

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Grimm, Christian

Schadensanalyse für die schleswig-holsteinische Nordseeinsel Pellworm

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

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/107012>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Grimm, Christian (2017): Schadensanalyse für die schleswig-holsteinische Nordseeinsel Pellworm. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 73-89.

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.



Schadensanalyse für die schleswig-holsteinische Nordseeinsel Pellworm

Christian Grimm

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag einer anwendungsorientierten Schadensanalyse wird in einem größeren Kontext als ein Teil einer Hochwasserrisikoanalyse zur Bewertung des Risikos an der deutschen Nordseeküste betrachtet. Motiviert ist der Beitrag nicht nur durch die Forschungsnotwendigkeit im Zuge des Klimawandels, sondern auch durch die Richtlinie 2007/60/EG vom 23. Oktober 2007 des Europäischen Parlaments und des Rats, die durch die Europäischen Union initiiert wurde.

Schlagwörter

Schadensanalyse, Pellworm, Überflutungssimulation, Schadenspotential

Summary

Within this paper an application-oriented damage analysis is performed for Pellworm. This is not only motivated by the research necessity due to climate change, but also by the Directive 2007/60 / EC of 23 October 2007 of the European Parliament and of the Council, which was initiated by the European Union.

Keywords

Damage analysis, Pellworm, numerical flood simulation, damage potential

Inhalt

1	Einleitung	74
2	Hydrodynamische Analyse	75
2.1	Einführung	75
2.2	Grundlagen der hydrodynamischen Analyse.....	76
2.3	Eingangs- und Randbedingungen der hydrodynamische Analyse für Pellworm.....	79
2.4	Ergebnisse Szenario 1 (Deichbruch Westerkoog).....	80
2.5	Ergebnisse Szenario 2 (Deichbruch Alter Koog).....	81
2.6	Ergebnisse Szenario 3 (Deichbruch Johann-Heimreichs Koog)	82
2.7	Ergebnisse Szenario 4 (Dreifacher Deichbruch)	83
3	Analyse der Konsequenzen	83

3.1	Einführung.....	83
3.2	Eingangs- und Randbedingungen der Analyse der Konsequenzen für Pellworm	84
3.2.1	Ergebnisse Szenario 1	85
3.2.2	Ergebnisse Szenario 2	86
3.2.3	Ergebnisse Szenario 3	87
3.2.4	Ergebnisse Szenario 4	88
4	Schriftenverzeichnis	89

1 Einleitung

Durch eine verheerende Sturmflut im Jahr 1634 entstand aus der damals 220 km² großen Insel Strand die heutige Insel Pellworm. Pellworm ist eine circa 37 km² große nordfriesische Insel im Schleswig-holsteinischen Wattenmeer mit 1041 Einwohnern (Statistikamt Nord, Stand 2011). Nach der verheerenden Sturmflut im Jahr 1634 wurden Teile der Insel durch Eindeichung wiedergewonnen. Diese Köge wurden in der Folge zum Marschland. Dadurch liegt die mittlere Geländehöhe bei \pm Normalnull (NN \pm 0,00 m). Mittlerweile ist Pellworm im gesamten Umfang auf einer Länge von 25,1 km eingedeicht. Die Deichkrone liegt an Nord-, West- und Südküste bei NN+8,00 m, an der Ostküste bei NN+7,40 m (Stadelmann 2008a). Eine zweite Deichlinie (Mitteldeichlinie) bietet in vielen Bereichen keinen zusätzlichen Schutz vor Hochwasser. Die geringe Geländehöhe führt im Versagensfall der Küstenschutzlinie zu hohen Wasserständen auf der Insel (Land Schleswig-Holstein 2012). Dies verdeutlicht die Wichtigkeit des Hochwasserschutzes für die Bewohner Pellworms, da aufgrund der Insellage keine Evakuierungsmöglichkeiten existieren.

Abb. 1 zeigt das digitale Geländemodell von Pellworm. Dabei stellt die deutlich zu erkennende weiße Umrandung die Landesschutzdeiche Pellworms mit ihrer Höhe von NN+8,00 m dar. Ebenfalls zu erkennen ist die von der Küstenlinie zurückgezogen liegende zweite Deichlinie. Insbesondere im Westen der Insel ist eine Abnahme der Deichhöhe der zweiten Deichlinie zu beobachten. Der Große Koog im Zentrum der Insel liegt mit einer mittleren Geländehöhe von NN+0,00 m auf Meeresspiegelniveau. Den tiefsten Punkt der Insel stellt das Waldhusener Tief im Großen Koog dar. Hierbei handelt es sich um einen Binnensee mit einer Wassertiefe von etwa zwei Metern. Aufgrund der niedrigen Geländehöhe im Zentrum der Insel kommt es bei Überflutungen zu hohen Wasserständen in diesem Bereich. Lediglich im Nordosten der Insel (Bupheverkoog) liegen die Geländehöhen größer NN+4,00 m. Die hellen Punkte in den Kögen stellen die einzelnen bewohnten Warften dar.

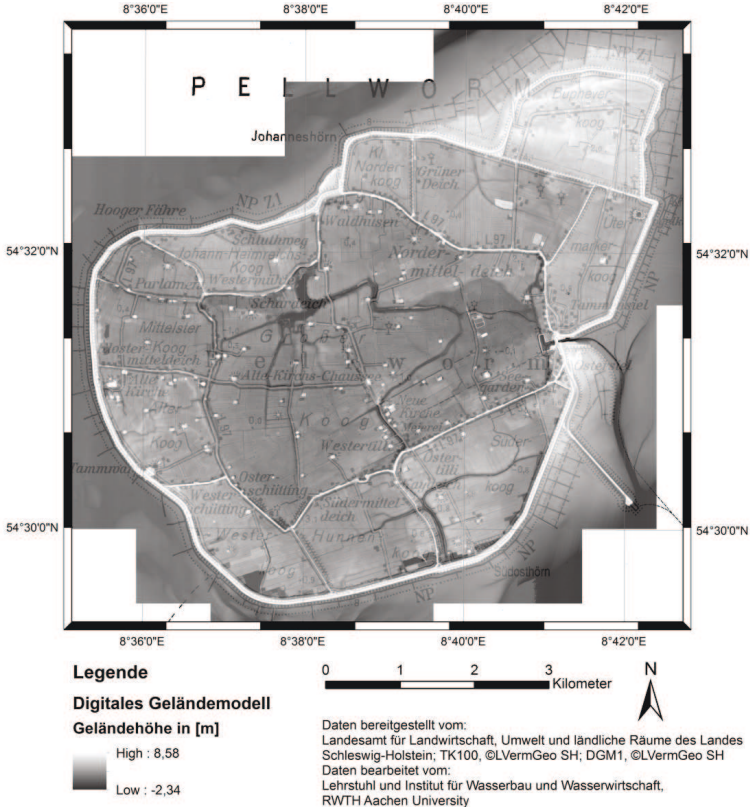


Abbildung 1: Digitales Geländemodell (DGM1) vom Untersuchungsgebiet Pellworm.

2 Hydrodynamische Analyse

2.1 Einführung

Ziel der hydrodynamischen Analyse ist es, die Ausprägung eines Wasserstandsereignisses an der Küste in hydraulische Größen im Hinterland zu transformieren, wobei morphologische Gegebenheiten des Untersuchungsgebiets berücksichtigt werden. Diese Transformation basiert in der Regel auf hydrodynamischen und empirischen Gesetzmäßigkeiten, umgesetzt in einem numerischen Verfahren. Die hydraulischen Größen im Hinterland sind neben der Überflutungsausbreitung:

- die Fließgeschwindigkeit v [m/s],
- der Wasserstand hw [m],
- die Dauer, die ein Wasserstand eine bestimmte Marke unter- oder überschreitet dw [s],
- die Ankunftszeit $t_{Ankunft}$ [s] und
- das Wasservolumen $V_{w,end}$ [m³].

Maximal- bzw. Minimalwerte der genannten hydraulischen Größen stellen, insbesondere im Hinblick auf eine Analyse der Konsequenzen, zusätzliche Ergebnisgrößen der hydrodynamischen Analyse dar.

Im nachfolgenden Abschnitt werden die Grundlagen der hydrodynamischen Analyse beschrieben und unterschiedlich detaillierte Ansätze zur Berechnung der hydraulischen Größen im Hinterland vorgestellt. Die Beschreibung basiert auf Bachmann (2012).

2.2 Grundlagen der hydrodynamischen Analyse

Grundsätzlich basieren die Verfahren der hydrodynamischen Analyse auf der Lösung der inkompressiblen Kontinuitätsgleichung zur Berücksichtigung der Massenerhaltung sowie den *Navier-Stokes* Gleichungen zur Abbildung der Impulserhaltung (Bates et al. 2005). Somit steht zur Lösung der vier unbekanntenen Größen – dem Druck p [N/m^3] und den Fließgeschwindigkeiten v der drei räumlichen Dimensionen – ein Gleichungssystem mit vier partiellen Differentialgleichungen zur Verfügung. Weitere hydraulische Größen können daraus abgeleitet werden. Das Gleichungssystem lautet im dreidimensionalen Fall in Vektorschreibweise:

$$\nabla v = Q_{\text{Quelle}} \tag{1}$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + (v \cdot \nabla)v = \frac{1}{\rho} (F - \nabla p + \eta \nabla^2 v). \tag{2}$$

(2.1) (2.2) (2.3) (2.4) (2.5)

Weiterhin gelten in der Kontinuitätsgleichung (1) Q_{Quelle} [m^3/s] als Quell- oder Senkenterm und in der Navier-Stokes Gleichung (2) ρ [kg/m^3] als Dichte, h [Ns/m^2] als dynamische Viskosität des Fluids sowie F [N/m^3] als Vektor der Massenkraften. Die Terme in Gleichung (2) werden wie folgt bezeichnet: (2.1) ist die lokale Beschleunigung, (2.2) die konvektive Beschleunigung, (2.3) sind die Massenkraften, (2.4) die Druckkräfte und (2.5) die Reibungskräfte.

Das Problem ist nicht geschlossen analytisch lösbar und auch numerisch nur unter hohem Ressourceneinsatz, d. h. langer Rechenzeit- und großem Datenbedarf, berechenbar. Nach festgelegten Annahmen werden deshalb Vereinfachungen in Bezug auf die räumliche Dimensionalität (3-D, 2-D, 1-D) und die berücksichtigten physikalischen Prozesse getroffen (Abb. 2). Das Maß der Vereinfachung wird mit dem Detaillierungsgrad bezeichnet. Die mathematische Herleitung möglicher vereinfachter Verfahren zur Lösung des Problems soll nicht Gegenstand dieses Berichtes sein. Nähere Informationen dazu werden beispielsweise in Singh (1996), Forkel (2003) oder Kamrath (2009) gegeben. Jede Vereinfachung bringt Grenzen der Abbildungsmöglichkeiten mit sich. Die Auswahl eines hydrodynamischen Verfahrens hängt daher grundsätzlich von der Abwägung zwischen Detaillierungsgrad und Ressourcenaufwand ab. Hierbei gilt es die Frage zu klären, welche physikalischen Prozesse bzw. räumlichen Dimensionen berücksichtigt werden müssen, um die gegebene Problemstellung und deren sowohl räumliche als auch zeitliche Skala hinreichend genau im Modell abbilden zu können.

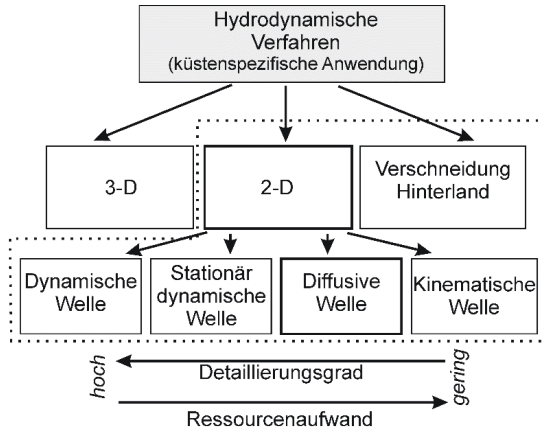


Abbildung 2: Verfahren der hydrodynamischen Analyse angewendet im Küstenbereich.

Im Rahmen einer Hochwasserrisikoanalyse im Küstenbereich finden folgende Verfahren der hydrodynamischen Analyse Anwendung:

- Zweidimensionale Verfahren, die das Hinterland zweidimensional abbilden,
- Verfahren, welche auf der Verschneidung von Wasserständen mit der Geländemorphologie in Kombination mit räumlichen Interpolationsverfahren basieren.

Der Detaillierungsgrad der Verfahren, welche auf einer Verschneidung basieren, ist gering (Chatterjee et al. 2008). Die instationäre Abbildung ist daher auf den Überflutungsflächen des Hinterlandes nicht möglich. Retentions- und Speichereffekte können im Modell nicht abgebildet werden. Neben einer Reduktion der räumlichen Dimensionalität kann eine Vernachlässigung physikalischer Prozesse in den relevanten Strömungsgleichungen zu einer Verminderung des Ressourcenaufwands führen. Dies wird am Beispiel der eindimensionalen Flachwassergleichung nach *Saint-Venant* zur Beschreibung des Impulses nachfolgend demonstriert. Die Herleitung im zweidimensionalen Fall ist analog. Die eindimensionale *Saint-Venant* Gleichung wird mit Hilfe der Fließgeschwindigkeit v [m/s] in Hauptfließrichtung x [m] wie folgt definiert:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g \cdot \left(- \left(\frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} + \frac{\partial h_w}{\partial x} \right) + S_f \right) \quad (3)$$

Die Terme in Gleichung (3) sind die lokale Beschleunigung (3.1), die konvektive Beschleunigung (3.2), die Gravitationskraft (3.3), ausgedrückt durch den Gradienten der Sohlage z_{Sohle} [m], die Druckkraft (3.4), ausgedrückt durch den Gradienten des Wasserstandes h_w [m], und die Reibungskräfte S_f [-] (3.5). Durch Vernachlässigung bestimmter Terme wird die so genannte Familie der Wellengleichungen für Flachwasserwellen abgeleitet (Singh 1996) wie es Tab. 1 zeigt. Werden beispielsweise die Beschleunigungsterme (3.1) und (3.2) vernachlässigt, wird von der diffusiven Wellengleichung gesprochen.

Tabelle1: Berücksichtigte Terme bei unterschiedlichen Wellengleichungen für Flachwasserwellen (Singh 1996).

Wellengleichung	Lokale Beschleunigung (1)	Konvektive Beschleunigung (2)	Druck (4)	Gravitation (3)	Reibung (5)
Dynamisch	√	√	√	√	√
Stationär dynamisch	-	√	√	√	√
Diffusiv	-	-	√	√	√
Kinematisch	-	-	-	√	√

Vorteil der Approximation des Impulses durch die diffusive Wellengleichung ist die Reduktion der numerisch zu lösenden Größen pro Stützstelle von zwei (Fließgeschwindigkeit v und Wasserstand h_w) auf eine Größe (Wasserstand h_w). Demgegenüber steht wiederum eine Reduktion des Detaillierungsgrades durch die Anwendung der diffusiven Wellengleichung: Ungenauigkeiten können bei großen Änderungen der Fließgeschwindigkeit in x -Richtung in Term (3.2) auftreten, wie es beispielsweise bei plötzlichen, starken Ungleichförmigkeiten der Fall ist. Des Weiteren sind hochgradig instationäre Strömungen (3.1), ausgelöst beispielsweise durch einen Dammbbruch, nur bedingt abbildbar. Die Lösung der Wellengleichung, unabhängig ihres Typs, erfolgt weiterhin mit der eindimensionalen Kontinuitätsgleichung zur Massenerhaltung. Ausgedrückt durch den Abfluss Q [m^3/s] lautet sie:

$$\frac{\partial A_{\text{Fließ}}}{\partial t} = Q_{\text{Quelle}} - \frac{\partial Q}{\partial x}, \tag{4}$$

wobei $A_{\text{Fließ}}$ [m^2] als Fließfläche senkrecht zur Fließrichtung definiert ist. Durch die darin enthaltene Veränderung der Fließfläche A über die Zeit t [s] bleibt auch bei der Anwendung der kinematischen oder der diffusiven Wellengleichung ein instationärer Charakter erhalten. Des Weiteren kann der Reibungsterm in Gleichung (3) S_f [-] – dort mit (3.5) bezeichnet – durch die empirische Fließformel nach Manning-Strickler ausgedrückt werden (Kamrath 2009):

$$S_f = \left(\frac{n \cdot Q}{A_{\text{Fließ}} \cdot r_{\text{hyd}}^{\frac{2}{3}}} \right)^2. \tag{5}$$

Hierbei ist n [$s/m^{1/3}$] als Manning-Wert und r_{hyd} [m] als hydraulischer Radius, der Quotient aus Fließfläche $A_{\text{Fließ}}$ und benetztem Umfang l_u [m], definiert. Durch Einsetzen der Gleichung (5) in Gleichung (3) kann der Durchfluss Q ausgedrückt werden durch:

$$S_f = \frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} \right) \Leftrightarrow$$

$$Q = A_{\text{Fließ}} \cdot r_{\text{hyd}}^{\frac{2}{3}} \cdot \frac{1}{n} \cdot \sqrt{\frac{1}{g} \cdot \left(\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \left(\frac{\partial z_{\text{Sohle}}}{\partial x} + \frac{\partial h_w}{\partial x} \right)}. \tag{6}$$

(1) (2) (3) (4)

2.3 Eingangs- und Randbedingungen der hydrodynamische Analyse für Pellworm

Zur Berechnung der Überflutungsflächen wurde aus den Höheninformationen des digitalen Geländemodells (DGM1) mit einer Auflösung von 1x1 Meter ein Raster mit einer Rasterzellenweite von 50 Metern interpoliert. Zusätzlich wurde eine Wasserstandsganglinie erzeugt.

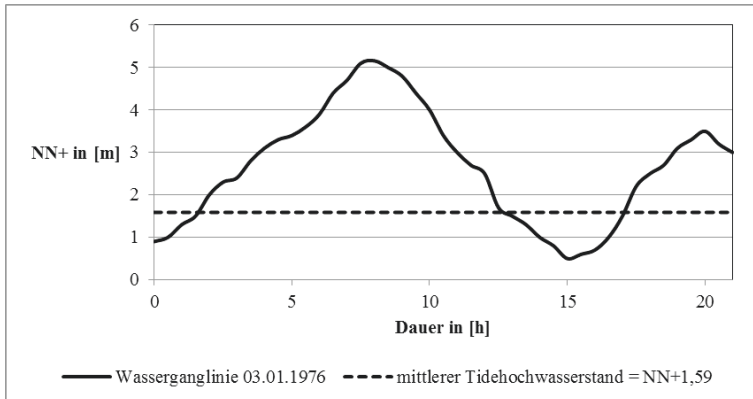


Abbildung 3: Wasserganglinie am Landespegel Büsum vom 03.01.1976, modifiziert nach Stadelmann (2008a).

Für Pellworm wurden verschiedene Überflutungsszenarien auf Basis der Hochwasserganglinie vom 03.01.1976 erstellt (Stadelmann 2008a). Die Ganglinie wurde am Landespegel Büsum erfasst und auf Grundlage fehlender Daten ohne Angleichung auf die Insel Pellworm übertragen. Bei dieser Sturmflut kam es aufgrund eines Sturms aus westlicher Richtung zu einem hohen Windstau. Daraus resultierte der bisher höchste gemessene Tidehochwasserstand von NN+5,16 m für den Pegel Büsum. Damit war der Tidehochwasserstand mehr als dreimal so hoch wie der mittlere Tidehochwasserstand von NN+1,59 m (Abb. 3). Die im Folgenden vorgestellten Überflutungsszenarien variieren in der Anzahl und Lage der Breschen. Dabei wurde die Lage der Breschen entsprechend potenziell gefährdeter Deichabschnitte ausgewählt. Der Generalplan Küstenschutz (2012) weist nach einer Sicherheitsüberprüfung die folgenden Landesschutzdeiche von Pellworm als „zu verstärken“ aus:

- Westerkoog (hoher Wellenauflauf und exponierte Lage)
- Alter Koog (hohes Risiko wegen fehlender zweiter Deichlinie)
- Johann-Heimreichs-Koog (ungenügender Abdeckboden)

Bei der Modellierung wurden daher die Breschen in den gewählten Deichabschnitten platziert. Die maximale Breschenweite wurde mit 150 m angegeben. Als Wasserstand, bei dem ein Versagen der Bresche beginnt, wurde NN+5,16 m angenommen, also der Wasserstand zum Zeitpunkt des höchsten Tidehochwasserstandes. Auf Basis der genannten hydraulischen Parameter wurden vier Szenarien modelliert:

- Szenario 1: Eine Bresche im Südwesten der Insel (Westerkoog)
- Szenario 2: Eine Bresche im Westen der Insel (Alter Koog)

- Szenario 3: Eine Bresche im Nordwesten der Insel (Johann-Heimreichs-Koog)
- Szenario 4: Drei Breschen an den Stellen der Szenarien 1 bis 3

2.4 Ergebnisse Szenario 1 (Deichbruch Westerkoog)

Das Überflutungsmodell eines Deichbruchs im Westerkoog errechnet eine Überflutungsfläche von 22,15 km² mit einem durchschnittlichen Wasserstand von 0,55 m. Die maximale Wassertiefe beträgt 2,10 m. Bei der Betrachtung von Abb. 4 wird der geringe Schutz der zweiten Deichlinie deutlich. Der Große Koog im Zentrum der Insel wird vollständig überschwemmt. Lediglich der Nordosten der Insel bleibt bei diesem Szenario vom Hochwasser verschont. Aufgrund der geringen Topographie stellen sich gleichmäßige Wasserstände ein.

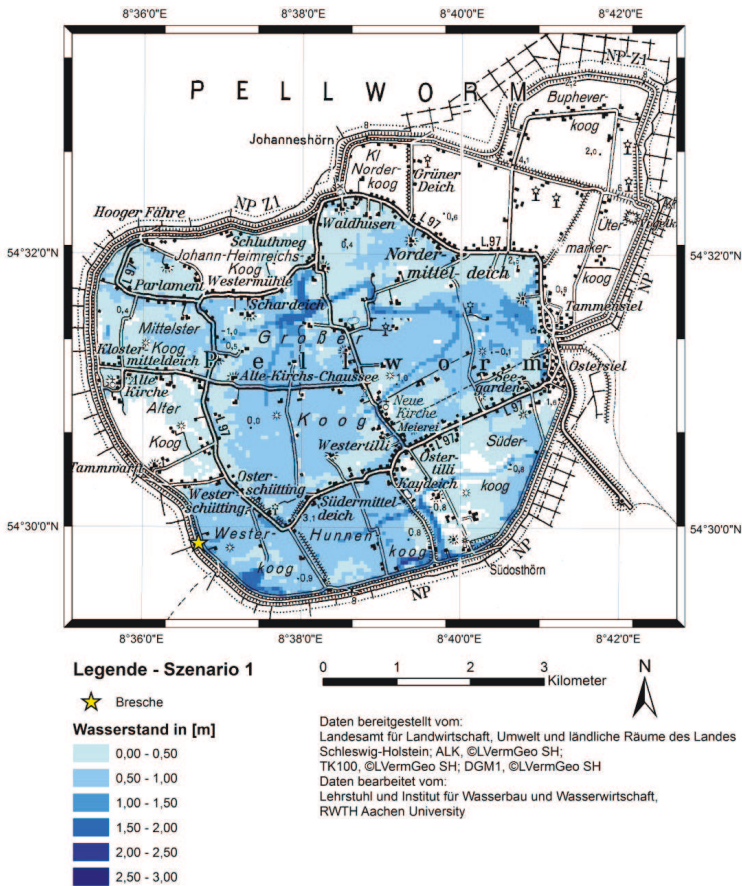


Abbildung 4: Überflutungsfläche und -tiefen für Pellworm mit Deichbruch im Westerkoog (Szenario 1).

2.5 Ergebnisse Szenario 2 (Deichbruch Alter Koog)

Ein verändertes Modell liefert die Platzierung der Bresche im Alten Koog (Abb. 5). Während der Alte Koog bei einem Deichbruch im Westerkoog durch die zweite Deichlinie teilweise geschützt bleibt, wird er bei diesem Szenario vollständig überflutet. In diesem Szenario schützt die zweite Deichlinie die Köge im Süden der Insel. Der Nordosten der Insel ist wie im ersten Szenario durch die zweite Deichlinie vor einer Überflutung geschützt. Der Johann-Heimreichs-Koog wird teilweise überflutet. Die Überflutungsfläche ist mit 16,96 km² geringer als im ersten Szenario.

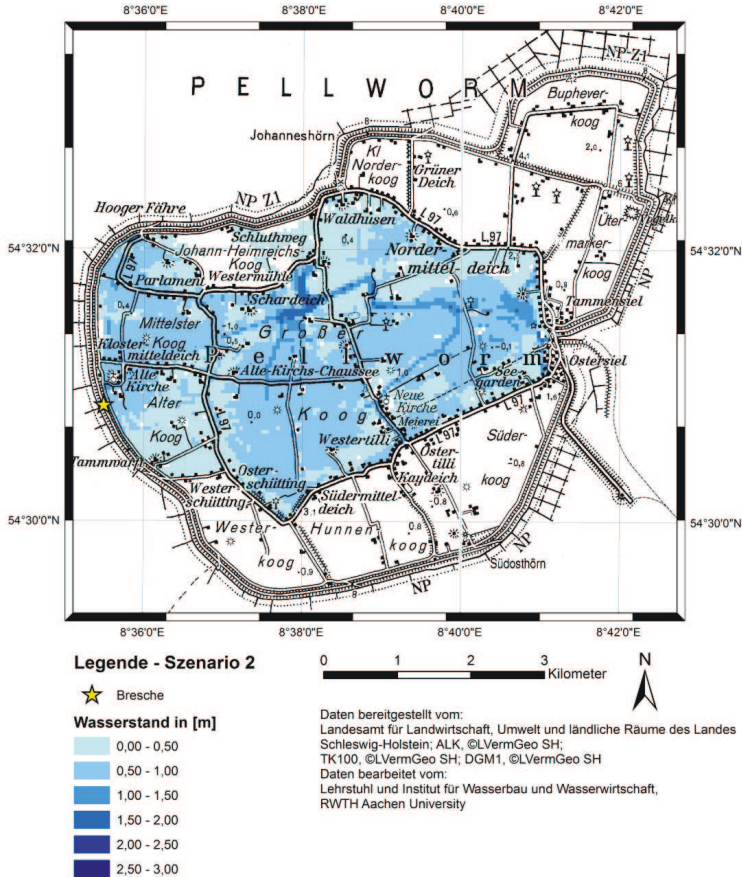


Abbildung 5: Überflutungsfläche und -tiefen für Pellworm mit Deichbruch im Alten Koog (Szenario 2).

2.6 Ergebnisse Szenario 3 (Deichbruch Johann-Heimreichs Koog)

Abb. 6 zeigt die Simulation eines Deichbruchs am Johann-Heimreichs-Koog. Die Simulation führt zu einem ähnlichen Überflutungsbild wie im zweiten Überflutungsszenario. Als Unterschiede lassen sich leichte Überschwemmungen der südlichen Köge herausstellen. Der Schutz der nordöstlichen Köge durch die dortige zweite Deichlinie kann auch bei dieser Simulation beobachtet werden. Mit 21,09 km² Überflutungsfläche und 2,10 m maximalem Wasserstand sind die Werte vergleichbar mit dem ersten Szenario.

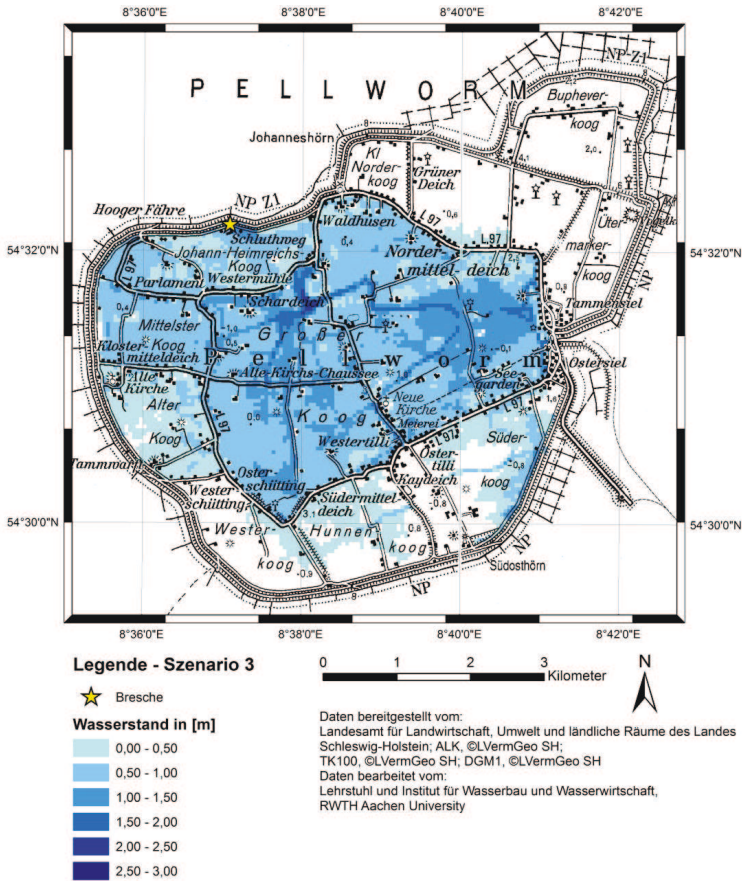


Abbildung 6: Überflutungsfläche und -tiefen Modell für Pellworm mit Deichbruch im Johann-Heimreich-Koog (Szenario 3).

2.7 Ergebnisse Szenario 4 (Dreifacher Deichbruch)

Das Überflutungsmodell (Abb. 7) des dreifachen Deichbruchs zeigt höhere Wasserstände für Pellworm, da durch drei Breschen in derselben Zeit mehr Wasser in die Köge fließen kann als bei einer Bresche. Bestätigt wird diese Beobachtung durch eine mittlere Wasser-spiegelhöhe von 1,10 m. Die Überflutungsfläche beläuft sich auf 31 km². In dieser Simulation wird Pellworm mit Ausnahme des höhergelegenen Bupheverkoog im Nordosten der Insel vollständig überflutet.

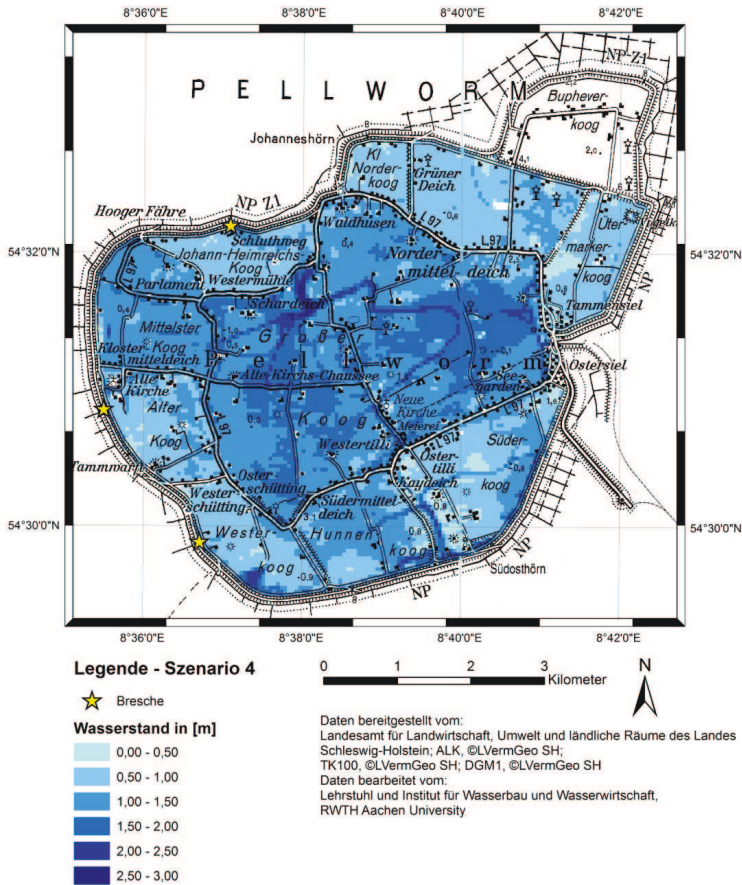


Abbildung 7: Überflutungsfläche und -tiefen für Pellworm mit dreifachem Deichbruch (Szenario 4).

3 Analyse der Konsequenzen

3.1 Einführung

Ziel der Analyse der Konsequenzen ist es, gegebene hydraulische Größen eines Hochwasserereignisses in Konsequenzen für die im Gebiet lebenden Personen sowie die dort vorhandenen Werte und Güter zu transformieren. Eine Transformation ermöglicht eine

direkte Aussage über die durch ein Hochwasserereignis entstehenden Konsequenzen. Dagegen können aus reinen hydraulischen Größen nur indirekte Aussagen über Konsequenzen getroffen werden (Bachmann 2012).

3.2 Eingangs- und Randbedingungen der Analyse der Konsequenzen für Pellworm

Zur Berechnung der ökonomischen Schäden wurden auf Basis der ALK-Fachfolien 011 und 021 die Flächen entsprechend ihrer Nutzung in neun Schadenskategorien eingeteilt. Anschließend wurden die Daten in ein Raster mit einer Rasterzellenweite von 25 Metern überführt. Es wird durch das Verschneiden der Vermögenswerte mit den Wasserständen für jedes Überflutungsszenario der entstandene ökonomische Schaden errechnet. Die dazu verwendeten Vermögensmittelwerte, sowie die 5 % und 95 % Quantil Werte, sind Tab. 2 zu entnehmen (Schüttrumpf et al. 2009).

Tabelle 2: Flächenbezogene Vermögenswerte in [€/m²] für Pellworm (modifiziert nach Schüttrumpf et al 2009).

	Kategorie	Immobil	5 %	95 %	Mobil	5 %	95 %
1	Wohnbebauung	236,67	210,57	262,67	86,2	61,56	106,80
2	Industrie/ Gewerbe	203,69	165,40	241,60	49,75	36,31	63,19
3	Mischnutzung	399,82	325,83	473,81	98,90	73,73	128,98
4	Staat	326,30	234,89	401,42	2,67	1,62	3,72
5	Freizeit	5,15	2,37	7,97			
6	Verkehr	59,09	43,66	74,52	5,32	4,91	5,62
7	Landwirtschaft	0,41	0,25	0,57			
8	Besondere Industrie	1034,04	634,01	1434,07	9,75	5,70	13,80
9	Forstwirtschaft	0,50	0,17	0,83			

Die folgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der Berechnungen des ökonomischen Schadens. Dabei entspricht die Verteilung der Schäden der Überflutungsfläche. Leere Flächen entsprechen nicht überfluteten oder nicht schadensrelevanten Bereichen wie Seen oder Tümpel.

Zur Veranschaulichung der unterschiedlichen Vermögenswerte ist jedem Szenario ein Diagramm beigelegt, welches den absoluten Schaden einer Kategorie mit der jeweiligen Fläche der Kategorie vergleicht. Dabei wird deutlich, dass in allen Fällen die Landwirtschaft mit über 95 % den größten Flächenanteil ausmacht. Der Anteil der landwirtschaftlichen Fläche am absoluten Schaden hingegen entspricht weniger als 18 %. Wesentlichen Anteil am absoluten Schaden haben Wohnbebauung (>35 %) und besondere Industrie (>15 %), obwohl die Fläche beider Schadenskategorien weniger als 5 % der Überflutungsfläche entspricht.

3.2.1 Ergebnisse Szenario 1

Die Betrachtung von Abb. 8 zeigt überwiegend Sachschäden in der Höhe von 0,10 €/m² bis 1,00 €/m². Dieser geringe Wert ist auf die überwiegend landwirtschaftlich genutzte Fläche Pellworms zurückzuführen. Höhere Werte werden in Bereichen mit Wohnbebauung, besonderer Industrie und Straßen erreicht. Insbesondere das im Osten der Insel installierte Hybridkraftwerk führt zu Schäden von 190 €/m². Der Gesamtschaden beläuft sich im Mittel auf etwa 14 Mio. Euro.

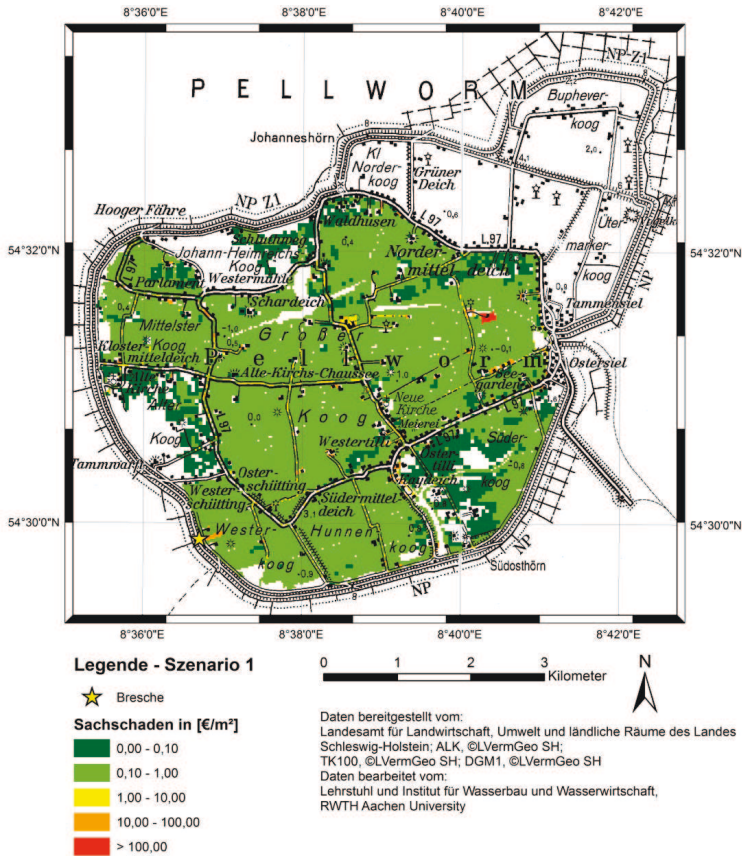


Abbildung 8: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 1.

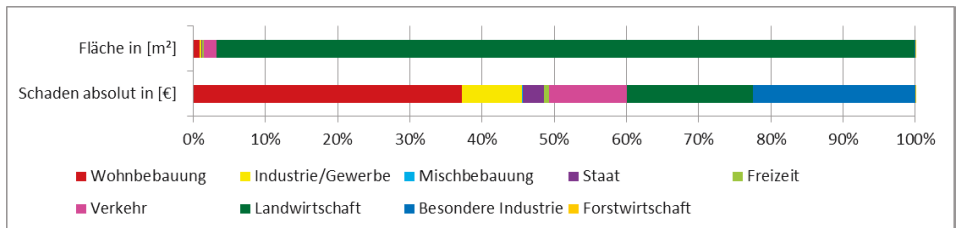


Abbildung 9: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 1.

3.2.2 Ergebnisse Szenario 2

Für das zweite Szenario ergibt die Schadensmodellierung ein ähnliches Bild verglichen mit dem ersten Szenario (Abb. 10). Die ausgebliebene Überflutung der Südköge wird durch die zusätzliche Überflutung der Köge im Westen aufgehoben. Die Maximalwerte werden ebenfalls durch das Hybridkraftwerk erreicht. Der errechnete mittlere ökonomische Schaden liegt bei diesem Überflutungsszenario bei circa 12 Mio. Euro.

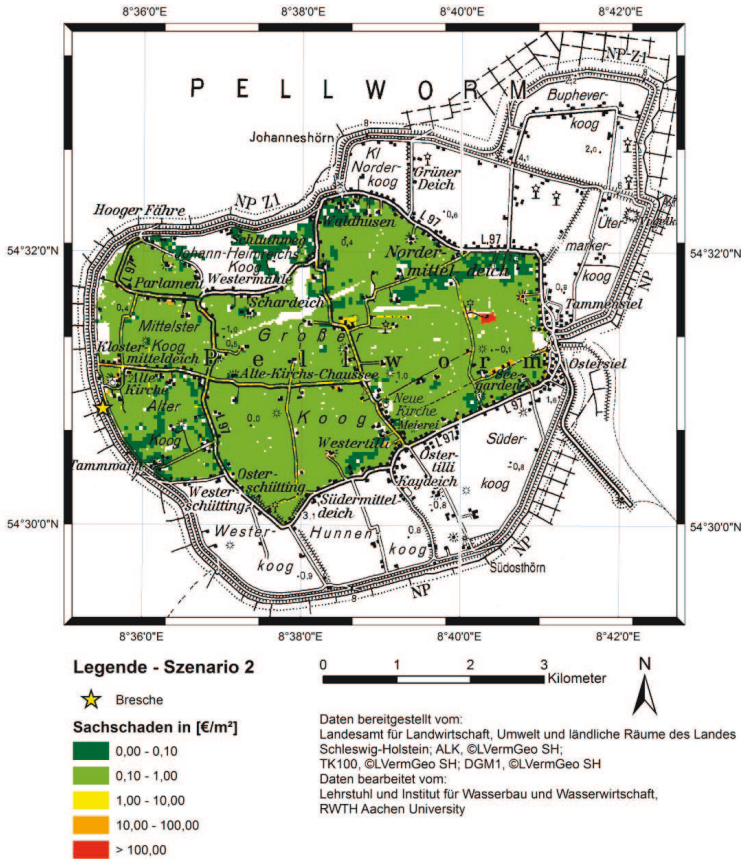


Abbildung 10: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 2.

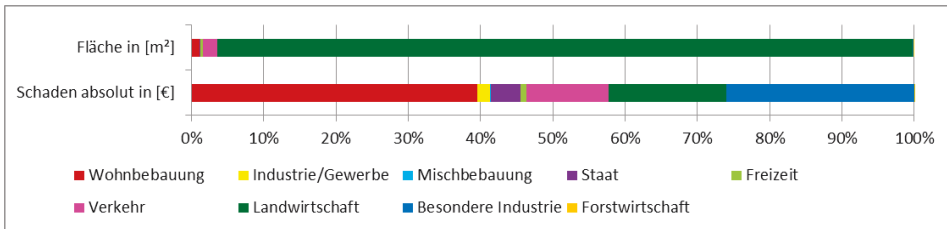


Abbildung 11: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 2.

3.2.3 Ergebnisse Szenario 3

Das dritte Schadensmodell zeigt ebenfalls einen gleichmäßigen Schaden zwischen 0,10 €/m² und 1,00 €/m². Durch die komplette Überflutung des Johann-Heimreichs-Koogs und die teilweise Überflutung der Köge im Süden kommt es im Vergleich zu den Szenarien 1 und 2 zu einem höheren ökonomischen Schaden für das Untersuchungsgebiet von im Mittel 17,3 Mio. Euro.

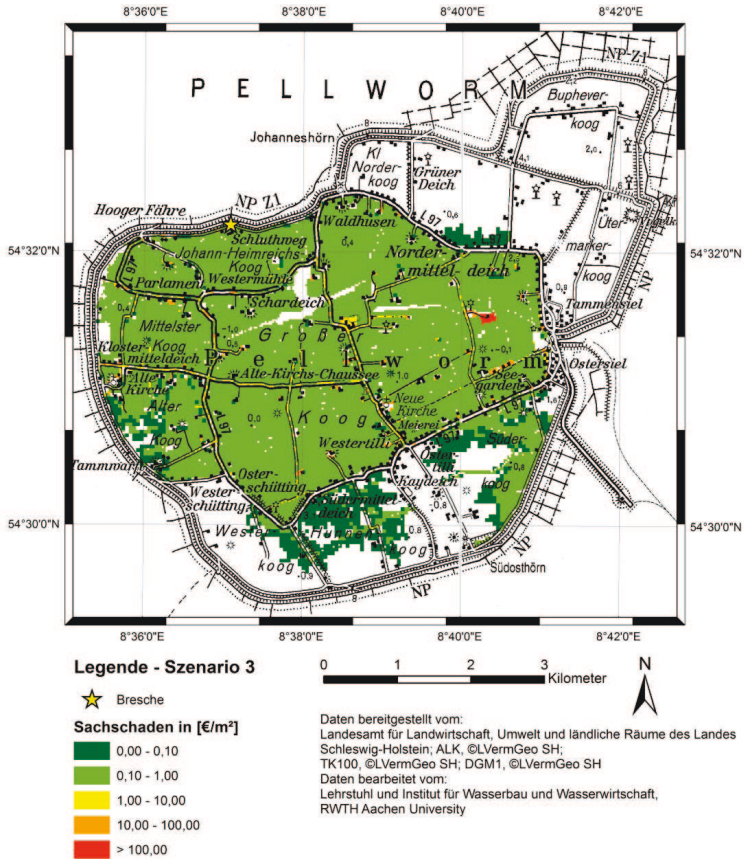


Abbildung 12: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 3.

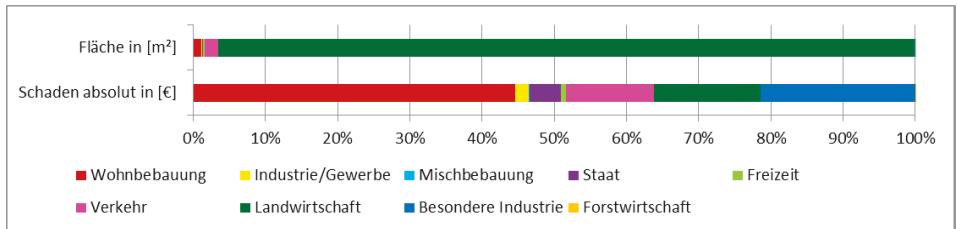


Abbildung 13: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 3.

3.2.4 Ergebnisse Szenario 4

Abb. 14 zeigt den ökonomischen Schaden für das vierte Szenario. Der ökonomische Schaden für dieses Szenario liegt aufgrund der größeren Überflutungsfläche und der höheren Wasserstände mit 37,6 Mio. Euro zwei- bis dreimal so hoch wie bei den ersten drei Szenarien.

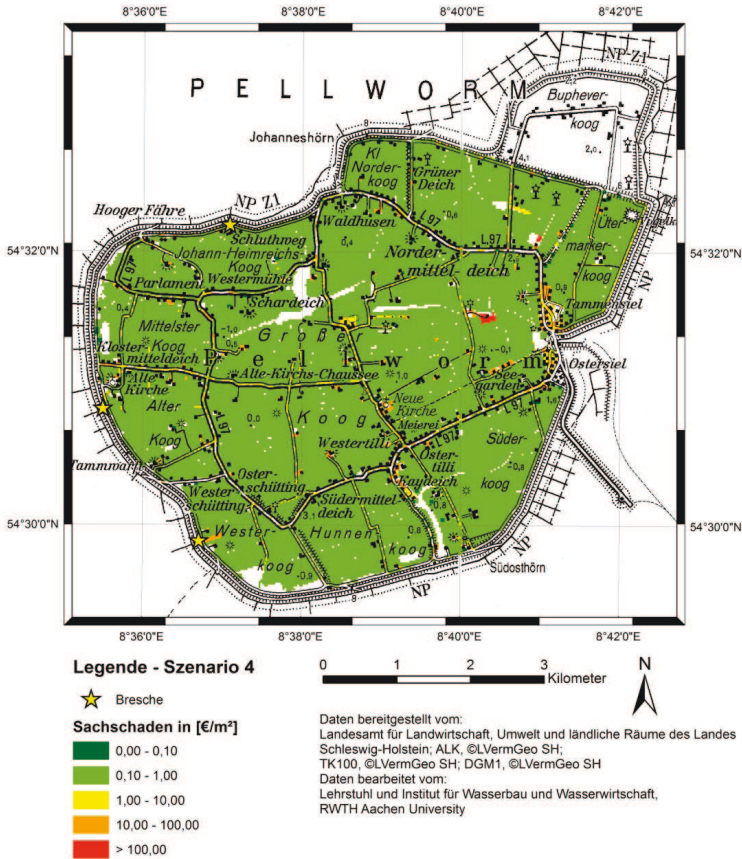


Abbildung 14: Ökonomischer Schaden Pellworm, Szenario 4.

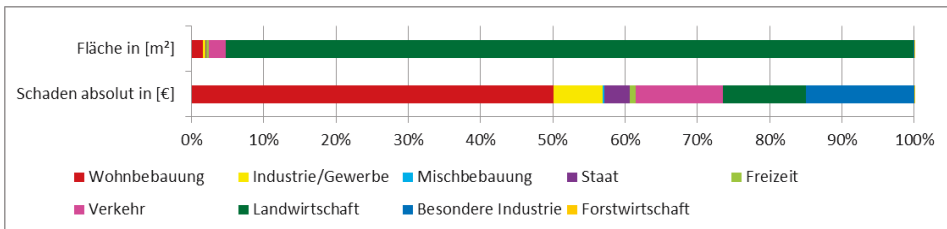


Abbildung 15: Prozentuale Verteilung von Überflutungsfläche und absolutem Schaden je Schadenskategorie, Szenario 4.

4 Schriftenverzeichnis

- Bachmann, D.: Beitrag zur Entwicklung eines Entscheidungsunterstützungssystems zur Bewertung und Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2012.
- Bates, P. D.; Horrit, M. S.; Hunter, N. M. M. D.; Cobby, D.: Numerical Modelling of Floodplain Flow. In: Bates, P. D. et al. (Hrsg.): Computational Fluid Dynamics: Application in Environmental Hydraulics. West Sussex (GB): Wiley & Sons, Inc., 271–304, 2005.
- Chatterjee, C.; Förster, S.; Bronstert A.: Comparison of hydrodynamic models of different complexities to model floods with emergency storage areas. In: Hydrological Processes, 22, 4695–4709, 2008.
- Forkel, C.: Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendung und Qualitätsaspekte. Habilitationsschrift. Aachen: Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2003.
- Kamrath, P.: Über die gekoppelte 1D- und 2D-Modellierung von Fließgewässern und Überflutungsflächen. Dissertation. Aachen: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, 2009. http://publications.rwth-aachen.de/record/51304/files/Kamrath_Paul.pdf
- Land Schleswig-Holstein: Generalplan Küstenschutz des Landes Schleswig-Holstein Fortschreibung 2012. Vorläufige Endfassung Dezember 2012, Kiel.
- Schüttrumpf, H.; Bachmann, D.; Huber, N. P.; Kufeld, M.; Lennartz, G.; Bless, J.; Hill, P. B.; Romich, M.; Altepost, A.; Schumann, A. H.; Pahlow, M.; Petry, U.: Entwicklung eines risikobasierten Entscheidungshilfesystems zur Identifikation von Schutzmaßnahmen bei extremen Hochwasserereignissen -REISE-. Abschlussbericht zum Verbundvorhaben innerhalb der BMBF-Förderaktivität. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (unveröffentlicht), 2009.
- Singh, V. P. (1996): Kinematic Wave Modeling in Water Resources, Surface-Water Hydrology, New York: John Wiley & Sons, 1996.
- Stadelmann, R.: Den Fluten Grenzen setzen. Schleswig-Holsteins Küstenschutz. Westküste und Elbe. Band 1: Nordfriesland. Husum Druck- und Verlagsgesellschaft. Husum, 2008a.