grund hierfür ist die gewählte Wasserstandsganglinie. Ihr Scheitelwasserstand entspricht dem Bemessungshochwasserstand für Markgrafenheide. Parallel wurden auch Ganglinien mit geringeren Scheitelwasserständen untersucht. Diese ergaben jedoch bei dem Großteil der untersuchten Versagensorte keine Überflutungen, da die Scheitelwasserstände niedriger liegen als die Geländehöhen in Markgrafenheide.

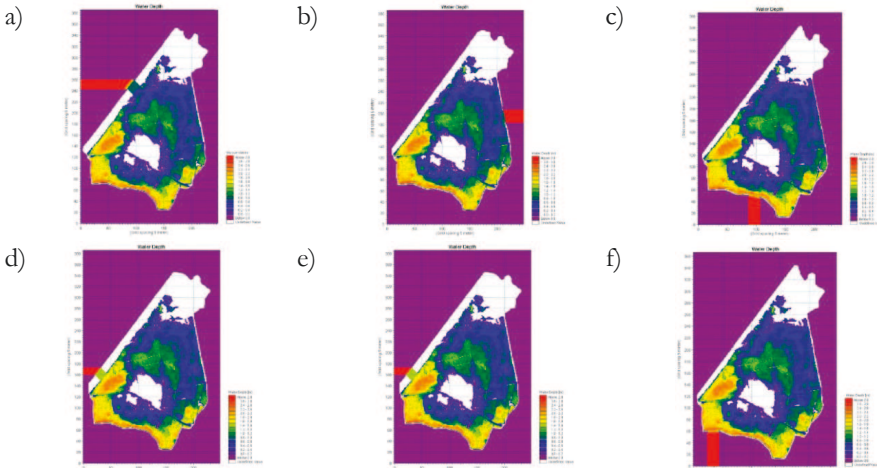


Abbildung 25: Maximale Überflutungsflächen für verschiedene Versagensloktionen a) Szenario 5, b) Szenario 6, c) Szenario 7, d) Szenario 9, e) Szenario 11 und f) Szenario 12.

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 Geländehöhen 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 nördlicher die Breschen angeordnet sind, desto größer sind die verbleibenden überfluteten Flächen. Die Geländehöhen liegen hier deutlich höher und fallen zu den Breschen hin weniger stark ab (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Tabelle 4: Maximale Überflutungsflächen in Abhängigkeit der Breschenlokation.

	Szenario 5	Szenario 6
Lage der Bresche	Dünenstrecke - mittig	östliche Deichstrecke - mittig
Fläche [m ²]	788.125	789.425

	Szenario 7	Szenario 9
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - mittig	Dünenstrecke - in der Senke
Fläche [m ²]	789.975	789.725

	Szenario 11	Szenario 12
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - östliches Ende	südliche Deichstrecke - westliches Ende
Fläche [m ²]	789.735	789.550

Tabelle 5: Überflutete Restfläche in Abhängigkeit der Breschenlokation.

	Szenario 5	Szenario 6
Lage der Bresche	Dünenstrecke - mittig	östliche Deichstrecke - mittig
Fläche [m ²]	597.475	596.800

	Szenario 7	Szenario 9
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - mittig	Dünenstrecke - in der Senke
Fläche [m ²]	430.350	495.300

	Szenario 11	Szenario 12
Lage der Bresche	südliche Deichstrecke - östliches Ende	südliche Deichstrecke - westliches Ende
Fläche [m ²]	454.225	428.875

3.4.3 Einfluss der Oberflächenrauheit

Zur Abschätzung des Einflusses der Oberflächenrauheit auf das Überflutungsgeschehen wurden Simulationsrechnungen mit verschiedenen Oberflächenrauheiten durchgeführt (Tab. 1). Die Rauheiten (Rauheitsbeiwerte) wurden für das Gebiet Markgrafenheides jeweils als einheitlich angenommen und in den Simulationen entsprechend definiert. Der Versagensort lag mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite beträgt 100 m. Das Versagen beginnt jeweils vier Stunden vor Eintreten des Sturmflutschreitels.

Die Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde. Für den gewählten Fall breitet sich den fallenden Geländehöhen folgend die Überflutung primär nach Süden und Südosten aus. 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. 22).

Auf die grundsätzliche räumliche Überflutungsentwicklung hat die Oberflächenrauheit keinen Einfluss. Anders verhält es sich mit der zeitlichen Entwicklung der Überflutung. In Abb. 26 sind die überfluteten Flächen drei Stunden nach Versagensbeginn dargestellt. Zusammenfassend ist festzustellen, dass mit sinkendem Rauheitsbeiwert - also wachsender Rauheit - die Überflutung des Geländes langsamer erfolgt.

Genau wie die Oberflächenrauheit einen Einfluss auf die zeitliche Entwicklung der Überflutung hat, wird auch die Größe der überfluteten Fläche beeinflusst (Gruhn et al. 2010). Mit sinkendem Rauheitsbeiwert verringert sich die Größe der überfluteten Fläche (vgl. Überflutungsflächen in Tab. 6, Abb. 26, Abb. 27). Der Einfluss der Rauheit auf die Überflutungsflächen ist deutlich zu erkennen. Die Überflutung ist in ihrer Ausbreitung durch höhere Oberflächenrauheiten stark behindert.

Der Einfluss der Oberflächenrauheit 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 Rauheit ohnehin kleiner werden.

Tabelle 6: Maximale Überflutungsflächen für die untersuchten Oberflächenrauheiten.

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

Tabelle 7: Überflutete Restfläche für die untersuchten Oberflächenrauheiten.

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

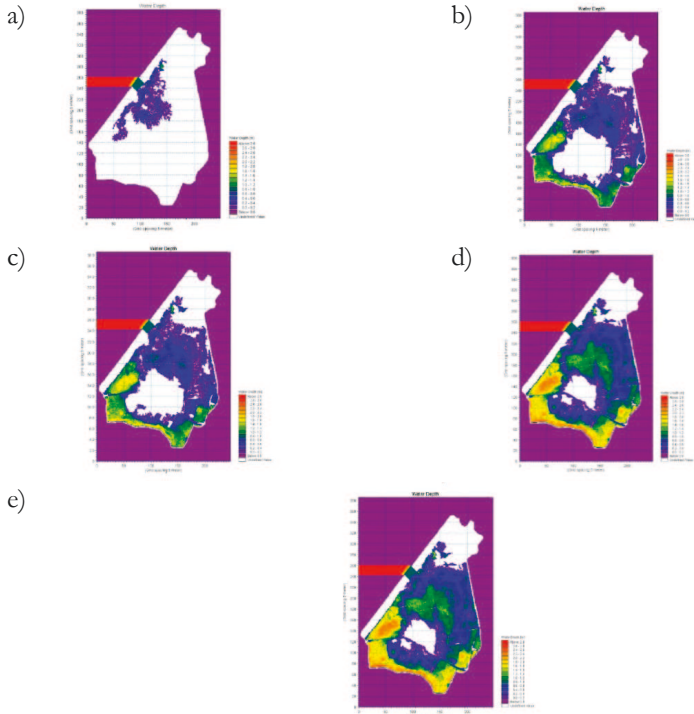


Abbildung 26: Überflutungsflächen 3 h nach Versagensbeginn a) $k_{St} = 5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, b) $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, c) $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, d) $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und e) $k_{St} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

3.4.4 Einfluss von maximalen Sturmflutscheitelwasserständen

Zur Bewertung des Einflusses des maximalen Sturmflutscheitelwasserstandes auf das Überflutungsgeschehen wurden in verschiedenen Simulationen Ganglinien mit unterschiedlichen Sturmflutscheitelwasserständen simuliert und ihre Auswirkung auf die Überflutung von Markgrafenheide analysiert. Die Scheitelwasserstände der untersuchten Ganglinien betragen $W_{st} = 3,00 \text{ m ü HN (BHW)}$, $W_{st} = 2,03 \text{ m ü HN}$ (Wiederkehrintervall: $T = 200 \text{ a}$), $W_{st} = 1,96 \text{ m ü HN}$ ($T = 150 \text{ a}$) sowie $W_{st} = 1,87 \text{ m ü HN}$ ($T = 100 \text{ a}$) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010).

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wurden Ganglinien herangezogen, die nach der im Kapitel „Analyse und Bewertung multivariater hydrodynamischer Belastungsgrößen für die deutsche Nord- und Ostsee“ beschriebenen Methodik abgeleitet wurden (Salecker et al. 2011, 2012a, 2012b).

Als Versagensort wurde die südliche Deichstrecke gewählt, da ein Versagen auf der Dünenstrecke bzw. der östlichen Deichstrecke für die oben genannten Scheitelwasserstände zu keiner Überflutung führt, da hier die Geländehöhen zu hoch sind. Auf der südlichen Deichstrecke wurde die Bresche mittig angeordnet (vgl. Abb. 17). 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 (Gruhn 2010).

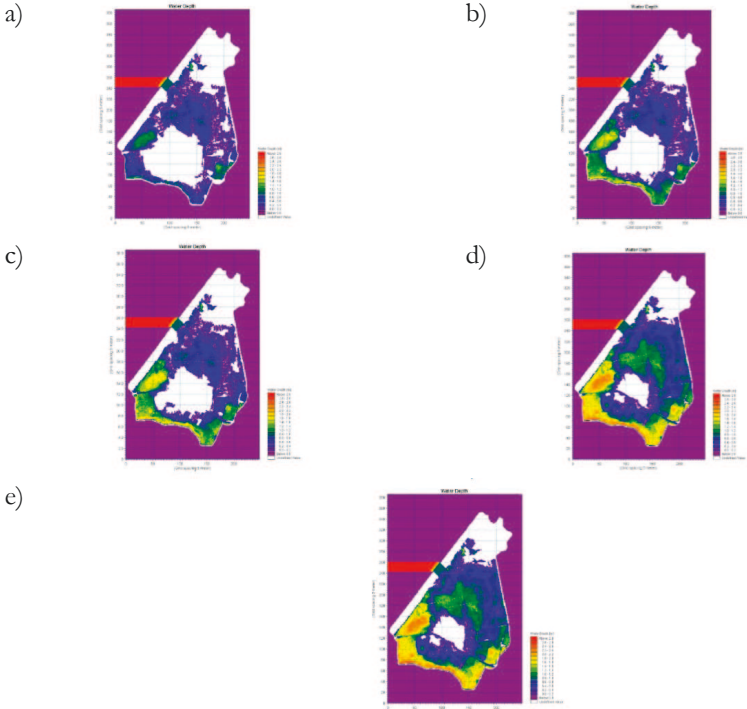


Abbildung 27: Maximale Überflutungsflächen a) $k_{St} = 5m^{1/3}/s$, b) $k_{St} = 10m^{1/3}/s$, c) $k_{St} = 15m^{1/3}/s$, d) $k_{St} = 25m^{1/3}/s$ und e) $k_{St} = 32m^{1/3}/s$.

Nach Versagen des Deiches breiten sich die Wassermassen relativ gleichmäßig nach Osten und Westen aus (Abb. 28a). Die Bereiche südlich der Warnemünder Straße werden überflutet. Die Warnemünder Straße selbst wird nur am westlichen Ende überströmt (Abb. 28b). 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. 28c). 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. 23.

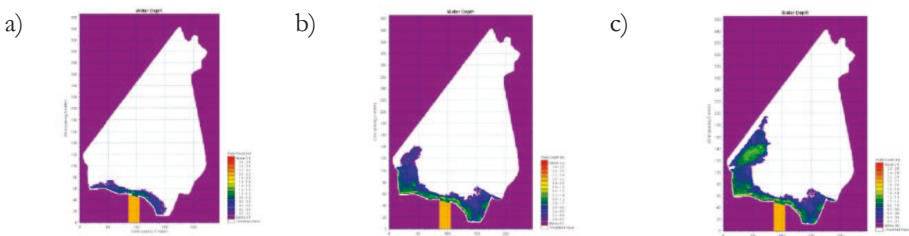


Abbildung 28: Generelle Entwicklung der Überflutung für die untersuchten Wasserstandsganglinien mit Wiederkehrintervallen $T \leq 200$ Jahre.

Auf die räumliche Ausbreitung der Überflutung haben die verschiedenen Sturmflutscheitelwasserstände keinen Einfluss (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010). Diese wird hauptsächlich von der Lage der Bresche und den Geländehöhen 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. 29). Die Unterschiede der überfluteten Flächen betragen rund 2 ha 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.

Der in den Sensitivitätsuntersuchungen (vgl. Kap. 2.5.4) ermittelte Trend steigender Einstauhöhen bei steigenden Sturmflutscheitelwasserständen konnte im Grundsatz bestätigt werden (vgl. Abb. 29). Allerdings spielt die Topographie des Untersuchungsgebietes auch hier eine wesentliche Rolle.

Tabelle 8: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls.

	Szenario 17	Szenario 18	Szenario 19	Szenario 7
Wiederkehrintervall [a]	200	150	100	BHW
Fläche [m ²]	185.950	179.375	171.175	789.975

Tabelle 9: Überflutete Restfläche in Abhängigkeit des Wiederkehrintervalls.

	Szenario 17	Szenario 18	Szenario 19	Szenario 7
Wiederkehrintervall [a]	200	150	100	BHW
Fläche [m ²]	105.300	103.550	101.075	430.350

Einen ebenso klar erkennbaren Einfluss hat die Höhe des Sturmflutscheitelwasserstandes auf die verbleibende Überflutungsfläche nach Abklingen der Sturmflut (Tab. 9) (Gruhn 2010, Gruhn et al. 2010). 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 trockenfällt, 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.

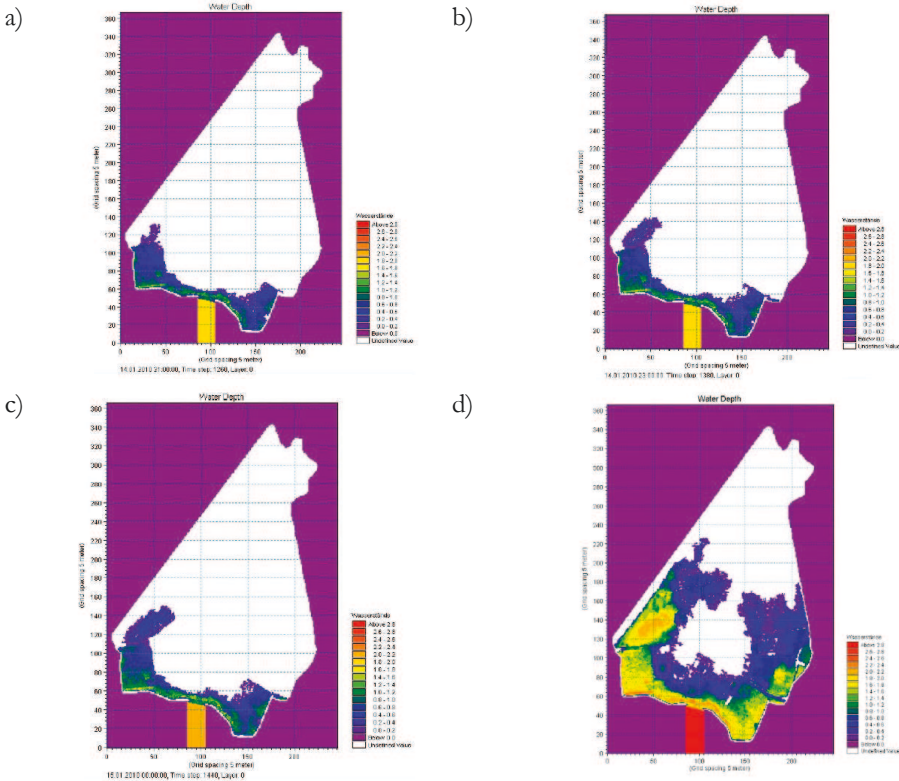


Abbildung 29: Überflutungsfläche 1 h nach Versagensbeginn für Wasserstandsganglinien mit den Wiederkehrintervallen a) $T = 100a$, b) $T = 150a$, c) $T = 200a$ und d) BHW.

3.4.5 Einfluss des Versagensbeginn während der Sturmflut

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 wird. Es wird die Überflutung nach einem Versagen der Hochwasserschutzdüne simuliert. Der untersuchte Versagensort liegt dabei mittig auf der Dünenstrecke (vgl. Abb. 17). Die Breschenbreite ist wieder auf 100 m festgelegt worden. Die vollständige Ausbildung der Bresche dauert eine Stunde.

Tabelle 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

Auf das räumliche Fortschreiten der Überflutung hat der Versagenszeitpunkt keinen Einfluss. Das Fortschreiten wird im Wesentlichen durch die Lokation der Bresche und die Geländehöhen im Untersuchungsgebiet beeinflusst (vgl. Kap. 3.4.2).

Der Einfluss des Versagensbeginns auf die maximale Überflutungsfläche ist nur von signifikanter Bedeutung, wenn der Beginn des Versagens deutlich nach dem Eintritt des Sturmflutschreitels liegt (Tab. 10, Abb. 30).

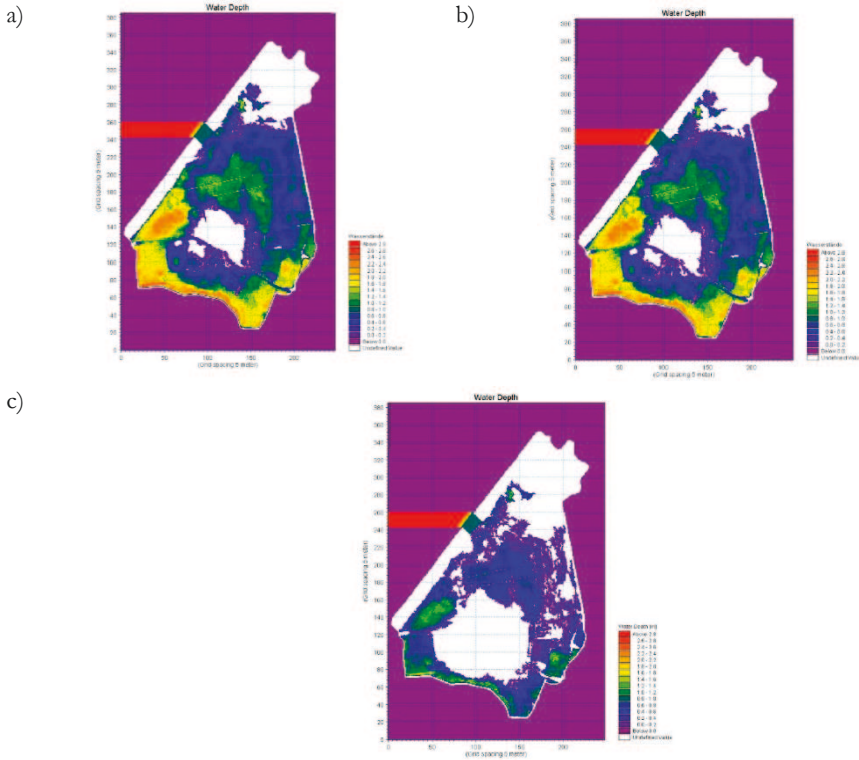


Abbildung 30: Maximale Überflutungsfläche in Abhängigkeit des Versagensbeginns während der Sturmflut a) 4 h vor, b) 1 h vor und c) 4 h nach Eintreten des Sturmflutschreitels.

4 Vergleichende Untersuchungen zwischen dem numerischen Modell Mike 21 und dem empirischen Ansatz von Führbötter (1987)

4.1 Ansatz von Führbötter (1987)

Führbötter (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 Einströmen über die gesamte Fläche des geschützten Bereiches ausgespiegelt und kann nach (1) berechnet werden:

$$h(t) = \frac{1}{A} \bar{b} \sqrt{\frac{8}{27}} g \bar{h}^{3/2} \quad (1)$$

- Mit: $h(t)$ Wasserstand im geschützten Bereich [m]
 Λ Fläche des geschützten Bereiches [m²]
 \bar{b} Deichbruchbreite [m]
 G Erdbeschleunigung [m/s²]
 \bar{h} Überfallhöhe

Die Berechnungsroutine wurde der Technischen Universität Hamburg vom StALUM MM Rostock in einer Excel-Tabelle aufbereitet zur Verfügung gestellt (persönliche Mitteilung 2012) 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, wenn 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.

4.2 Fläche des geschützten Bereiches

Die Fläche des geschützten Bereiches wird mithilfe eines digitalen Geländemodells bestimmt. Für den ersten Rechenlauf wird die Fläche zugrunde 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.

4.3 Breschenbreite

Für den Modellvergleich werden vier verschiedene Deichbruchbreiten untersucht. Diese betragen 25 m, 50 m, 100 m und 200 m. Die Versagensdauer wird zu 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. 11 zeigt die Stützpunkte der zeitlichen Entwicklung des Deichbruches in horizontaler Richtung.

Zwischen den Fixpunkten wird die Breschenentwicklung linear interpoliert. Abb. 31 und Tab. 12 zeigen die Deichbruchentwicklung bis zum vollständigen Bruch, wie sie in dem numerischen Modell verwendet wird.

Tabelle 11: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruchs (generelle Fixpunkte).

Dauer [min]	Deichbruchbreite [%]
0 min	0 %
15 min	40 %
30 min	66 %
60 min	100 %

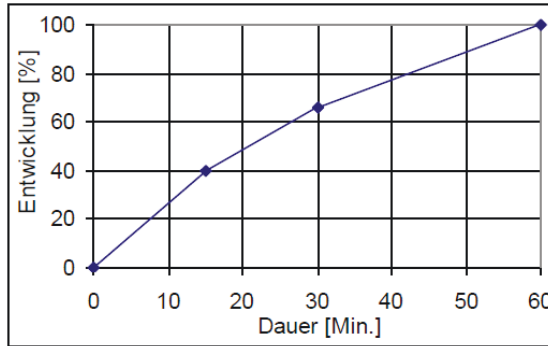


Abbildung 31: Graphische Darstellung der zeitlichen Entwicklung des horizontalen Deichbruches.

Tabelle 12: Zeitliche Entwicklung des horizontalen Deichbruches.

Dauer [min]	0	10	20	30	40	50	60
Deichbruchbreite [%]	0	27	48	66	77	88	100

4.4 Wasserstandsganglinie

Für die Untersuchungen wird als Randbedingung eine Ganglinie verwendet, welche mittels univariater statistischer Modelle aus gemessenen Wasserstandsmessungen abgeleitet wurde (vgl. Kap. 3.2.4). Grundlage für die statistischen Untersuchungen sind Wasserstandsmessungen am Pegel Warnemünde.

Nach dem Ansatz von Führbötter (1987) beginnt der Deichbruch mit Eintreten des Sturmflutschreitels. Für die Berechnung der Einstauhöhen und der überfluteten Fläche sowie der numerischen Simulationen ist der absteigende Ast der Wasserstandsganglinie relevant. Abb. 31 zeigt die als Randbedingung eingesteuerte Wasserstandsganglinie. Die Berechnungen mit dem Führbötter-Ansatz erfolgen in der Schrittweite, in der die Wasserstandsganglinie eingesteuert wird. Die Wasserstandsganglinie wird mit einer zeitlichen Auflösung von $\Delta t = 10$ min eingesteuert.

4.5 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.

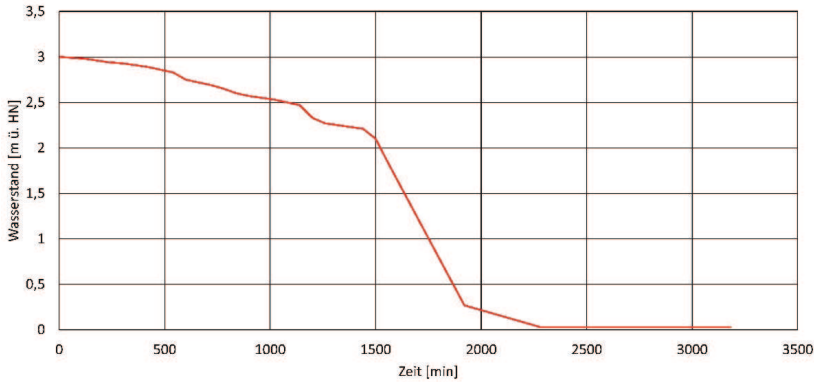


Abbildung 32: Wasserstandsganglinie als Randbedingung für die Untersuchungen mit dem Ansatz von Führböter (1987).

4.6 Mike 21

Aus dem vorhandenen Geländemodell werden unter Berücksichtigung der in Kap. 4.3 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.

4.7 Ergebnisse und Bewertung

In Tab. 13 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.

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 maximale Einstauhöhe errechnet als mit dem numerischen Modell Mike 21. Ein Grund hierfür kann der abnehmende Einfluss der Breschenbreite auf die Einstauhöhe sein. Es wurden Sensitivitätsuntersuchungen zu versagensbezogenen Einflussgrößen auf das Überflutungsgeschehen in einem geschützten Gebiet durchgeführt (vgl. Kap. 2.5.1). 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 nähert sich die Einstauhöhe einem Grenzwert an. Dieser Umstand wird von dem Ansatz nach Führböter (1987) nicht berücksichtigt.

Tabelle 13: Ergebnisse des Modellvergleichs Mike 21/Führböter (1987) für Überflutungssimulationen im Projektgebiet Markgrafenhede.

	Mike 21			Führböter 1987 (max. Wasserstand [m])			
				Gesamtüberflutungsfläche		reduzierte Überflutungsfläche	
Breschenbreite [m]	max. Wasserstand [m]	mittl. max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m ²]	max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m ²]	max. Wasserstand [m]	Überflutungsfläche [m ²]
25	2,84	0,95	760.500	2,67	696.175	2,67	686.575
50	2,87	0,97	768.425	2,78	747.600	2,78	734.175
100	2,88	0,98	772.025	2,86	769.425	2,86	761.575
200	2,88	0,99	773.825	2,91	788.375	2,91	788.375

Der Ansatz von Führböter (1987) kann für eine überschlägliche Berechnung der maximalen Einstauhöhen sowie der Überflutungsflächen herangezogen werden. Die Vernachlässigung des Gebietsreliefs sowie der Strömungsvorgänge im betrachteten Gebiet sind allerdings 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.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen des KFKI-Projekts HoRisk 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 Sturmflut und nachfolgende Tide für die Ermittlung der maximalen Einstauhöhen ebenfalls eine Rolle. Von eher untergeordneter Bedeutung ist die Versagensdauer. Die Breschenlokation spielt 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 Markgrafeneheide zeigten.

Wie bereits erwähnt, wurden entsprechende Überflutungssimulationen auch für das Projektgebiet Markgrafeneheide durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Simulationen bestätigen die Ergebnisse der Sensitivitätsuntersuchungen.

Da nicht immer numerische Modelle zur Berechnung des Überflutungsgeschehens zur Verfügung stehen oder eine überschlägige Abschätzung der überfluteten Fläche und der Einstauhöhe des Küstengebietes erforderlich ist, 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. Dennoch 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 Gebietsrelief und dessen Einfluss auf die Überflutungsausbreitung im geschützten Gebiet nicht direkt, sondern lediglich durch Expertenwissen berücksichtigt werden kann.

6 Danksagung

Das diesem Bericht zugrundeliegende Vorhaben HoRisk wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 03KIS079 gefördert und vom KFKI unterstützt.

7 Schriftenverzeichnis

- DHI: Mike 21 Flow Model – Hydrodynamic Model User Guide, Produktdokumentation, 2008.
- DVWK: Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten. DVWK Schriften Nr. 92. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Verlag Paul Parey, 1990.
- Führböter, A.: Über den Sicherheitszuwachs im Küstenschutz durch eine zweite Deichlinie. *Die Küste*, 45, 181–208, 1987.
- Gruhn, A.: Deichbruch und Überflutungsmodellierung, Masterarbeit, Universität Rostock, 2010.
- Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.; Salecker, D.: 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.
- Gruhn, A.; Fröhle, P.; Schlamkow, C.; Salecker, D.: Numerical Sensitivity Analyses on the Influence of Hydrodynamic-Failure-Conditions on Flooding of Coastal Areas. 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.
- Persönliche Mitteilung: HoRisk – Markgrafenheide Vergleich Führböter-Ansatz, E-Mail von Dr. Frank Weichbrodt, 27. Juni 2012.
- Reese, S.: Die Vulnerabilität des schleswig-holsteinischen Küstenraumes durch Sturmfluten – Fallstudien von der Nord- und Ostseeküste, Dissertation, Christian-Albers-Universität, 2003.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Statistical Analysis of Hydrodynamic Impacts for Risk Assessment in Coastal Areas, Journal of Coastal Research, SI 64. Proceedings of the 11th International Coastal Symposium, 1906–1910, Szczecin, Poland, ISSN: 0749-0208, 2011.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: 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, Shaker, ISBN: 978-3-8440-1132-6, 2012a.
- Salecker, D.; Gruhn, A.; Schlamkow, C.; Fröhle, P.: Parameterization of Storm Surge Hydrographs Using Univariate and Bivariate Statistical Models. 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, 2012b.
- Schneider, K.; Goris, A.; Albert, A.: Bautabellen für Ingenieure, 20. Aufl., Neuwied, Werner, 2012.
- StALU MM: Regelwerk Küstenschutz Mecklenburg-Vorpommern Übersichtsheft: Grundlagen, Grundsätze, Standortbestimmungen und Ausblick. Ministerium für Landwirtschaft, Umwelt und Verbraucherschutz Mecklenburg-Vorpommern (Hrsg.). Ostseedruck Rostock, Rostock, 2009.
- Visser, P. J.: Breach growth in sand-dikes, Dissertation. Technische Universität Delft, Delft, 1998.
- Muir Wood, R.; Bateman, W.: Uncertainty and constraints on breaching and their implications for flood loss estimation, Phil. Trans. R. Soc. A 2005 363, doi: 10.1098/rsta.2005.1576, published 15 June 2005.
- Zhu, Y.: Breach growth in clay-dikes. Dissertation. Technische Universität Delft, Delft, 2006.