

# **RISIKO UND RISIKOMINDERUNG IN EINER TIDEREGION**

von

Jan Brencher, Anne Elsner, Heiko Spekker, Andreas Matheja, Claus Zimmermann



## Inhaltsverzeichnis

<b>ABBILDUNGS- UND TABELLENVERZEICHNIS</b>	<b>161</b>
<b>1 ZIELE UND AUFGABENSTELLUNG</b>	<b>169</b>
<b>2 METHODIK UND VORGEHEN</b>	<b>171</b>
2.1 Vorgehen	171
2.2 Risiko bei Küstenschutzsystemen	171
2.2.1 Versagen von Hochwasserschutzanlagen	171
2.2.2 Methodik der Schadensanalyse	174
2.3 Strategien der Risikosteuerung	176
2.4 Simulation von Strömungen, Tide und Seegang	177
2.4.1 Überflutungssimulationen	177
2.4.2 Flussgebietsmodellierung	179
2.4.3 Seegangssimulation	181
<b>3 UNTERSUCHUNGSRAUM UND FOKUSFLÄCHEN</b>	<b>183</b>
3.1 Einzugsgebiet der Unterweser	183
3.2 Fokusflächen	184
3.2.1 Fokusfläche Seehausen	184
3.2.2 Fokusfläche Blockland	185
<b>4 HYDROLOGISCHE RANDBEDINGUNGEN</b>	<b>187</b>
4.1 Sturmfluten	187
4.2 Binnenhochwasser	188
4.3 Wiederkehrzeiten von Tidehochwasserständen und resultierenden Sturmflutganglinien	189
4.4 Hochwasserabflüsse aus dem Binnenland	191
4.5 Korrelation zwischen Sturmflut und Binnenhochwasser	194
4.6 Klimabedingte Änderungen von Wasserstand und Abfluss	196
4.7 Statistische Analyse der Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen	197
4.8 Seegangssimulation	198
<b>5 UNTERSUCHUNG DES ABFLUSS- UND TIDEGESCHEHENS DER UNTERWESER</b>	<b>203</b>
5.1 Aufbau eines Flussgebietsmodells der Unterweser	203
5.2 Randbedingungen	204
5.3 Ergebnisse der Simulationen	204

---

<b>6</b>	<b>VERSAGEN DES HOCHWASSERSCHUTZSYSTEMS</b>	<b>211</b>
6.1	Erfassung des vorhandenen Hochwasserschutzsystems	211
6.2	Wehre und Sperrwerke	212
6.2.1	Weserwehr Hemelingen	212
6.2.2	Ochtumsperrwerk	214
6.2.3	Lesumsperrwerk	214
6.3	Deiche und Mauern	215
6.4	Schöpfwerke und Siele	215
6.5	Höhe von Hochwasserschutzanlagen	216
6.6	Versagenswahrscheinlichkeit der Deiche im Bereich der Fokusflächen	217
<b>7</b>	<b>ERMITTLUNG DER ÜBERFLUTUNGSFLÄCHEN UND SCHADENSANALYSE</b>	<b>221</b>
7.1	Fokusfläche Seehausen	221
7.1.1	Topographie und Schutzsysteme	221
7.1.2	Flächennutzung und Schadenspotential	223
7.1.2.1	Deichbruchstelle 1	224
7.1.2.2	Deichbruchstelle 2	227
7.1.3	Zeitlicher Verlauf der Überflutungen nach Deichbruch	229
7.1.4	Überflutungsschäden	231
7.1.4.1	Schäden für Deichbruchstelle 1	231
7.1.4.2	Schäden für Deichbruchstelle 2	233
7.2	Fokusfläche Blockland	235
7.2.1	Topographie und Schutzssysteme	235
7.2.2	Flächennutzung und Schadenspotential	236
7.2.3	Zeitlicher Verlauf der Überflutungen nach Deichbruch	239
7.2.4	Überflutungsschäden	240
<b>8</b>	<b>RISIKO FÜR EINE TIDEREGION</b>	<b>243</b>
8.1	Potentielle Gefährdung einer Tideregion	243
8.2	Risiko bei simuliertem Deichbruch	244
8.3	Bewertung der Modelle und Simulationen bezüglich ihrer Unsicherheit	244
<b>9</b>	<b>MAßNAHMEN ZUR RISIKOMINDERUNG</b>	<b>247</b>
9.1	Betrachtete Maßnahmen	247
9.2	Numerisches Vorgehen	249
9.3	Auswirkungen einer veränderten Sperrwerkssteuerung auf die Tidewasserstände	250
9.4	Auswirkungen von Poldern auf die Tidewasserstände	254

9.5	Auswirkungen einer Kombination der Risikominderungsmaßnahmen auf die Tidewasserstände	260
9.6	Schadensanalysen für Variante 5	262
9.6.1	Fokusfläche Seehausen - Deichbruchstelle 1	262
9.6.2	Fokusfläche Seehausen - Deichbruchstelle 2	263
9.7	Schlussbetrachtung	264
<b>10</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG</b>	<b>265</b>
	<b>LITERATUR</b>	<b>267</b>



## Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

Abbildung 2-1:	Definition der Versagenswahrscheinlichkeit	172
Abbildung 2-2:	Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der 2D-Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit (PLATE UND DUCKSTEIN, 1988)	173
Abbildung 2-3:	Wasserstand-Schadensfunktionen (KRIM, 2004)	175
Abbildung 2-4:	Strategien der Risikosteuerung mit einer Bewertung für das Untersuchungsgebiet	176
Abbildung 3-1:	Einzugsgebiet der Weser [ARGE-WESER, 2006]	183
Abbildung 3-2:	Übersicht über die Fokusflächen	184
Abbildung 4-1:	Synthetische Wasserstandsganglinien für Sturmfluten mit verschiedenen Wiederkehrzeiten am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm	190
Abbildung 4-2:	Vergleich des synthetischen hundertjährigen Tidehochwassers mit der Sturmflut im Februar 1962 am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm	190
Abbildung 4-3:	Tidekurve und Windstaukurve der Sturmflut im Februar 1962 am Pegel Cuxhaven (PETERSEN UND ROHDE, 1991)	191
Abbildung 4-4:	Jährliche Serie der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede von 1900 bis 2004	191
Abbildung 4-5:	Abfluss in Abhängigkeit der Wiederkehrintervalle bei verschiedenen Verteilungsfunktionen	192
Abbildung 4-6:	Zeitlicher Verlauf von Hochwasserereignissen verschiedener Wiederkehrzeiten am Pegel Intschede	193
Abbildung 4-7:	Gegenüberstellung der Tidehochwasserereignisse am Pegel Vegesack und der Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003	194
Abbildung 4-8:	Gegenüberstellung der Tidehochwasserereignisse am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm und der Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1965 und 2004	195
Abbildung 4-9:	Gegenüberstellung schwerer Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack und der Hochwasserabflüsse ( $> HQ_2$ ) am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003	196
Abbildung 4-10:	Mittlere und höchste Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1900 und 2004	197
Abbildung 4-11:	Windstatistik für die Station Helgoland	198
Abbildung 4-12:	Bathymetrie der Weser, Lesum, Hamme und Wümme zur Simulation des Seegangs	199

---

Abbildung 4-13:	Signifikante Wellenhöhe $H_{m0}$ bei einem Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240° (Szenario: Lesumsperrwerk geöffnet)	200
Abbildung 4-14:	Mittlere Wellenperiode $T_{0,2}$ bei einem Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240°	201
Abbildung 4-15:	Wellenrichtung bei einem Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240°	202
Abbildung 5-1:	Übersicht über das Untersuchungsgebiet	203
Abbildung 5-2:	Kombinationen der Tidewasserstände in Bremerhaven mit Abflüssen in Intschede	204
Abbildung 5-3:	Wasserstände am Pegel Gr. Weserbrücke bei Zusammentreffen verschiedener Tidehochwässer und Abflüsse	205
Abbildung 5-4:	Wasserstände am Pegel Vegesack bei Zusammentreffen verschiedener Tidehochwässer und Abflüsse	206
Abbildung 5-5:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei mittlerem Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und verschiedenen Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede	206
Abbildung 5-6:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem hundertjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und verschiedenen Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede	207
Abbildung 5-7:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem fünfhundertjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und verschiedenen Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede	207
Abbildung 5-8:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei verschiedenen Tidehochwasserereignissen am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und einem mittleren Oberwasserzufluss am Pegel Intschede	208
Abbildung 5-9:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem fünfjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm (mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm) und einem mittleren sowie einem hundertjährigen Oberwasserzufluss am Pegel Intschede	208
Abbildung 5-10:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem hundertjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm (mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm) und einem mittleren sowie einem hundertjährigen Oberwasserzufluss am Pegel Intschede	209



---

Abbildung 5-11:	Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem tausendjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm (mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm) und einem mittleren Oberwasserzufluss am Pegel Intschede	209
Abbildung 5-12:	Differenzen der maximalen Wasserstände zwischen Klimaszenario und Status Quo (Minimum, Maximum, Mittelwert und Quartile)	210
Abbildung 6-1:	Hochwasserschutzlinien der Stadt Bremen	211
Abbildung 6-2:	Wasserbauliche Anlagen im Stadtbereich Bremen	212
Abbildung 6-3:	Querschnitt Weserwehr Hemelingen (WSA BREMEN, 2006)	213
Abbildung 6-4:	Lageplan Weserwehr Hemelingen (WSA BREMEN, 2006)	213
Abbildung 6-5:	Ochtumsperrwerk	214
Abbildung 6-6:	Lesumsperrwerk	215
Abbildung 6-7:	Einzelwertverfahren	216
Abbildung 6-8:	Seegangparameter bei der Fokusfläche Seehausen (signifikante Wellenhöhe $H_{m0}$ und mittlere Wellenperiode $T_{0,2}$ , Wellenauflauf $R_{2\%}$ und Wellenanlaufrichtung $\theta$ )	217
Abbildung 6-9:	Seegangparameter bei der Fokusfläche Blockland (signifikante Wellenhöhe $H_{m0}$ , mittlere Wellenperiode $T_{0,2}$ , Wellenauflauf $R_{2\%}$ und Wellenanlaufrichtung $\theta$ )	218
Abbildung 7-1:	Übersichtskarte der Fokusfläche Seehausen	221
Abbildung 7-2:	Regelprofil des Weserdeiches bei Seehausen (WASSERWIRTSCHAFTSAMT BREMEN)	221
Abbildung 7-3:	Geländehöhen der Fokusfläche Seehausen	222
Abbildung 7-4:	(a) Kläranlage Seehausen (TEUTEBERG, 2005) und (b) Baggergutdeponie Seehausen (SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN, 2003)	222
Abbildung 7-5:	Flächennutzung in der Fokusfläche Seehausen	223
Abbildung 7-6:	Vermögenswerte in der Fokusfläche Seehausen	223
Abbildung 7-7:	Maximale Wassertiefen beim Szenario $Thw_{100}$ / $HQ_{100}$ in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	225
Abbildung 7-8:	Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario $Thw_{100}$ / $HQ_{100}$ in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	225
Abbildung 7-9:	Maximale Wassertiefen beim Szenario $Thw_{100}$ / $HQ_{100}$ und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	226

---

Abbildung 7-10:	Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	226
Abbildung 7-11:	Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	227
Abbildung 7-12:	Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	227
Abbildung 7-13:	Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	228
Abbildung 7-14:	Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	228
Abbildung 7-15:	Laufzeiten beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	229
Abbildung 7-16:	Laufzeiten beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	229
Abbildung 7-17:	Laufzeiten beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	230
Abbildung 7-18:	Laufzeiten beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	230
Abbildung 7-19:	Schäden beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	231
Abbildung 7-20:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	231
Abbildung 7-21:	Schäden beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	232
Abbildung 7-22:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	232
Abbildung 7-23:	Schäden beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	233
Abbildung 7-24:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	233

---

Abbildung 7-25:	Schäden beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	234
Abbildung 7-26:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	234
Abbildung 7-27:	Übersichtskarte der Fokusfläche Blockland	235
Abbildung 7-28:	Regelprofil des Wümmedeiches bei Dammsiel (BREMISCHER DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER)	236
Abbildung 7-29:	Geländehöhen der Fokusfläche Blockland	236
Abbildung 7-30:	Flächennutzung in der Fokusfläche Blockland	237
Abbildung 7-31:	Vermögenswerte in der Fokusfläche Blockland	237
Abbildung 7-32:	Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland	238
Abbildung 7-33:	Flächenanteile der Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland	238
Abbildung 7-34:	Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland	239
Abbildung 7-35:	Flächenanteile der Wassertiefen beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland	239
Abbildung 7-36:	Laufzeiten beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland	240
Abbildung 7-37:	Laufzeiten beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland	240
Abbildung 7-38:	Schäden beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland	241
Abbildung 7-39:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland	241
Abbildung 7-40:	Schäden beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland	242
Abbildung 7-41:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland	242
Abbildung 8-1:	Statische Höhenverschneidung mit einer Wasserspiegellage von 5 mNN	243
Abbildung 8-2:	Statische Höhenverschneidung mit einer Wasserspiegellage von 6 mNN	243

---

Abbildung 9-1:	Lage der betrachteten Entlastungspolder	248
Abbildung 9-2:	Geländemodell des Polders B einschließlich Zulaufkanal	249
Abbildung 9-3:	Speicher kennlinien der Polder A, B und C	250
Abbildung 9-4:	Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 1 und 2 sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	251
Abbildung 9-5:	Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 1 und 2 sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	251
Abbildung 9-6:	Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 1 und 2 sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	252
Abbildung 9-7:	Wasserstand unterstrom des Lesumsperrwerks und Wehrstellung der äußeren Verschlussstore bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan sowie bei Variante 1	253
Abbildung 9-8:	Wasserstand unterstrom des Lesumsperrwerks und Wehrstellung der äußeren Verschlussstore bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan sowie bei Variante 2	253
Abbildung 9-9:	Wasserstand in den Poldern A, B und C etwa drei Stunden nach Flutungsbeginn	254
Abbildung 9-10:	Strömungsrichtung und Wasserstand im Entlastungspolder B während des Füllvorganges etwa eine Stunde nach Beginn der Flutung des Polders	255
Abbildung 9-11:	Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 3 (Anschluss des Polders B) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	256
Abbildung 9-12:	Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 4 (Anschluss der Polder A, B und C) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	256
Abbildung 9-13:	Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 3 (Anschluss des Polders B) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	257
Abbildung 9-14:	Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 4 (Anschluss der Polder A, B und C) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	257
Abbildung 9-15:	Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 3 (Anschluss des Polders B) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	258

---

Abbildung 9-16:	Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 4 (Anschluss der Polder A, B und C) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	258
Abbildung 9-17:	Wasserstandsabsenkungen in der Unterweser bei Variante 3 und 4 (Anschluss des Polders B und Anschluss der Polder A, B und C) im Vergleich zur Nullvariante	259
Abbildung 9-18:	Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 5 (Anschluss der Polder A, B, C und Schließwasserstand +1,0m) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	260
Abbildung 9-19:	Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 5 (Anschluss der Polder A, B, C und Schließwasserstand +1,0m) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	261
Abbildung 9-20:	Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 5 (Anschluss der Polder A, B, C und Schließwasserstand +1,0m) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub>	261
Abbildung 9-21:	Maximale Wassertiefen bei Variante 5 Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	262
Abbildung 9-22:	Schäden bei Variante 5 Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	262
Abbildung 9-23:	Maximale Wassertiefen bei Variante 5 Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	263
Abbildung 9-24:	Schäden bei Variante 5 Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	264
Tabelle 4-1:	Hochwasserereignisse und Deichbrüche des 19. Jahrhunderts	188
Tabelle 4-2:	Tidehochwasserstände verschiedener Wiederkehrzeiten am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm	189
Tabelle 4-3:	Wiederkehrzeit der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede	193
Tabelle 4-4:	Sehr schwere Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack zwischen 1950 und 2003	195
Tabelle 4-5:	Hochwasserereignisse mit Wiederkehrzeiten von über 20 Jahren am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003	195

---

Tabelle 6-1:	Versagenswahrscheinlichkeiten der Deiche der Fokusflächen im Ist-Zustand und bei Klimawandel	219
Tabelle 7-1:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	231
Tabelle 7-2:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	232
Tabelle 7-3:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	233
Tabelle 7-4:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	234
Tabelle 7-5:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland	241
Tabelle 7-6:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland	242
Tabelle 8-1:	Risiko der Fokusflächen im Ist-Zustand und bei Klimawandel	244
Tabelle 9-1:	Betrachtete Varianten zur Risikominderung für das Szenario Thw <sub>100</sub> /HQ <sub>100</sub>	247
Tabelle 9-2:	Schließung bzw. Öffnung der Sperrwerke auslösende Kontrollwasserstände	248
Tabelle 9-3:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung bei Variante 5 Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)	263
Tabelle 9-4:	Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung bei Variante 5 Thw <sub>100</sub> / HQ <sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)	263
Tabelle 9-5:	Gegenüberstellung grob geschätzter Kosten für die Anlage der beschriebenen Polder zum Nutzen in den drei Fokusflächen (Szenario Thw <sub>100</sub> /HQ <sub>100</sub> )	264

## 1 Ziele und Aufgabenstellung

Im Rahmen der BMBF-Förderaktivitäten „Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse“ soll vor dem Hintergrund der extremen Hochwasserereignisse der letzten Jahre Handlungswissen sowohl für eine rationale Vorsorge gegenüber extremen Hochwasserereignissen als auch für die Hochwasserbewältigung bereitgestellt werden. Die Auswertung der Erfahrungen bei der Bewältigung von Extremhochwässern hat deutlich werden lassen, dass ein zukunftsfähiges Hochwasserrisikomanagement sich nicht auf naturwissenschaftlich-technische Aspekte beschränken darf, sondern auch die sich ändernden gesellschaftlichen Perspektiven angemessen integrieren muss.

Das interdisziplinäre Verbundvorhaben INNIG (Integriertes Hochwasserrisikomanagement in einer individualisierten Gesellschaft) hatte deshalb das Ziel, Handlungswissen für die Zukunftsaufgabe „Integriertes Risikomanagement im Hochwasserschutz“ bereitzustellen. Dazu sollten die Aspekte Risikoanalyse, Risikobewertung und Risikomanagement zusammengeführt werden. Dies erfolgte mit einem explizit interdisziplinären Ansatz. Das Verbundvorhaben INNIG sollte deshalb interdisziplinär und hochintegriert die Konsequenzen von und den Umgang mit Extremhochwässern der Weser (auch in einem Zusammentreffen mit Sturmfluten im Ästuar) für die Stadt Bremen und ihr Umland untersuchen. Einzuschließen waren besonders die Aspekte des individuellen und gesellschaftlichen Risikoverhaltens, der Risikokommunikation und der technischen und politisch-administrativen Risikosteuerung.

Dabei wurden zwei methodische Stränge bearbeitet: Zum einen erfolgte eine vergleichende Analyse der Risikokommunikation und des –verhaltens in den Städten Bremen und Hamburg, da beide Städte über vergleichbare Bedrohungslagen, aber unterschiedliche Risikokommunikation verfügen und sich deshalb wie bei einem „Großversuch“ verallgemeinerbare Erkenntnisse zum Aspekt Risikowahrnehmung und –kommunikation gewinnen lassen. Zum anderen wurden verschiedene Szenarien veränderter Jährlichkeiten formuliert und für die Region Bremen in ihren wasserwirtschaftlichen und ökonomischen Konsequenzen ebenso wie Möglichkeiten der Risikosteuerung analysiert.

Diese Ergebnisse bildeten die Grundlage für die Befragung von Akteuren und einen Fokusgruppen-Dialog zur Analyse von Argumentationsmustern sowohl bzgl. der Risikobewertung und des Umgehens mit dem Risiko als auch der Abschätzung der Reichweite verschiedener Instrumente der Risikokommunikation.

Parallel wurde, auf der Grundlage der Analyse der vorhandenen Hochwassermanagementpläne ein Konzept für ein integriertes Hochwassermanagement entwickelt. Auf dieser Grundlage wurde eine html-basierte Informationsplattform zum integrierten Risikomanagement als methodisches Instrument der integrativen Analyse (projektbegleitend) und als Werkzeug für einen gesellschaftlichen Diskurs über den Umgang mit den Folgen von Extremhochwässern aufgebaut. Abschließend wurden zusammenfassende Einschätzungen und Empfehlungen zum vorsorgenden Umgang mit den Folgen von Extremhochwässern abgeleitet.

Um das komplexe Ziel des Projektes erreichen zu können, wurden die folgenden Teilprojekte aus verschiedenen Fachdisziplinen gebildet und gefördert:

- „Risikoanalyse und -steuerung“ (UNIVERSITÄT HANNOVER, FRANZIUS-INSTITUT)
- „Risikokultur“ (UNIVERSITÄT LÜNEBURG)
- „Risikoverarbeitung und -verhalten“ (UNIVERSITÄT BREMEN, INSTITUT FÜR RISIKOFORSCHUNG, UMWELT UND GESUNDHEIT)
- „Politisch-administrative Risikosteuerung“ (UNIVERSITÄT BREMEN, FORSCHUNGSZENTRUM NACHHALTIGKEIT)
- „Integration“ (UNIVERSITÄT BREMEN mit BIOCONSULT BREMEN)

Der nachfolgende Bericht stellt im FRANZIUS-INSTITUT erarbeitete Ausschnitte der Ergebnisse des Teilprojektes "Risikoanalyse und -steuerung" dar<sup>1</sup>. Sie waren eine wichtige Grundlage für die Arbeiten der übrigen Teilprojekte, über die jeweils eigene Berichte einschließlich des Berichtes "Interaktion" erscheinen.

---

<sup>1</sup> Verbundprojekt: Integriertes Hochwasserrisikomanagement in einer individualisierten Gesellschaft (INNIG), Teilprojekt 1: Risikoanalyse und -steuerung, 2005 - 2006

Das diesem Bericht zugrunde liegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 0330693A gefördert.



## 2 Methodik und Vorgehen

### 2.1 Vorgehen

Die Wasserstände in Bremen sind vorwiegend durch die Gezeiten geprägt. Weite Teile Bremens liegen unterhalb des mittleren Tidehochwassers (MThw) und wären ohne Deiche bereits täglich überflutet. Aber auch hohe Binnenabflüsse aus der Mittel- und Oberweser führen zu einem zusätzlichen Anstieg der Hochwasserstände.

Die Mittelweserdeiche oberhalb des Weserwehrs Hemelingen müssen längeranhaltenden Hochwässern von ein bis zwei Wochen widerstehen können. Die Deiche der Unterweser werden durch die Tide nur vergleichsweise kurz erhöhten Wasserständen ausgesetzt, da die Abflussleistung der Unterweser ausreichend groß ist, um extreme Binnenhochwässer ohne eine größere Erhöhung der Wasserstände abzuführen.

Daher sollte das Zusammentreffen von schweren Sturmfluten mit extremen Hochwässern der Weser aus dem Binnenland im Stadtbereich Bremen untersucht werden. Dies erfolgte anhand einer statistischen Analyse sowie einer Korrelationsanalyse der Tidehochwasserstände und der Abflüsse. Weiterhin wurde mit Hilfe eines eindimensionalen hydronumerischen Flussgebietsmodells das Abfluss- und Tidegeschehen der Unterweser untersucht.

Die Hochwasserrisikoanalyse für die Stadt Bremen wurde exemplarisch anhand von drei Fokusflächen (Werderland, Seehausen und Blockland) durchgeführt. Dazu wurden zunächst die vorhandenen Deiche als primäre Hochwasserschutzanlagen an den Fokusflächen erfasst und Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt. Um den Schaden infolge eines Versagens des Hochwasserschutzsystems zu ermitteln, wurden zweidimensionale Überflutungssimulationen mit anschließender Schadensanalyse durchgeführt.

Anschließend wurden das Hochwasserrisiko für die Fokusflächen bestimmt und Reaktionsstrategien zur Risikominderung entwickelt. Die Risikominderung wurde durch eine Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit von Hochwasserschutzanlagen durch eine Senkung der Tidehochwasserstände erreicht. Die Risikominderung wurde weiterhin mit Hilfe einer überschlägigen Kosten-Nutzen-Abschätzung hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit überprüft. In diesem Bericht werden die Ergebnisse für 2 Fokusflächen dargestellt. Die vollständigen Ergebnisse sind im Endbericht der Teilprojekte enthalten.

### 2.2 Risiko bei Küstenschutzsystemen

Das Risiko wird hier definiert als das Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit und dem zu erwartenden Folgeschaden in der betroffenen Region.

$$\text{Risiko} = \text{Versagenswahrscheinlichkeit} \times \text{Folgeschaden}$$

Im Folgenden werden die Vorgehensweisen zur Ermittlung der beiden Faktoren Versagenswahrscheinlichkeit und Folgeschaden erläutert.

#### 2.2.1 Versagen von Hochwasserschutzanlagen

Die quantitative Analyse für das Versagen eines Schutzsystems erfolgt durch Definition der Zuverlässigkeitsfunktion  $Z$  als Differenz von Belastbarkeit  $R$  und Belastung  $S$ . Für die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für die Deiche der Fokusflächen wird angenommen, dass ein Versagen eines Deiches eintritt, sobald ein Wellenüberlauf stattfindet. Wellenüberlauf kann zu einer Erosion der Binnenböschung und infolgedessen zu einem Bruch des Deiches führen. Die Zuverlässigkeitsfunktion

für einen Deich vergleicht die Deichhöhe  $h_D$  als Belastbarkeit mit der Summe aus Tidehochwasserstand  $Thw$  und Wellenauflauf  $R_{2\%}$  als Belastung. Die Zuverlässigkeitsfunktion  $Z_D$  lautet:

$$Z_D = h_D - Thw - R_{2\%} \quad \text{Gl. 1}$$

Der Wellenauflauf bezeichnet die durch eine Welle maximal hervorgerufene Wasserspiegelauslenkung am Deich über den Ruhewasserstand hinaus. Der Wellenauflauf  $R_{2\%}$  wird hier nach der in der EAK 2002 empfohlenen Bemessungsformel berechnet.

$$R_{2\%} = 2,15 \cdot \gamma_\theta \cdot \sqrt{\frac{g}{2 \cdot \pi}} \cdot H_{m0} \cdot T_{0,2} \cdot \tan \alpha \quad \text{Gl. 2}$$

mit  $R_{2\%}$  Wellenauflaufhöhe, die von 2 % aller Wellenaufläufe überschritten wird [m]  
 $\gamma_\theta$  empirischer Beiwert für den Einfluss der Wellenangriffsrichtung [-]  
 $H_{m0}$  signifikante Wellenhöhe [m]  
 $T_{0,2}$  mittlere Wellenperiode [s]  
 $\alpha$  Winkel der Außenböschung [°]

Da die Peakperiode bei der numerischen Berechnung aus einer Frequenz des gegenüber Messungen vergleichsweise groben Berechnungsrasters ermittelt wird, wird hier statt der Peakperiode  $T_P$  die mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$  angesetzt. Entsprechend der EAK 2002 wird dann der Vorfaktor von 1,6 auf 2,15 erhöht.

Der Wellenauflauf an einem Deich ist abhängig von der Wellenanlaufrichtung. Dies wird mit dem Beiwert  $\gamma_\theta$  berücksichtigt.

$$\gamma_\theta = 0,65 \cdot \cos \theta + 0,35 \quad \text{Gl. 3}$$

mit  $\theta$  Anlaufrichtung der Wellen [°] (senkrechter Anlauf:  $\theta = 0^\circ$ )

Der Rauigkeitsbeiwert entfällt, da dieser für eine Grasböschung  $\gamma_f = 1$  beträgt. Ebenso entfällt der Beiwert  $\gamma_b$ , da an den untersuchten Deichprofilen keine Bermen angeordnet sind.

Die Grundlage der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bildet die oben beschriebene Definition des Grenzzustandes der Zuverlässigkeit  $Z$  als Differenz von Belastbarkeit  $R$  und Belastung  $S$ . Da sowohl die Belastung als auch die Belastbarkeit keine deterministischen Variablen sind, sondern wahrscheinlichkeitsverteilte Größen, ist auch die Zuverlässigkeit wahrscheinlichkeitsverteilt. Unter Verwendung der Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit  $p_Z(Z)$  berechnet sich die Eintrittswahrscheinlichkeit des Versagens eines Küstenschutzelements  $P_{Z<0}$  durch Integration über den Versagensbereich.

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^0 p_Z(Z) dZ \quad \text{Gl. 4}$$

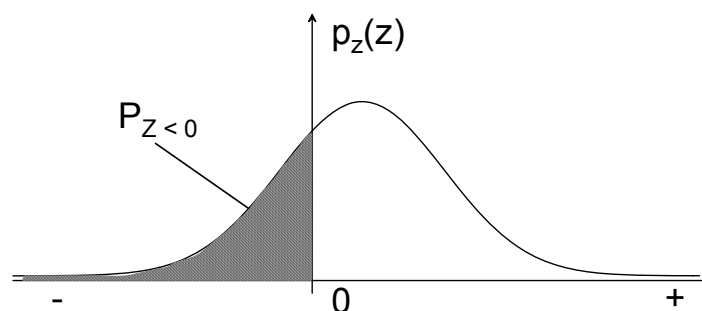


Abbildung 2-1: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit

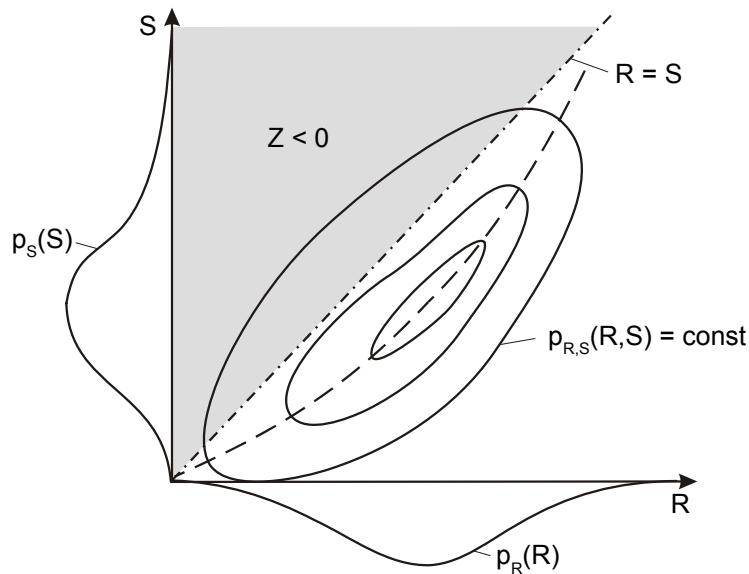
Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Zuverlässigkeit ist eine Funktion der zweidimensionalen Wahrscheinlichkeitsdichte  $p_{R,S}(R,S)$  von Belastbarkeit und Belastung. Es gilt:

$$p_Z(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} p_{R,S}(Z - S, S) dS \quad \text{Gl. 5}$$

Für die Versagenswahrscheinlichkeit folgt somit (PLATE UND DUCKSTEIN, 1988):

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^{\infty} \left( \int_{-\infty}^S p_{R,S}(R, S) dR \right) dS \quad \text{Gl. 6}$$

Die Abbildung 2-2 verdeutlicht diese Definition.



**Abbildung 2-2: Definition der Versagenswahrscheinlichkeit auf Grundlage der 2D-Wahrscheinlichkeitsdichte von Belastung und Belastbarkeit (PLATE UND DUCKSTEIN, 1988)**

Bei statistischer Unabhängigkeit von Belastbarkeit und Belastung folgt die Versagenswahrscheinlichkeit unmittelbar aus den Wahrscheinlichkeitsdichten von Belastbarkeit  $p_R(R)$  und Belastung  $p_S(S)$  (BAKKER UND VRIJLING, 1980):

$$P_{Z<0} = \int_{-\infty}^{\infty} \left( \int_{-\infty}^S p_R(R) dR \right) \cdot p_S(S) dS \quad \text{Gl. 7}$$

Die Belastbarkeit  $R$  und die Belastung  $S$  sind Funktionen von Basisvariablen  $(U_1, U_2, \dots, U_n)$  und  $(V_1, V_2, \dots, V_m)$ , d.h.:

$$R = R(U_1, U_2, \dots, U_n) = R(\vec{U}) \quad \text{Gl. 8}$$

$$S = S(V_1, V_2, \dots, V_m) = S(\vec{V}) \quad \text{Gl. 9}$$

Das zweidimensionale Integral zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit lässt sich so als  $(n+m)$ -dimensionales Integral darstellen (REEVE, 1998). Es gilt:

$$P_{Z<0} = \int \dots \int_{A_{Z<0}} p_{\vec{U}, \vec{V}}(\vec{U}, \vec{V}) d\vec{U} d\vec{V} \quad \text{Gl. 10}$$

mit  $A_{Z<0}$  Kombinationen der Basisvariablen, die zu negativen Zuverlässigkeiten führen, d.h.  $A_{Z<0} = \{\bar{U}, \bar{V} : R(\bar{U}) - S(\bar{V}) < 0\}$

Bei statistischer Unabhängigkeit der die Belastbarkeit beschreibenden Variablen und der die Belastung beschreibenden Variablen, und damit von Belastbarkeit und Belastung, folgt:

$$P_{Z<0} = \int \cdots \int_{A_{Z<0}} p_{\bar{U}}(\bar{U}) \cdot p_{\bar{V}}(\bar{V}) d\bar{U} d\bar{V} \quad \text{Gl. 11}$$

Zur Lösung des dargestellten Versagensintegrals wurde ein probabilistisches Verfahren der Stufe III verwendet. Hierbei erfolgt die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit ohne Voraussetzung einer bestimmten Form der Verteilung der Basisvariablen. Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt durch numerische Integration.

Den Ausgangspunkt einer probabilistischen Bemessung der Stufe III für die Deiche der Fokusflächen bildet auf der Belastungsseite die gemeinsame Wahrscheinlichkeitsverteilung von Wasserstand, Windgeschwindigkeit und Windrichtung. Diese wird mit Hilfe von Übertragungsfunktionen  $f_S(\text{Th}_w, u_w, \gamma_w)$  in die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastung transformiert:

$$S = f_S(\text{Th}_w, u_w, \gamma_w) \quad \text{Gl. 12}$$

Zur Ermittlung der Übertragungsfunktion  $f_S(\text{Th}_w, u_w, \gamma_w)$  wurde das numerische Seegangmodell SWAN angewendet.

Die Wahrscheinlichkeitsdichte der Belastung ist unter Vernachlässigung der Unsicherheiten in der Übertragungsfunktion eine Funktion der Wahrscheinlichkeitsverteilung von Wasserstand und Wind. Es gilt:

$$p_S(S) = \iiint_{f_S(\text{Th}_w, u_w, \gamma_w) = S} p_{\text{Th}_w, u_w, \gamma_w}(\text{Th}_w, u_w, \gamma_w) d\text{Th}_w du_w d\gamma_w \quad \text{Gl. 13}$$

Für die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Belastbarkeit kann vereinfachend eine Dirac-Funktion angenommen werden, d.h.:

$$p_R(R) = p_{h_D}(\tilde{h}_D) = \delta_{h_D} \quad \text{Gl. 14}$$

## 2.2.2 Methodik der Schadensanalyse

Die Schadensanalyse erfolgte auf der Basis von Überflutungssimulationen sowie der Vermögenswerte in den Fokusflächen. Die verwendeten Vermögenswerte der Stadt Bremen wurden im Rahmen des Projektes KRIM erhoben und stammen aus den Jahren 1998 bis 2000.

Eine Schädigung der in den gefährdeten Gebieten ansässigen Einwohner ist monetär nicht zu bewerten und wurde aus diesem Grund nicht berücksichtigt. Die mit den gefährdeten Einwohnern verbundenen Werte wie Wohnkapital, Hausrat und PKW-Vermögen waren dagegen monetär zu bewerten.

Weiterhin wurden Werte aus dem Anlagevermögen und Vorratsvermögen der Stadt berücksichtigt. Als Anlagevermögen gelten alle dauerhaften Werte, wie Ausrüstungen und Bauten, in den verschiedenen Wirtschaftsbereichen eines Objektes. Das Vorratsvermögen umfasst die Bestände an Roh-, Hilfs- und Betriebsstoffen sowie unfertigen und fertigen Erzeugnissen, die der Veräußerung und Weiterverarbeitung dienen. Für die Bewertung des Bodens wurden von der Flächennutzung abhängige Bodenrichtwerte verwendet, die den durchschnittlichen Lagewert des Bodens definieren.

Die im Untersuchungsgebiet befindlichen Flächen werden im ATKIS-Objektkatalog hinsichtlich ihrer Nutzungsart (z.B. Grünland, Wohnbauflächen oder Industrieflächen) unterschieden. Jeder Fläche

wurden die Vermögenswerte der bereits erwähnten einzelnen Wertkategorien - sofern diese auf der Fläche vorhanden sind - zugeordnet.

Die durch eine Überflutung des Hinterlands entstehenden Schäden sind in direkte und indirekte Schäden aufzuteilen. Direkte Schäden umfassen die unmittelbaren Folgen des Deichbruchs und der anschließenden Überflutung des Hinterlands, d.h. Schäden an Haushalts- und Betriebsvermögen, der Infrastruktur und Gebäuden. Indirekte Schäden resultieren hingegen aus den durch die Betriebsunterbrechung entstandenen Lohn- und Umsatzausfällen. Letztere wurden bei der Schadensanalyse nicht berücksichtigt.

Die Vermögenswerte der jeweiligen Nutzungskategorien wurden gleichmäßig auf die entsprechenden ATKIS-Nutzungsflächen verteilt. Da die Vermögenswerte auf einer definierten Fläche in der Realität aber nicht zwangsläufig gleichmäßig verteilt sind, kann der ermittelte Schaden in einer überfluteten Fläche über- bzw. unterschätzt werden.

Bei der Ermittlung des durch eine Überflutung entstehenden Schadens wurden die bei der Simulation auftretenden maximalen Wassertiefen herangezogen. Diese liegen in einem Raster von 10 x 10 m vor. Für jede Fläche wird der Schaden als Produkt der anstehenden Vermögenswerte und der Schädigungsgrade der entsprechenden Wertkategorien berechnet. Der Schädigungsgrad ist abhängig von der Überflutungswassertiefe. Dieser Zusammenhang wird durch wertkategorie-spezifische Wasserstand-Schadensfunktionen (Abbildung 2-3) beschrieben.

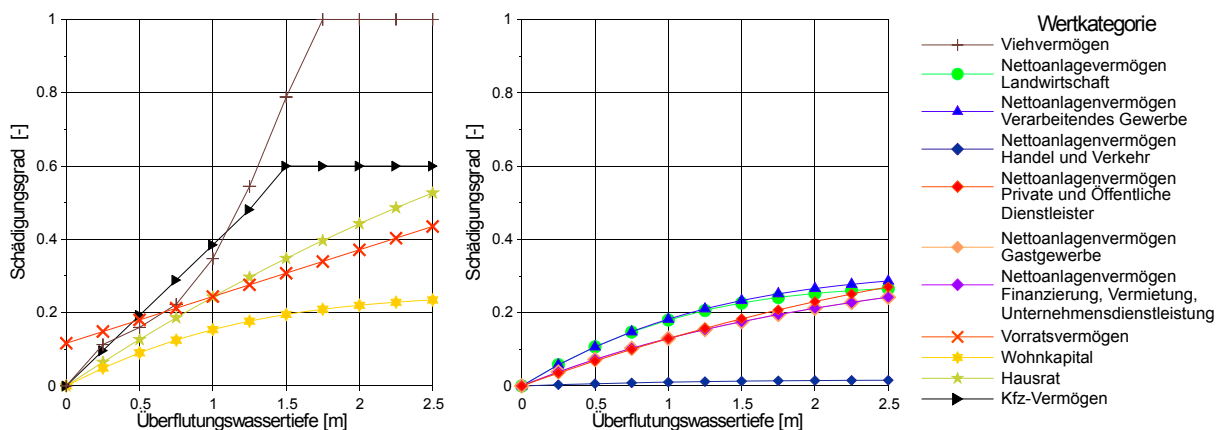


Abbildung 2-3: Wasserstand-Schadensfunktionen (KRIM, 2004)

Die Überflutungsflächen, die sich infolge eines Versagens des Hochwasserschutzsystems ergeben, wurden als Grundlage der Schadensanalyse und der Risikobestimmung für drei Fokusflächen ermittelt. Um den dynamischen Prozess der Überflutungen zu berücksichtigen, wurden diese mit dem zweidimensionalen Finite-Differenzen-Modell MIKE21 des DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI) simuliert. Dadurch wurden die Überflutungsausdehnung sowie die entsprechenden Wassertiefen realitätsnah ermittelt. Weiterhin ließen sich Aussagen über die Laufzeit der Überflutung treffen.

Die Grundlage für die Überflutungssimulationen lieferte ein Digitales Geländemodell (DGM) der GEO-INFORMATION BREMEN mit einer Rasterweite von 10 m. Dieses wurde im Bereich der Weser, Lesum, Hamme und Wümme mit Peildaten des WASSER- UND SCHIFFFAHRTSAMTES BREMEN verschnitten, da das digitale Geländemodell im Bereich der Flüsse den mittleren Wasserspiegel als Geländehöhe angibt.

Für die Überflutungssimulationen wurden an den drei Fokusflächen Deichlücken mit einer Breite von 40 m und einer Restschwelle auf Vorlandhöhe in das digitale Geländemodell eingebaut.

Die eingesteuerten Randbedingungen wurden den Simulationen des eindimensionalen Flussgebietmodells entnommen. Dort wurde an der unteren Modellgrenze am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm ein hundertjähriges Tidehochwasser (Kap. 4.3) und an der oberen Modellgrenze am Pegel Int-

schede ein hundertjähriges Hochwasser (Kap. 4.4) angesetzt. An den übrigen Modellgrenzen wurden mittlere Randbedingungen eingesteuert. Für das Klimaszenario (Kap. 4.6) wurde ein Meeresspiegelanstieg von 55 cm berücksichtigt.

### 2.3 Strategien der Risikosteuerung

Einer Erhöhung der Wasserstände in der Unterweser, zum Beispiel durch einen klimawandelbedingten Anstieg des Meeresspiegels und dem dadurch gestiegenen Hochwasserrisiko, kann mit verschiedenen Strategien entgegengewirkt werden.

Eine Verminderung der Versagenswahrscheinlichkeit kann durch eine Erhöhung der vorhandenen Deiche erfolgen. Diese Strategie ist denkbar, jedoch mit sehr hohen Investitionskosten verbunden. Weiterhin ist es möglich, die Versagenswahrscheinlichkeit der Hochwasserschutzanlagen durch eine Senkung der Tidehochwasserstände zu verringern. In diesem Zusammenhang ist der Bau eines Sturmflutsperrwerkes im Mündungsbereich der Weser als bedingt durchführbare Strategie denkbar. Dieser Ansatz ist für die Unterweser aus ökonomischer und ökologischer Sicht nicht zu vertreten (KRIM, 2004).

Die Tidehochwasserstände in einem Ästuar sind auch abhängig von dem zur Verfügung stehenden Flutraum. Eine Vergrößerung des Flutraums kann eine Senkung des Tidehochwassers zur Folge haben. Der Flutraum eines Ästuars lässt sich durch die Anlage von Poldern erhöhen. Diese nehmen ab einem definierten Wasserstand Wasser aus der Unterweser auf und kappen somit den Spitzenwasserstand. Die Anlage von Poldern ist bedingt durchführbar, da ausreichende Flächen in deichgeschützten Gebieten benötigt werden, die zurzeit landwirtschaftlich genutzt werden. Ferner entstehen Kosten bei der Eindeichung der Polder und dem Bau der steuerbaren Ein- und Ausläufe bzw. Ausgleichszahlungen.



Abbildung 2-4: Strategien der Risikosteuerung mit einer Bewertung für das Untersuchungsgebiet

Eine kostengünstige Alternative zur Schaffung von Flutraum stellt eine optimierte Steuerung der vorhandenen Sperrwerke in den Nebenflüssen Hunte, Lesum und Ochtum dar. Hierbei sind die zulässigen Wasserstände in den Nebenflüssen zu beachten.

Das Hochwasserrisiko kann weiterhin durch eine Verminderung des Schadenspotentials im Hinterland gesenkt werden. Dies kann zum Beispiel durch die Anlage einer zweiten Deichlinie bzw. eine private

Vorsorge durch die Bewohner (z.B. Lagerung wertvoller Gegenstände in höheren Stockwerken) geschehen.

Im Rahmen dieses Verbundprojektes wurden die Strategien "Schaffung von zusätzlichem Flutraum durch Polderflächen" und "Optimierung der Steuerung der vorhandenen Sperwerke" untersucht.

## 2.4 Simulation von Strömungen, Tide und Seegang

### 2.4.1 Überflutungssimulationen

Das Programmsystem MIKE21 ist ein zweidimensionales hydronumerisches Modell, das vom DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (DHI) zur Modellierung verschiedener Prozesse wie Strömungsvorgänge mit freier Oberfläche, Wellen oder Sedimenttransport entwickelt wurde. Um die unterschiedlichen Naturprozesse zu modellieren, umfasst MIKE21 mehrere Module. Für die Überflutungssimulationen wurde das Strömungsmodul (HD), ein allgemeines numerisches Modellsystem für die Simulation von Wasserständen und Strömungen in Ästuaren, Buchten und anderen Küstenbereichen, verwendet. Das Programm simuliert instationäre zweidimensionale Strömungen in vertikal homogenen Fluiden.

In MIKE21 werden die Gleichungen der Massen- und Impulserhaltung mit Hilfe der Finite-Differenzen-Methode gelöst [DHI, 1996]. Die hydrodynamischen Zustandsgrößen werden beim benutzten Verfahren durch Integration der Kontinuitäts- und Impulsgleichung über die Vertikale ermittelt, also über die Tiefe gemittelt. Voraussetzung für eine solche Berechnungsweise sind die Annahmen, dass vertikale Beschleunigungen vernachlässigbar sind, viskose Spannungen über die Tiefe kaum veränderlich sind und die Impulswerte nahezu eins sind.

Die räumliche Diskretisierung erfolgt mit Hilfe eines äquidistanten Rechteckgitters. Die Gitterweite ist in Abhängigkeit von dem zu untersuchenden Gebiet frei wählbar. Neben der räumlichen Koordinate wird auch die Zeitkoordinate in einzelne Zeitschritte unterteilt. Mit der Zerlegung im äquidistanten Rechteckgitter ist eine Implementierung der mathematischen Grundlagen verbunden. Hier kann diese Form der Auflösung zu Stabilitätsproblemen führen, sofern keine hinreichende Beziehung zwischen räumlicher und zeitlicher Diskretisierung gegeben ist. Um diesen Zusammenhang zu gewährleisten, wird eine Beziehung zwischen räumlicher und zeitlicher Auflösung über das COURANT-Kriterium geschaffen. Laut COURANT-Kriterium muss einer feinmaschigen räumlichen Auflösung eine zeitliche Diskretisierung in kleinen Schritten folgen. Um die numerische Stabilität zu gewährleisten, muss die Courant-Zahl  $C_R < 1$  sein.

$$C_R = c \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad \text{Gl. 15}$$

mit	$C_R$	COURANT-Zahl [-]
	$c(x,y,t)$	Betrag der Strömungsgeschwindigkeiten [m/s]
	$\Delta t$	Zeitschrittlänge [s]
	$\Delta x$	Diskretisierungsweite [m]

In MIKE21 werden zur Berechnung der tiefengemittelten zweidimensionalen Gleichungen die Ableitungen in den Erhaltungsgleichungen durch Approximationen aus der Taylor-Reihenentwicklung ersetzt. Durch das Finite-Differenzen-Verfahren werden die auftretenden Differentialquotienten an diskreten Punkten mit Differenzenquotienten angenähert. Die Gleichungsmatrix, die aus den Berechnungen für jede Richtung und jede Gitterlinie resultiert, wird mithilfe eines zweischleifigen Algorithmus gelöst. Die Beschreibung von Strömungsvorgängen erfolgt in MIKE21 mittels der Gleichungen der Massen- und Impulserhaltung (NAVIER-STOKES-Gleichung):

Massenerhaltung:

$$\underbrace{\frac{\partial \zeta}{\partial t}}_{\text{Auslenkungsänderung}} + \underbrace{\frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y}}_{\text{Durchflussdivergenz}} = 0 \quad \text{Gl. 16}$$

mit  $\zeta(x, y, t)$       Wasserspiegelauslenkung [m]  
 $t$                       Zeit [s]  
 $p(x, y, t)$         Durchfluss in x-Richtung [m<sup>3</sup>/s]  
 $q(x, y, t)$         Durchfluss in y-Richtung [m<sup>3</sup>/s]  
 $x, y$                 Raumkoordinaten [-]

Impulserhaltung:

$$\underbrace{\frac{\partial p}{\partial t}}_{\text{lokale Beschleunigung}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{p \cdot q}{h} \right)}_{\text{advective Beschleunigung}} + \underbrace{g \cdot h \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial x}}_{\text{Meeresspiegelneigung}} + \underbrace{\frac{g \cdot p \cdot \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2}}_{\text{Bodenreibung}} - \underbrace{\frac{1}{\rho_w} \left( \frac{\partial}{\partial x} (h \cdot \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot \tau_{xy}) \right)}_{\text{Schubspannungsdivergenz}} - \underbrace{\Omega \cdot q}_{\text{Corioliskraft}} - \underbrace{c_d \cdot VV_x}_{\text{Windschub}} + \underbrace{\frac{h}{\rho_w} \cdot \frac{\partial p_a}{\partial x}}_{\text{Luftdruckgradient}} = 0 \quad \text{Gl. 17}$$

$$\underbrace{\frac{\partial q}{\partial t}}_{\text{lokale Beschleunigung}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q^2}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{p \cdot q}{h} \right)}_{\text{advective Beschleunigung}} + \underbrace{g \cdot h \cdot \frac{\partial \zeta}{\partial y}}_{\text{Meeresspiegelneigung}} + \underbrace{\frac{g \cdot q \cdot \sqrt{p^2 + q^2}}{C^2 \cdot h^2}}_{\text{Bodenreibung}} - \underbrace{\frac{1}{\rho_w} \left( \frac{\partial}{\partial y} (h \cdot \tau_{yy}) + \frac{\partial}{\partial x} (h \cdot \tau_{xy}) \right)}_{\text{Schubspannungsdivergenz}} + \underbrace{\Omega \cdot p}_{\text{Corioliskraft}} - \underbrace{c_d \cdot VV_y}_{\text{Windschub}} + \underbrace{\frac{h}{\rho_w} \cdot \frac{\partial p_a}{\partial y}}_{\text{Luftdruckgradient}} = 0 \quad \text{Gl. 18}$$

mit  $h(x, y, t)$       Wassertiefe [m]  
 $p_a(x, y, t)$       Luftdruck [kg/(m<sup>2</sup>s<sup>2</sup>)]  
 $C(x, y)$         Chezy-Widerstandsbeiwert für die Sohlreibung [m<sup>0.5</sup>/s]  
 $V(x, y, t)$       Windgeschwindigkeit [m/s]  
 $V_x(x, y, t)$       Windgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]  
 $V_y(x, y, t)$       Windgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]  
 $f$                 Windreibungskoeffizient [-]  
 $\rho$                 Dichte des Fluids [kg/m<sup>3</sup>]  
 $\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yy}$       Schubspannungskomponenten [kg/(m<sup>2</sup>s<sup>2</sup>)]  
 $\Omega(x, y)$         Coriolis-Parameter [1/s]

Weiterhin werden zum Lösen der oben genannten Gleichungen die Wirbelviskosität E, die Schubspannungskomponenten  $\tau_{xx}$ ,  $\tau_{xy}$  und  $\tau_{yy}$  sowie die Bodenreibung C für die Lösung der Anfangs- und Randbedingungen benötigt:

Wirbelviskosität E:

$$E = c_s^2 \cdot \Delta^2 \cdot \left( \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right) \quad \text{Gl. 19}$$



mit	$c_s$	SMAGORINSKY-Faktor [-]
	$u(x,y,t)$	Strömungsgeschwindigkeit in x-Richtung [m/s]
	$v(x,y,t)$	Strömungsgeschwindigkeit in y-Richtung [m/s]

Schubspannungskomponenten  $\tau$  in Abhängigkeit der Wirbelviskosität:

$$\tau_{xx} = E \cdot \frac{\partial u}{\partial x} \quad \text{Gl. 20}$$

$$\tau_{yy} = E \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \quad \text{Gl. 21}$$

$$\tau_{xy} = E \cdot \left( \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) \quad \text{Gl. 22}$$

Bodenreibung:

In MIKE21 wird die Bodenreibung über die MANNING-Zahl M oder über den CHEZY-Beiwert C definiert. Zwischen den beiden Größen gilt folgender Umrechnungsfaktor:

$$C = M \cdot h^{\frac{1}{6}} \quad \text{Gl. 23}$$

mit	$C(x,y)$	CHEZY-Widerstandsbeiwert für die Sohlreibung [ $m^{0.5}/s$ ]
	$M(x,y)$	MANNING-Zahl [ $m^{1/3}/s$ ]
	$h(x,y,t)$	Wassertiefe [m]

Bezüglich der Modellränder wird in MIKE21 zwischen offenen und geschlossenen Rändern unterschieden. An geschlossenen Rändern findet kein Durchfluss statt. Offene Ränder sind Randflächen, an denen dem Modell entweder Wasser zugeführt (Oberlauf) oder entzogen wird (Unterlauf). Für die offenen Ränder sind entweder der Wasserstand oder der gesamte Durchfluss sowie für beide Fälle die Strömungsrichtung als Eingangsparameter vorzugeben.

## 2.4.2 Flussgebietsmodellierung

Das hydrodynamische Modell (HD-Modul) löst die vollständigen Bewegungsgleichungen nach SAINT VENANT mit Hilfe eines impliziten Finite-Differenzen-Schemas. Dies ermöglicht die Betrachtung verzweigter und gekoppelter Flusssysteme mit instationären, unter- und überkritischen Strömungszuständen, was für die naturähnliche Abbildung von Strömungsvorgängen in ausgedehnten Talauen von Flusssystemen und den dort im Hochwasserfall auftretenden Ausuferungen notwendig ist.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Gl. 24}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (\beta \cdot Q^2 / A)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{C^2 \cdot A \cdot r_{hy}} = 0 \quad \text{Gl. 25}$$

mit	Q	Abfluss [ $m^3/s$ ]
	A	durchströmte Querschnittsfläche [ $m^2$ ]
	x	Längskoordinate in Fließrichtung [m]
	$r_{hy}$	hydraulischer Radius [m]
	$\beta$	dimensionsloser Korrekturbeiwert [-]
	q	gleichmäßig angenommene Zu- und Abflüsse pro Längeneinheit [ $m^3/(sm)$ ]
	g	Gravitationskonstante = 9,81 $m/s^2$

C	CHEZY-Koeffizient [ $m^{1/2}/s$ ]
$k_{st}$	Rauheitsbeiwert nach MANNING-STRICKLER [ $m^{1/3}/s$ ]

Die Berechnungsmethodik setzt ein vertikal stetiges Strömungsverhalten über den Querschnitt voraus. Zwischen zwei benachbarten Querschnitten wird ein linearer Verlauf des Rauigkeitsbeiwertes angenommen. Der Unterschied zwischen der Chezy- und Manning-Beschreibung des Rauigkeitsbeiwertes ist der Einfluss des hydraulischen Radius  $r$ . Der Beiwert von Manning kann so als unabhängig von der Wassertiefe verstanden werden, während der Chezy-Beiwert mit der Wassertiefe variiert. Die Beiwerte stehen in dem in obiger Gleichung aufgeführten Verhältnis zueinander.

Um das Differentialgleichungssystem zu lösen, müssen alle Rand- und Anfangsbedingungen und die Systemgeometrie bekannt sein. Die Systemgeometrie wird durch Profile, Peilungen, Bauwerke und weitere Geländedaten bestimmt. Randbedingungen setzen sich aus Angaben über zeitliche Zuflüsse  $Q(t)$  am oberen Modellrand, Zuflüsse im Verlauf des Fließgewässers sowie von Wasserständen  $h(t)$  an der unteren Modellgrenze zusammen. Der Abflussquerschnitt wird in nebeneinander liegende Abflussstreifen untergliedert und vertikal integriert. Es erfolgt eine getrennte Integration für jeden dieser Streifen. Durch Addition über die Abflussstreifen werden die querschnittsgemittelten Werte bestimmt. Die Auflösung des Lösungsgitters wird durch die Vorgabe von Orts- und Zeitschritten bestimmt.

Eine weitere Beeinflussung der Wasserstände kann durch Strombauwerke im Fließquerschnitt verursacht werden. Dies sind im Regelfall unter- oder überströmte Wehre, Sperrwerke, Schleusen, aber auch Sohlbauwerke, z.B. Sohlabstürze, -schwelen und -gleiten. Das HD-Modul bietet die Möglichkeit steuerbare Strukturen zu berücksichtigen. Alle weiteren Strombauwerke können über die Querschnitte Berücksichtigung finden.

Unterströmte Wehre nehmen nur Einfluss auf den Wasserstand, wenn die Wehrunterkante in den Fließquerschnitt eintaucht. Hierbei ändert sich das Fließverhalten. Der Wasserstand hinter dem Wehr berechnet sich nach folgender Formel [DHI, 2004]:

$$y_2 = \frac{1}{2} * y_s (\sqrt{1 - 8Fr^2} - 1) \quad \text{Gl. 26}$$

mit:	$y_s$	Wassertiefe unterhalb des Schützes [m]
	$y_2$	Wassertiefe unterhalb des Wehres [m]
	Fr	FROUDE-Zahl korrespondierend zu $y_s$ [-]

Der Durchfluss  $Q$  an einem unterströmten Wehr ergibt sich wie folgt:

$$Q = C_d * bw * \sqrt{2g * y_1} \quad \text{Gl. 27}$$

mit:	b	Wehrkronenbreite [m]
	w	Höhe der Wehröffnung über der Sohle [m]
	$y_1$	Wassertiefe oberhalb des Wehres [m]

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c \frac{w}{y_1}}} \quad \text{Gl. 28}$$

$$C_c = \frac{y_s}{w} \quad \text{Gl. 29}$$

Für die Simulation instationärer Abflussvorgänge, z.B. im Rahmen einer Ausweisung von Überschwemmungsgrenzen im Tidebereich, stellt MIKE11 somit ein geeignetes Werkzeug dar.

In MIKE11 kann bei der Erfassung des Fließwiderstandes zwischen zwei Widerstandsbeschreibungen gewählt werden. Dies ist zum einen die weit verbreitete empirische Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER, die den dimensionsbehafteten MANNING-STRICKLER-Beiwert  $k_{st}$  [ $m^{1/3}/s$ ] als Rauigkeits- bzw. Reibungsbeiwert verwendet.

Alternativ kann der sich aus der klassischen Fließformel ergebende CHEZY-Beiwert C zur Beschreibung des Reibungseinflusses gewählt werden. Dieser Beiwert ist ebenfalls dimensionsbehaftet [ $m^{1/2}/s$ ] und hängt über den hydraulischen Radius mit dem  $k_{st}$ -Wert wie folgt zusammen:

$$C = k_{st} \cdot r_{hy}^{1/6} \quad \text{Gl. 30}$$

Der entscheidende hydraulische Unterschied zwischen den beiden Widerstandsbeiwerten ist, dass der C-Wert nach CHEZY selbst bei einer über den gesamten benetzten Umfang konstanten Sohl- und Wandbeschaffenheit nicht konstant ist, sondern vom hydraulischen Radius und damit von der Wassertiefe abhängt.

### 2.4.3 Seegangssimulation

Es wurde ein zweidimensionales Modell eingesetzt, mit dem Wellenparameter in Küstenbereichen und Ästuaren numerisch unter Berücksichtigung von Wind-, Strömungs- und Morphologieverhältnissen berechnet werden können, das Seegangmodell SWAN (Simulation WAVes Nearshore).

Das Seegangmodell SWAN basiert auf den EULER'schen Formulierungen des diskreten spektralen Gleichgewichts der Impulsdichte. Die Terme der Zeit werden hierzu aus der Impulsgleichung herausgenommen. Das spektrale Gleichgewicht baut auf der Gleichung der linearen Wellentheorie auf. SWAN bezieht in seiner Berechnung des Fortschreitens der Wellen folgende physikalische Effekte mit ein: räumliches Fortschreiten der Wellen, Refraktion durch Tiefenänderungen, Shoaling durch Tiefenänderungen, Transmission oder Blockade durch Hindernisse, Reflexion von Wellen von entgegengesetzten Strömungen. Diffraktion und Reflexion werden von SWAN nicht einbezogen.

Weiterhin werden Ursachen für die Wellenerzeugung und die Wellendissipation eingebunden. Berechnet werden: Brechen von Hochseewellen, so genanntes „white-capping“ (Überschreiten der Grenzsteilheit), Tiefeninduziertes Wellenbrechen, Energiedissipation durch Bodenreibung, nicht-lineare Welle-Welle-Wechselwirkungen. In der linearen Wellentheorie wird der Seegang an einem bestimmten Ort durch sinusförmige Wellen beschrieben. Jede Welle hat dabei eine eigene Periode, Länge, Amplitude und Ausbreitungsrichtung. Die absolute Frequenz  $\omega$ , die relative Frequenz  $\sigma$ , und die Strömungsgeschwindigkeit  $u$  stehen für eine konstante Wassertiefe und einem homogenen Windfeld in folgender Beziehung:

$$\omega = \sigma + k \cdot u \quad \text{Gl. 31}$$

mit  $\omega$  absolute Frequenz  
 $\sigma$  relative Frequenz  
 $k$  Wellenzahl  
 $u$  Strömungsgeschwindigkeit

Die relative Frequenz  $\sigma$  ist auch durch die Dispersionsrelation, die die Beziehung zwischen Wellenperiode und Wellenlänge beschreibt, gegeben.

$$\sigma^2 = g \cdot k \cdot \tanh(k \cdot d) \quad \text{Gl. 32}$$

mit  $d$  Wassertiefe

Nach linearer Theorie berechnet sich die Phasengeschwindigkeit  $c$  wie folgt:

$$c = \frac{\sigma}{k} \quad \text{Gl. 33}$$

Daraus geht die Gruppengeschwindigkeit  $c_g$  hervor:

$$c_g = \frac{\partial \sigma}{\partial k} = \frac{1}{2} \cdot \left( 1 + \frac{2 \cdot k \cdot d}{\sinh(2 \cdot k \cdot d)} \right) \cdot c \quad \text{Gl. 34}$$

Aufbauend auf der linearen Theorie gibt es die spektrale Darstellung. Bei dieser Darstellung werden stationäre Verhältnisse vorausgesetzt. Dadurch kann die Dichtefunktion  $E(k, \omega)$  durch eine Fouriertransformation berechnet werden. Da eine einzigartige Beziehung zwischen der Frequenz  $\sigma$  und der Wellenzahl  $k$  besteht, kann unter Einbeziehung der Dispersionsgleichung die dreidimensionale Dichtefunktion  $E(k, \omega)$  anstelle von drei Variablen mit zwei Variablen ausgedrückt werden. Die Energiedichtefunktion kann durch Terme, die die Ausbreitungsrichtung  $\theta$  und die absolute Frequenz  $\omega$ ,  $E(\omega, \theta)$  oder die relative Frequenz  $\sigma$ ,  $E(\sigma, \theta)$  und der Wellenzahl  $k$ ,  $E(k, \theta)$  beschreiben, dargestellt werden.

SWAN basiert mit seinen Berechnungen auf dem physikalischen Prinzip der Impulserhaltung nach EULER. Das Wellenimpulsdichtespektrum  $N(\sigma, \theta)$  wird durch den Quotienten von Seegangenergiedichtespektrum  $E(\sigma, \theta)$  und relativer Frequenz  $\sigma$  beschrieben. Die relative Frequenz  $\sigma$  (betrachtet im Bezug auf die Impulstransportgeschwindigkeit) und die Wellenrichtung  $\theta$  sind unabhängige Variablen:

$$N(\sigma, \theta) = \frac{E(\sigma, \theta)}{\sigma} \quad \text{Gl. 35}$$

mit  $N(\sigma, \theta)$  Wellenimpulsdichtespektrum  
 $E(\sigma, \theta)$  Seegangenergiedichtespektrum

Die spektrale Impulserhaltungsgleichung lautet für jeden Gitterpunkt eines Rechengitters:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(c_x N)}{\partial x} + \frac{\partial(c_y N)}{\partial y} + \frac{\partial(c_\sigma N)}{\partial \sigma} + \frac{\partial(c_\theta N)}{\partial \theta} = \frac{S}{\sigma} \quad \text{Gl. 36}$$

mit  $N$  Wellenimpuls  
 $c_x$  Ausbreitungsgeschwindigkeit in x-Richtung  
 $c_y$  Ausbreitungsgeschwindigkeit in y-Richtung  
 $c_\sigma$  Ausbreitungsgeschwindigkeit durch Änderung der relativen Frequenz  
 $c_\theta$  Ausbreitungsgeschwindigkeit durch Strömung oder Refraktion

### 3 Untersuchungsraum und Fokusflächen

#### 3.1 Einzugsgebiet der Unterweser

Die Weser entsteht am Zusammenfluss ihrer beiden Quellflüsse Werra und Fulda bei Hannoversch Münden. Werden die Werra-km mitgerechnet, erreicht die Weser eine Fließlänge von 730 km. Das Gesamteinzugsgebiet der Weser umfasst eine Fläche von ca. 46.306 km<sup>2</sup> (Abbildung 3-1). Davon entfallen ca. 12.440 km<sup>2</sup> auf Werra und Fulda.

Als Oberweser wird der Fluss in seinem Oberlauf von Hannoversch Münden bis Porta bei Minden (Weser-km 205) bezeichnet. Die Oberweser ist ein typischer Mittelgebirgsfluss mit starken Schwankungen in der Wasserführung. Im Winterhalbjahr kommt es hier zu starken Hochwässern, im Sommer herrscht dagegen oft extremes Niedrigwasser.



Abbildung 3-1: Einzugsgebiet der Weser [ARGE-WESER, 2006]

Die Mittelweser ist der rund 157 km lange Abschnitt zwischen Minden und dem Weserwehr in Bremen-Hemelingen (Tidegrenze). Bis zur Allermündung verläuft die Weser in einer ca. 3 km breiten Talniederung, bevor sie dem eiszeitlichen Aller-Weser-Urstromtal mit seinen breiten Flussmarschen folgt. Geest und Marsch sind in diesem Bereich die vorherrschenden Landschaften. Das oberirdische Ein-

zugsgebiet der Mittelweser umfasst ca. 37.495 km<sup>2</sup>. Der mittlere Abfluss (MQ) am Pegel Intschede liegt bei 326 m<sup>3</sup>/s.

Die unterhalb von Bremen beginnende Unterweser bildet zusammen mit der Außenweser das tidebeeinflusste Mündungsgebiet (Ästuar) der Weser. Dort überlagern sich die Einflüsse des abfließenden Oberwassers mit denen der Gezeiten. Dieser Abschnitt zwischen Bremen und Bremerhaven ist ca. 70 km lang. Schutzdeiche und Sturmflutsperrwerke begleiten die Weser in diesem Abschnitt. Ab Bremerhaven schließt sich die ca. 50 km lange trichterförmige Außenweser an, die bis ins offene Meer führt. In der Unterweser nehmen die tidebedingten Durchflüsse bei mittlerer Tide und mittlerem Abfluss von 326 m<sup>3</sup>/s am Weserwehr Hemelingen auf etwa 6.600 m<sup>3</sup>/s bei Bremerhaven zu.

### 3.2 Fokusflächen

Die Hochwasserrisikoanalyse wurde für drei Fokusflächen im Stadtgebiet von Bremen durchgeführt. Die Ergebnisse sind hier für zwei Flächen dargestellt..

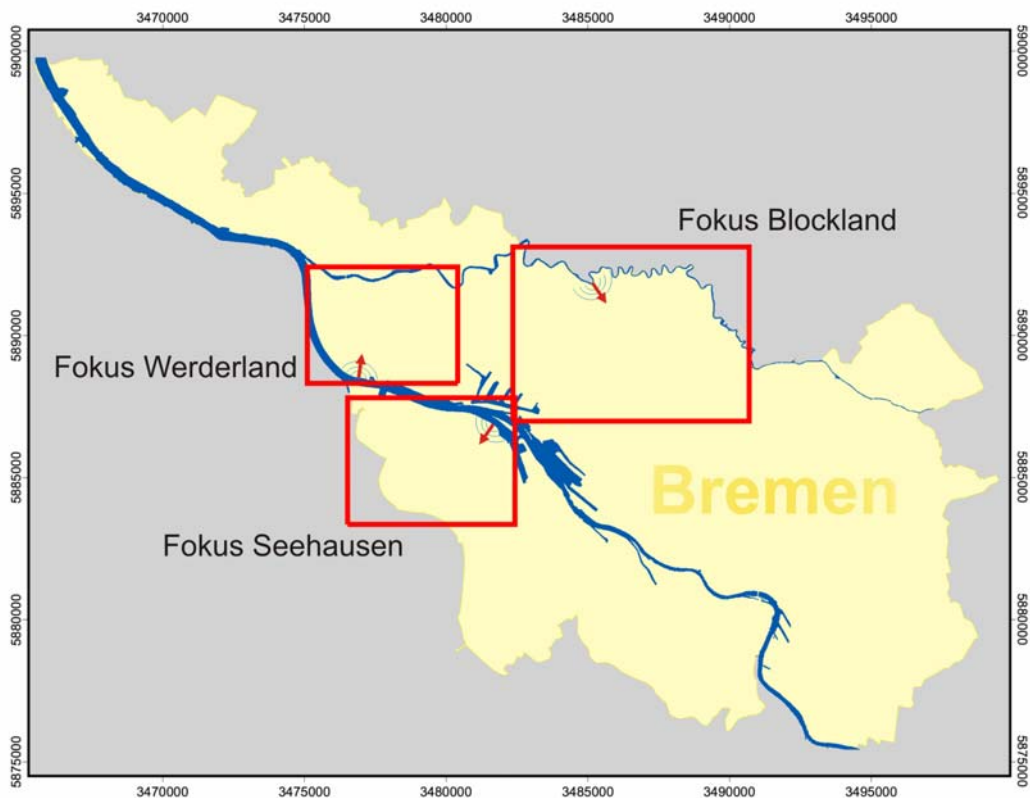


Abbildung 3-2: Übersicht über die Fokusflächen

#### 3.2.1 Fokusfläche Seehausen

Die Fokusfläche Seehausen liegt im Südwesten von Bremen und umfasst sowohl den Ortsteil Seehausen als auch das Niederungsgebiet Niedervieland. Das Gebiet wird im Norden und im Osten von der Weser, im Westen und im Süden von der Ochtum begrenzt. Da der Großteil des Niederungsgebietes nur knapp über Normalnull liegt, würden diese ohne Schutz der Deiche bei Tidehochwasser überflutet werden.

Die Hochwasserrisikoanalyse wurde mit der gezielten Annahme eines Versagens (Szenario) des Küstenschutzsystems an zwei Stellen durchgeführt. Eine Deichbruchstelle liegt östlich von Seehausen in Richtung Neustädter Hafen (Deichbruchstelle 1). Die zweite Deichbruchstelle liegt direkt bei Seehausen (Deichbruchstelle 2). Die Entfernung zwischen den beiden Bruchstellen beträgt ca. 300 m.

### **3.2.2 Fokusfläche Blockland**

Die Fokusfläche Blockland liegt im Norden von Bremen. Das Niederungsgebiet wird im Norden durch die Deiche der Wümme und im Süden durch die erhöhte Autobahn A 27 begrenzt. Das Blockland weist größtenteils Geländehöhen von 0 bis 1 mNN auf und ist von zahlreichen Entwässerungsgräben durchzogen.

Die Hochwasserrisikoanalyse wurde hier mit der gezielten Annahme eines Versagens (Szenario) des Küstenschutzsystems bei Dammsiel durchgeführt. Bei diesem Szenario wurde zudem angenommen, dass das Lesumsperrwerk, das die Wümme vor erhöhten Tidewasserständen schützt, nicht geschlossen werden kann (Stromausfall, Eisgang o.ä.).





## 4 Hydrologische Randbedingungen

### 4.1 Sturmfluten

Eine Sturmflut wird als eine Zeitspanne mit durch starken auflandigen Wind hervorgerufenen hohen Wasserständen an Küsten oder in Flussmündungen definiert (PETERSEN UND ROHDE, 1991).

Für die Nordseeküste ist die offizielle Klassifizierung des BUNDESAMTES FÜR SEESCHIFFFAHRT UND HYDROGRAPHIE (BSH) am gebräuchlichsten. Danach liegt eine leichte Sturmflut bei einem Tidehochwasserstand von 1,5 m bis 2,5 m über dem mittleren Tidehochwasser (MThw), eine schwere Sturmflut bei 2,5 m bis 3,5 m über MThw und eine sehr schwere Sturmflut bei mehr als 3,5 m über MThw.

Das MThw am Pegel Bremen Große Weserbrücke beträgt 2,51 mNN (Zeitraum 1991-2000). Somit wäre die Sturmflut vom 17.02.1962 mit einem Tidehochwasserstand von 5,42 mNN als schwere Sturmflut einzuordnen.

Bei der Entstehung einer Sturmflut sind verschiedene Faktoren von Bedeutung. Die wesentliche Rolle spielt der Wind, der das Wasser des Atlantischen Ozeans aus südwestlichen bis nordwestlichen Richtungen in die Nordsee und die Deutsche Bucht drückt. Die Höhe des Sturmflutwasserstandes hängt in erster Linie von der Windstärke und -richtung, außerdem von der Winddauer und der Windwirkungslänge über dem Meer sowie von der Wassertiefe ab.

Die Tide spielt bei der Entstehung von Sturmfluten ebenfalls eine große Rolle. Da sich zur Springzeit die Gezeitenkräfte von Sonne und Mond summieren, fallen Sturmfluten nach Neu- und Vollmond besonders hoch aus. Die größten Sturmflutwasserstände sind dann zu verzeichnen, wenn ein besonders ausgeprägter Windstau mit einem Tidehochwasser oder einer Springtide zusammenfällt.

Neben der Wetterlage und der Tide hat die Form der Küstenlandschaft eine besondere Bedeutung. Das Wasser läuft besonders hoch auf, wenn sich die Küste trichterartig – wie z.B. beim Weserästuar – dem Wind entgegenstreckt. Im Bereich von Bremen haben die Ausbaumaßnahmen der Unterweser zu einer Erhöhung des Tidehubs von wenigen Dezimetern Ende des 19. Jahrhunderts bis auf über 4 m im heutigen Zustand geführt. Durch diese Maßnahmen, verbunden mit dem Ausbau der uferparallelen Deichlinien und der Absperrung der Nebenflüsse durch Sperrwerke, wurde allerdings die Gefahr von Überschwemmungen durch Binnenhochwässer vermindert.

Extreme Sturmflutereignisse mit erheblichen Landverlusten haben die Entwicklung der Nordseeküste geprägt. Schon aus historischer Zeit sind viele Sturmflutereignisse mit verheerenden Folgen für die Bewohner der Nordseeküste überliefert. Besonders in der Zeit vom 12. bis zum 15. Jahrhundert wurde die Küstenregion der Nordsee von schweren Sturmfluten heimgesucht, die große Landverluste verursachten und vielen Menschen das Leben kosteten. Weitere schwere Sturmfluten waren u.a. die "Allerheiligenflut 1570", die "St.-Pauli-Bekehrungsnachtflut 1634" und die "Weihnachtsflut 1717".

Im 19. Jahrhundert nahm die Anzahl der Sturmfluten an der Nordsee, die zu großen Schäden und großen Landverlusten führten, aufgrund des seit dem 18. Jahrhundert laufend verbesserten Deichschutzes deutlich ab. Im Februar 1825 trat eine Sturmflut mit den bis dahin höchsten gemessenen Wasserständen auf, die vor allem auf den Halligen und auf den Nordfriesischen Inseln trotz der Deicherhöhung nach einer Flut 1792 großen Schaden verursachte.

Im 20. Jahrhundert hat die Sturmflut vom 16./17.02.1962 wohl die größten Schäden angerichtet. Bei einem Wasserstand von 5,42 mNN wurden weite Teile von Bremen, darunter auch die Innenstadt, überschwemmt. Die extremen Sturmfluten von 1976 (5,34 mNN) und 1994 (5,43 mNN) führten trotz der hohen Wasserstände nicht zu großen Schäden, da die Deiche nach 1962 erhöht worden waren.

## 4.2 Binnenhochwasser

Das Einzugsgebiet der Weser umfasst am Pegel Intschede 37495 km<sup>2</sup>. Das Abflussverhalten im Einzugsgebiet wird maßgeblich durch Talsperren und Stauanlagen beeinflusst. Die Abflüsse der Mittelweser unterliegen starken Schwankungen. So beträgt der mittlere Niedrigwasserabfluss (MQ) am Pegel Intschede 117 m<sup>3</sup>/s, der mittlere Hochwasserabfluss (MHQ) jedoch 1230 m<sup>3</sup>/s (Zeitraum jeweils 1941-2000).

Hochwasserwellen im Mittelweserraum entstehen vorwiegend in den Einzugsgebieten der Werra und Fulda, ab Hannoversch Münden im Weserbergland mit dem Reinhardswald, dem Solling, Süntel und den Bückebergen. Im weiteren Verlauf der Mittelweser gelangen Abflussspitzen aus dem Leinebergland und dem Harz über die Aller in die Mittelweser. Durch schnelles Abtauen stärkerer Schneedecken, vorwiegend in den Mittelgebirgen des südlichen Niedersachsens bzw. durch Schneeschmelze auf wassergesättigtem oder gefrorenem Boden im norddeutschen Tiefland, entstehen Schneeschmelzhochwässer.

Unterhalb des Weserwehrs Hemelingen ist die Abflussleistung der Weser so groß, dass durch Binnenhochwasser keine Gefährdungen zu erwarten sind. Bei einem Binnenhochwasser ist der Zeitraum von ein bis zwei Wochen mit besonderer Belastung für die Deiche oberhalb von Bremen wesentlich länger als bei einem Sturmfluthochwasser.

Das höchste im zwanzigsten Jahrhundert beobachtete Hochwasser der Weser trat am 12.02.1946 auf. Am Pegel Intschede betrug der Abfluss etwa 3500 m<sup>3</sup>/s.

Am 16.03.1981 wurde am Pegel Intschede ein Abfluss von 2400 m<sup>3</sup>/s gemessen. Da das Hochwasser nicht schnell genug über das Weserwehr Hemelingen abgeführt werden konnte, strömten die Wassermassen durch den Werdersee und brachten den Deich unterhalb der Schleusenanlage zum Brechen. In Tabelle 4-1 sind ausgewählte Hochwasserereignisse des 19. Jahrhunderts zusammengestellt.

**Tabelle 4-1: Hochwasserereignisse und Deichbrüche des 19. Jahrhunderts**

06.03.1827	Deichbrüche bei Habenhausen, Bruch des Eisenraddeiches, Wasserstand am Bremer Pegel 7,27 mNN
21.-23.01.1841	Deichbrüche bei Ahausen, Blockländer Wümmedeich und Lesumdeich bei Lesumbrok, Wasserstand am Bremer Pegel 7,42 mNN
30.03.-02.04.1845	Deichbrüche an der kleinen Weser, Wümme und Lesum
30.01.1846	Deichbruch bei Ahausen, Wasserstand am Bremer Pegel 7,35 mNN
09.03.1855	Deichbruch in Lesumbrok, Wasserstand am Bremer Pegel 7,27 mNN
15.02.1867	Überschwemmungen bei Woltmershausen und Strom, Wasserstand am Bremer Pegel 7,25 mNN
Dez 1880 - Apr 1881	Deichbruch an der Wümme und Überschwemmung des Blocklandes, Überflutungen der nördlichen und östlichen Teile Bremens über mehrere Monate, höchster Wasserstand am Bremer Pegel 7,80 mNN

### 4.3 Wiederkehrzeiten von Tidehochwasserständen und resultierenden Sturmflutganglinien

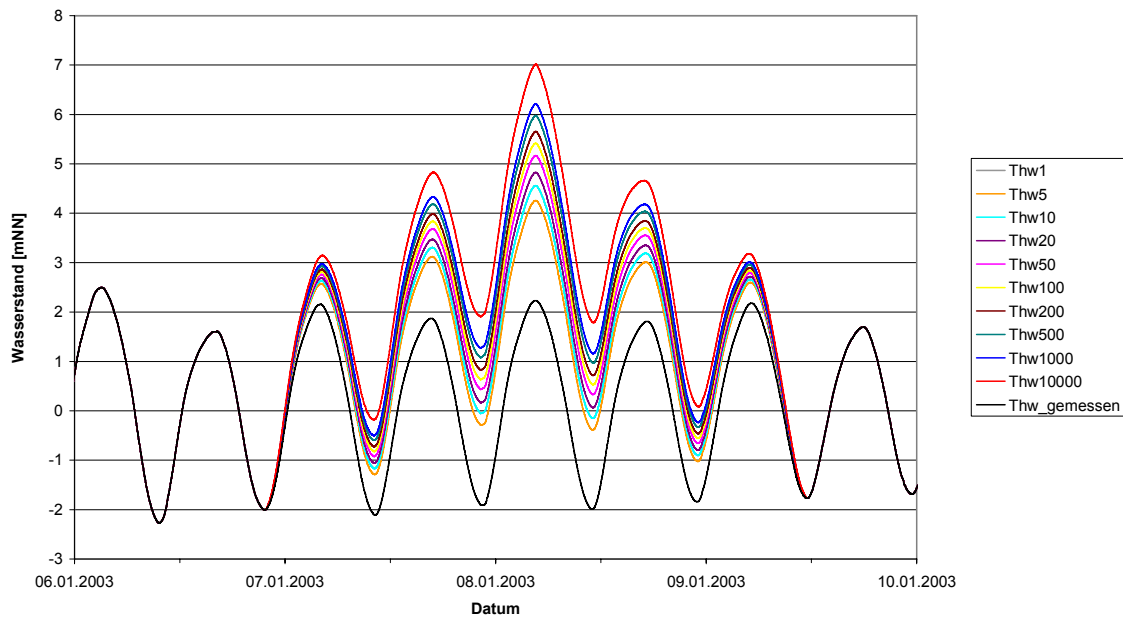
Für die statistische Analyse der Tidehochwasserstände am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm wurden die Ergebnisse aus früheren Untersuchungen zur „Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeiten der Bemessungswasserstände an der Unterweser“ (FRANZIUS-INSTITUT, 2004) übernommen. Für diese Untersuchungen wurden die jährlichen höchsten Tidehochwasserstände (HT<sub>hw</sub>) zwischen den Jahren 1900 und 2000 zunächst trendbereinigt.

Die Anstiegsrate der jährlichen mittleren Tidehochwasserstände (M<sub>Thw</sub>) ergibt sich am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm zu  $\alpha = 0,00246$  m/a. Die statistische Analyse der M<sub>Thw</sub>-korrigierten Tidehochwasserstände einer jährlichen Reihe (Abflussjahr) wurde mit Hilfe der Log-Pearson 3-Verteilung und der Momentenmethode durchgeführt. Eine Übersicht über die Tidehochwasserstände verschiedener Wiederkehrzeiten ist in Tabelle 4-2 aufgeführt.

**Tabelle 4-2: Tidehochwasserstände verschiedener Wiederkehrzeiten am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm**

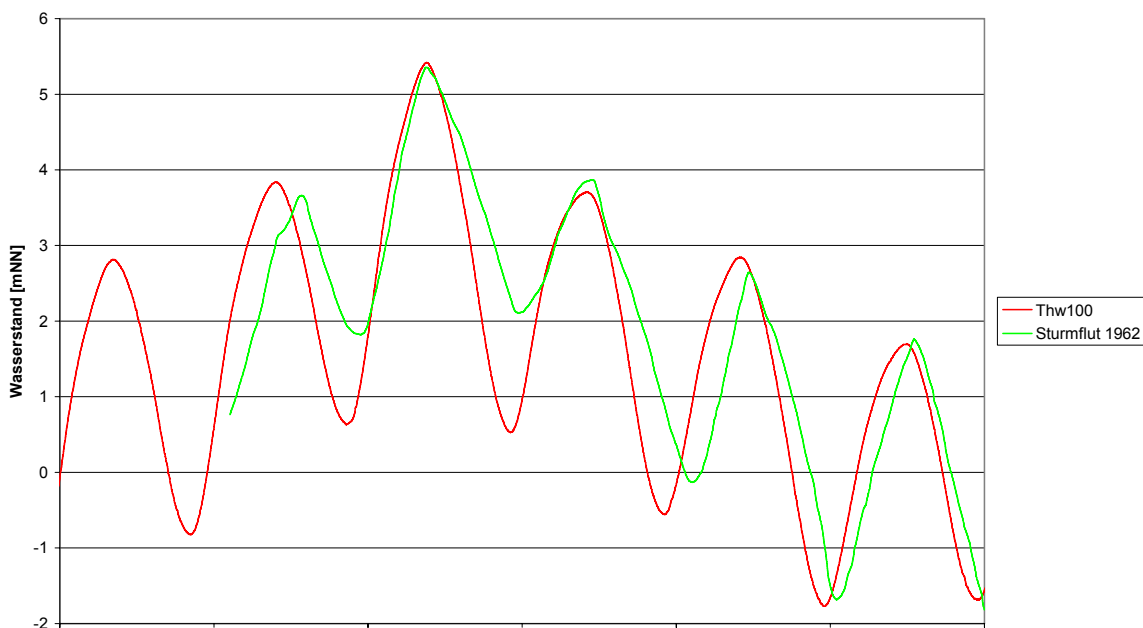
Wiederkehrzeit [a]	Tidehochwasser [mNN]
5	4,26
10	4,56
20	4,83
50	5,17
100	5,42
200	5,66
500	5,98
1000	6,22
10000	7,02

Zur Simulation einer möglichst naturnahen Wasserstandsganglinie wurde am Außenrand des Modells bei Bremerhaven ein im Januar 2003 gemessenes Ereignis durch ein über fünf Tiden andauerndes Windstauereignis auf den entsprechenden Sturmflutwasserstand synthetisch erhöht (Abbildung 4-1).



**Abbildung 4-1: Synthetische Wasserstandsganglinien für Sturmfluten mit verschiedenen Wiederkehrzeiten am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm**

Ein Vergleich des so erzeugten hundertjährigen Tidehochwassers mit der Sturmflut im Februar 1962 zeigt, dass der natürliche Verlauf der Ereignisse naturnah abgebildet wird (Abbildung 4-2).



**Abbildung 4-2: Vergleich des synthetischen hundertjährigen Tidehochwassers mit der Sturmflut im Februar 1962 am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm**

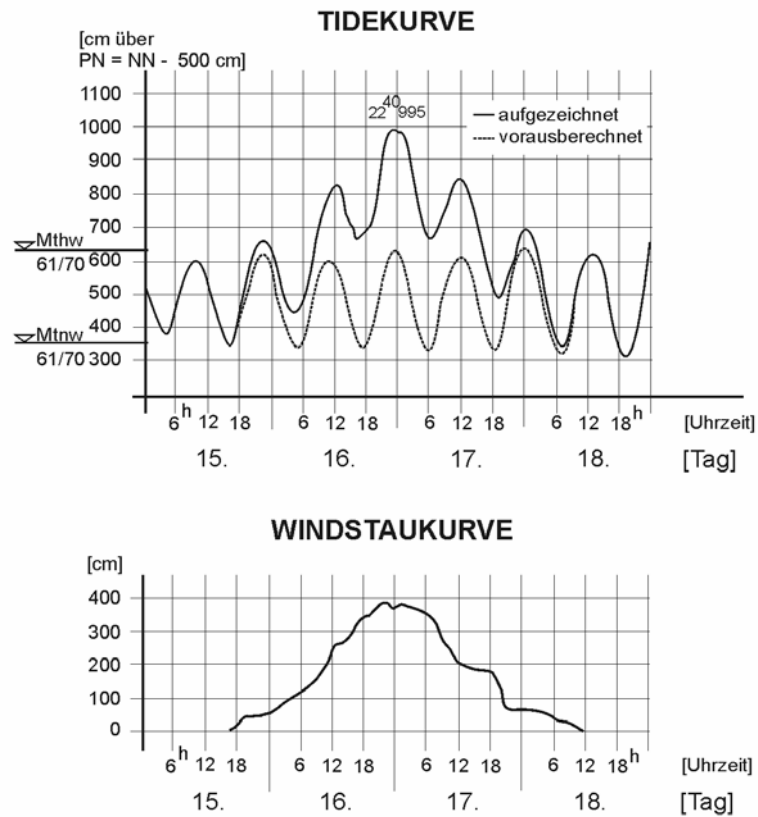


Abbildung 4-3: Tidekurve und Windstaukurve der Sturmflut im Februar 1962 am Pegel Cuxhaven (PETERSEN UND ROHDE, 1991)

#### 4.4 Hochwasserabflüsse aus dem Binnenland

Die statistische Analyse der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede wurde entsprechend der DVWK-Richtlinie Nr. 251/1999 durchgeführt. Dazu wurde eine jährliche Serie der Hochwasserabflüsse von 1900 bis 2004 aus Daten der BUNDESANSTALT FÜR GEWÄSSERKUNDE erstellt (Abbildung 4-4).

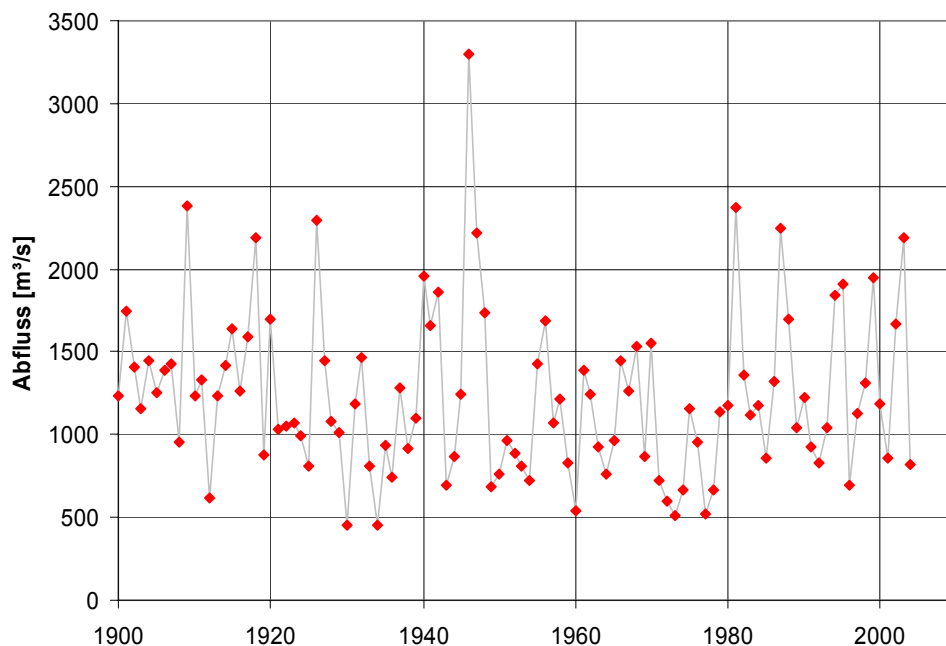
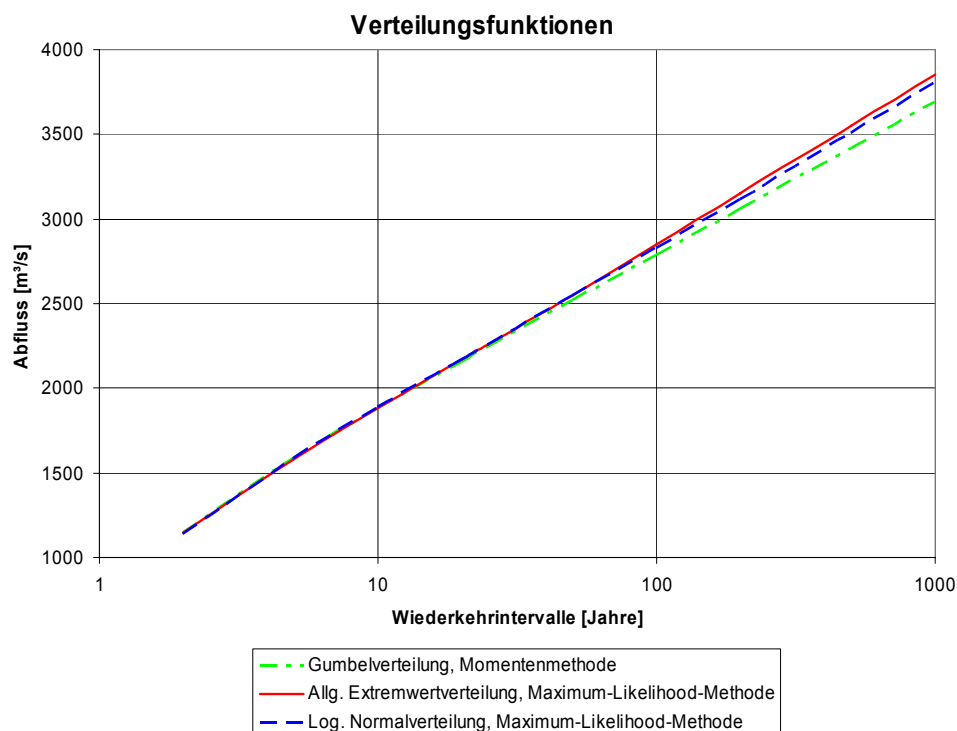


Abbildung 4-4: Jährliche Serie der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede von 1900 bis 2004

Die extremen Hochwasserereignisse des 19. Jahrhunderts wurden bei der statistischen Analyse nicht berücksichtigt, da Ende des 19. und Anfang des 20. Jahrhunderts die Oberweser, ihre Quellflüsse Werra und Fulda, Zuflüsse wie die Eder und die Diemel sowie die Aller staugeregelt wurden und daher solch extreme Abflüsse nicht wieder zu erwarten sind.

Aus den drei Verteilungsfunktionen, die in Kombination mit verschiedenen Schätzmethoden sowohl bei dem Anpassungsmaß  $n\omega^2$  als auch bei der Quantil-Korrelation  $r_p^2$  die größte Übereinstimmung mit der Stichprobe zeigten, wurde jeweils der mittlere Abfluss ausgewählt.

Bei der statistischen Analyse der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede zeigten die Gumbelverteilung mit der Momentenmethode sowie die allgemeine Extremwertverteilung und die logarithmische Normalverteilung – jeweils mit der Maximum-Likelihood-Methode – sowohl bei dem Anpassungsmaß  $n\omega^2$  als auch bei der Quantil-Korrelation  $r_p^2$  die größte Übereinstimmung mit der Stichprobe (Abbildung 4-5). Den jeweils mittleren Abfluss der ausgewählten Verteilungen wies die logarithmische Normalverteilung in Kombination mit der Maximum-Likelihood-Methode auf (Tabelle 4-3).



**Abbildung 4-5: Abfluss in Abhängigkeit der Wiederkehrintervalle bei verschiedenen Verteilungsfunktionen**

Tabelle 4-3: Wiederkehrzeit der Hochwasserabflüsse am Pegel Intschede

Wiederkehrzeit [a]	Abfluss [m <sup>3</sup> /s]
MQ	326
5	1590
10	1890
20	2170
50	2550
100	2830
200	3120
500	3510
1000	3810
10000	4760

Die zeitliche Verteilung der im Modell eingesteuerten Hochwasserereignisse wurde aus einem im Dezember 1986 bis Januar 1987 abgelaufenen Ereignis, welches mit einem Spitzenabfluss von  $Q = 2290 \text{ m}^3/\text{s}$  etwa einem  $HQ_{25}$  entspricht, abgeleitet (Abbildung 4-6).

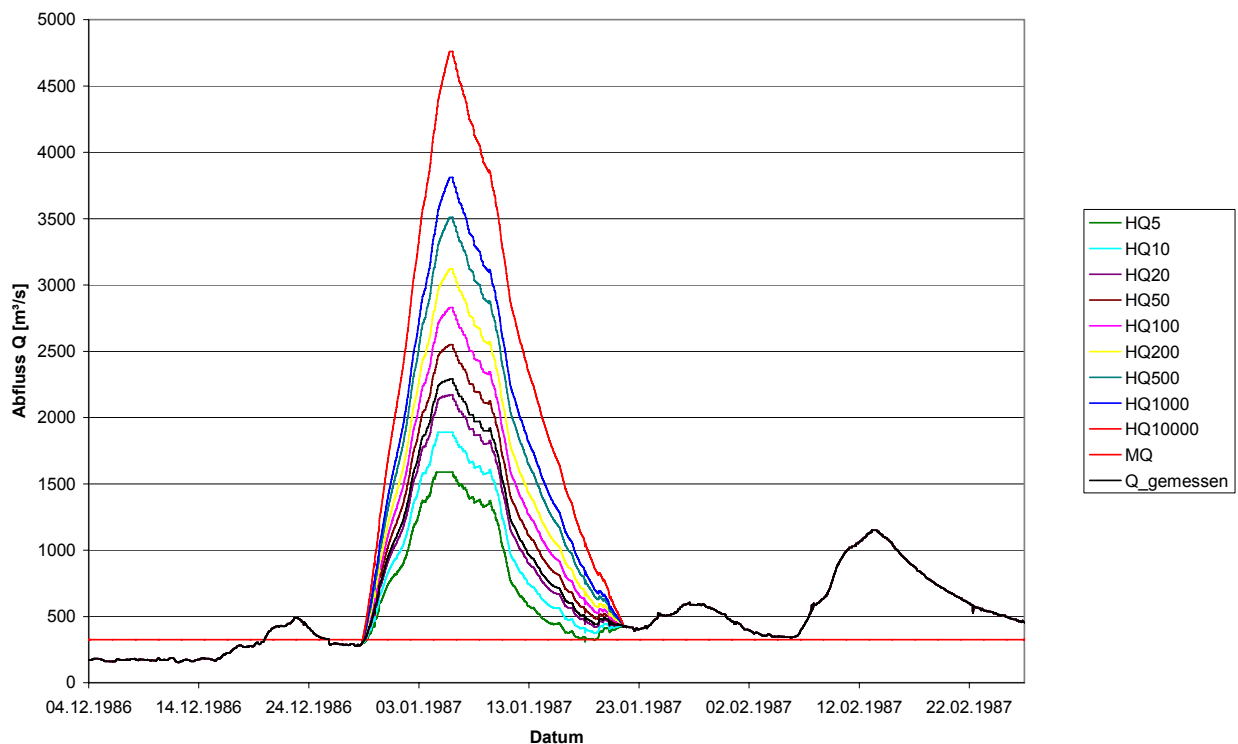


Abbildung 4-6: Zeitlicher Verlauf von Hochwasserereignissen verschiedener Wiederkehrzeiten am Pegel Intschede

Dazu wurde zunächst der gemessene Spitzenabfluss auf den statistisch ermittelten Wert erhöht. Um einen möglichst naturgetreuen zeitlichen Verlauf der Hochwasserwelle zu erhalten, wurden die Diffe-

renzen der Abflusswerte vom Beginn der Hochwasserwelle bis zum Scheitelpunkt sowie vom Scheitelpunkt zum Ende der Hochwasserwelle linear interpoliert.

#### 4.5 Korrelation zwischen Sturmflut und Binnenhochwasser

Um zu ermitteln, ob und wie Sturmflutwasserstände und Binnenhochwasser in Verbindung stehen, wurden die Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack sowie am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm den am Pegel Intschede gemessenen Abflüssen gegenübergestellt. Zunächst wurde allgemein eine Korrelation zwischen sämtlichen aufgetretenen Ereignissen untersucht (Abbildung 4-7 und Abbildung 4-8). Die Korrelationskoeffizienten  $r = 0,2481$  (Vegesack / Intschede, 1950 - 2003) bzw.  $r = 0,1285$  (Bremerhaven AL / Intschede, 1965 - 2004) deuten darauf hin, dass kein Zusammenhang zwischen extremem Tidehochwasser und dem Abfluss besteht. Auch lässt sich deutlich erkennen, dass extreme Tidehochwasserereignisse nicht zeitgleich mit extremen Binnenhochwässern aufgetreten sind.

Da die Ereignisse offensichtlich unkorreliert sind, ergibt sich die Gesamtwahrscheinlichkeit für Tidehochwasserstand und Abfluss aus dem Produkt der beiden Einzelwahrscheinlichkeiten. Diese Erkenntnis ist meteorologisch nachvollziehbar. Wenn die Tiefdruckgebiete, die eine Sturmflut hervorrufen, im Einzugsgebiet der Weser Niederschläge hervorrufen, so dauert es eine gewisse Zeit, bis diese Niederschläge als Hochwasserabfluss in der Unterweser ankommen.

An der deutschen Nordseeküste werden die Sturmflutereignisse nach der Eintrittshäufigkeit ihrer Scheitelwasserstände klassifiziert. Nach DIN 4049 werden sie in leichte (0,5 – 10 mal pro Jahr), schwere (0,05 – 0,5 mal pro Jahr) und sehr schwere Sturmfluten (< 0,05 mal pro Jahr) unterschieden. Am Pegel Vegesack entspricht eine schwere Sturmflut einem Scheitelwasserstand über  $Thw_2 = 4,18$  m, eine sehr schwere Sturmflut einem Scheitelwasserstand über  $Thw_{20} = 5,12$  m (MAI, 2004). In dem untersuchten Zeitraum traten demnach 63 schwere sowie drei sehr schwere Sturmfluten auf (Tabelle 4-4).

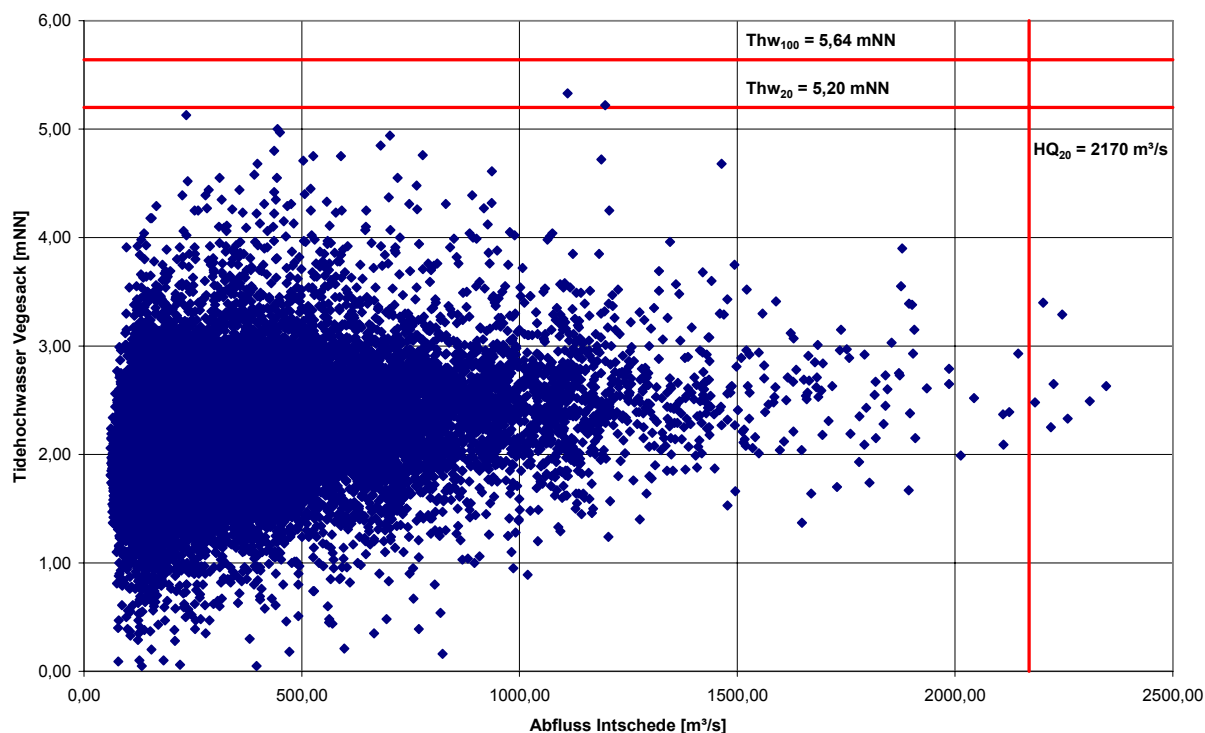
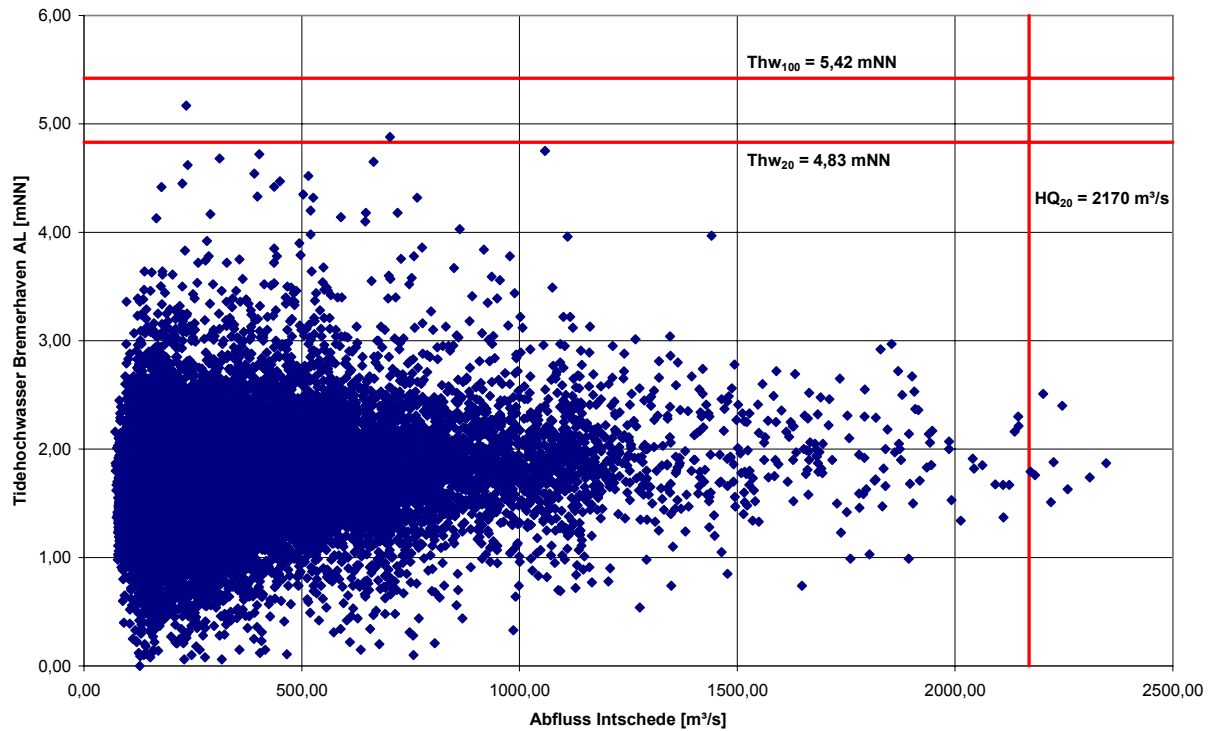


Abbildung 4-7: Gegenüberstellung der Tidehochwasserereignisse am Pegel Vegesack und der Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003





**Abbildung 4-8:** Gegenüberstellung der Tidehochwasserereignisse am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm und der Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1965 und 2004

**Tabelle 4-4:** Sehr schwere Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack zwischen 1950 und 2003

Datum	Thw <sub>Vegesack</sub> [mNN]
17.02.1962 02:10	5,22
03.01.1976 16:48	5,13
28.01.1994 15:23	5,33

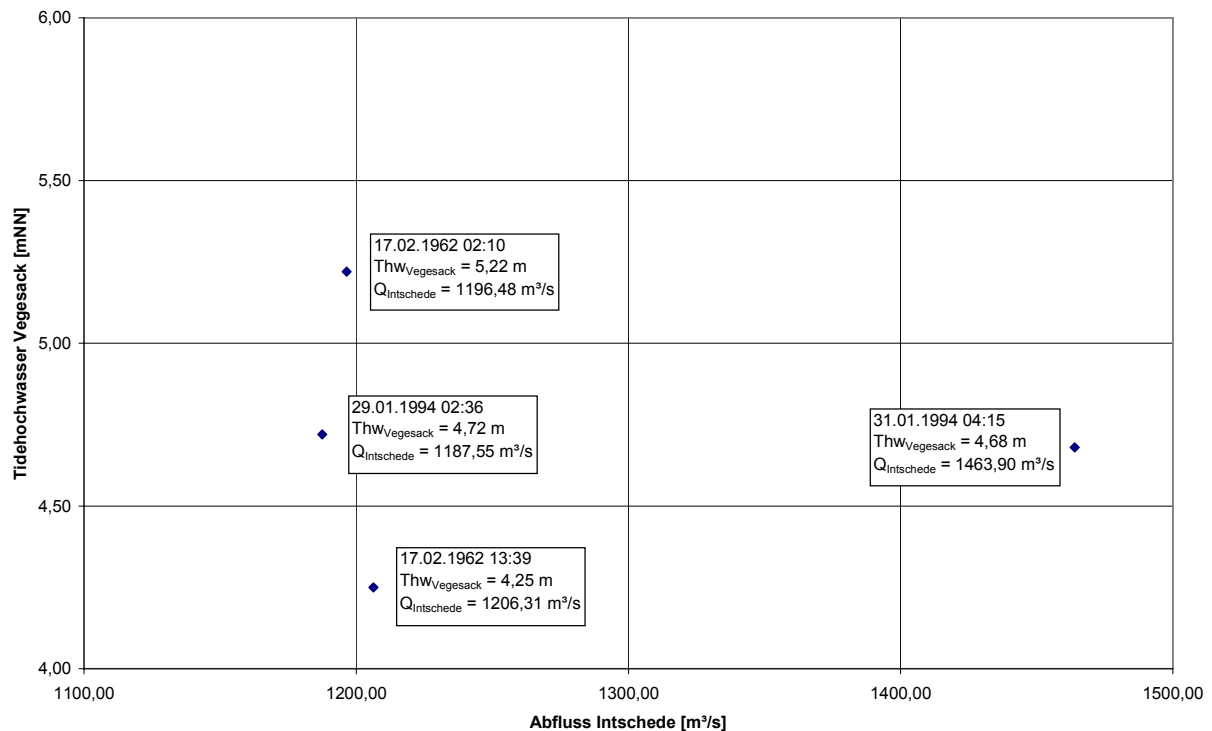
Die Abflüsse am Pegel Intschede mit entsprechenden Wiederkehrzeiten sind das  $HQ_2 = 1140 \text{ m}^3/\text{s}$  und das  $HQ_{20} = 2170 \text{ m}^3/\text{s}$  (siehe Kap. 4.4). Zwischen 1950 und 2003 gab es 35 Hochwasserereignisse mit Wiederkehrzeiten über zwei Jahren. Das zwanzigjährige Hochwasser wurde bei drei Ereignissen überschritten (Tabelle 4-5).

**Tabelle 4-5:** Hochwasserereignisse mit Wiederkehrzeiten von über 20 Jahren am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003

Datum	Q <sub>Intschede</sub> [m³/s]
16.03.1981	2370
05.01.1987	2250
07.01.2003	2190

Bei vier Ereignissen traf eine schwere Sturmflut auf ein Hochwasser, dessen Spitzenabfluss über dem eines  $HQ_2$  lag. Zwei der Ereignisse traten am 17.02.1962 um 02:10 Uhr und um 13:39 Uhr auf, trafen also auf dasselbe Hochwasserereignis. Die anderen Sturmfluten waren am 29.01.1994 um 02:36 Uhr und am 31.01.1994 um 04:15 Uhr und trafen ebenfalls auf dasselbe Hochwasserereignis. Es kann also nur von zwei Ereignissen gesprochen werden (Abbildung 4-9). Ein Zusammenhang zwischen

schweren Sturmfluten und Hochwasserereignissen mit Wiederkehrzeiten über zwei Jahren lässt sich nicht erkennen.



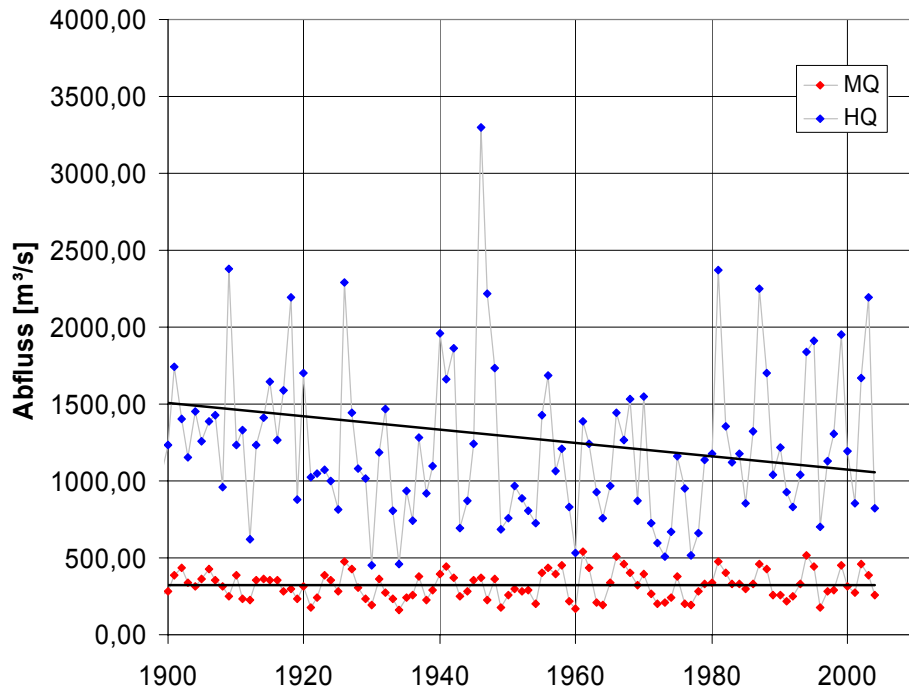
**Abbildung 4-9: Gegenüberstellung schwerer Sturmflutereignisse am Pegel Vegesack und der Hochwasserabflüsse (> HQ<sub>2</sub>) am Pegel Intschede zwischen 1950 und 2003**

Eine sehr schwere Sturmflut und ein Hochwasser mit einem Spitzenabfluss über dem eines HQ<sub>20</sub> traten in dem untersuchten Zeitraum nicht zeitgleich auf.

#### 4.6 Klimabedingte Änderungen von Wasserstand und Abfluss

Für eine weltweit angenommene Änderung des Klimas und seiner Folgen wurde ein Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm bis zum Jahr 2050 angenommen (Klimaszenario). Dieser Anstieg setzt sich zusammen aus einer regionalen Komponente von 15 cm und einer globalen Komponente von 40 cm. Die regionale Komponente entspricht dem an der niedersächsischen Nordseeküste beobachteten säkularen Meeresspiegelanstieg von 30 cm in 100 Jahren. Die globale Komponente berücksichtigt eine thermische Ausdehnung der Ozeane sowie beschleunigtes Gletscherschmelzen durch die anthropogen verursachte globale Erwärmung nach einem „worst-case“-Szenario aus dem INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE von 1996 (SCHUCHARDT UND SCHIRMER, 2005).

Die mittleren Abflüsse (MQ) am Pegel Intschede weisen zwischen 1900 und 2004 keinen Trend auf. Die höchsten Abflüsse (HQ) nehmen um 4,35 m³/s pro Jahr ab. Seit 1980 ist eine Häufung von extremen Hochwasserabflüssen zu verzeichnen (Abbildung 4-10). Für das Klimaszenario werden die Abflüsse am Pegel Intschede daher nicht erhöht.



**Abbildung 4-10: Mittlere und höchste Abflüsse am Pegel Intschede zwischen 1900 und 2004**

Der negative Trend der höchsten Abflüsse kann auf die Stauregelung der Weser und ihrer Zuflüsse in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts zurückgeführt werden.

#### 4.7 Statistische Analyse der Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen

Für die statistische Analyse der Windgeschwindigkeiten und Windrichtungen wurden die Ergebnisse aus dem Projekt „Klimawandel und präventives Risiko- und Küstenschutzmanagement an der deutschen Nordseeküste (KRIM)“ (FRANZIUS-INSTITUT, 2004) übernommen. Für diese Untersuchung wurden Datensätze des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES an der Station Helgoland, basierend auf einer Zeitreihe von 1950 bis 2000, herangezogen. Als Anpassungsfunktion für die Windstatistik wurde die Weibull-Verteilung verwendet.

$$p_{u_W, \gamma_W}(u_W, \gamma_W) = p_{u_W | \gamma_W}(u_W | \gamma_W) \cdot p_{\gamma_W}(\gamma_W) \quad \text{Gl. 37}$$

$$p_{u_W | \gamma_W}(u_W | \gamma_W) = \frac{k(\gamma_W)}{A(\gamma_W)} \cdot \left( \frac{u_W}{A(\gamma_W)} \right)^{k(\gamma_W)-1} \cdot \exp\left( - \left( \frac{u_W}{A(\gamma_W)} \right)^{k(\gamma_W)} \right) \quad \text{Gl. 38}$$

mit	A(...)	Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit
	k(...)	Parameter der Weibull-Verteilung der Windgeschwindigkeit
	$u_W$	Windgeschwindigkeit [m/s]
	$p_{u_W, \gamma_W}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte von Windgeschwindigkeit und -richtung
	$p_{u_W   \gamma_W}(\dots)$	bedingte Wahrscheinlichkeitsdichte der Windgeschwindigkeit
	$p_{\gamma_W}(\dots)$	Wahrscheinlichkeitsdichte der Windrichtung
	$\gamma_W$	Windrichtung [°]

Die Ergebnisse der statistischen Analyse sind in Abbildung 4-11 dargestellt.

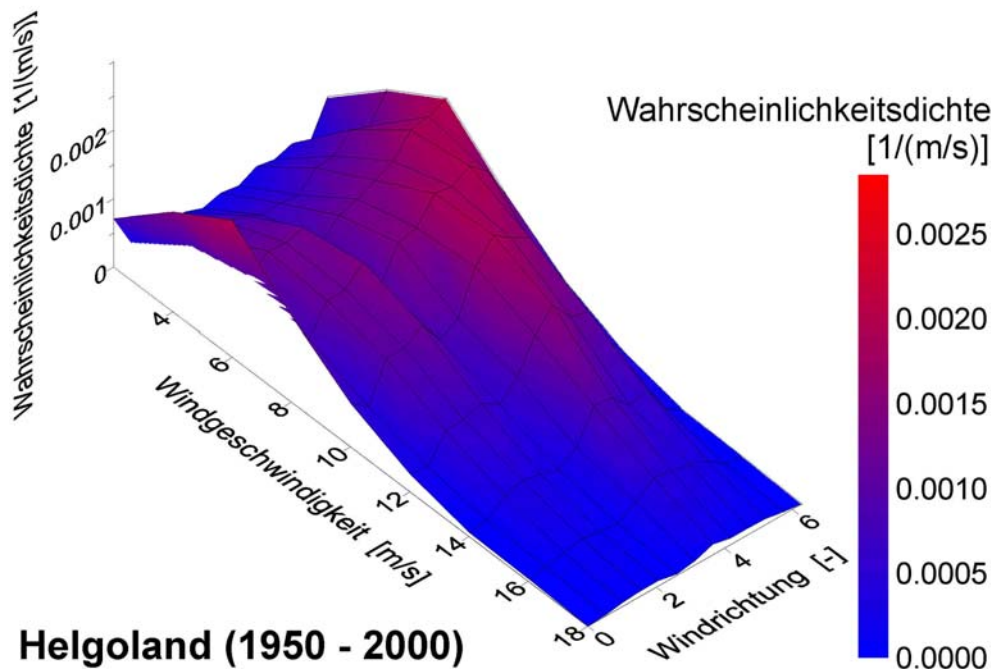


Abbildung 4-11: Windstatistik für die Station Helgoland

#### 4.8 Seegangssimulation

Die Seegangssimulation wurde mit dem numerischen Modell SWAN (Simulating Waves Near Shore) durchgeführt. Dabei wurden folgende Randbedingungen angesetzt:

- Wasserstände: 4 mNN, 5 mNN, 6 mNN und 7 mNN
- Windgeschwindigkeiten: 8 m/s, 12 m/s, 16 m/s, 20 m/s, 24 m/s, 28 m/s und 32 m/s,
- Windrichtungen: 0° (Wind aus Norden), 30°, 60°, 90°, 120°, 150°, 180°, 210°, 240°, 270°, 300° und 330°

Die Bathymetrie der Weser im Bereich Bremen sowie der Lesum, Hamme und Wümmen wurde mit einer Rasterweite von 10 x 10 m berücksichtigt. In den folgenden Abbildungen sind neben der Bathymetrie beispielhaft die Seegangparameter bei einem für Sturmfluten charakteristischen Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit 24 m/s und einer Windrichtung von 240° flächenhaft dargestellt. Für die Berechnung des Wellenaufbaus wurden die Parameter signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$ , die mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$  sowie die Wellenrichtung vor den Deichen der Fokusflächen ausgelesen. Es wurde für die Untersuchungen davon ausgegangen, dass das Lesumsperrwerk geöffnet ist.

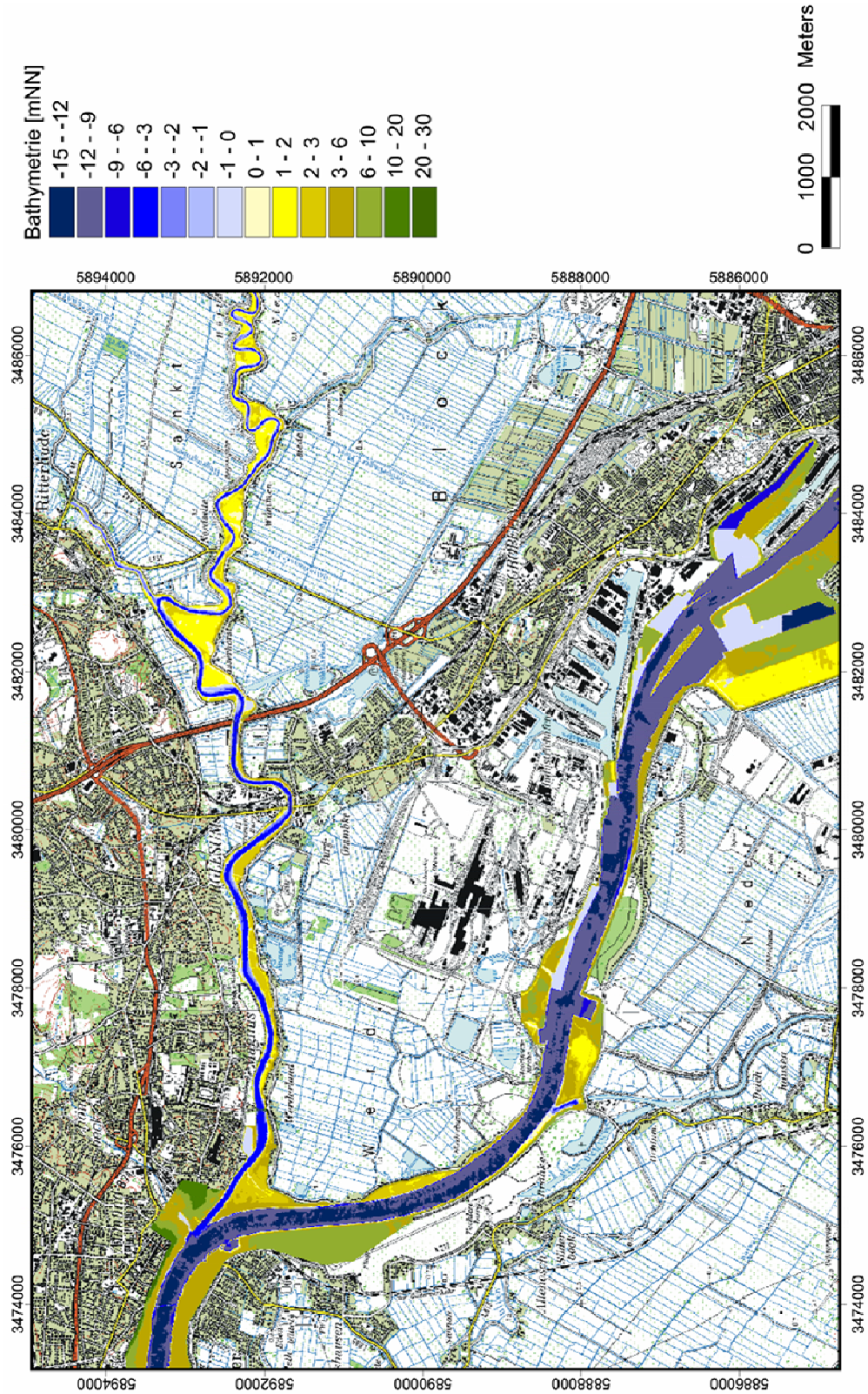


Abbildung 4-12: Bathymetrie der Weser, Lesum, Hamme und Wümm zur Simulation des See- gangs

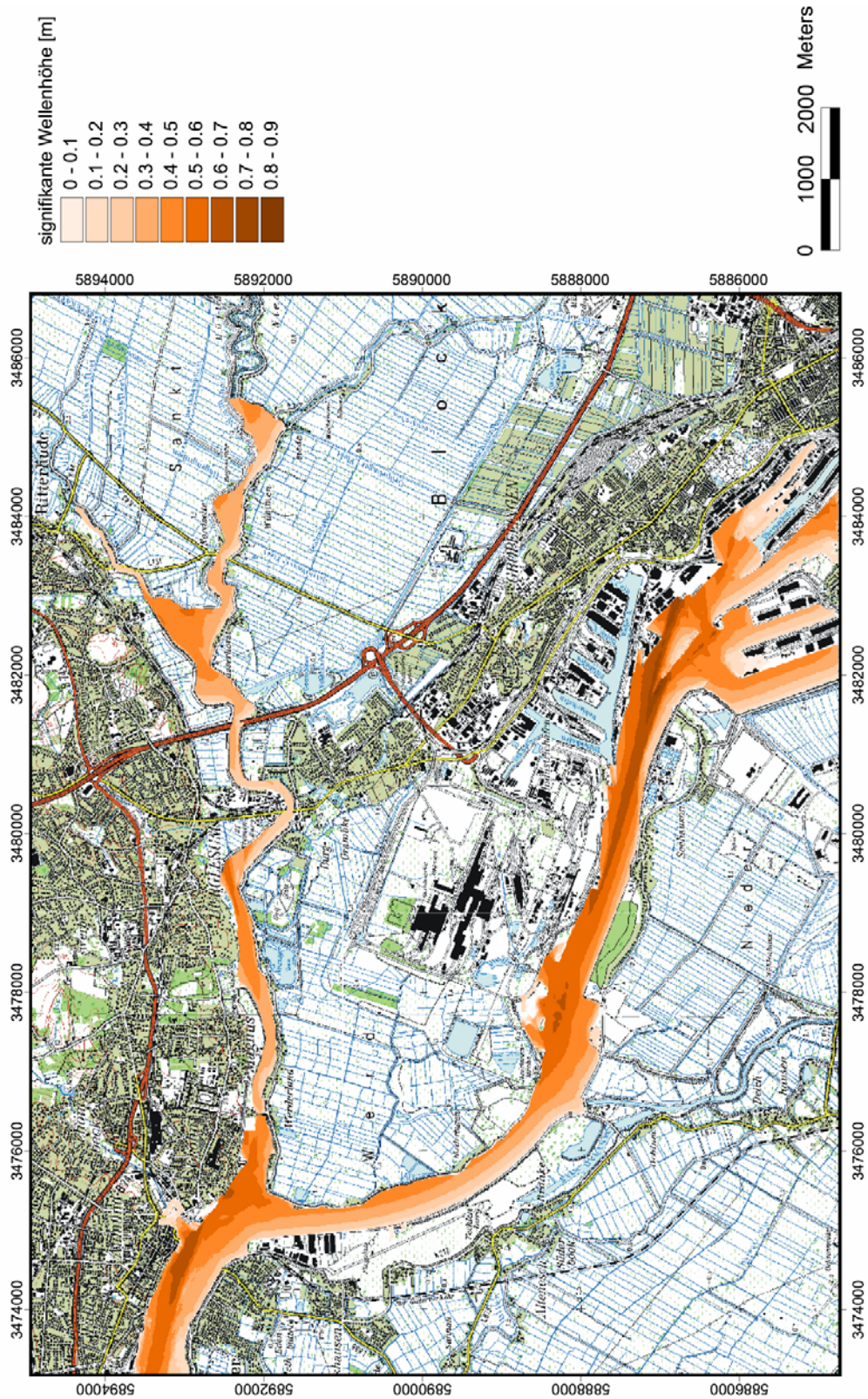


Abbildung 4-13: Signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  bei einem Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240° (Szenario: Lesumsperwerk geöffnet)

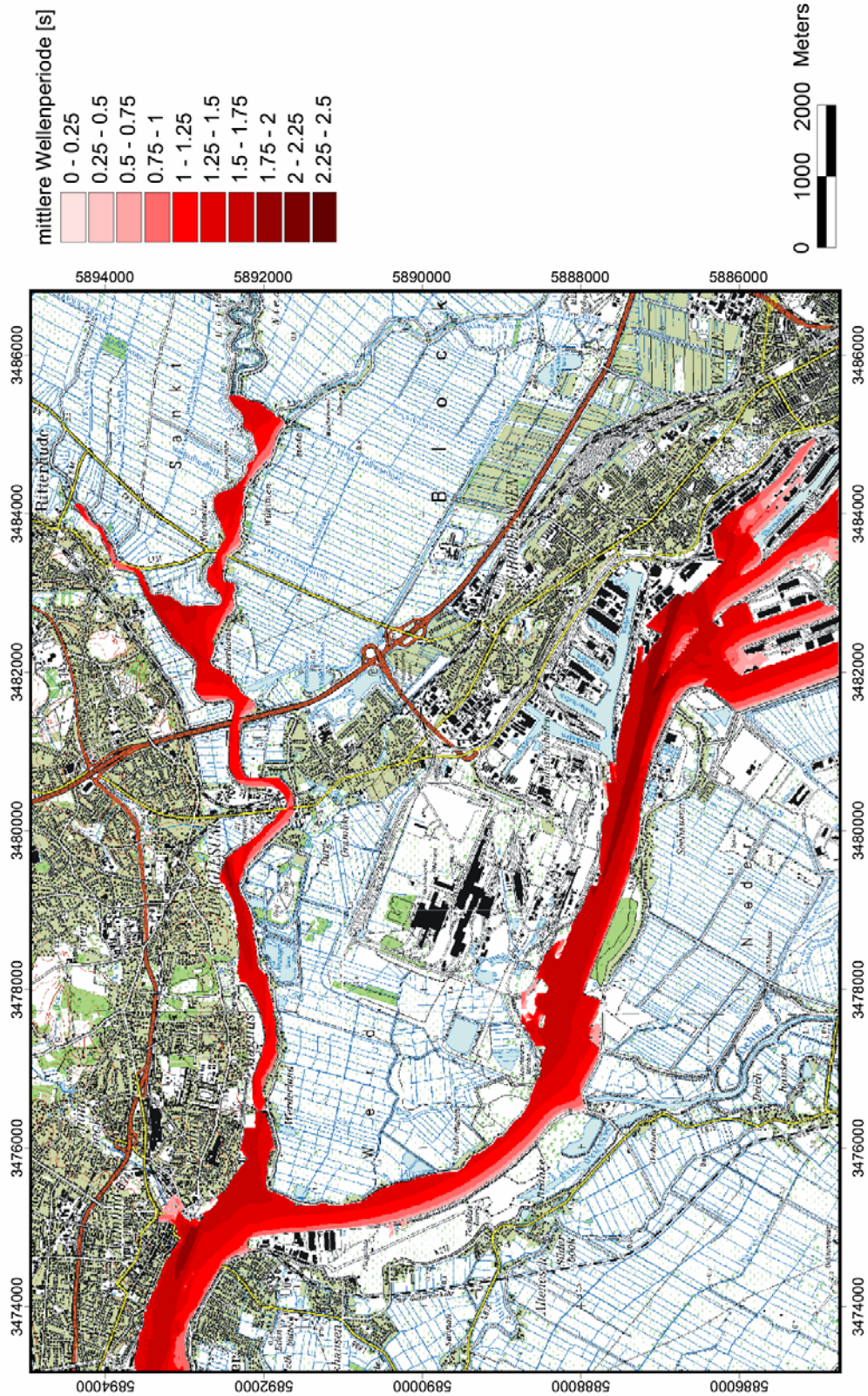


Abbildung 4-14: Mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$  bei einem Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240°

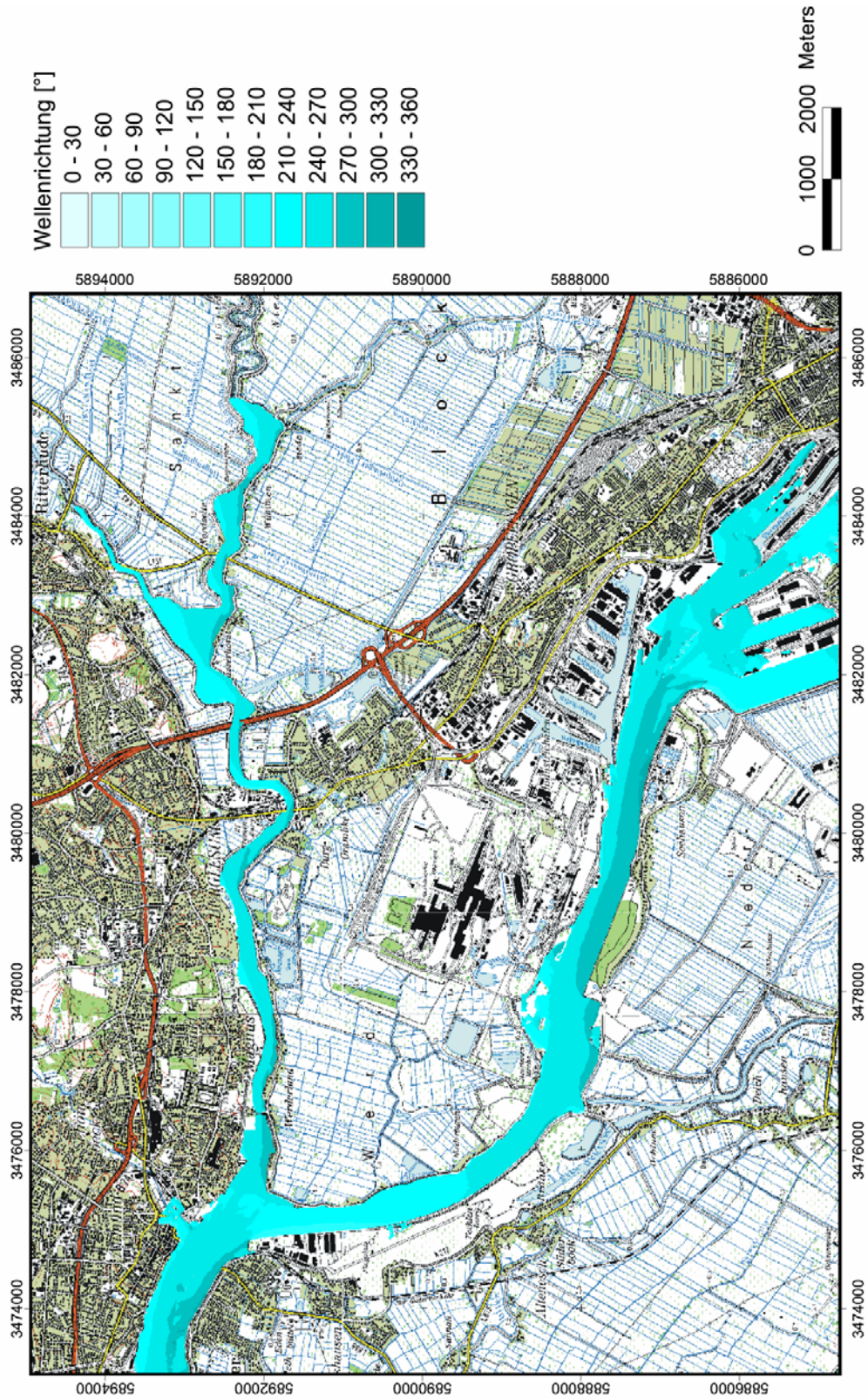


Abbildung 4-15: Wellenrichtung bei einem Wasserstand von 6 mNN, einer Windgeschwindigkeit von 24 m/s und einer Windrichtung von 240°



## 5 Untersuchung des Abfluss- und Tidegeschehens der Unterweser

### 5.1 Aufbau eines Flussgebietsmodells der Unterweser

Zur Ermittlung der Hochwassersituation und der Randbedingungen für die Überflutung der Fokusflächen im Bereich Bremen wurde ein bestehendes Flussgebietsmodell der Unterweser erweitert. Das eindimensionale hydronumerische Modell umfasst die Weser zwischen Intschede und Bremerhaven sowie den Werdersee, die Kleine Weser, die Lesum, die Hamme und Teile der Wümme und der Hunte (Abbildung 5-1).



**Abbildung 5-1: Übersicht über das Untersuchungsgebiet**

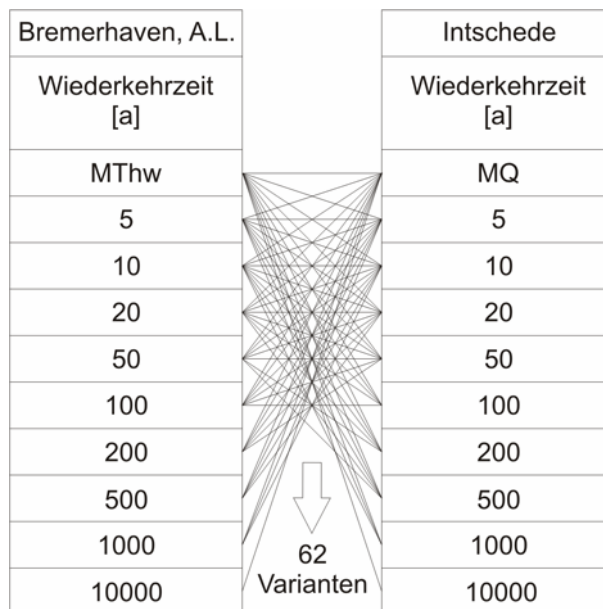
Die Geländetopographie des Modellgebietes wurde durch repräsentative Querprofile der Tal-ae in diskreten Abständen abgebildet, welche aus einem digitalen Geländemodell (DGM) gewonnen wurden. Das DGM besteht aus Höhenpunkten und -linien aus dem ATKIS DGM 5 der Qualitätsstufe 1 der LANDESMESSEUNG UND GEOBASISINFORMATION NIEDERSACHSEN (LGN) bzw. aus dem Digitalen Höhenmodell (DHM) der GEOINFORMATION BREMEN, die mit Fächerecholotpeilungen bzw. Querschnitten der Talauen verschnitten wurden.

Das Abflussgeschehen in der Unterweser wird maßgeblich durch die Weserwehre Hemelingen und Kleine Weser sowie das Lesumsperrwerk, Ochtumsperrwerk und Huntesperrwerk beeinflusst (Kap. 6.2). Diese sind mit der entsprechenden Steuerung im Modell berücksichtigt worden.

## 5.2 Randbedingungen

Um das Zusammenspiel zwischen Tide und Oberwasserabfluss zu ermitteln, wurden verschiedene Szenarien untersucht. Dabei wurden der Abfluss an der oberen Modellgrenze (Intschede) und der Wasserstand an der unteren Modellgrenze (Bremerhaven) nach bestimmten Wiederkehrzeiten (Kap. 3) variiert. Die Wiederkehrzeit des Gesamtereignisses, welche sich als Produkt der Wiederkehrzeiten der beiden unkorrelierten Einzelereignisse berechnet, wurde auf 10000 Jahre begrenzt. Daraus ergeben sich 62 zu untersuchende Kombinationen (Abbildung 5-2).

An den übrigen Modellgrenzen wurden mittlere Verhältnisse eingesteuert. Da im Einzugsgebiet der Hamme keine Pegelmessungen vorlagen, wurden die Randbedingungen einem Niederschlag-Abfluss-Modell entnommen.



**Abbildung 5-2: Kombinationen der Tidewasserstände in Bremerhaven mit Abflüssen in Intschede**

Aus den Simulationsergebnissen lassen sich die Randbedingungen für die Detailmodelle der Fokusflächen Werderland, Seehausen und Blockland bestimmen. Für die Überflutungssimulationen dieser Fokusflächen wurde das Zusammentreffen einer hundertjährigen Sturmflut auf einen hundertjährigen Hochwasserabfluss gewählt. Zusätzlich wurde der Wasserstand in Bremerhaven für ein Klimaszenario um 55 cm erhöht.

Weiterhin werden die Simulationsergebnisse als Eingabe für die statische Höhenverschneidung auf der im Verbundprojekt entstehenden Informationsplattform verwendet. Mit deren Hilfe sollen sich Anwender grafisch anzeigen lassen können, welche Gebiete unter einem bestimmten Wasserstand liegen, der wiederum Folge der gewählten Wiederkehrzeiten der Ereigniskombinationen ist.

## 5.3 Ergebnisse der Simulationen

Da die Wasserstände im Bereich Bremen durch die besondere Situation des Weserwehrs Hemelingen als Tidegrenze sehr stark variieren, wurden die jeweils höchsten simulierten Wasserstände in Abhän-

gigkeit der verschiedenen Wiederkehrzeiten der Randbedingungen an den Pegeln Große Weserbrücke und Vegesack ermittelt.

Die folgenden Abbildungen (Abbildung 5-3 und Abbildung 5-4) zeigen die simulierten maximalen Wasserstände an den Pegeln Große Weserbrücke und Vegesack in Abhängigkeit der eingesteuerten Abfluss- und Wasserstandsrandbedingungen an den Modellgrenzen Intschede und Bremerhaven. Es ist zu erkennen, dass der Einfluss der Tide weitaus größer ist als der des Abflusses.

Für die Ereignisse "MThw / MQ" und "MThw / HQ<sub>10000</sub>" am Pegel Große Weserbrücke beträgt die Wasserstandsdifferenz 0,67 m. Wird die Wiederkehrzeit des Tidehochwassers jedoch vom MThw auf Thw<sub>10000</sub> gesteigert (bei gleichem Abfluss MQ), so ergibt sich eine Wasserstandsdifferenz von 5,34 m ("MThw / MQ" zu "Thw<sub>10000</sub> / MQ"). Aus diesen Ergebnissen ist ersichtlich, dass die Abflussleistung der Unterweser ausreichend ist, um extreme Hochwasserzuflüsse aus der Mittelweser ohne einen markanten Wasserstandsanstieg abzuführen.

Am Pegel Vegesack beträgt die Wasserstandsdifferenz zwischen den Ereignissen "MThw / MQ" und "MThw / HQ<sub>10000</sub>" 0,28 m und zwischen den Ereignissen "MThw / MQ" zu "Thw<sub>10000</sub> / MQ" 5,22 m. Der Einfluss des Abflusses in der Unterweser wird somit nach unterstrom geringer.

Die Abbildung 5-5 bis Abbildung 5-7 zeigen Längsschnitte der Unterweser zwischen dem Weserwehr Hemelingen bei Bremen (km 0,0) und dem Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (km 68,75). Dargestellt sind die maximal simulierten Wasserstände entlang der Unterweser bei verschiedenen Tidehochwasserereignissen in Kombination mit unterschiedlich hohen Oberwasserzuflüssen (s. a. Anlagen).

Es ist zu erkennen, dass der Einfluss des Oberwasserzuflusses in Richtung Bremerhaven immer weiter abnimmt.

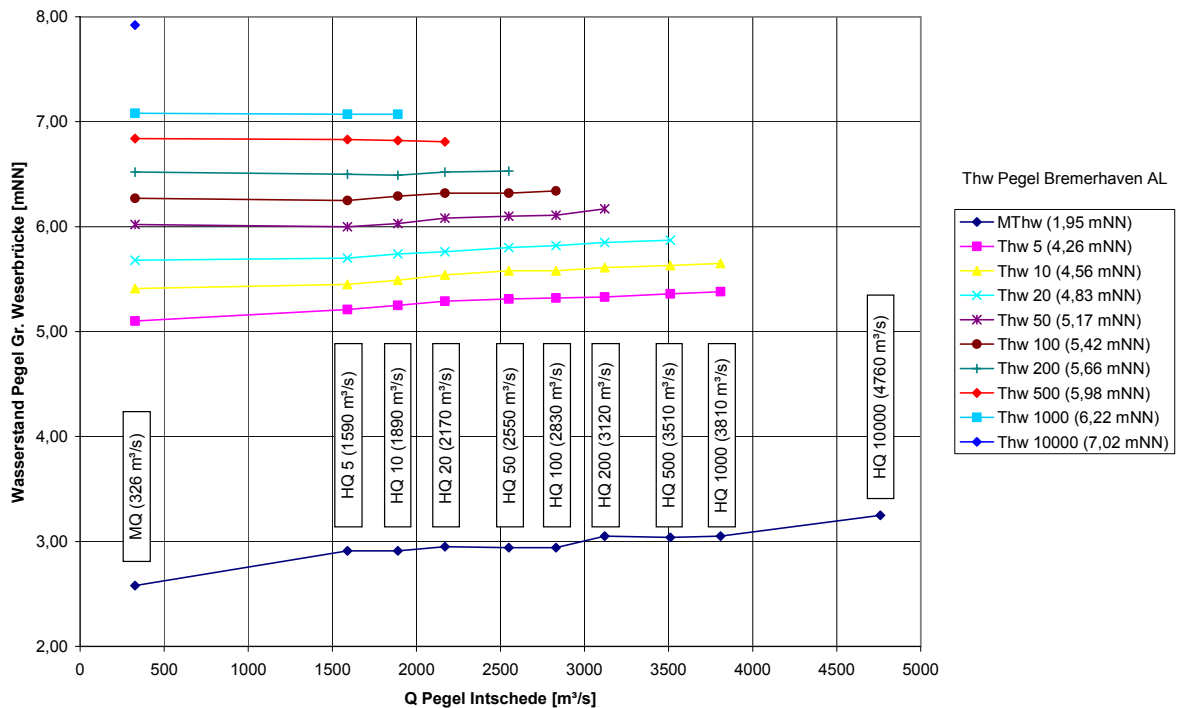


Abbildung 5-3: Wasserstände am Pegel Gr. Weserbrücke bei Zusammentreffen verschiedener Tidehochwässer und Abflüsse

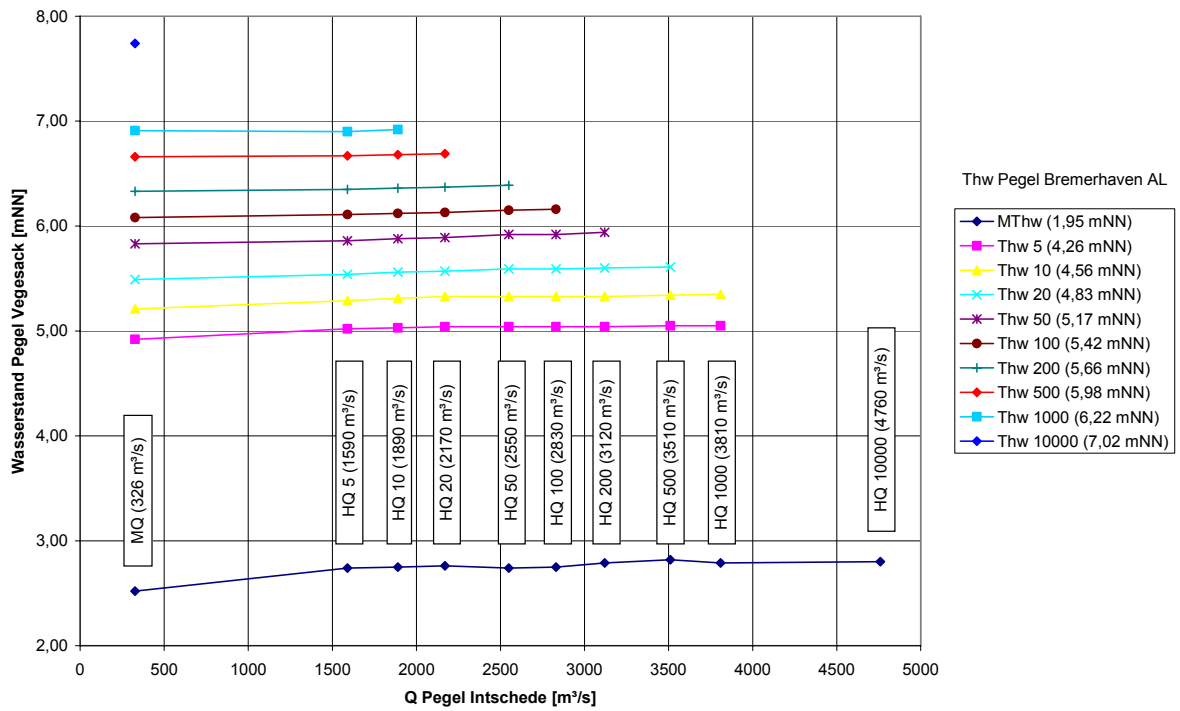


Abbildung 5-4: Wasserstände am Pegel Vegesack bei Zusammentreffen verschiedener Tidehochwässer und Abflüsse

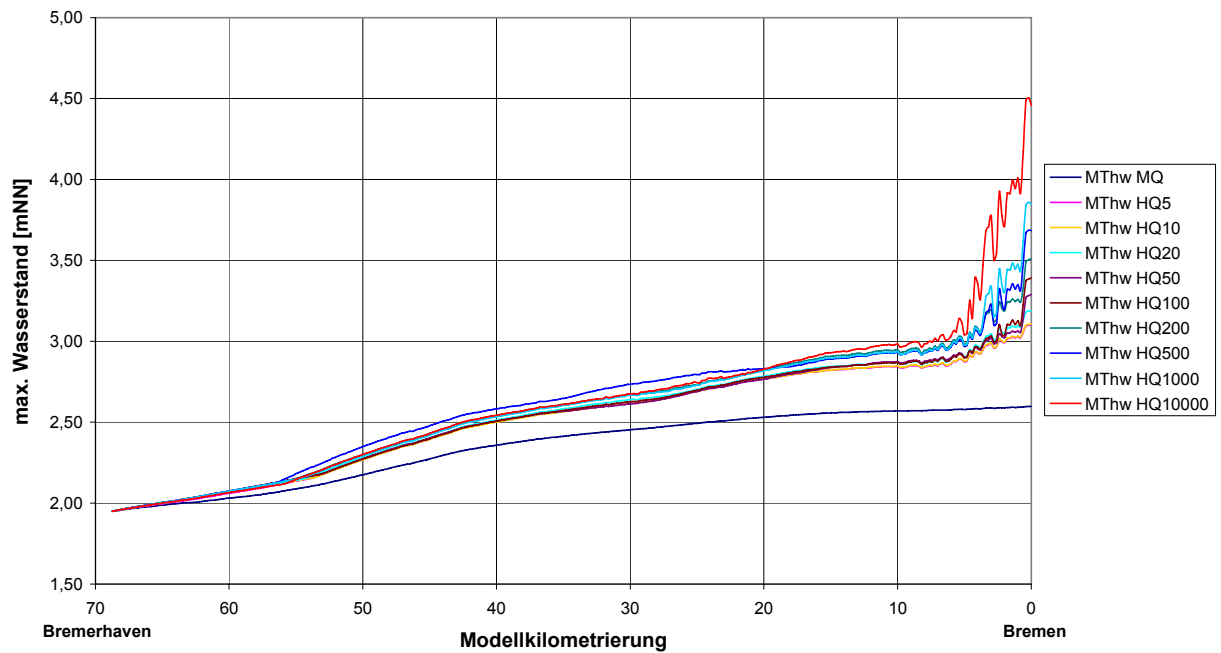
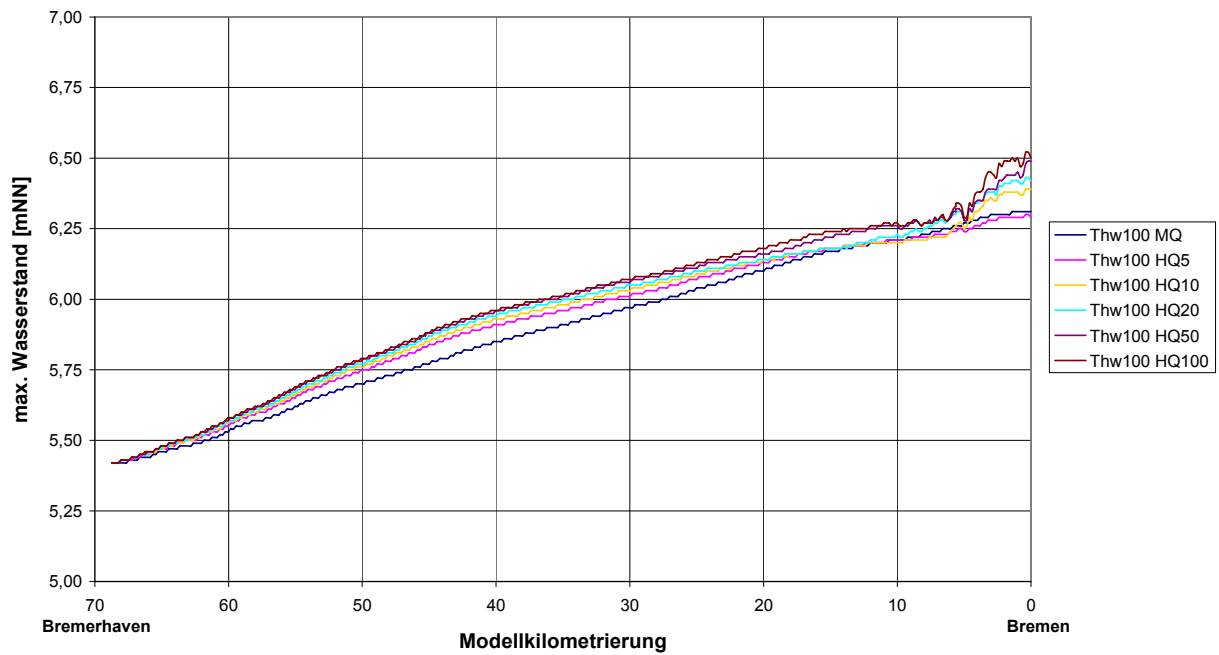
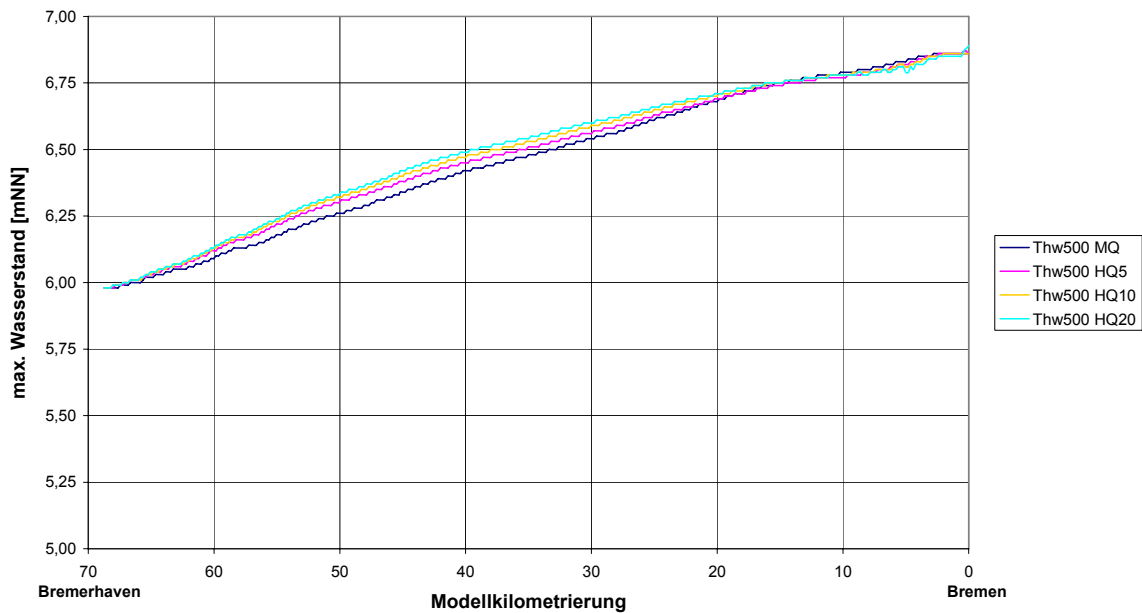


Abbildung 5-5: Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei mittlerem Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und verschiedenen Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede

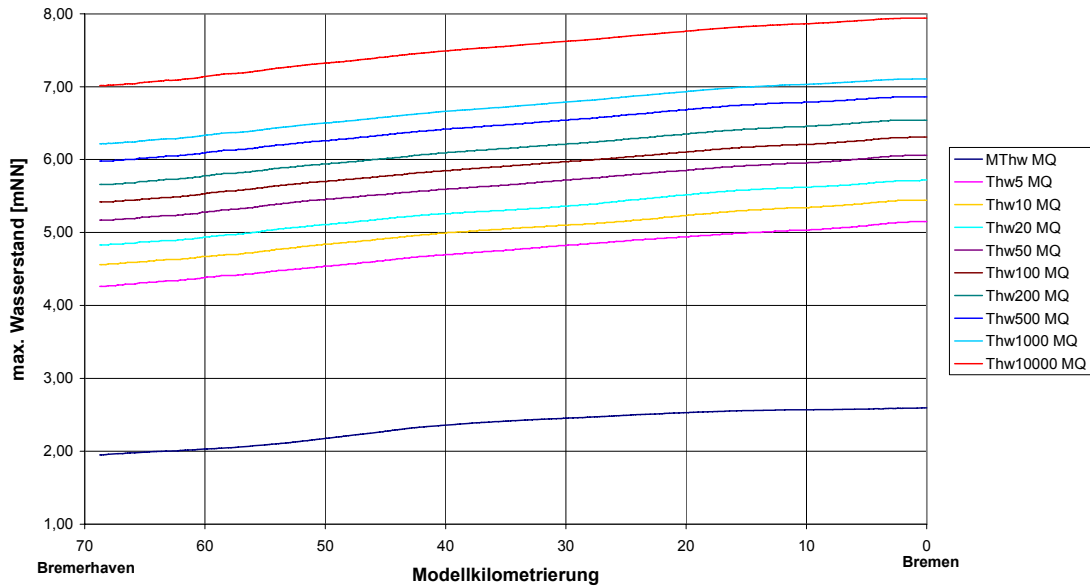


**Abbildung 5-6:** Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem hundertjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und verschiedenen Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede



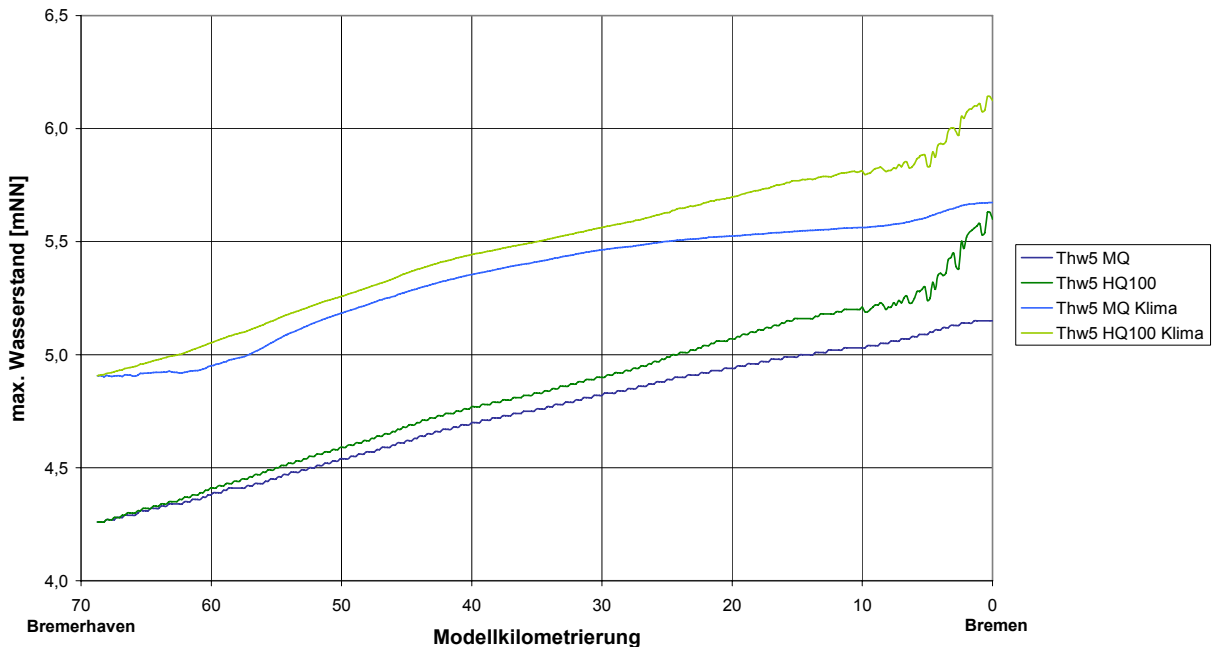
**Abbildung 5-7:** Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem fünfhundertjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und verschiedenen Oberwasserzuflüssen am Pegel Intschede

In Abbildung 5-8 sind die simulierten maximalen Wasserstände bei verschiedenen Tidehochwasserereignissen am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm in Kombination mit einem mittleren Abfluss am Pegel Intschede im Längsschnitt der Unterweser dargestellt. Dabei fällt auf, dass die Spitzenwasserstände beim Einlaufen in das Unterweserästuar um bis zu 1 m erhöht werden.

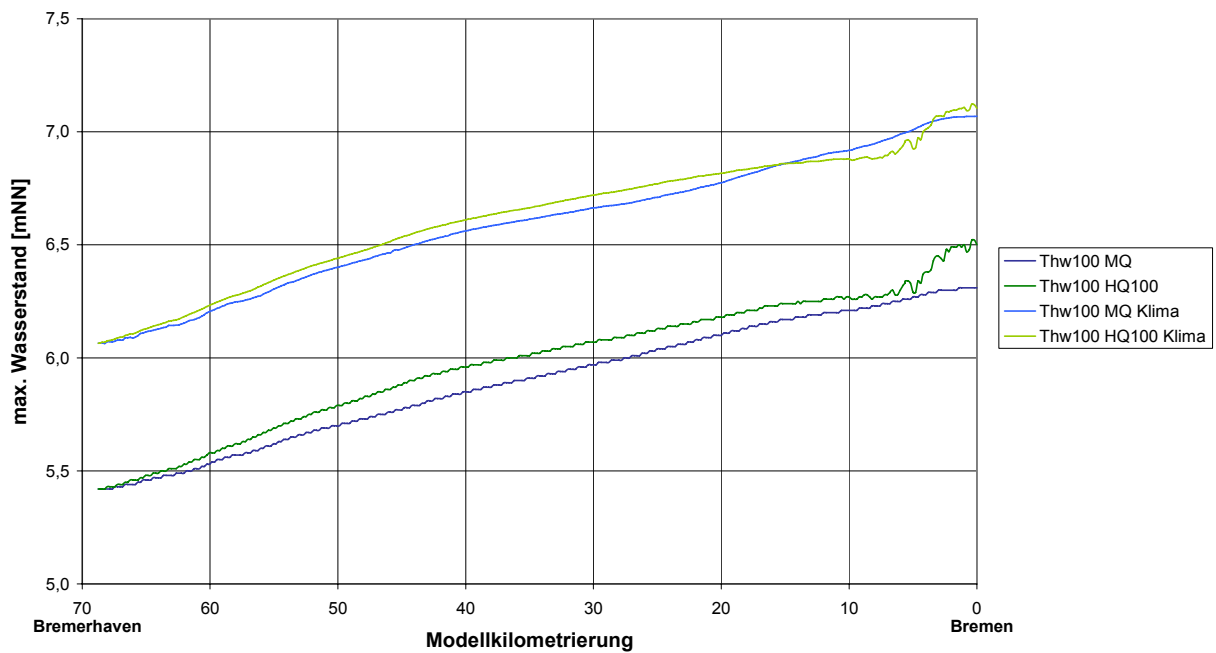


**Abbildung 5-8:** Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei verschiedenen Tidehochwasserereignissen am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm und einem mittleren Oberwasserzufluss am Pegel Intschede

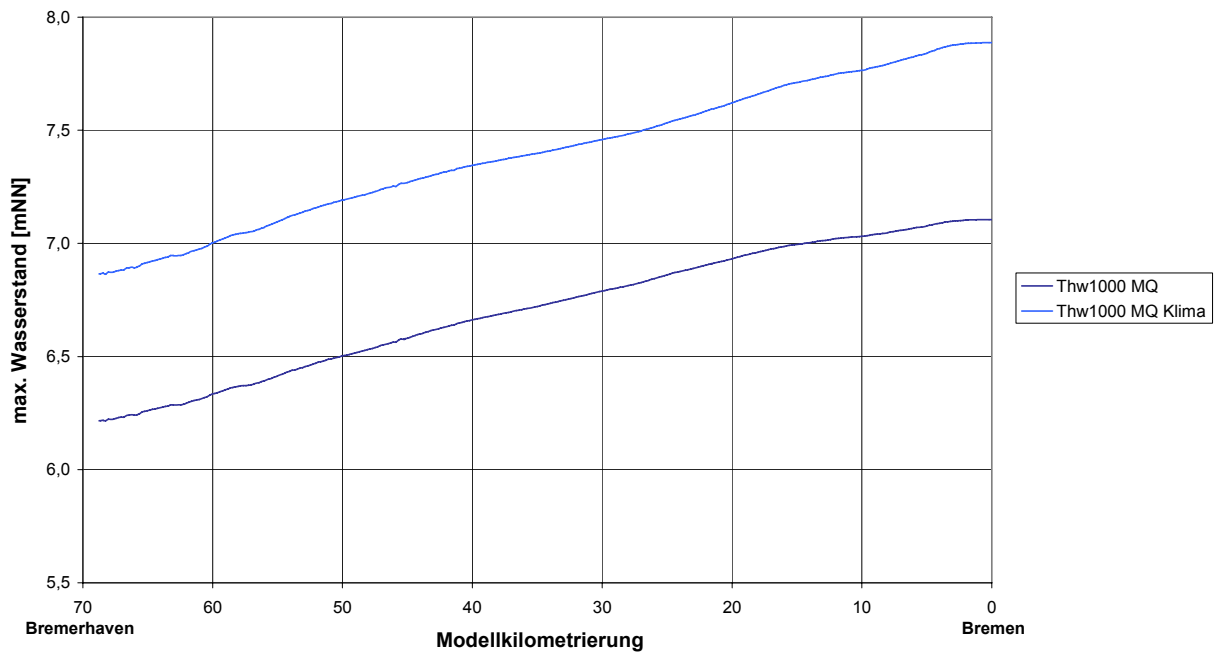
Für das Klimaszenario wurden die verschiedenen Tidehochwasserereignisse erhöht. Bei diesem Szenario wird von einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm bis zum Jahr 2050 ausgegangen. Dazu wurden in den Wasserstandsganglinien die Tidehochwässer um 65 cm und die Tideniedrigwässer um 45 cm erhöht, wodurch sich der Tidehub um 20 cm vergrößert.



**Abbildung 5-9:** Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem fünfjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm (mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm) und einem mittleren sowie einem hundertjährigen Oberwasserzufluss am Pegel Intschede



**Abbildung 5-10:** Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem hundertjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm (mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm) und einem mittleren Oberwasserzufluss am Pegel Intschede

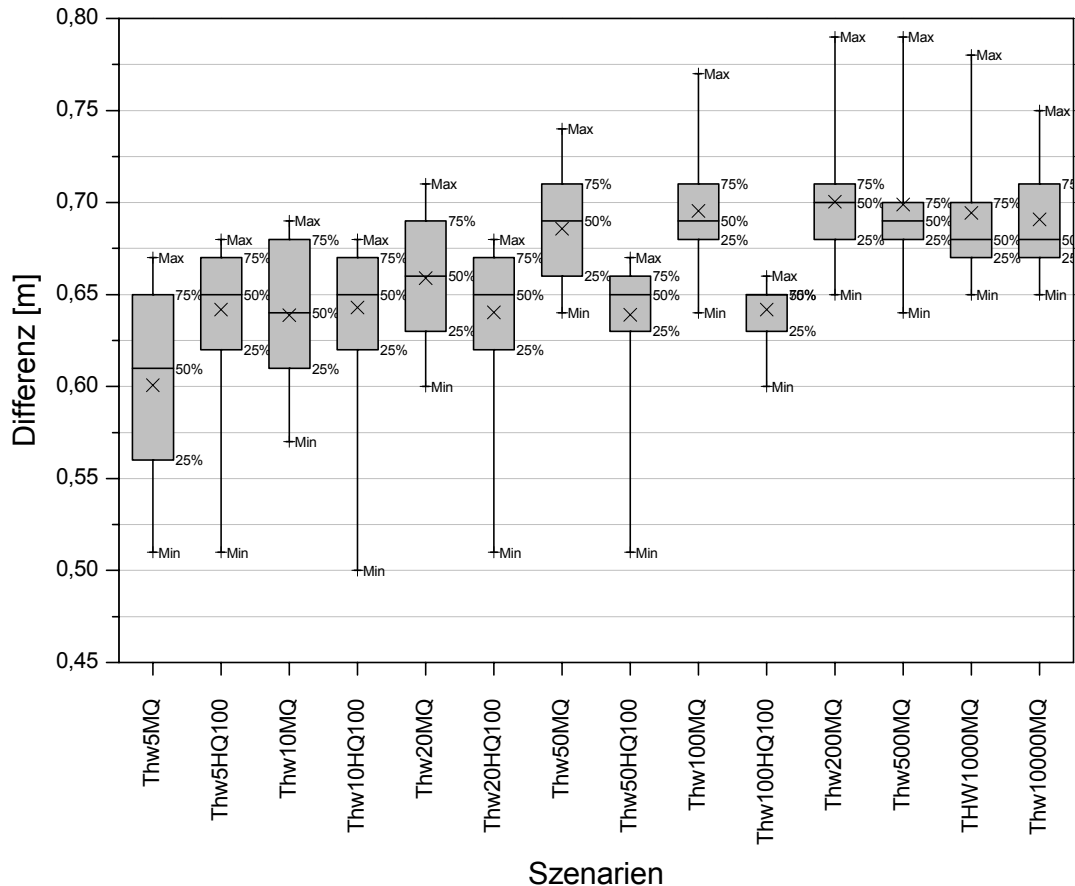


**Abbildung 5-11:** Längsschnitt der Unterweser mit den maximalen Wasserständen bei einem tausendjährigen Tidehochwasser am Pegel Bremerhaven, Alter Leuchtturm (mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm) und einem mittleren Oberwasserzufluss am Pegel Intschede

Die simulierten Varianten des Klimaszenarios umfassen die auch beim Status Quo Szenario verwendeten Tidehochwasserereignisse am Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm, jedoch wurden die angesetzten Oberwasserzuflüsse am Pegel Intschede auf mittleren Abfluss (MQ) und hundertjährigen Abfluss (HQ<sub>100</sub>) begrenzt. Ab dem zweihundertjährigen Tidehochwasser wurde nur der mittlere Abfluss

angesetzt, da die Wiederkehrzeit des Gesamtereignisses bei einem hundertjährigen Abfluss größer als 10000 Jahre wäre.

Die folgenden Abbildungen zeigen Längsschnitte der Unterweser zwischen dem Weserwehr Hemelingen bei Bremen (km 0,0) und dem Pegel Bremerhaven Alter Leuchtturm (km 68,75). In den Abbildungen sind die maximal simulierten Wasserstände entlang der Unterweser bei verschiedenen Tidehochwasserereignissen mit und ohne Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm gegenübergestellt.



**Abbildung 5-12: Differenzen der maximalen Wasserstände zwischen Klimaszenario und Status Quo (Minimum, Maximum, Mittelwert und Quartile)**

In Abbildung 5-12 sind die Differenzen der simulierten maximalen Wasserstände entlang der Unterweser zwischen Klimaszenario und Status Quo dargestellt.

Die maximalen Wasserstände beim Klimaszenario sind gegenüber dem Status Quo Szenario um 0,5 bis 0,8 m höher. Die Erhöhung der Wasserstände nimmt mit größeren Tidehochwasserereignissen zu. Bei steigendem Oberwasserzufluss fällt die Erhöhung der Wasserstände geringer aus.



## 6 Versagen des Hochwasserschutzsystems

### 6.1 Erfassung des vorhandenen Hochwasserschutzsystems

Das Hochwasserschutzsystem an der Unterweser umfasst u.a. Deiche, Sperrwerke, Siele und Schöpfwerke. Die im Rahmen des BMBF-Projekts „KRIM“ erfasste Hochwasserschutzlinie für die Stadt Bremen wurde um fehlende Bereiche erweitert bzw. aktualisiert und für eine Informationsplattform im Rahmen des Teilprojektes „Integration“ bereitgestellt.

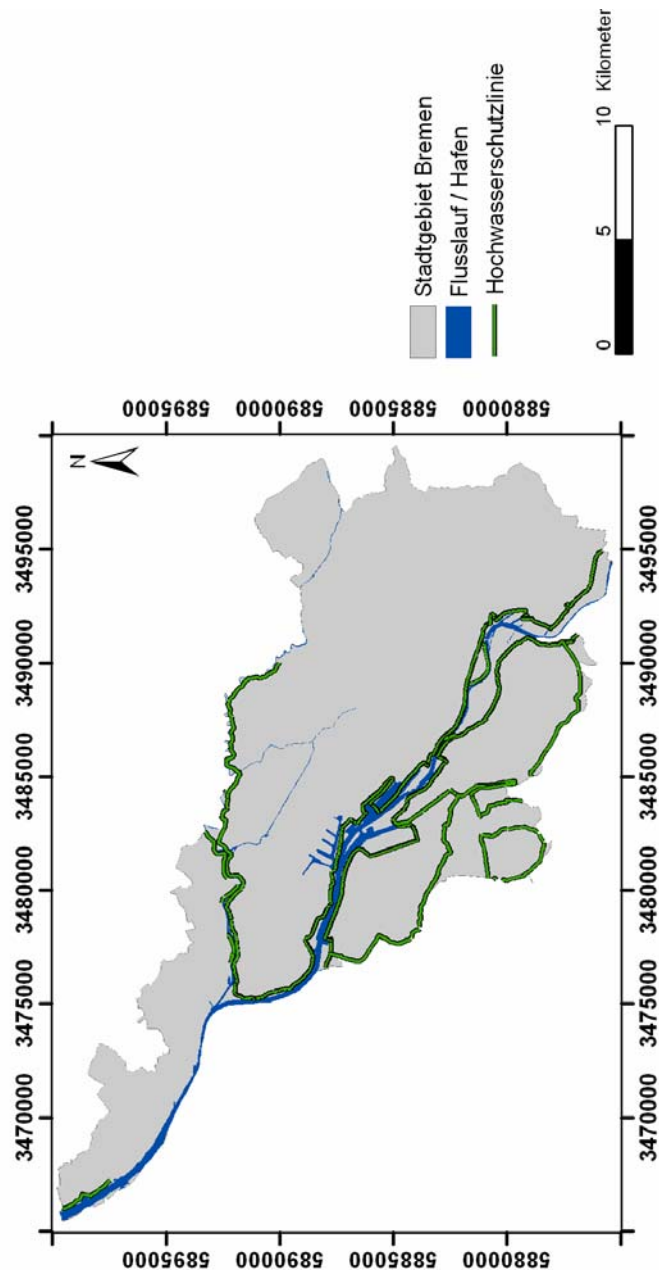


Abbildung 6-1: Hochwasserschutzlinien der Stadt Bremen

Des Weiteren wurden alle wasserbaulichen Bauwerke erfasst und für die Einbindung in die Informationsplattform aufbereitet (Abbildung 6-2).

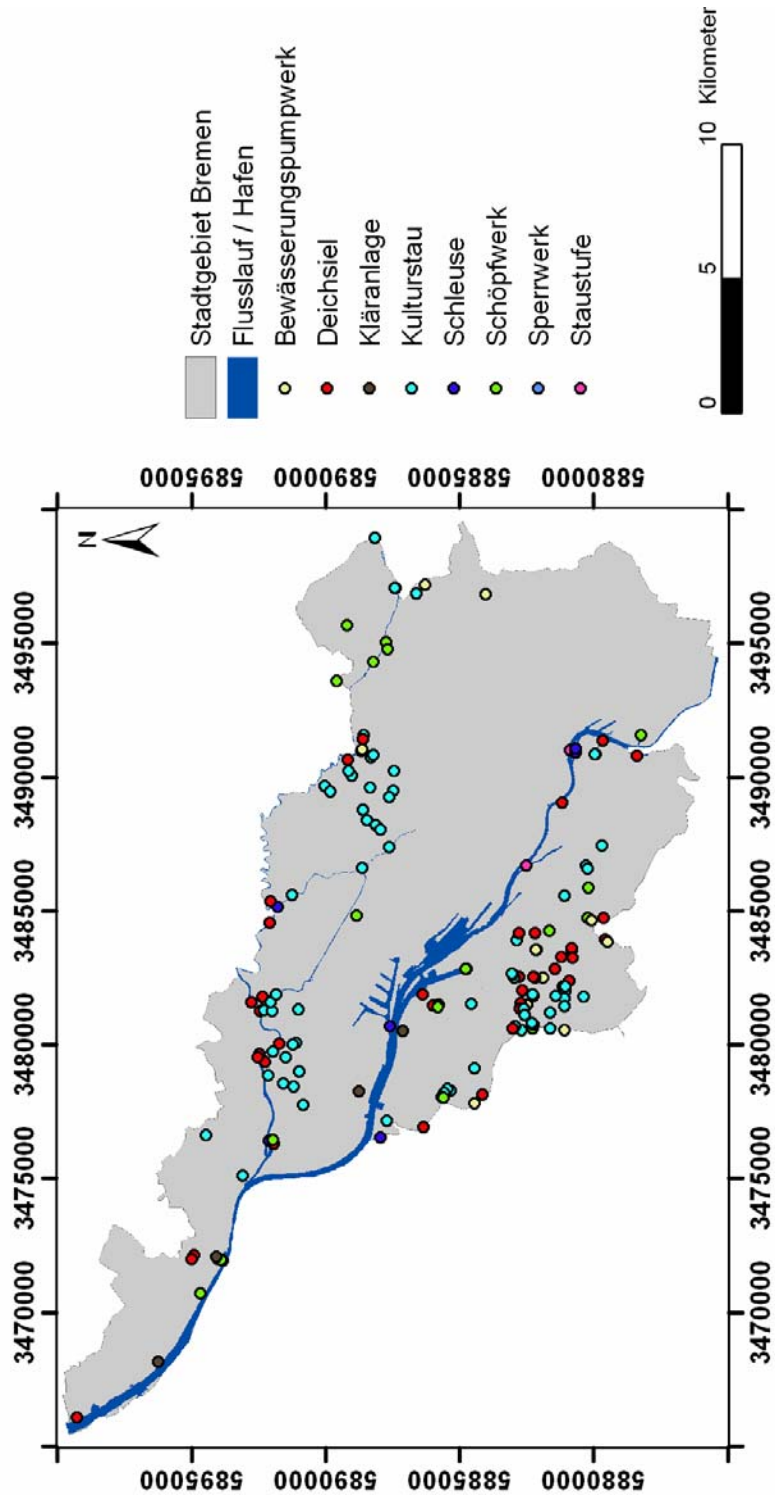


Abbildung 6-2: Wasserbauliche Anlagen im Stadtbereich Bremen

## 6.2 Wehre und Sperrwerke

### 6.2.1 Weserwehr Hemelingen

Das Weserwehr Hemelingen wurde zwischen 1906 und 1911 gebaut und bildet bei km 362,0 die Tidengrenze der Weser. Das Wehr beinhaltet bei einer Schwellenhöhe von 1,50 mNN fünf Wehrfelder mit

je 30,0 m lichter Weite. Die Oberkante der beidseitig hydraulisch betriebenen Fischbauchklappen liegt in Höchststellung auf 5,30 mNN. Der Normalstau beträgt ganzjährig 4,50 mNN. Die Fallhöhe liegt bei Tideniedrigwasser bei etwa 6,0 m und bei Tidehochwasser bei etwa 3,0 m.

Das Wehr ist in Kombination mit der Überlaufschwelle zum Werdersee auf ein Bemessungshochwasser mit einem Abfluss  $Q = 4200 \text{ m}^3/\text{s}$  ausgelegt. Davon entfallen im Normalfall  $Q = 3400 \text{ m}^3/\text{s}$  auf das Wehr Hemelingen. Über den Werdersee werden  $Q = 800 \text{ m}^3/\text{s}$  geleitet. Im n-1-Fall fließen über das Wehr  $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$  über die Überlaufschwelle in den Werdersee. Ab einem Abfluss von  $Q = 1600 \text{ m}^3/\text{s}$  werden die Wehrklappen komplett gelegt.

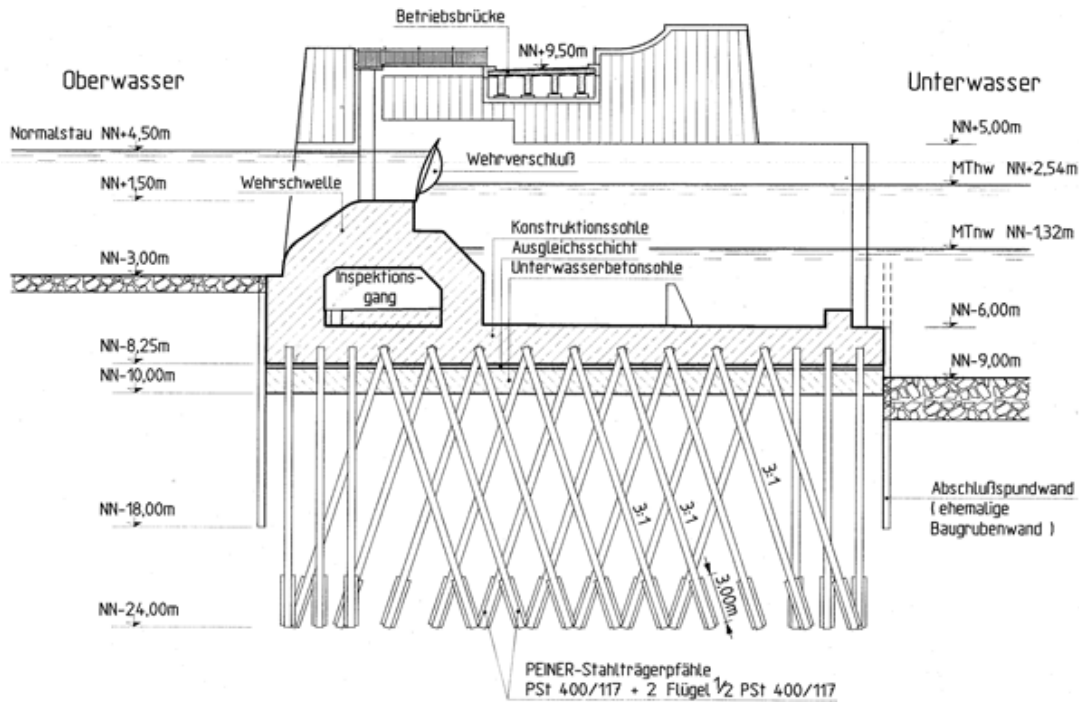


Abbildung 6-3: Querschnitt Weserwehr Hemelingen (WSA BREMEN, 2006)

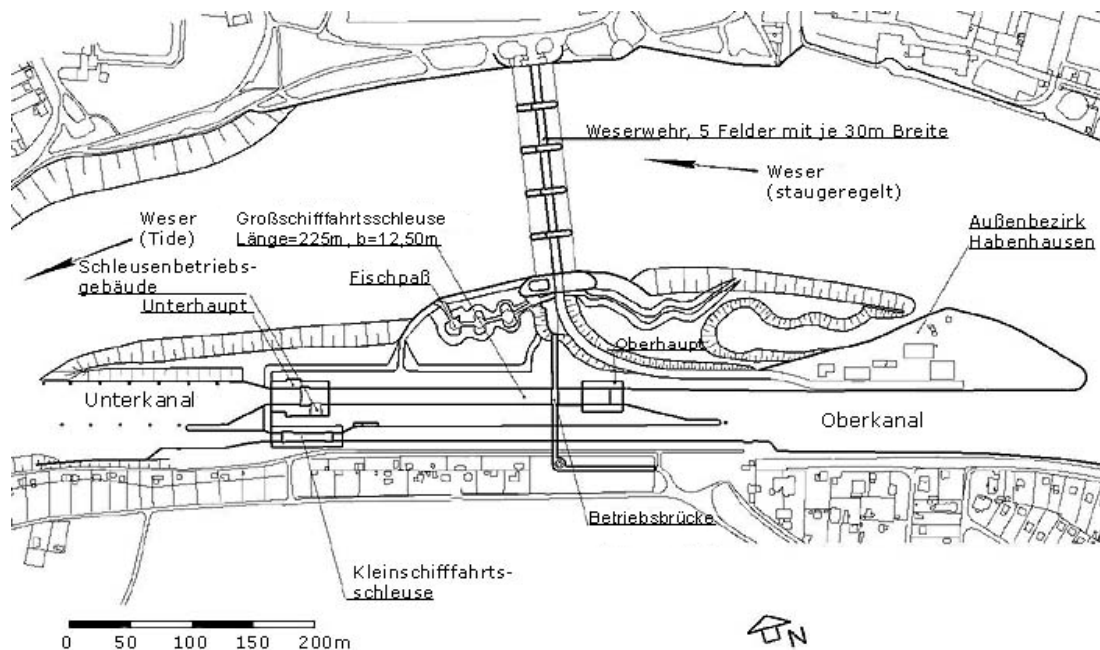


Abbildung 6-4: Lageplan Weserwehr Hemelingen (WSA BREMEN, 2006)

## 6.2.2 Ochtumsperrwerk

Das Ochtumsperrwerk wurde 1979 zusammen mit den Sperrwerken an Hunte und Lesum in Betrieb genommen. Durch das Sperrwerk wurde die Deichlinie an der Ochtum um 22 km verkürzt. Die Tore werden in der Regel nur geschlossen, wenn Wasserstände aufgrund von Sturmfluten oder Hochwassern zu erwarten sind, die zu Überschwemmungen oberhalb des Sperrwerks führen würden.

Das Sperrwerk besitzt zusätzlich eine Sohlschwelle auf -0,5 mNN zur Aufhöhung des Tideniedrigwassers in der Ochtum. Neben dem Sperrwerk ist eine 8,0 m breite Schleuse angeordnet.

Die hydraulisch betriebenen Hubtore des Sperrwerks sind 10,0 m breit und 7,30 m hoch und lassen sich innerhalb von sechs Minuten schließen. Jede Öffnung besitzt zur Redundanz ein Ersatztor mit den gleichen Abmessungen, welches im Notfall bis zu einer Strömungsgeschwindigkeit von 1,50 m/s nur durch sein Eigengewicht geschlossen werden kann. Als zusätzliche Sicherheit bei Ausfall der Stromversorgung ist ein Notstromaggregat installiert.



**Abbildung 6-5: Ochtumsperrwerk**

Zur Aufhöhung des Tideniedrigwassers wird die Schleuse des Sperrwerks in der Regel geschlossen gehalten und im ganz normalen Schleusenbetrieb gefahren. Eine Stunde vor Tidehochwasser werden die Tore der Schleuse jedoch komplett geöffnet, um die Tide in die Ochtum einlaufen zu lassen, und eine Stunde nach Tidehochwasser wieder geschlossen. Bei einem Thw über 3,20 mNN bleibt die Schleuse geschlossen.

## 6.2.3 Lesumsperrwerk

Das Lesumsperrwerk wurde 1979 zusammen mit den Sperrwerken an Hunte und Ochtum in Betrieb genommen. Durch das Sperrwerk wurde die Deichlinie an der Lesum um 38 km verkürzt.

Das Sperrwerk bei Lesum-km 8,0 besitzt vier Stromöffnungen von je 15 m Breite und eine 14 m breite Schleusenammer. Es verfügt zusätzlich über ein Hochwasserentlastungsschöpfwerk mit einer Pumpleistung von insgesamt 45 m<sup>3</sup>/s, um bei geschlossenen Toren während einer Sturmflut das aufgestaute Binnenwasser in die Unterweser zu pumpen.



**Abbildung 6-6: Lesumsperrwerk**

Nach dem aktuell gültigen Betriebsplan wird im Sommer- und im Winterbetrieb das Lesumsperrwerk bei einem zuvor berechneten Tidehochwasser von mehr als 2,70 mNN am Pegel Vegesack so eingesetzt, dass es bei Erreichen dieses Wasserstandes geschlossen ist und das Hinterland gegen auflaufende Sturmfluten aus der Weser schützt. Zusätzliche Entlastungssperrungen werden durchgeführt, wenn am Pegel Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße) im Sommerhalbjahr (01.04 bis 15.11) ein Wasserstand von mehr als 2,40 mNN oder im Winterhalbjahr (16.11 bis 31.03) von mehr als 2,70 mNN überschritten bzw. erwartet wird. Hierbei ist das Sperrwerk schon bei einem Tidehochwasser in der Weser von 2,00 mNN geschlossen.

Dies bedeutet, dass im Regelfall das Sperrwerk bei Wasserständen geschlossen wird, die bereits 40 cm über dem MThw liegen (Pegel Vegesack). Darüber hinaus wird das Sperrwerk bereits ab einem Wasserstand von 1,90 – 2,00 mNN am Pegel Vegesack geschlossen, um das weitere Einlaufen aus der Lesum bei Flut zu unterbinden (Entlastungssperrungen).

### **6.3 Deiche und Mauern**

Die Stadt Bremen ist im Bereich der Weser wie auch der Nebenflüsse Lesum und Ochtum durch eine geschlossene Deichlinie geschützt. Die Deichhöhen liegen bei 10,50 mNN an der Mittelweser bei Habenhausen bis 7,20 mNN an der Unterweser bei Farge. Im Bereich der Hafenanlagen sorgen Mauern für den Hochwasserschutz.

Durch den Bau der Sperrwerke an der Lesum und Ochtum wurde die Deichlinie stark verkürzt. Die Deiche oberhalb der Sperrwerke sind jedoch nicht überflüssig geworden, sondern dienen dem Schutz vor Binnenhochwässern.

### **6.4 Schöpfwerke und Siele**

Beim Schutz vor Sturmfluten und Hochwassern mit Deichen entsteht das Problem der Binnenentwässerung. Bei einer geschlossenen Deichlinie sammeln sich auf der Binnenseite Sickerwasser, Nieder-

schlags- und Oberflächenwasser sowie ansteigendes Grundwasser, so dass es zur Vernässung der Marschgebiete kommt.

Um diese Gebiete zu entwässern, werden Siele und Schöpfwerke eingesetzt. Ein Siel ist ein verschließbarer Durchlass in einem Deich, der das Wasser in nur eine Richtung durchlässt. Ist der Wasserstand auf der Binnenseite des Deiches höher als auf der Außenseite (z.B. bei Tideniedrigwasser), so öffnen sich die Tore des Siels durch den Druck der Wasserstands-differenz. Steigt jedoch der Wasserstand auf der Außenseite des Deiches wieder über den Binnenwasserstand, so schließen sich die Sieltore wieder.

Mit Hilfe eines Schöpfwerkes lässt sich das Binnenland auch bei einem höheren Außenwasserstand entwässern. Über Pumpen gelangt das Wasser auf die Flussseite des Deiches.

## 6.5 Höhe von Hochwasserschutzanlagen

In Bremen erfolgt die Bemessung der Hochwasserschutzanlagen (Tidedeiche) mit Hilfe des Einzelwertverfahrens, auch „abcde-Verfahren“ genannt. Dieses Verfahren kombiniert Einzelwerte (Abbildung 6-7), die nicht zum gleichen Hochwasserereignis gehören müssen:

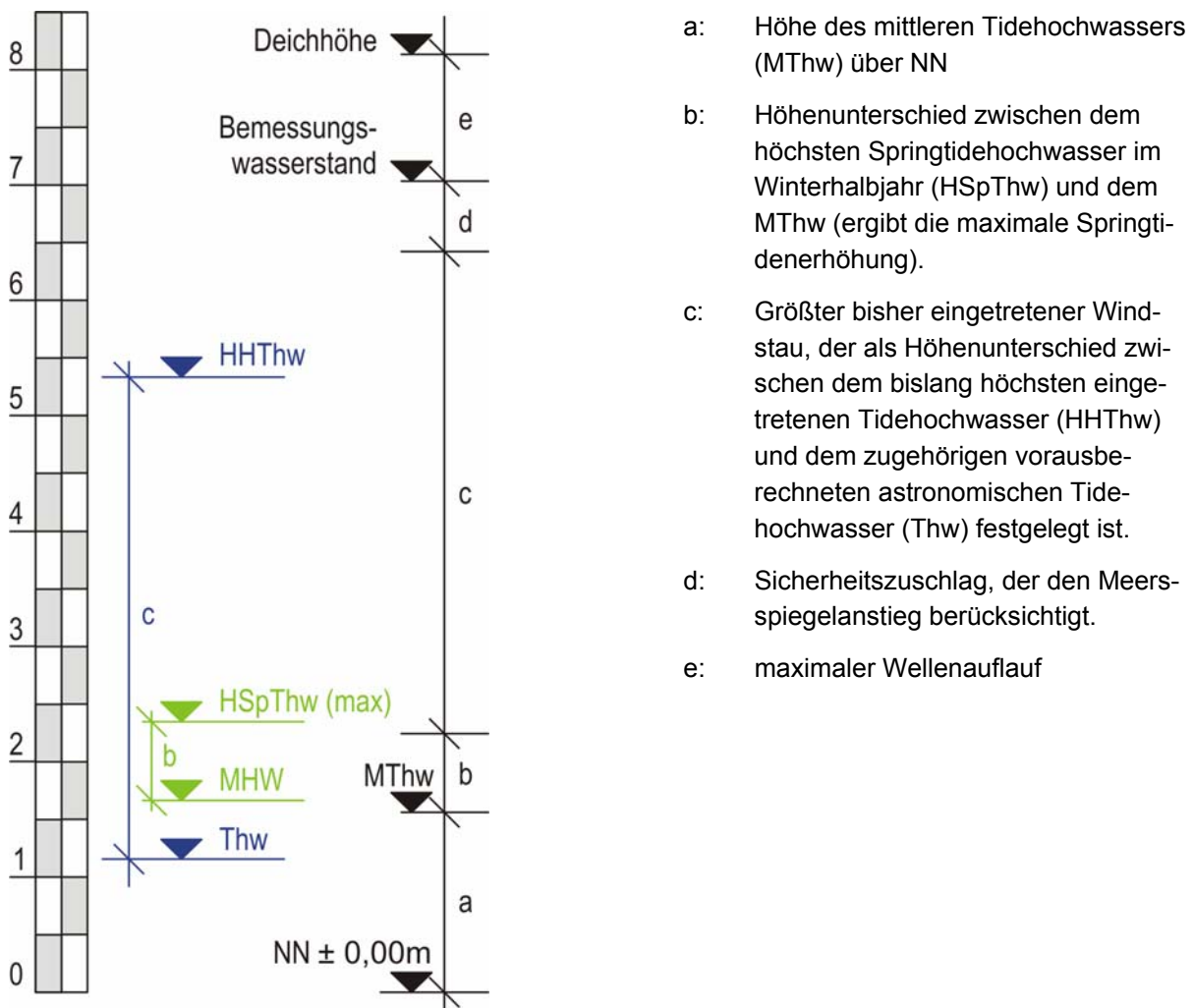


Abbildung 6-7: Einzelwertverfahren

Zur Bemessung des Wasserstandes wird zunächst zum astronomisch höchstmöglichen Springtidehochwasser der maximale Windstau als größter Unterschied zwischen beobachtetem und vorausberechnetem Wasserstand sowie der säkulare Anstieg des mittleren Tidehochwassers hinzugefügt. Die

Summierung ergibt den Bemessungswasserstand. Um die Bestickhöhe oder Deichsollhöhe zu erhalten, wird der Bemessungswasserstand um den Wellenauflauf erhöht.

### 6.6 Versagenswahrscheinlichkeit der Deiche im Bereich der Fokusflächen

Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit der Deiche wurden zunächst Seegangssimulationen durchgeführt (Kap. 4.8), um aus dem Seegang vor den Fokusflächen den Wellenauflauf zu ermitteln. Hierauf werden verschiedene Tidehochwasserstände mit den ermittelten Wellenaufläufen kombiniert. Ist die Summe aus Tidehochwasserstand und Wellenauflauf höher als die Deichkrone, so tritt per Definition das Versagen der Schutzfunktion der Deiche ein.

In den folgenden Abbildungen sind die signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$ , die mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$ , der Wellenauflauf  $R_{2\%}$  und die Wellenanlaufrichtung  $\theta$  für die drei Fokusflächen in Abhängigkeit von Wasserstand, Windgeschwindigkeit und Windrichtung dargestellt.

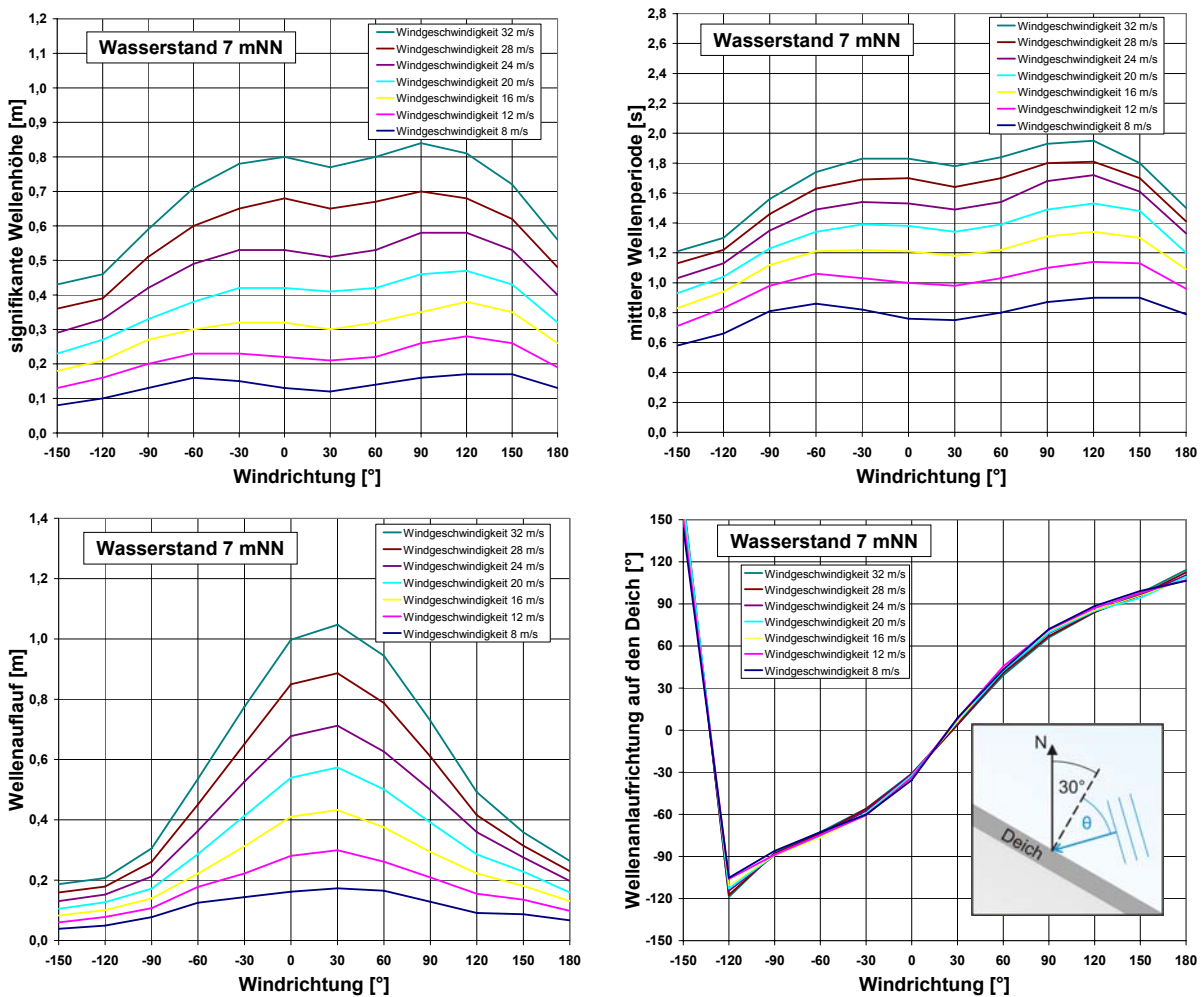
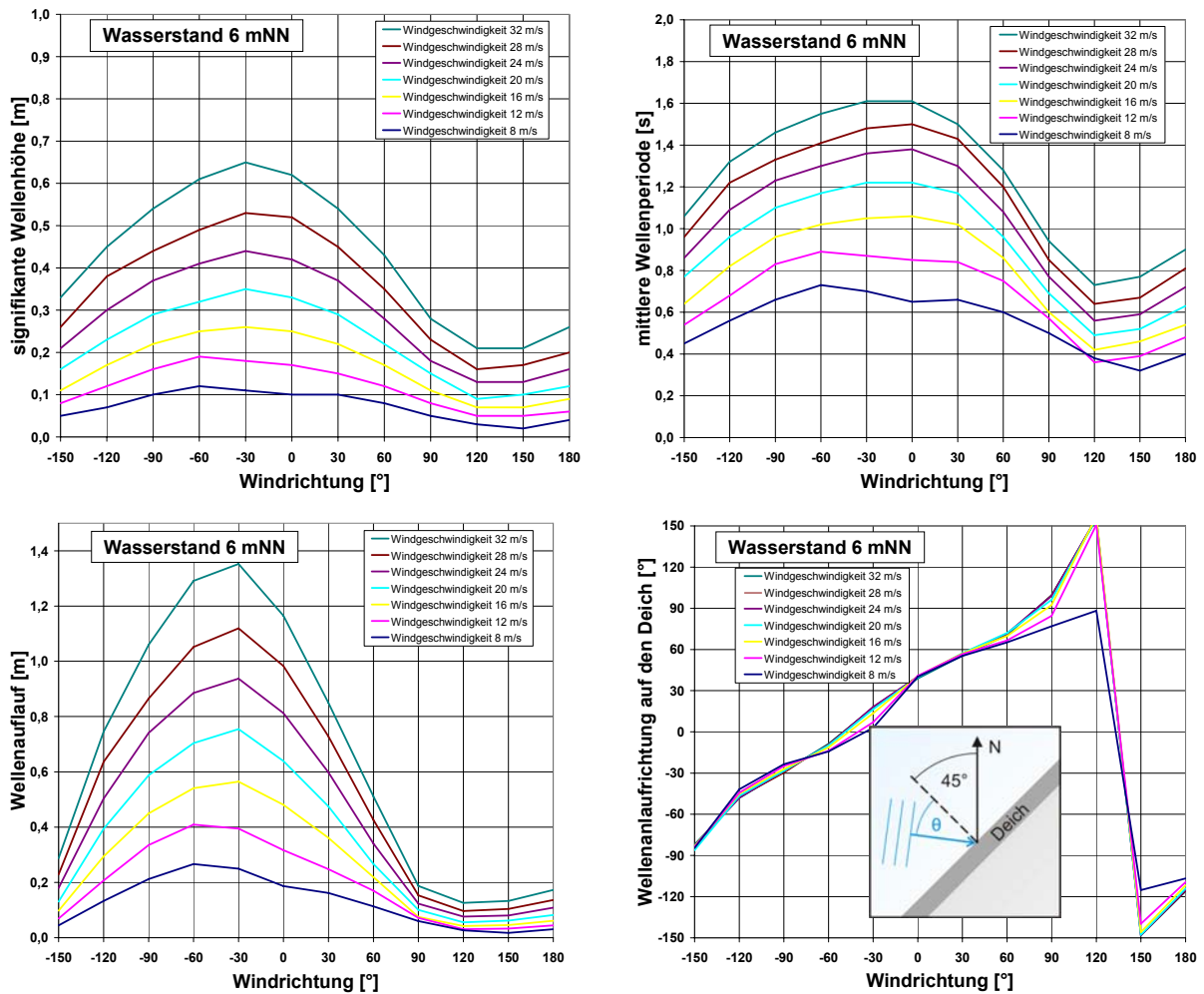


Abbildung 6-8: Seegangparameter bei der Fokusfläche Seehausen (signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$  und mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$ , Wellenauflauf  $R_{2\%}$  und Wellenanlaufrichtung  $\theta$ )



**Abbildung 6-9: Seegangparameter bei der Fokussfläche Blockland (signifikante Wellenhöhe  $H_{m0}$ , mittlere Wellenperiode  $T_{0,2}$ , Wellenaufwurf  $R_{2\%}$  und Wellenanaufrichtung  $\theta$ )**

In Tabelle 6-1 sind die ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten der Deiche der drei Fokusflächen im Ist-Zustand und der erhöhten Wahrscheinlichkeiten bei dem angenommenen Klimawandel (um 55 cm erhöhter Meeresspiegel) aufgeführt.

Die Deichhöhen der Fokusflächen Werderland und Seehausen liegen bei 7,80 mNN. Da der Deich im Werderland durch Wellenaufwurf aus südlicher Richtung am stärksten belastet wird und Wind im Sturmflutfall seltener aus Süden als aus Norden kommt, ist die Versagenswahrscheinlichkeit geringer als für den nach Nordnordwest gerichteten Deich bei Seehausen.

Für die Fokusfläche Blockland wurde angenommen, dass das Lesumsperrwerk versagt bzw. nicht schließt. Dieses Versagen wurde bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit nicht berücksichtigt.



**Tabelle 6-1: Versagenswahrscheinlichkeiten der Deiche der Fokusflächen im Ist-Zustand und bei Klimawandel**

Fokusfläche	Küstenschutzelement	Kronenhöhe [mNN]	Versagenswahrscheinlichkeit [1/a]	
			Ist- Szenario	Klima-Szenario
Werderland	Deich	7,80	1/6150	1/1800
Seehausen DB1	Deich	7,80	1/1050	1/280
Seehausen DB2	Deich	7,80	1/1050	1/280
Blockland	Deich	4,60	1/30*	1/5*

\*bei Versagen des Lesumsperrwerks

Durch den Klimawandel erhöhen sich die Versagenswahrscheinlichkeiten der Deiche der Fokusflächen Werderland und Seehausen um den Faktor 3 bis 4. An der Fokusfläche Blockland liegt der Erhöhungsfaktor bei 6.



## 7 Ermittlung der Überflutungsflächen und Schadensanalyse

### 7.1 Fokusfläche Seehausen

#### 7.1.1 Topographie und Schutzsysteme

Die Fokusfläche Seehausen liegt im Südwesten von Bremen und hat eine Ausdehnung von ca. 5 x 4 km. Das Gebiet wird im Norden und im Osten von der Weser, im Westen und im Süden von der Och- tum begrenzt (Abbildung 7-1).

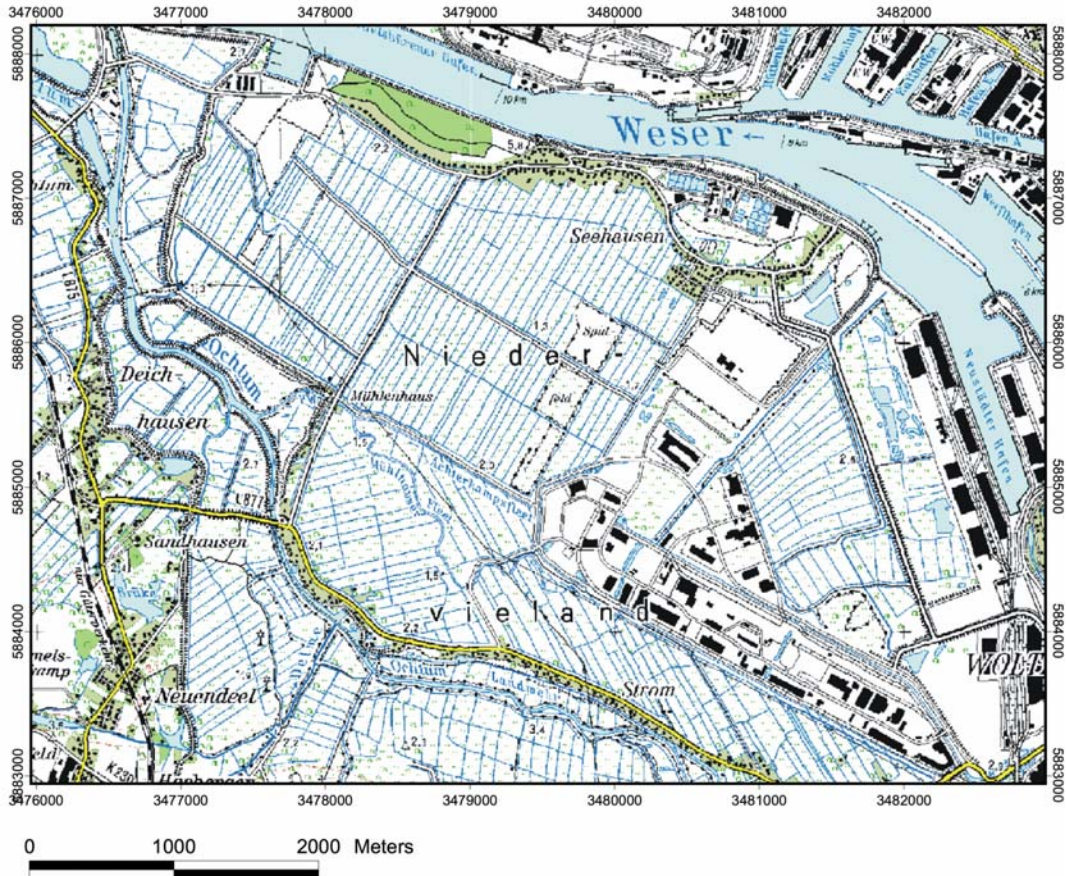


Abbildung 7-1: Übersichtskarte der Fokusfläche Seehausen

Das Niederungsgebiet Niedervieland ist geprägt von Grünland mit landwirtschaftlicher Nutzung. Da der Großteil der Ländereien nur knapp über Normalnull liegt, würden diese ohne Schutz der Deiche bei Tidehochwasser überflutet werden. Die Flächen landwirtschaftlicher Nutzung werden mit Hilfe eines Systems aus Gräben entwässert.

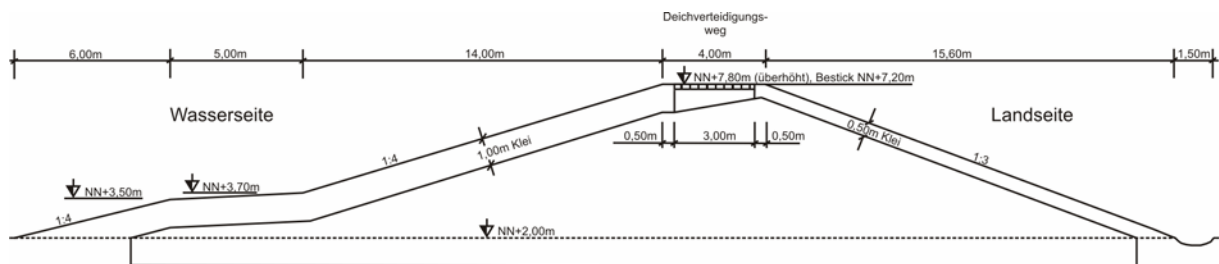
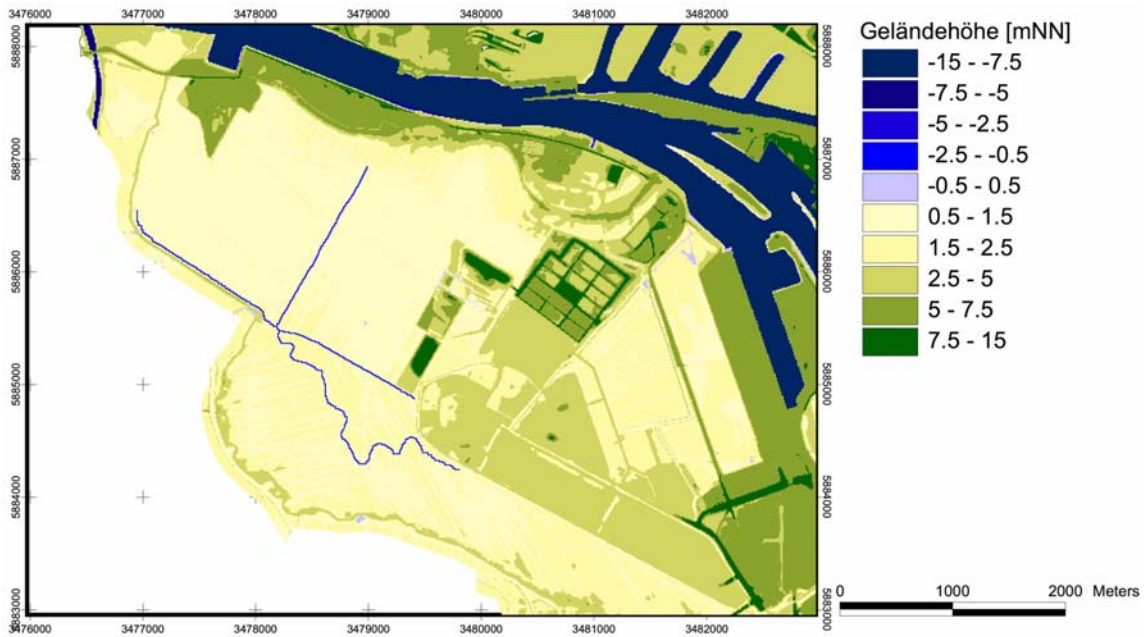


Abbildung 7-2: Regelprofil des Weserdeiches bei Seehausen (WASSERWIRTSCHAFTSAMT BREMEN)

Die Höhe des Weserdeiches im Modellgebiet liegt bei 7,40 – 7,60 mNN. Das in Abbildung 7-2 dargestellte Regelprofil zeigt einen Schnitt durch den Weserdeich im Bereich des Neustädter Hafens.

Die Ochtumdeiche südlich des Niedervielands weisen geringere Höhen von 5,30 - 5,60 mNN auf, da sie binnenseits des Ochtumsperrwerks liegen. Die Ochtum wurde bei der Überflutungssimulation nicht berücksichtigt, da davon ausgegangen wurde, dass das Sperrwerk im Sturmflutfall geschlossen ist.

Das Niederungsgebiet Niedervieland weist Geländehöhen von 0,5 - 1,5 mNN auf (Abbildung 7-3). Die Siedlung Seehausen ist etwas höher gelegen und durch einen Wall vom Niederungsgebiet abgetrennt. Die Bereiche der Baggergutdeponie und des Güterverkehrszentrums liegen erhöht.



**Abbildung 7-3: Geländehöhen der Fokusfläche Seehausen**



**Abbildung 7-4: (a) Kläranlage Seehausen (TEUTEBERG, 2005) und (b) Baggergutdeponie Seehausen (SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN, 2003)**

Für die Überflutungssimulation wurden zwei Deichbruchstellen gewählt. Eine Deichbruchstelle östlich von Seehausen in Richtung Neustädter Hafen (Deichbruchstelle 1), die zweite Deichbruchstelle in Seehausen (Deichbruchstelle 2). Bei der Deichlücke in Seehausen ist die Siedlung unmittelbar von der Überflutung betroffen, das Wasser würde aufgrund des begrenzten Flutraumes in der Siedlung eingestaut werden. Bei der Deichlücke 1 außerhalb von Seehausen fließt das einströmende Wasser direkt auf die Flächen der Niederung. Die Siedlung bleibt von der Überflutung ausgenommen. Die Entfernung zwischen den beiden Bruchstellen beträgt ca. 300 m. Die Schadenspotentiale ergeben sich wieder aus der Simulation der Überflutung.

### 7.1.2 Flächennutzung und Schadenspotential

Gewerbe ist im bewohnten Ortsteil Seehausen kaum vorhanden. Es beschränkt sich auf mehrere Gaststätten und einige kleinere handwerkliche Betriebe. In Seehausen und Umgebung ist auch Schwerindustrie angesiedelt. Teile des Güterverkehrszentrums und die Deponie für belasteten Hafenschlick mit einer angestrebten Endhöhe von etwa 30 m und einem Ablagerungsvolumen von 4 Mio. m<sup>3</sup>/Jahr befinden sich in direktem Umfeld.

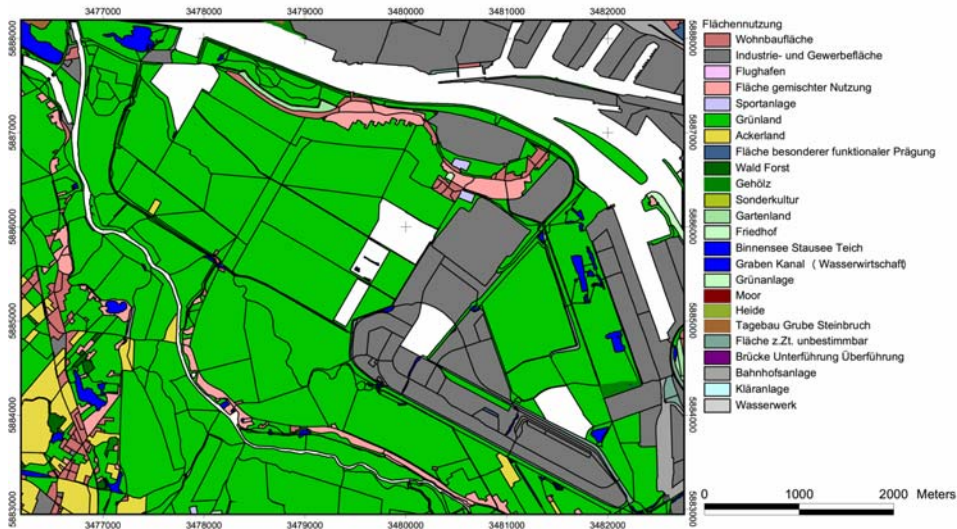


Abbildung 7-5: Flächennutzung in der Fokusfläche Seehausen

Der größte Anteil der Flächen ist Grünland mit 1230 ha, den zweitgrößten Anteil machen mit 372 ha die Industrie- und Gewerbeflächen aus. Das Klärwerk und die Deponie nehmen zusammen mit 156 ha etwa 8% der Gesamtfläche des Projektgebietes ein. Der Anteil an wohnbaulich genutzter Fläche ist mit 1,37 % eher gering.

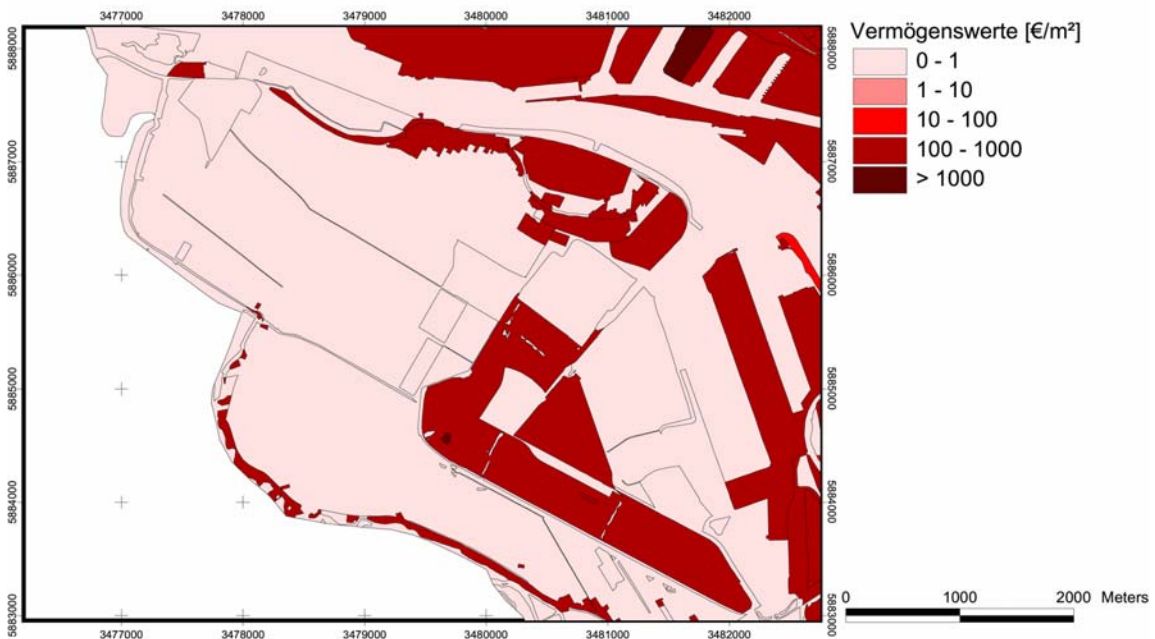


Abbildung 7-6: Vermögenswerte in der Fokusfläche Seehausen

Teile des Güterverkehrszentrums nordöstlich der Ochtum und die Verkehrsflächen des Bahnhofs Rablinghausen südöstlich des Neustädter Hafens sind als Industrie- und Gewerbeflächen kenn-

zeichnet, ebenso wie Teile der Deponie. Wohnbaufläche, Gartenland und Flächen gemischter Nutzung finden sich ausschließlich am Hasenbürener Deich, dem rückversetzten Binnendeich hinter Seehausen und an der Stromer Landstraße am Ochtum-Deich. Vereinzelt sind in Niedervieland auch Ackerflächen ausgewiesen.

Die Bereiche südwestlich des Ochtumdeiches gehören zum Landschaftsschutzgebiet Ochtumniederung. Im Rahmen des Landschaftsschutzprogramms wird vermehrt daran gearbeitet, durch Ausgleichs- und Renaturierungsmaßnahmen großflächige Überflutungen zu ermöglichen und somit den Lebensraum Fließgewässer zu verbessern. Ein weiteres Landschaftsschutzgebiet liegt im nordwestlichen Teil des Niedervielandes südwestlich des Hasenbürener Deiches.

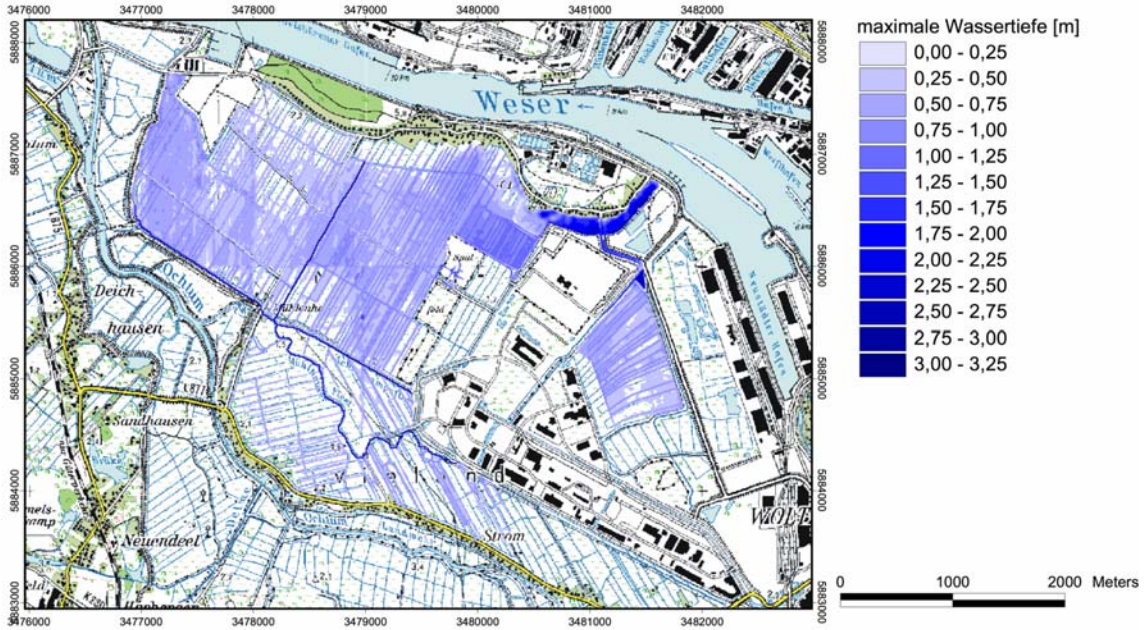
Die Vermögenswerte der Niederungsflächen sind in Abbildung 7-6 dargestellt. Der Großteil der Niederungsfläche wird grünlandwirtschaftlich genutzt. Auf diesen Flächen sind die Vermögenswerte mit 0,12 €/m<sup>2</sup> gering. Flächen mit höheren Vermögenswerten sind im Bereich der wohnbaulich genutzten Flächen am Ochtumdeich und in Seehausen zu finden. Hier liegt der Wert zwischen 580 und 840 €/m<sup>2</sup>. Der Wert der Industrie- und Gewerbeflächen, wie die Flächen des Güterverkehrszentrums, weisen Werte von 100 – 240 €/m<sup>2</sup> auf. Die Flächen der Kläranlage sind mit einem Vermögenswert von 350 €/m<sup>2</sup> ausgewiesen.

### **7.1.2.1 Deichbruchstelle 1**

Zwischen dem Deich um Seehausen und dem Wall, der die zu der Kläranlage gehörenden Flächen östlich von Seehausen umschließt, befindet sich eine 150 m breite Rinne. Das durch die Deichlücke einströmende Wasser fließt durch diese Rinne nach Niedervieland und verteilt sich in der Niederung. Das Wasser breitet sich nicht nur in Niedervieland aus, sondern fließt durch einen kleinen Auslass auch in Richtung Woltmershausen auf die Fläche südwestlich des Neustädter Hafens.

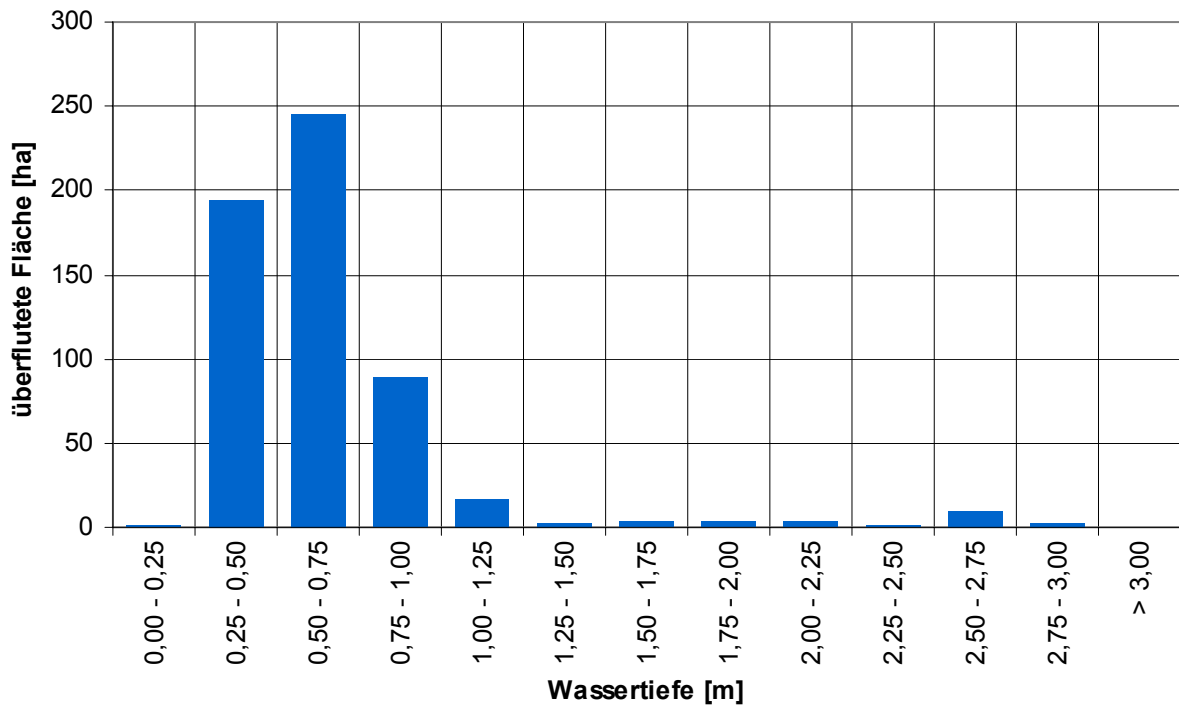
Die größten Wassertiefen treten im Bereich der Rinne in unmittelbarer Nähe zur Deichbruchstelle auf. Hier sind maximale Wassertiefen von 3,40 m zu verzeichnen. Im Zulauf zur Fläche westlich des Neustädter Hafens steht das Wasser mit einer Tiefe von 0,5 – 2,7 m. Auf der Fläche selbst treten maximale Wassertiefen im Bereich von 0,3 – 0,9 m auf. In der Niederung steht das Wasser zwischen 0,3 und 0,8 m tief an. Auf der Fläche nordöstlich der Spülfelder der Deponie, die im Vergleich zur Umgebung etwas tiefer liegt, liegt der Wert für die Wassertiefe mit 1 m etwas höher. Der Zwischenraum zwischen den Spülfeldern der Deponie ist mit maximalen Wassertiefen von 1,20 m belegt. Bei diesem Deichbruchszenario bleiben die Deponie, die Kläranlage in Seehausen und die Ausläufer des Güterverkehrszentrums von der Überflutung unbeeinflusst, da die Geländehöhe in diesen Bereichen über dem höchsten Wasserspiegel liegt.

Die Verteilung der einzelnen Überflutungswassertiefen ist in Abbildung 7-8 dargestellt. Die überflutete Fläche beträgt 572,5 ha. Den größten Anteil machen mit 245 ha und somit 43 % der gesamten Überflutungsfläche Wassertiefen im Bereich von 0,5 – 0,75 m aus. 34 % der Fläche (195 ha) sind mit einer maximalen Wassertiefe von 0,25 – 0,5 m überflutet. Auf einer Fläche von 89 ha, die 15 % der Gesamtfläche ausmacht, liegt die maximale Wassertiefe zwischen 0,75 und 1 m.

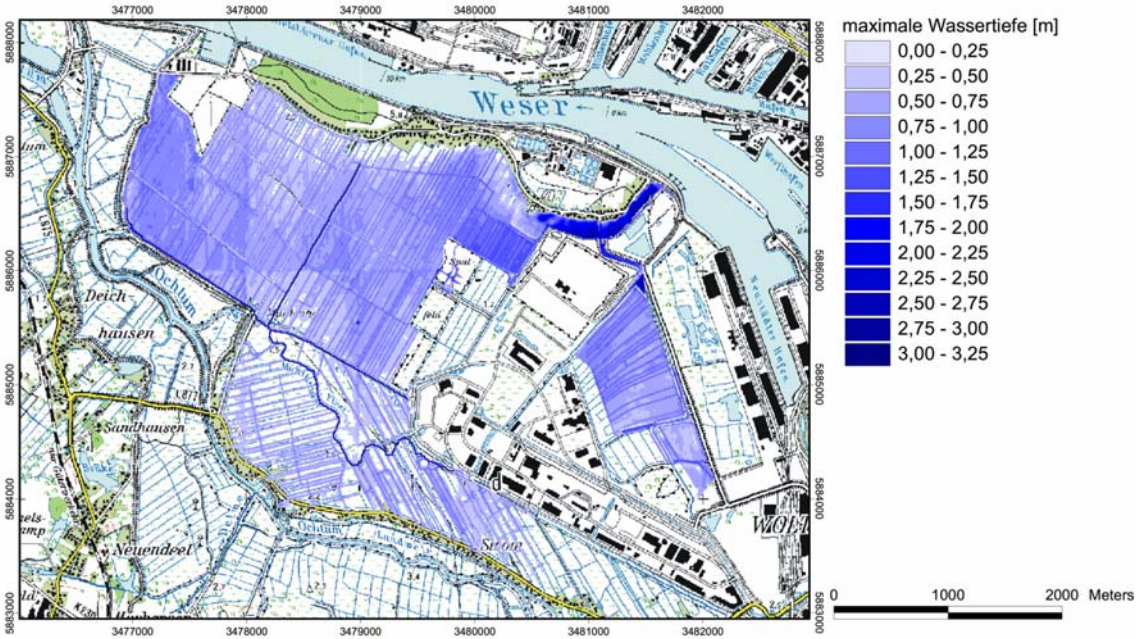


**Abbildung 7-7: Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)**

Der Anteil an Flächen, die mit Wassertiefen über 1 m eingestaut werden, ist mit einer Gesamtfläche von 42 ha gering. 16 ha sind mit einer Wassertiefe von über 2 m überflutet. Hier muss beachtet werden, dass in der Überflutungsfläche auch die Entwässerungskanäle berücksichtigt sind, die im überfluteten Zustand eine Wassertiefe von 2,60 m aufweisen. Damit lässt sich der relativ hohe Flächenanteil für Überflutungswassertiefen zwischen 2,5 und 2,75 m erklären.

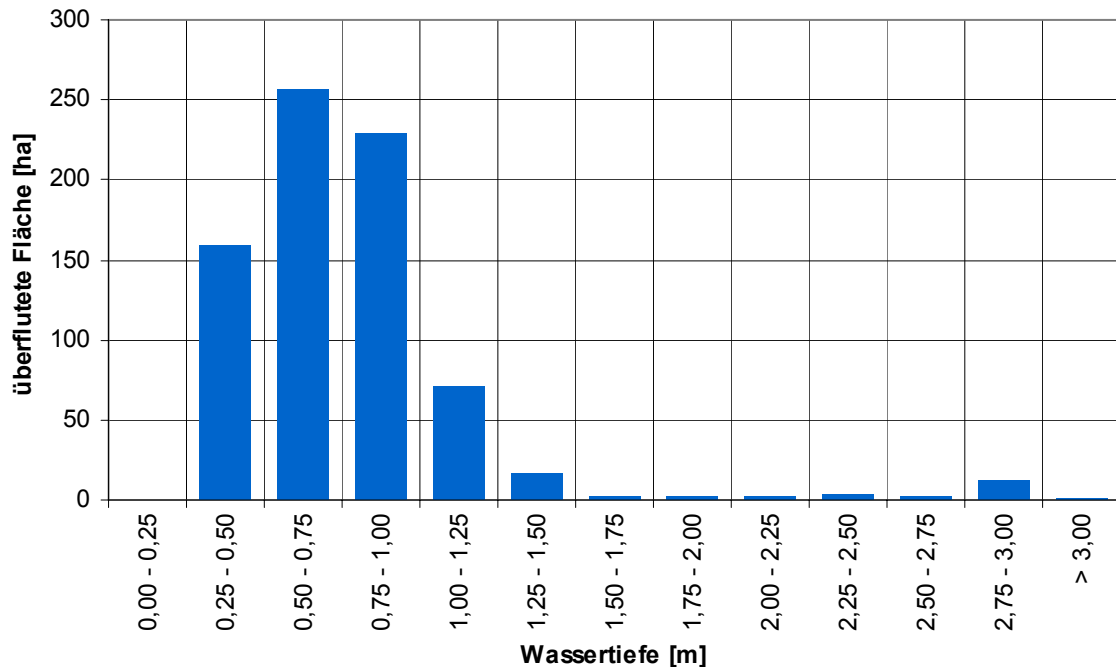


**Abbildung 7-8: Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)**



**Abbildung 7-9: Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)**

Beim Klimaszenario vergrößert sich die überflutete Fläche um 32 % auf 756,7 ha. Es treten größere Wassertiefen auf, so dass weitere Flächen im Niederungsgebiet überflutet werden. Insbesondere im Süden und im Osten des Gebietes kommen neue Überflutungsflächen hinzu.



**Abbildung 7-10: Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)**



### 7.1.2.2 Deichbruchstelle 2

Die Deichbruchstelle 2 liegt direkt bei der Ortschaft Seehausen, so dass sich das einströmende Wasser zunächst in der Mulde zwischen dem Weserdeich und der erhöhten Hasenbürener Landstraße sammelt, bevor es einen mit einer Höhe von etwa 4 mNN etwas niedrigeren Bereich der Straße, deren Höhe sonst zwischen 5,40 mNN und 5,60 mNN liegt, überströmt und sich in der Niederung verteilt.

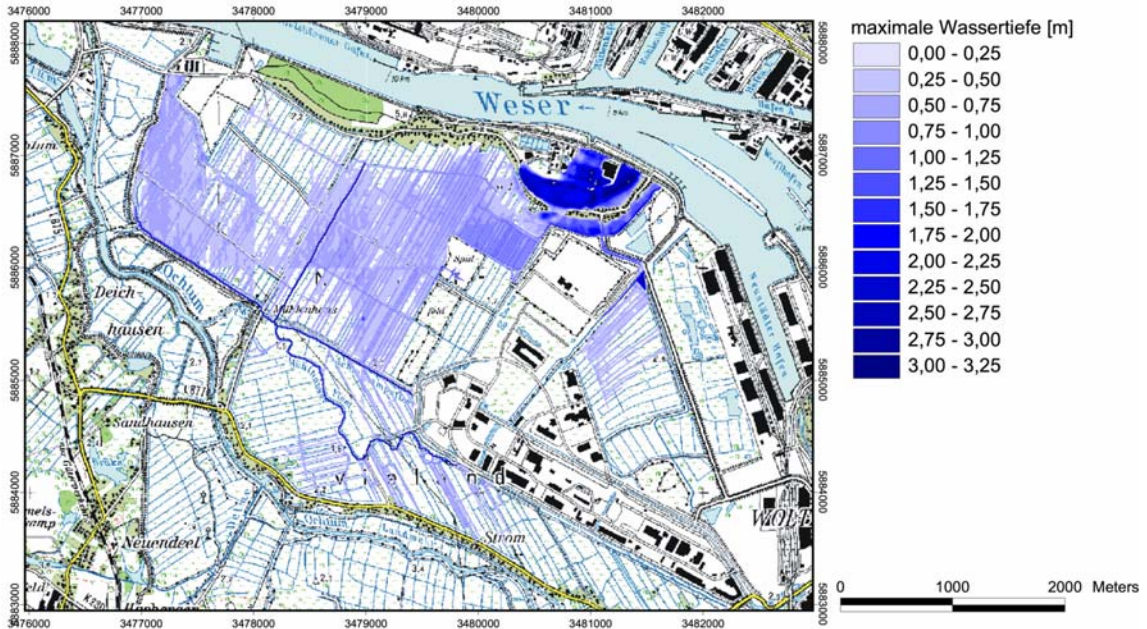


Abbildung 7-11: Maximale Wassertiefen beim Szenario  $Thw_{100} / HQ_{100}$  in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

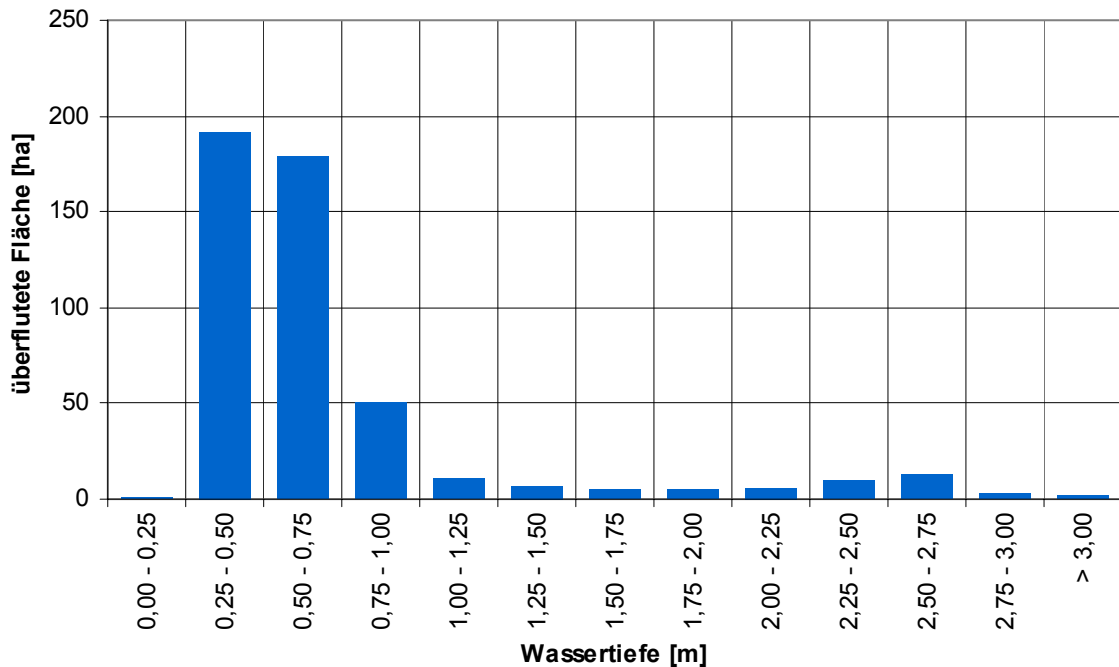
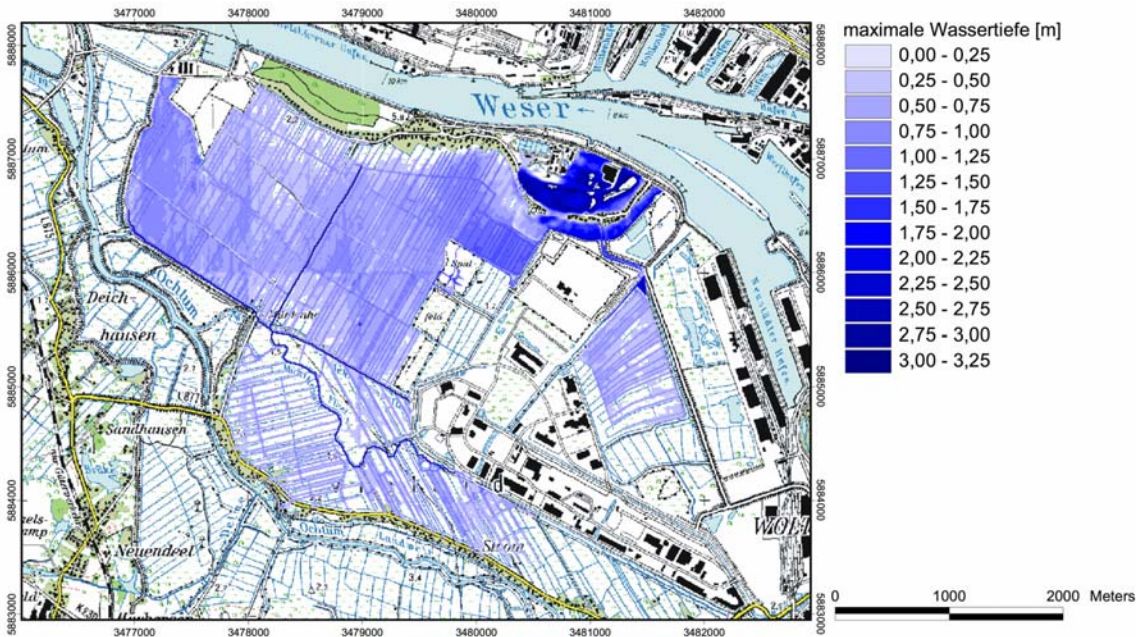


Abbildung 7-12: Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario  $Thw_{100} / HQ_{100}$  in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

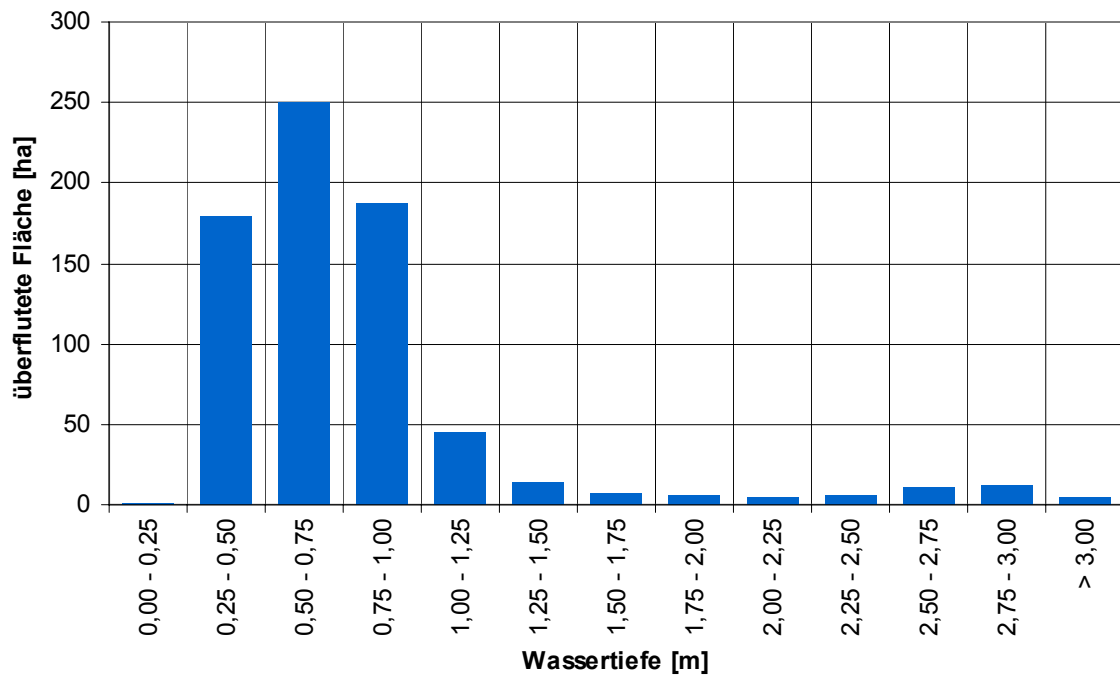
In dem Bereich der Kläranlage, nördlich der Hasenbürener Landstraße, sind mit bis zu 3,2 m die größten Wassertiefen zu verzeichnen. Südlich der Hasenbürener Landstraße treten Wassertiefen von 1,0 -

2,0 m auf. Im Niederungsgebiet Niedervieland steht das Wasser mit einer Tiefe von 0,3 - 1,0 m. Östlich der Baggergutdeponie werden nur wenige Flächen überflutet.



**Abbildung 7-13: Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**

Den größten Flächenanteil haben mit 191,6 ha (39,8 %) und 178,7 ha (37,1 %) Wassertiefen im Bereich von 0,25 - 0,50 m bzw. 0,50 - 0,75 m. Auf einer Fläche von 50,1 ha (10,4 %) steht das Wasser mit einer Tiefe von 0,75 - 1,00 m. 60,2 ha sind mit Wassertiefen über 1,0 m eingestaut. Auf 33,0 ha sind Wassertiefen über 2,0 m zu verzeichnen.



**Abbildung 7-14: Flächenanteile mit maximalen Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**

Insgesamt wird bei diesem Szenario eine Fläche von 481,6 ha überflutet. Die Fläche ist geringer als bei der Deichbruchstelle 1 (572,5 ha), da das einströmende Wasser an der Hasenbürener Landstraße zunächst eingestaut wird.

Beim Klimaszenario vergrößert sich die überflutete Fläche um 51 % auf 727,9 ha. Es treten größere Wassertiefen auf, so dass weitere Flächen im Niederungsgebiet überflutet werden.

### 7.1.3 Zeitlicher Verlauf der Überflutungen nach Deichbruch

Die Laufzeiten der Überflutungssimulationen sind in Abbildung 7-15 und Abbildung 7-16 dargestellt.

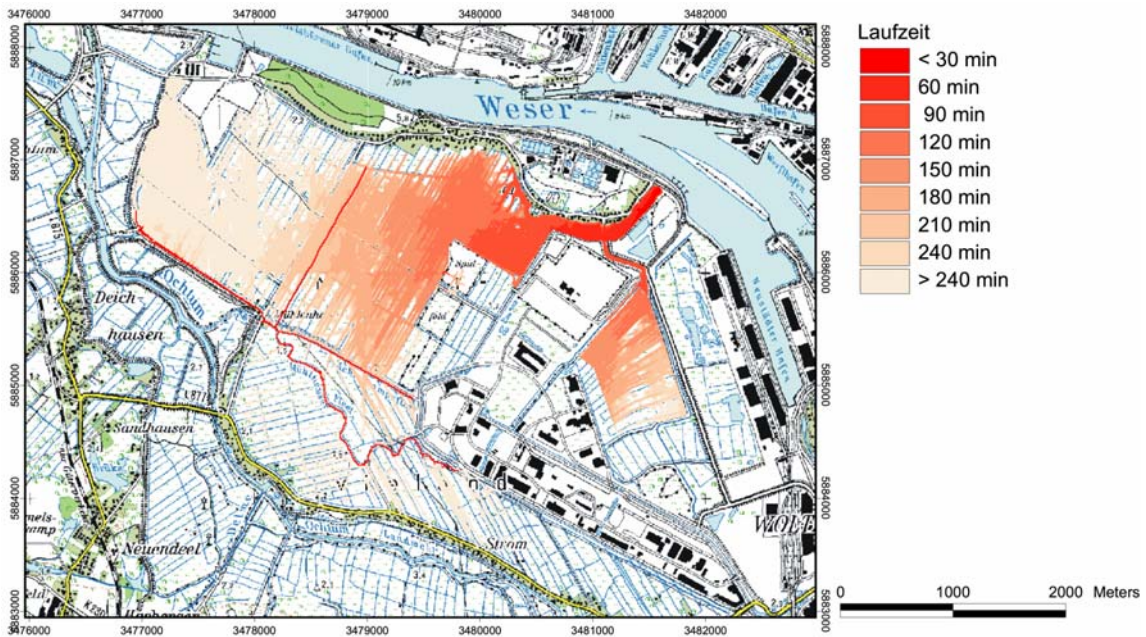


Abbildung 7-15: Laufzeiten beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

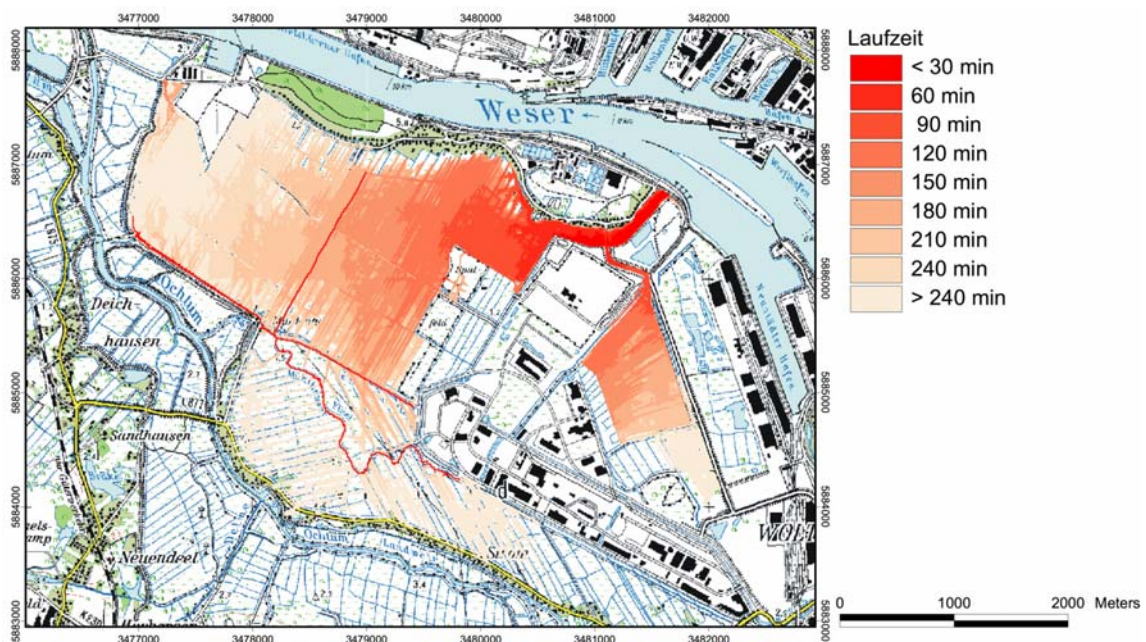
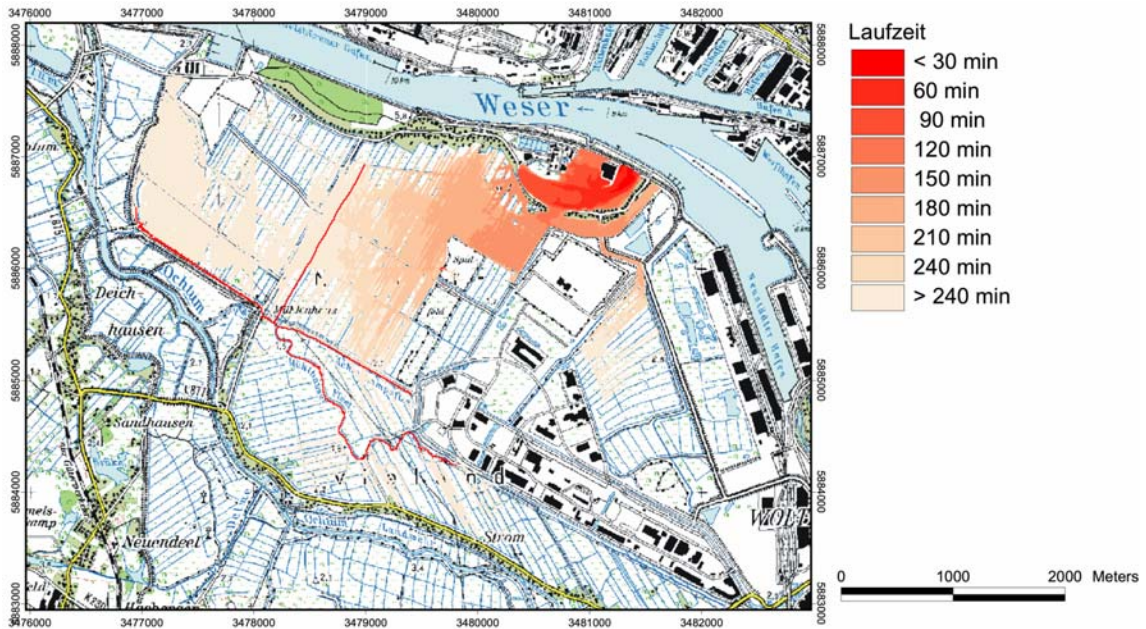
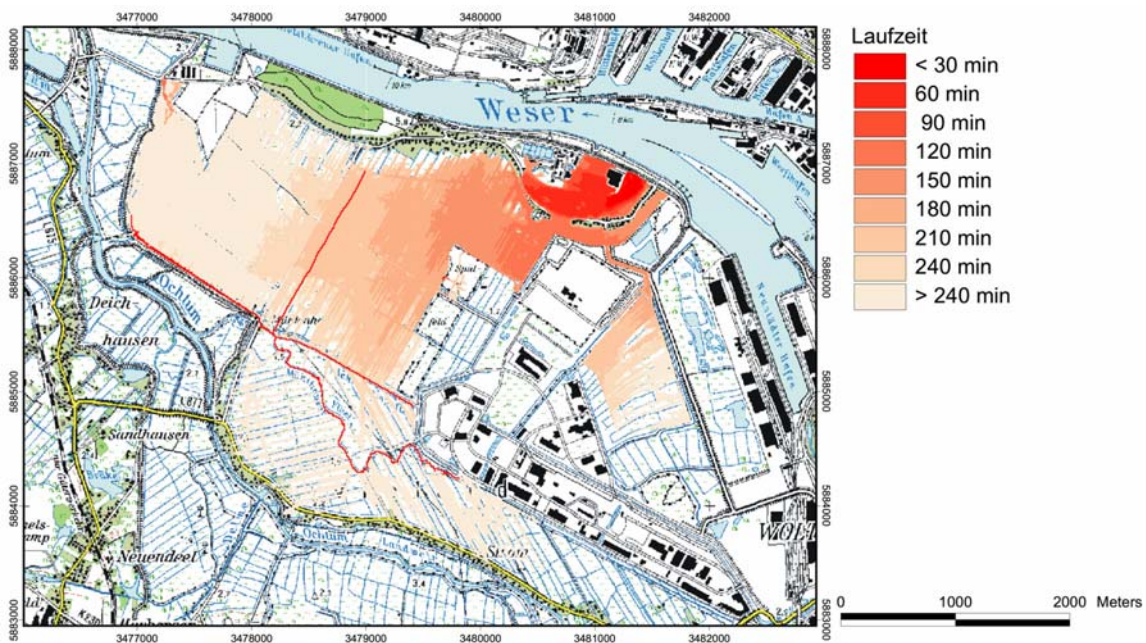


Abbildung 7-16: Laufzeiten beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

Anhand der Laufzeiten (Abbildung 7-17) ist zu erkennen, dass sich das durch die Deichlücke strömende Wasser zunächst auf den Flächen der Kläranlage sammelt und erst nach zwei Stunden über die Hasenbürener Landstraße fließt. Beim Klimaszenario (Abbildung 7-18) geschieht dieser Vorgang etwa eine Viertelstunde früher.



**Abbildung 7-17: Laufzeiten beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**



**Abbildung 7-18: Laufzeiten beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**

## 7.1.4 Überflutungsschäden

### 7.1.4.1 Schäden für Deichbruchstelle 1

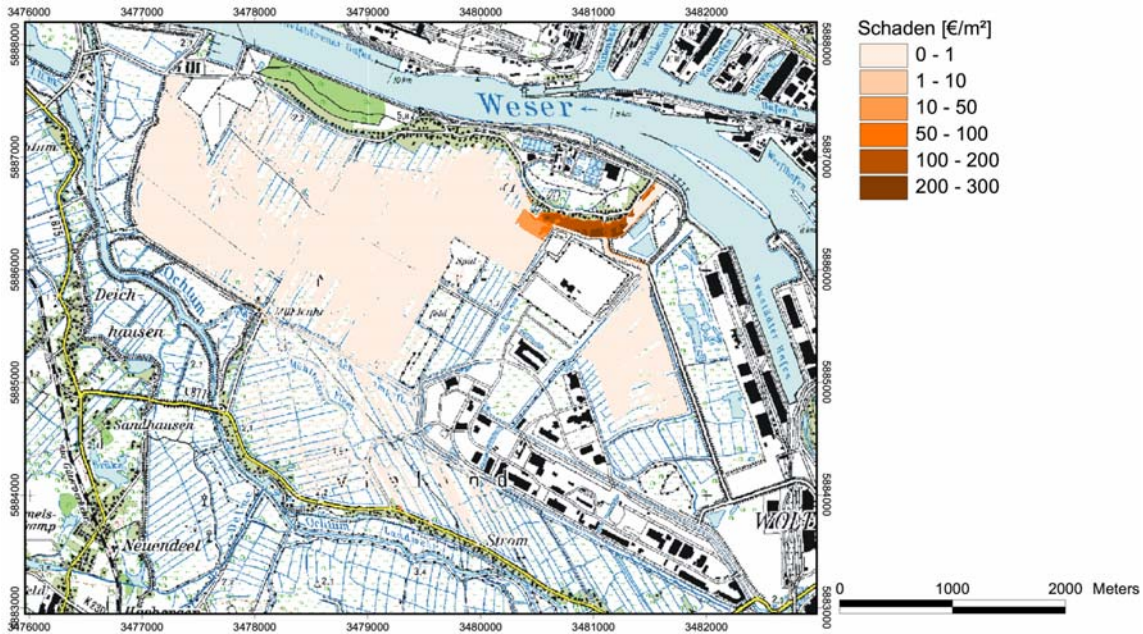


Abbildung 7-19: Schäden beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

Tabelle 7-1: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	5,56	2,78
Kläranlage, Deponie	0,99	0,57
Flächen mit gemischter Nutzung	9,87	16,04
Grünland	539,29	0,13
sonstige Flächen (z.B. Sportanlage)	2,32	0,11
	<b>558,03</b>	<b>19,63</b>

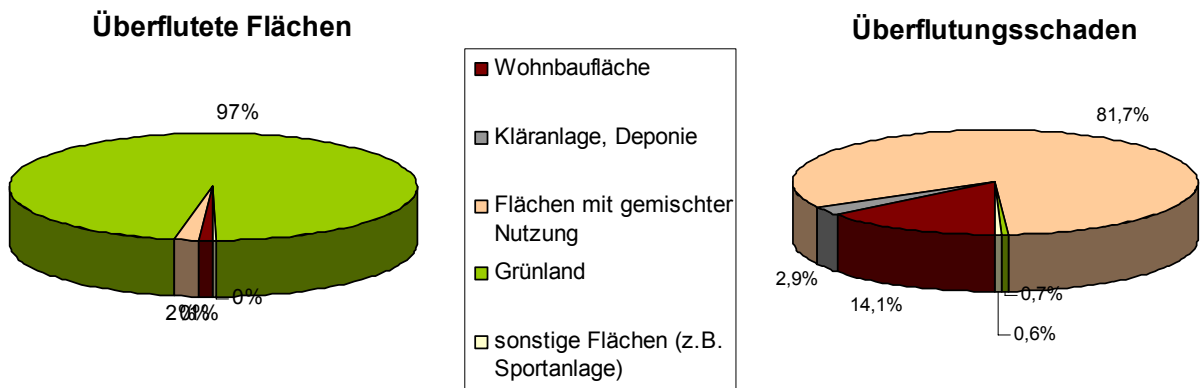


Abbildung 7-20: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

Den größten Anteil der überfluteten Flächen stellen mit 97 % Grünlandflächen. Der dabei entstehende Schaden ist mit 0,13 Mio. € (0,7 %) gering. Auf den überfluteten Wohnbauflächen und Flächen ge-

mischter Nutzung entstehen Schäden in Höhe von 2,78 Mio. € (14,1 %) bzw. 16,04 Mio. € (81,7 %). Der Gesamtschaden beträgt 19,63 Mio. €.

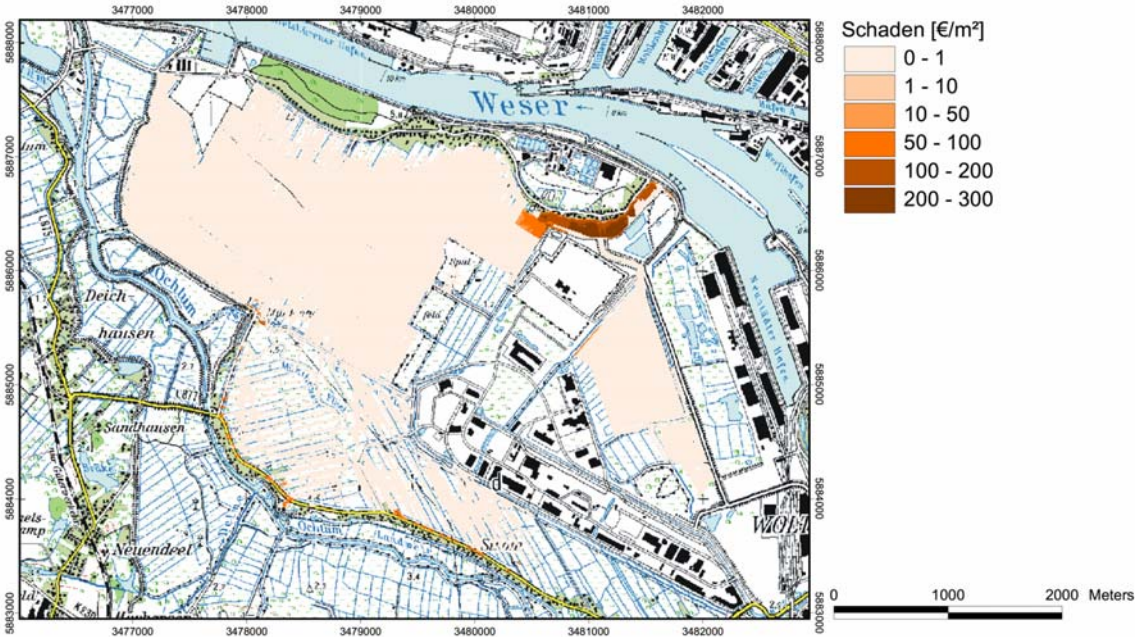


Abbildung 7-21: Schäden beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchsstelle 1)

Tabelle 7-2: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchsstelle 1)

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	7,06	5,82
Kläranlage, Deponie	0,61	0,10
Flächen mit gemischter Nutzung	13,42	21,47
Grünland	698,80	0,20
sonstige Flächen (z.B. Sportanlage)	1,46	0,24
	<b>721,35</b>	<b>27,84</b>

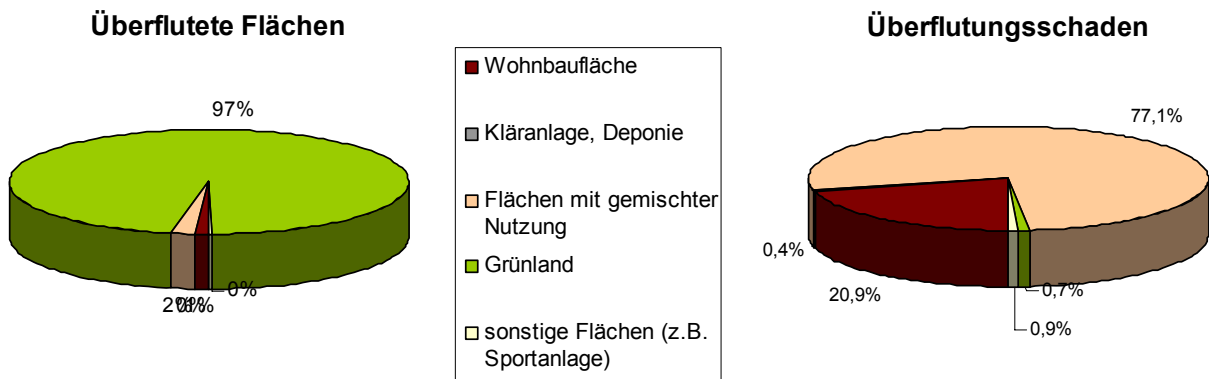


Abbildung 7-22: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchsstelle 1)

Beim Klimaszenario, das einen um 32 % erhöhten Überflutungsflächenanteil sowie größere Überflutungstiefen aufweist, erhöht sich der Gesamtschaden auf 27,84 Mio. €, was einem Zuwachs von 41,8 % entspricht.

### 7.1.4.2 Schäden für Deichbruchstelle 2

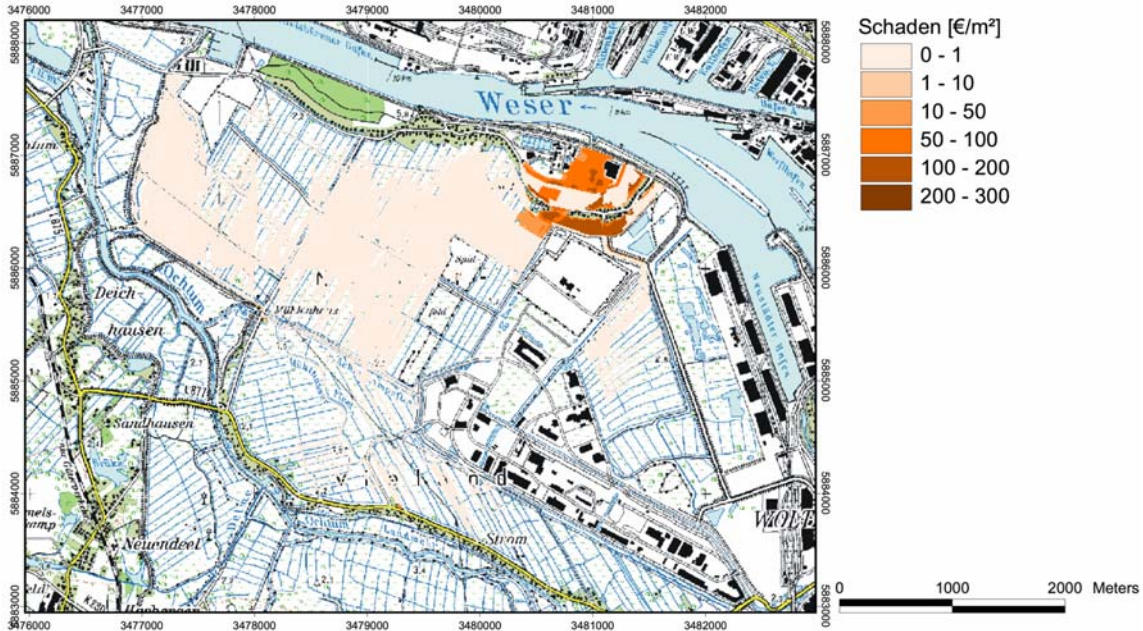


Abbildung 7-23: Schäden beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

Tabelle 7-3: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	8,84	6,11
Kläranlage, Deponie	16,48	12,32
Flächen mit gemischter Nutzung	9,92	12,85
Grünland	429,07	0,11
sonstige Flächen (z.B. Sportanlage)	3,01	1,58
	<b>467,32</b>	<b>32,98</b>

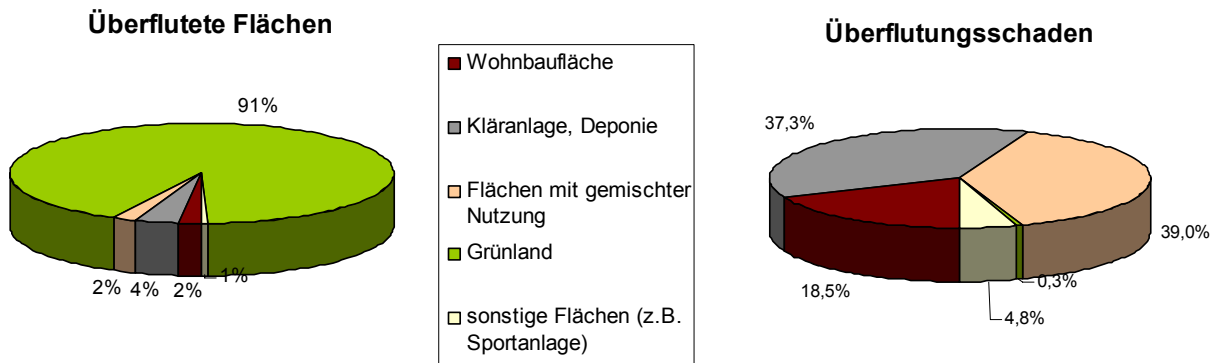
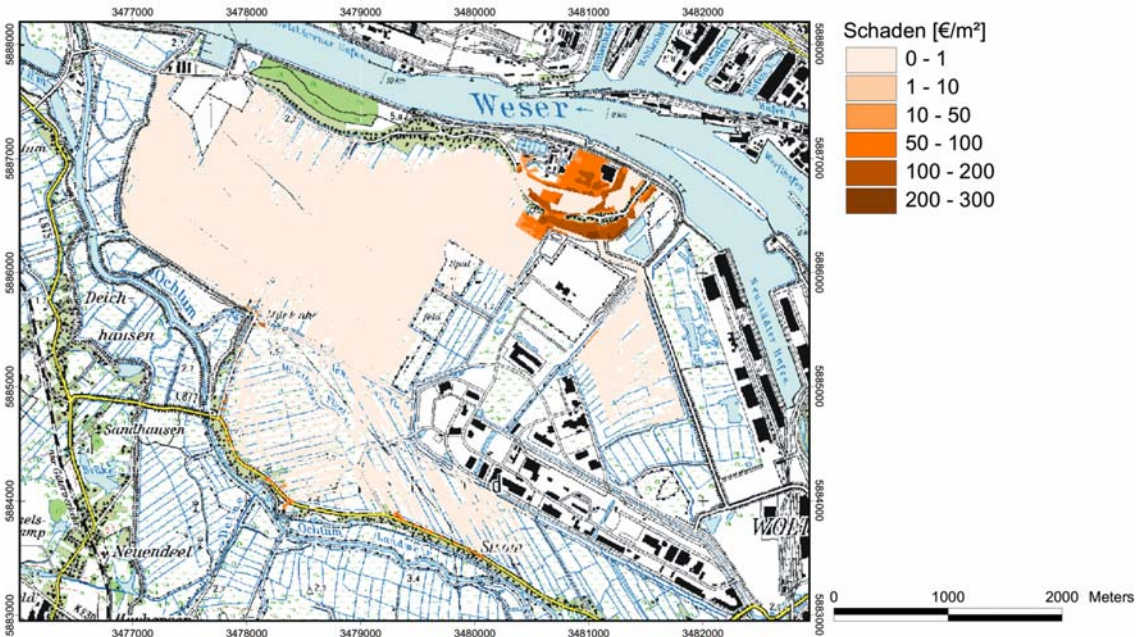


Abbildung 7-24: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

In Abbildung 7-23 sind die bei der Überflutungssimulation ermittelten Schäden dargestellt. Die größten Schäden treten mit 12,85 Mio. € auf den Flächen mit gemischter Nutzung und mit 12,32 Mio. € auf

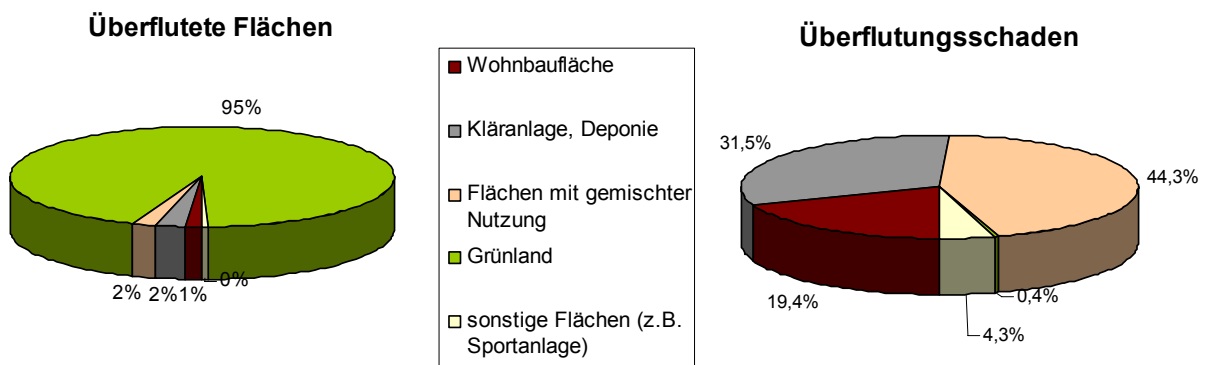
den Flächen der Kläranlage auf. Der Schaden auf den Wohnbauflächen beträgt 6,11 Mio. €. Die Grünlandflächen weisen zwar mit 429 ha (91 %) den größten Flächenanteil auf, der entstehende Schaden von 0,11 Mio. € (0,3 %) ist jedoch gering. Der Gesamtschaden beträgt 32,98 Mio. €.



**Abbildung 7-25:** Schäden beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

**Tabelle 7-4:** Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	9,78	8,40
Kläranlage, Deponie	17,30	13,61
Flächen mit gemischter Nutzung	13,89	19,14
Grünland	649,68	0,19
sonstige Flächen (z.B. Sportanlage)	3,17	1,87
	<b>693,82</b>	<b>43,21</b>



**Abbildung 7-26:** Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)

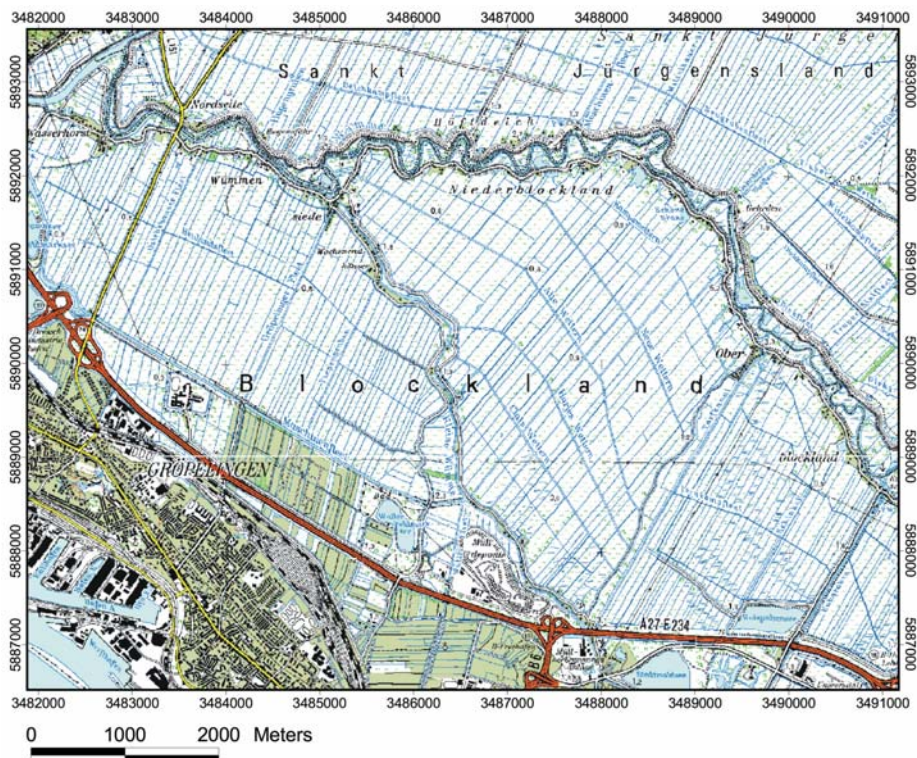


Beim Klimaszenario vergrößert sich der Gesamtschaden um 31,0 % auf 43,21 Mio. €. Dies ist sowohl auf die erhöhte Überflutungsfläche als auch auf die größeren Überflutungstiefen zurückzuführen. Insbesondere bei den Flächen mit gemischter Nutzung ist eine um 40,0 % erhöhte Überflutungsfläche festzustellen, wodurch sich der Schaden um 48,9 % auf 19,14 Mio. € vergrößert.

## 7.2 Fokusfläche Blockland

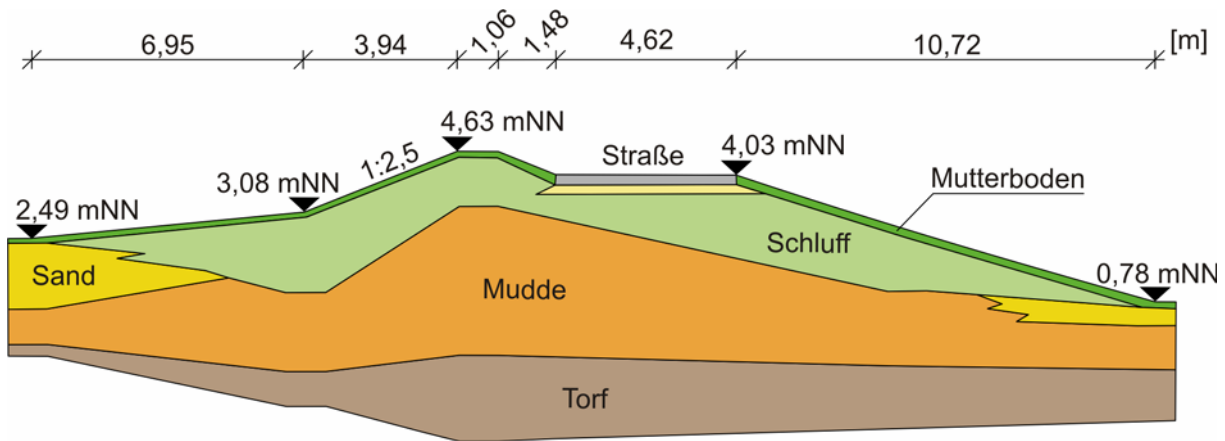
### 7.2.1 Topographie und Schutzsysteme

Die Fokusfläche Blockland ist ein Niederungsgebiet im Norden von Bremen mit einer Ausdehnung von ungefähr 5 x 9 Kilometer. Das Gebiet wird im Osten und im Norden von den Deichen der Wümme begrenzt. Im Süden und im Westen liegt die erhöhte Autobahn A 27.



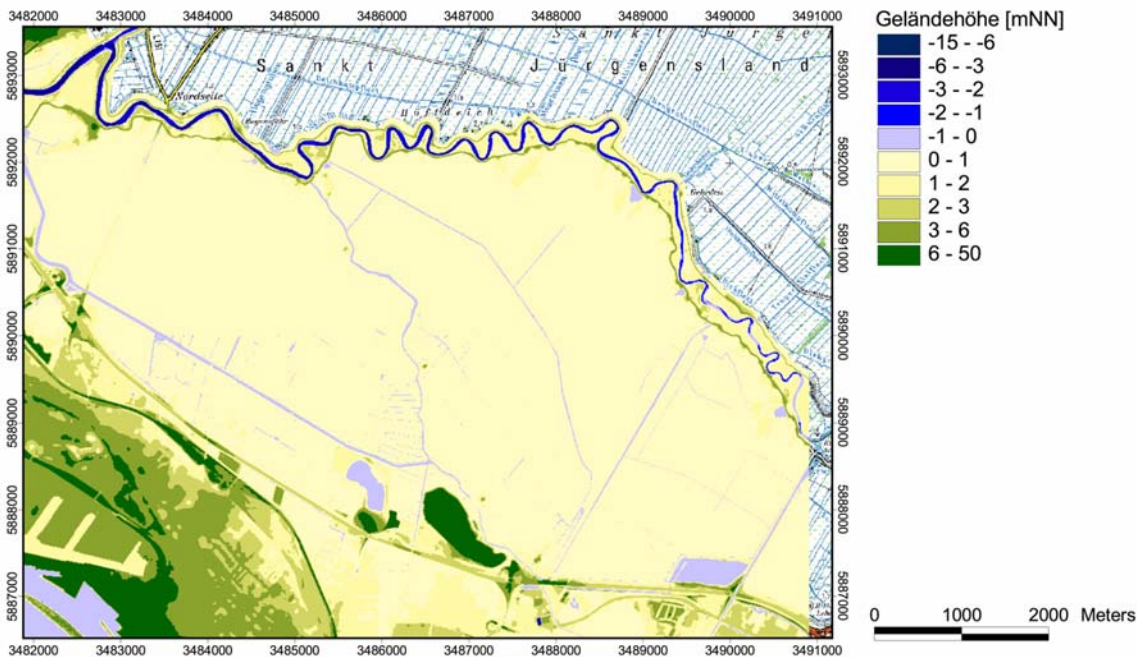
**Abbildung 7-27: Übersichtskarte der Fokusfläche Blockland**

Die Flächen des Blocklands weisen Geländehöhen zwischen 0 und 1 mNN auf. Das Blockland liegt stromauf des Lesumsperrwerkes, das das Eindringen erhöhter Tidewasserstände in die Lesum, Hamme und die Wümme verhindert. Die Deichhöhen der Wümmedeiche liegen zwischen 4 und 5 mNN.



**Abbildung 7-28: Regelprofil des Wümmedeiches bei Dammsiel (BREMISCHER DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER)**

Auf der Deichkrone der Wümmedeiche führt eine Straße zur Erschließung der vereinzelt Wohnbebauung entlang. Zahlreiche kleine Seen binnenseits der Deiche weisen auf frühere Deichbrüche hin.



**Abbildung 7-29: Geländehöhen der Fokusfläche Blockland**

Abbildung 7-29 zeigt die Geländehöhen des Untersuchungsgebietes. Für die Überflutungssimulation des Hinterlands wird eine Deichbruchlücke bei Dammsiel angenommen. Es wurde weiterhin angenommen, dass das Lesumsperwerk nicht geschlossen ist. Die Deichbruchweite wird mit 40 m angesetzt. Für die Simulation wird die Deichlücke auf eine Schwellenhöhe von 2,4 mNN gesetzt.

## 7.2.2 Flächennutzung und Schadenspotential

Die Flächen im Blockland werden vorwiegend als Grünland genutzt. Binnenseits der Deiche sind vereinzelt Wohnbauflächen und Flächen gemischter Nutzung anzutreffen. Entlang der kleinen Wümmedeiche liegende Wochenendhäuser sind als Flächen besonderer funktionaler Prägung ausgewiesen. Dieser Kategorie ist ebenfalls die im Süden des Blocklands gelegene Jugendvollzugsanstalt zugeordnet. Südlich des Maschinenfleets liegen weiterhin eine Kleingartenanlage sowie eine erhöhte Abfalldeponie.

Entsprechend der Flächennutzung des Gebietes stellen sich auch die Vermögenswerte dar. Die Grünlandflächen weisen niedrige Werte von 0,12 €/m<sup>2</sup> auf, während die Flächen gemischter Nutzung (583 - 836 €/m<sup>2</sup>) und die Wohnbauflächen (385 €/m<sup>2</sup>) höhere Vermögenswerte haben. Den Flächen besonderer funktionaler Prägung ist ein Vermögenswert von 352 €/m<sup>2</sup> zugewiesen.

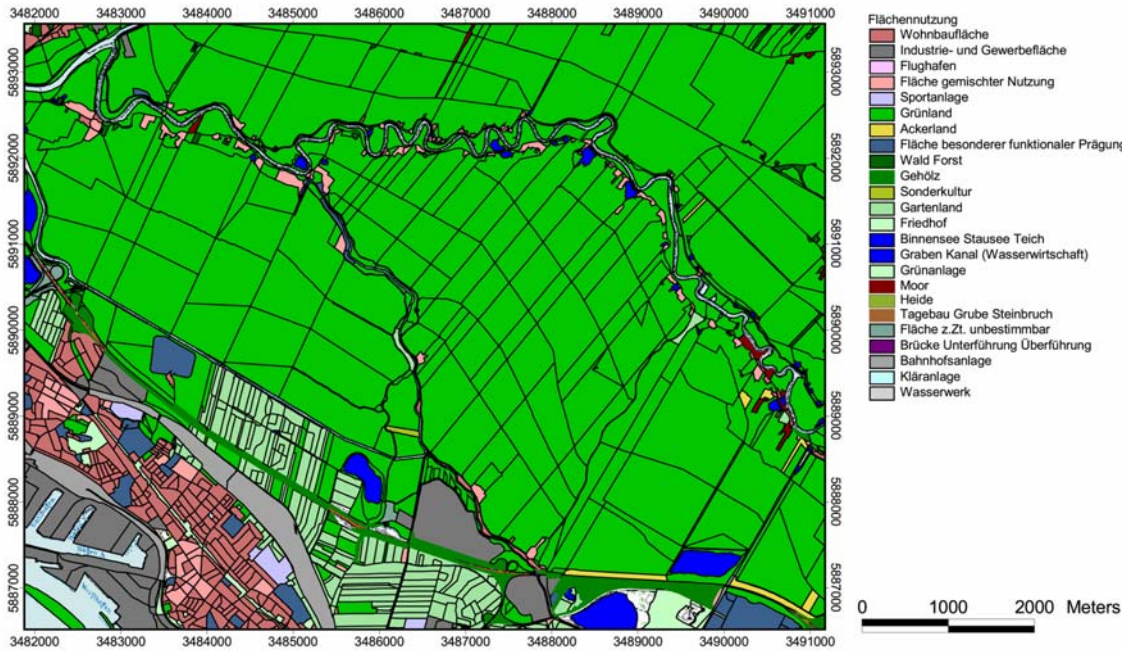


Abbildung 7-30: Flächennutzung in der Fokusfläche Blockland

In den folgenden Abbildungen sind die während des Überflutungsvorgangs maximal simulierten Wasserstände dargestellt. Dabei wird ersichtlich, dass im Falle eines Deichversagens bei Dammsiel nahezu alle Flächen des Blocklands überflutet werden. Das einströmende Wasser wird erst durch die erhöht liegende Autobahn A27 aufgehalten. Die Überflutungstiefen liegen größtenteils zwischen 0,25 und 0,50 m. In der Kleinen Wümme sowie im Maschinenfleet werden Wasserstände von bis zu 1,50 m erreicht. Insgesamt wird eine Fläche von 2447,2 ha überflutet.

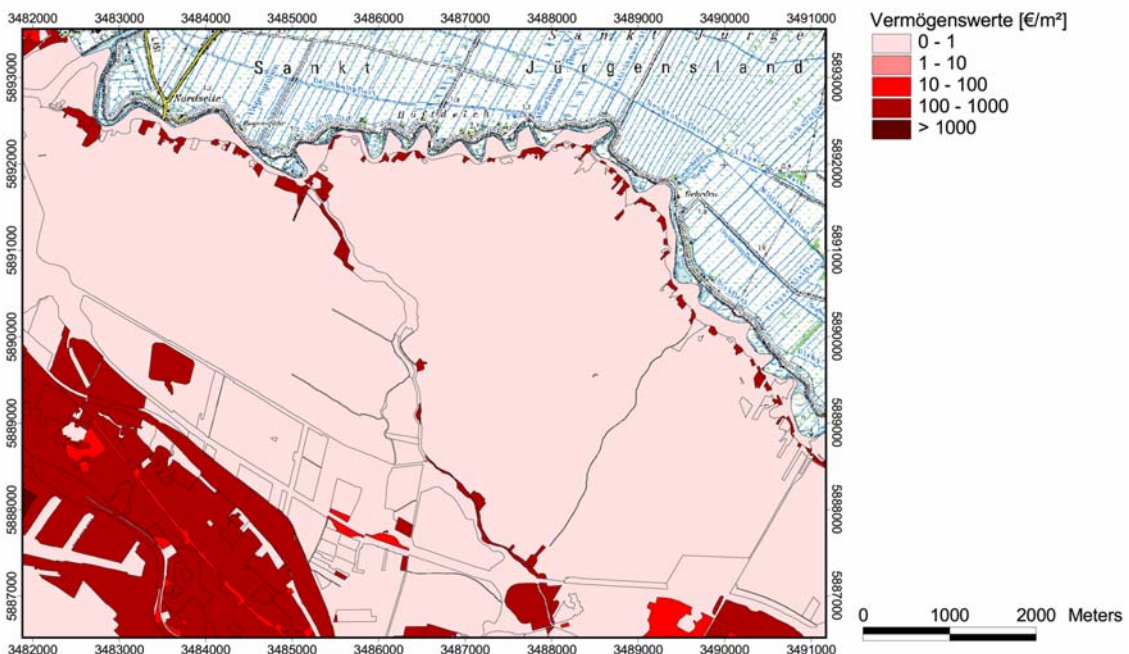


Abbildung 7-31: Vermögenswerte in der Fokusfläche Blockland

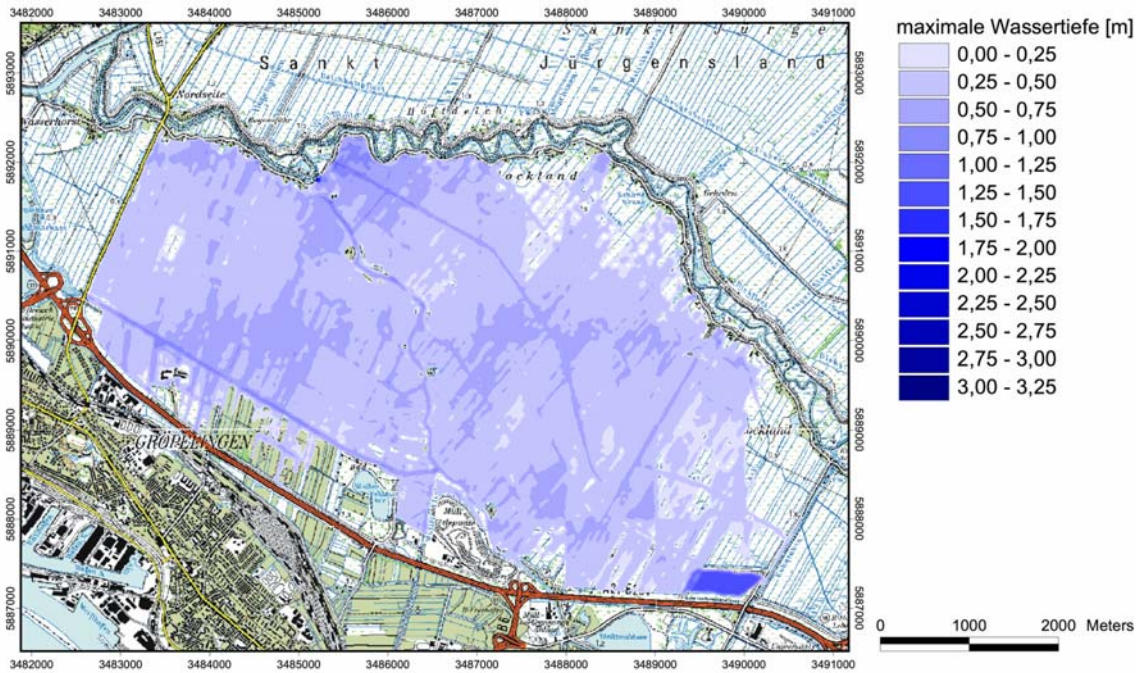


Abbildung 7-32: Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland

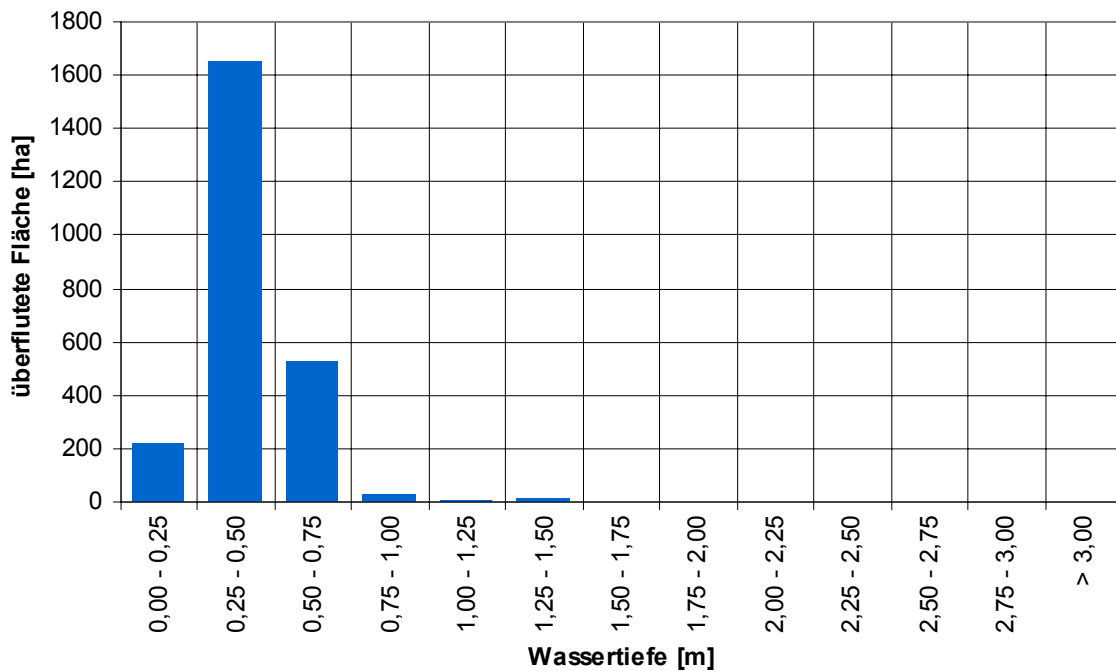


Abbildung 7-33: Flächenanteile der Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland

Für das Szenario Thw<sub>100</sub>/HQ<sub>100</sub> unter Klimaeinfluss, das heißt bei einem um 55 cm erhöhten Meeresspiegel, vergrößert sich die Ausdehnung der Überflutung um 7,6 % auf 2633,5 ha. Der wesentliche Unterschied der beiden Simulationen liegt darin, dass in der Simulation des Klimaszenarios höhere Überflutungstiefen auftreten. Diese Verschiebung zu höheren Überflutungstiefen ist beim Vergleich der Histogramme zu erkennen.

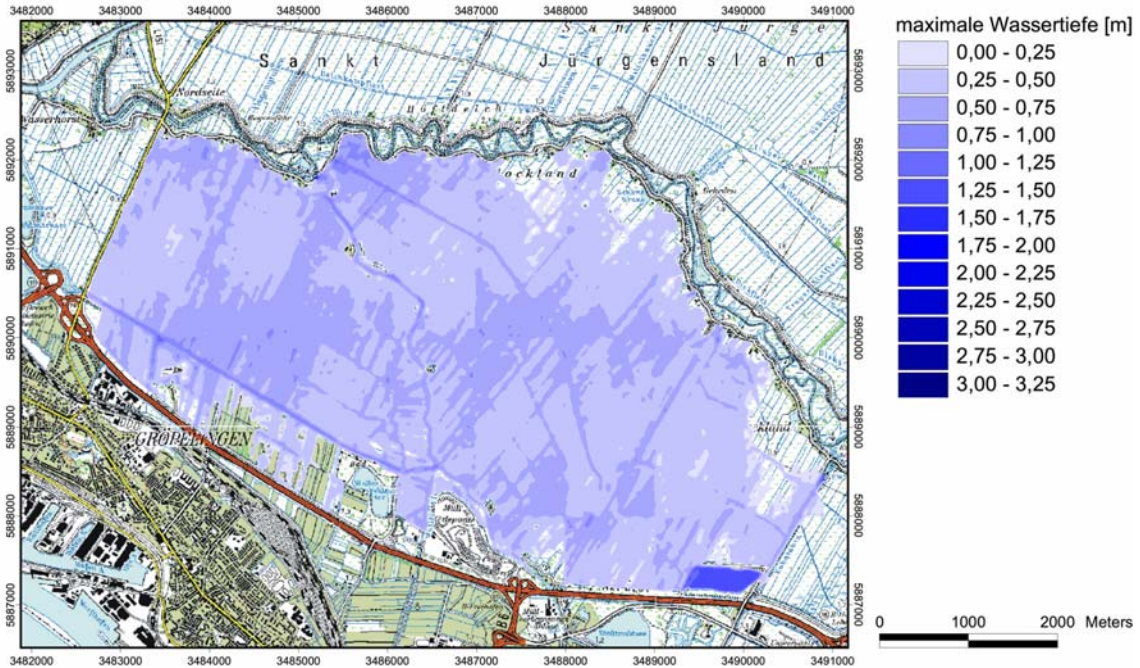


Abbildung 7-34: Maximale Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland

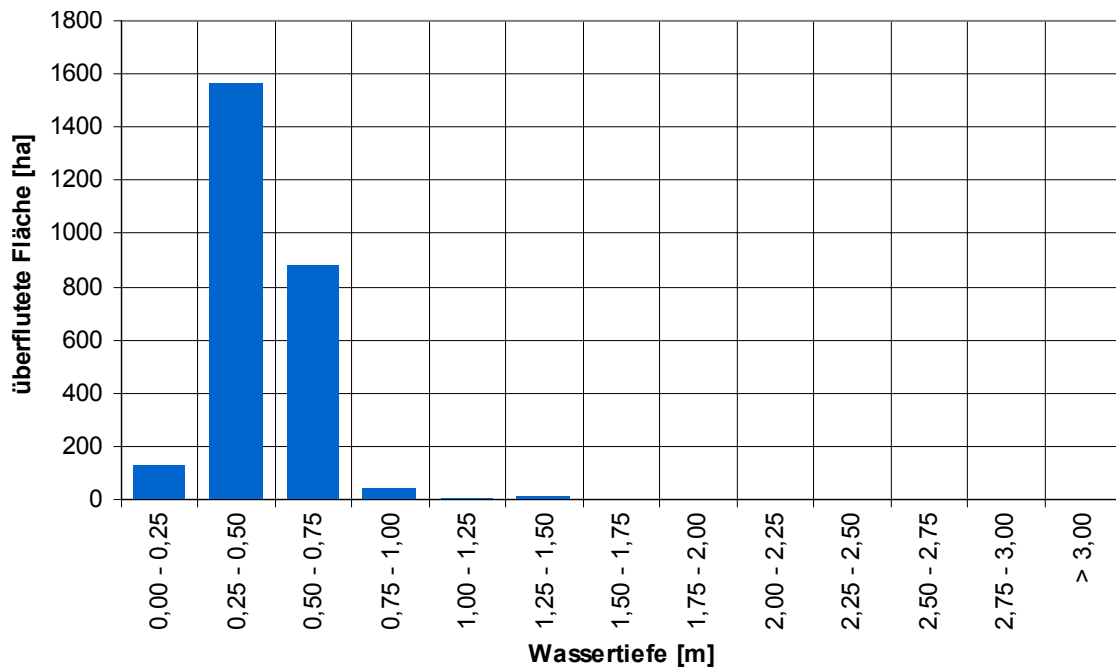


Abbildung 7-35: Flächenanteile der Wassertiefen beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland

### 7.2.3 Zeitlicher Verlauf der Überflutungen nach Deichbruch

Die Laufzeiten weisen keine Unterschiede zwischen dem Status Quo und dem Klimaszenario auf. In Abbildung 7-38 sind die bei der Überflutungssimulation für das Status-Quo-Szenario ermittelten Schäden dargestellt.

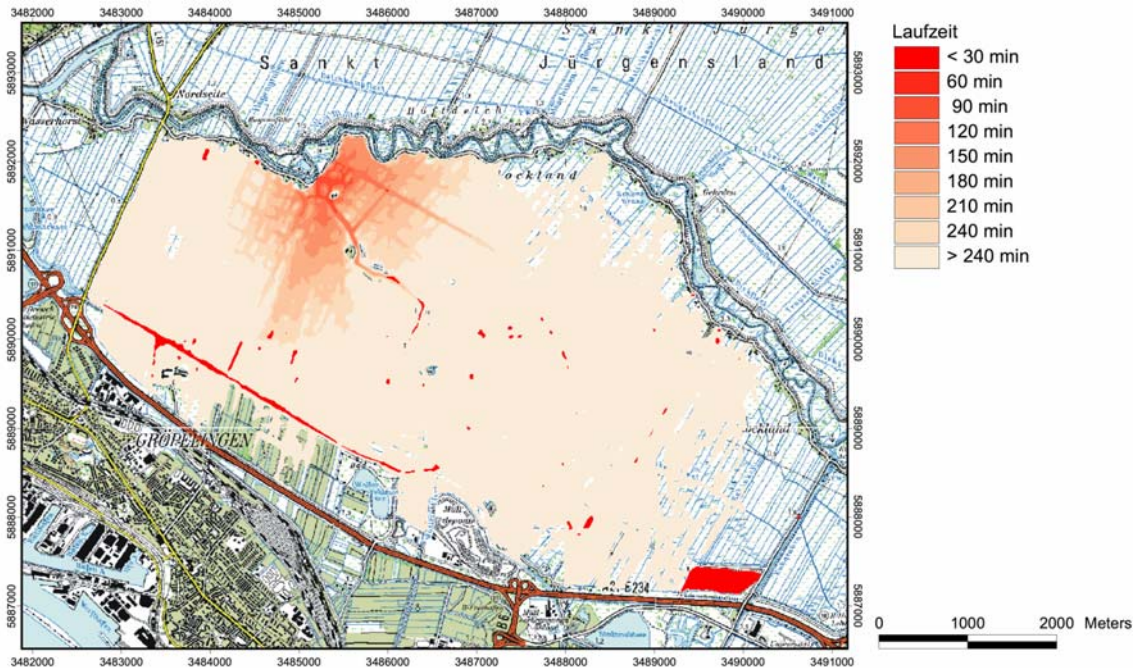


Abbildung 7-36: Laufzeiten beim Szenario  $Thw_{100} / HQ_{100}$  in der Fokusfläche Blockland

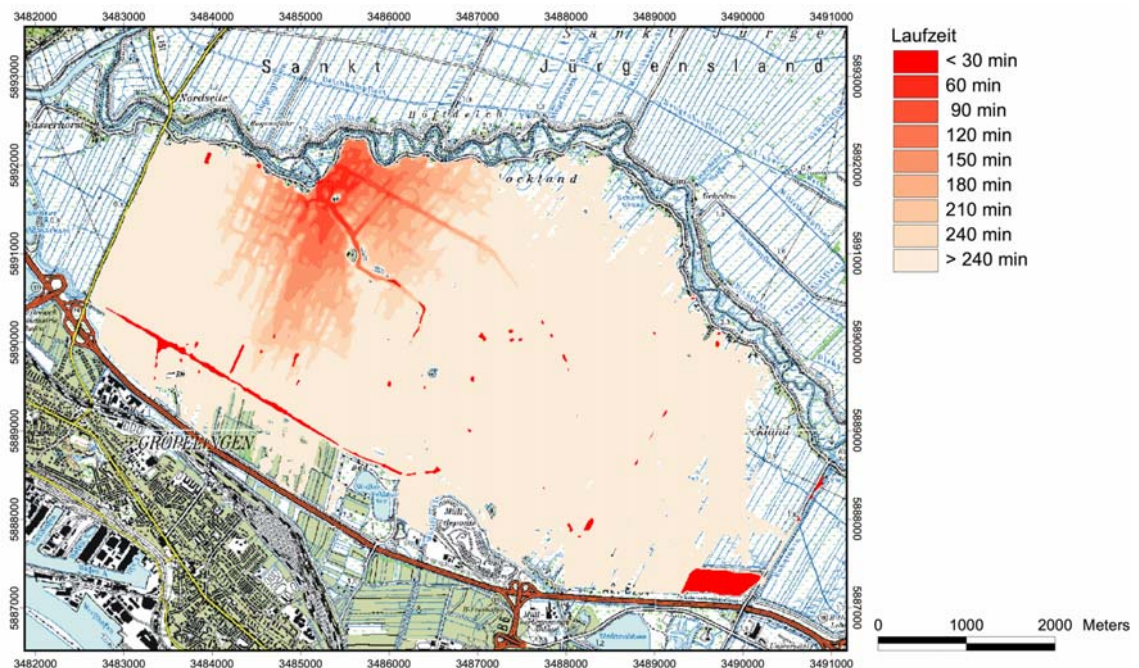


Abbildung 7-37: Laufzeiten beim Szenario  $Thw_{100} / HQ_{100}$  und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland

## 7.2.4 Überflutungsschäden

Die Grünlandflächen stellen zwar mit 98,6 % den größten betroffenen Flächenanteil, der dort entstehende Schaden ist jedoch mit 0,4 Mio. € (3,6 %) gering. Der Gesamtschaden bei diesem Szenario beträgt 11,24 Mio. €.

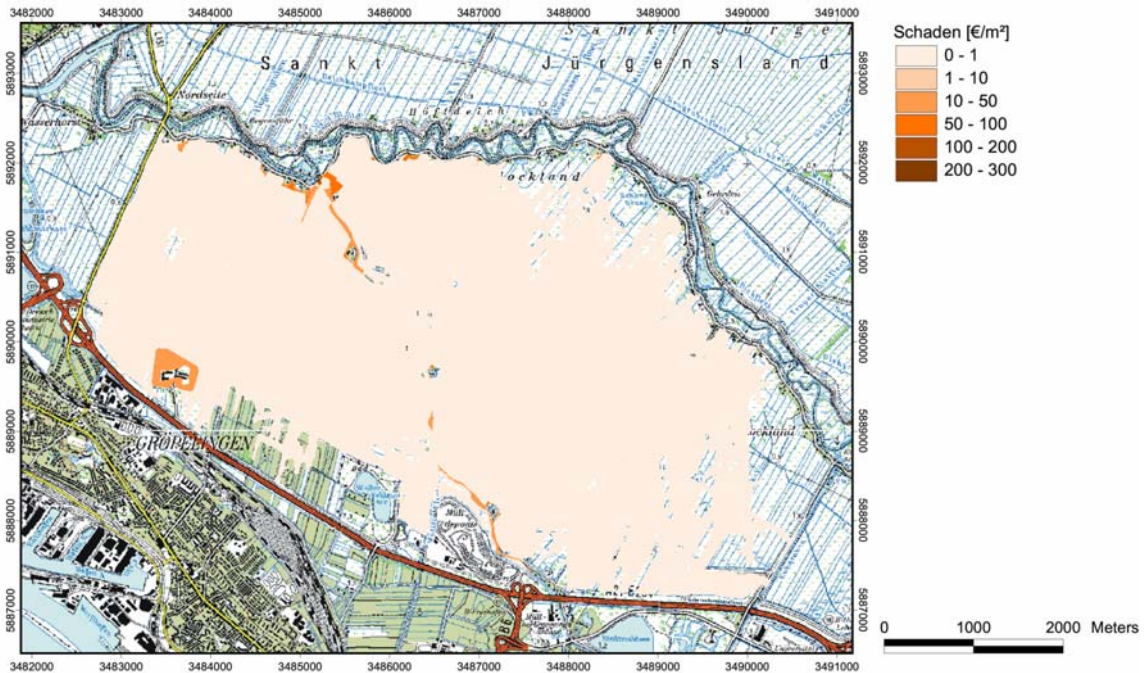


Abbildung 7-38: Schäden beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland

Tabelle 7-5: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	4,75	1,50
Industrie- und Gewerbeflächen	0,00	0,00
Flächen mit gemischter Nutzung	8,67	5,10
Grünland	2286,82	0,40
Flächen bes. funkt. Prägung	19,98	4,26
	<b>2320,22</b>	<b>11,24</b>

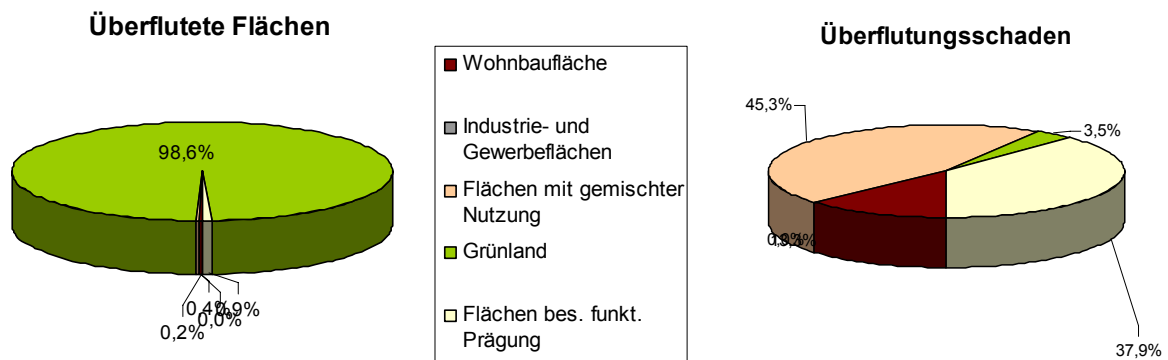


Abbildung 7-39: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Blockland

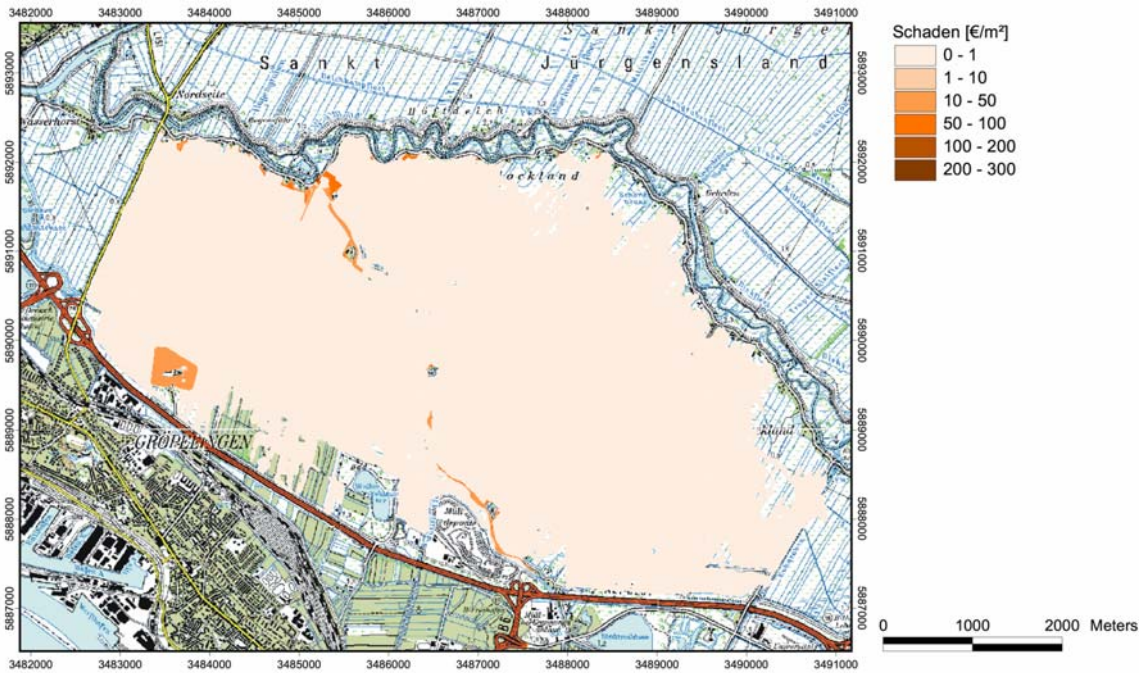


Abbildung 7-40: Schäden beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland

Tabelle 7-6: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	5,18	1,81
Industrie- und Gewerbeflächen	0,00	0,00
Flächen mit gemischter Nutzung	9,19	5,36
Grünland	2434,72	0,45
Flächen bes. funkt. Prägung	22,15	4,90
	<b>2471,24</b>	<b>12,52</b>

Bei dem Klimaszenario vergrößert sich der Gesamtschaden um 11,4 % auf 12,52 Mio. €, wobei alle Flächen anteilig etwa gleich stärker geschädigt werden.

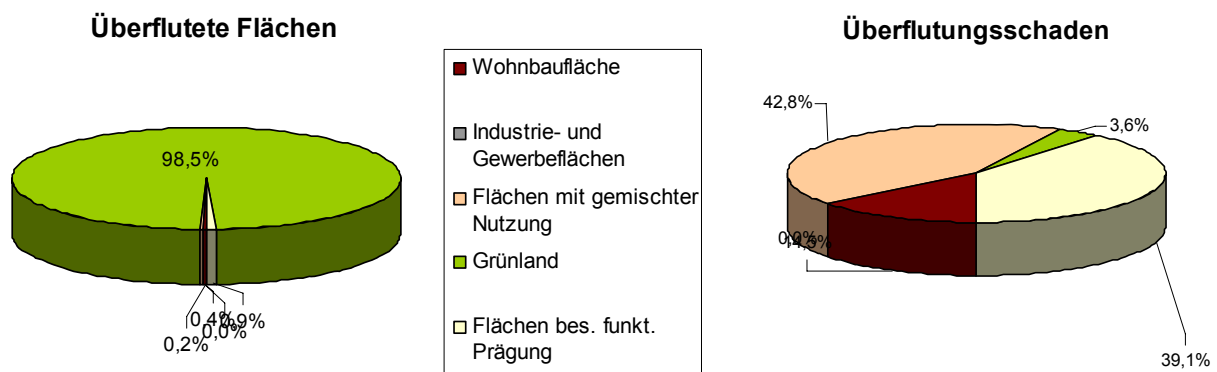


Abbildung 7-41: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung beim Szenario Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> und einem Anstieg des Meeresspiegels um 55 cm (Klimaszenario) in der Fokusfläche Blockland



## 8 Risiko für eine Tideregion

### 8.1 Potentielle Gefährdung einer Tideregion

Mit Hilfe von statischen Höhenverschnitten kann die potentielle Gefahr vor Sturmfluten und Hochwasser sowie die Notwendigkeit von Hochwasserschutzanlagen visualisiert werden, wie hier am Beispiel der Unterweserregion um Bremen.

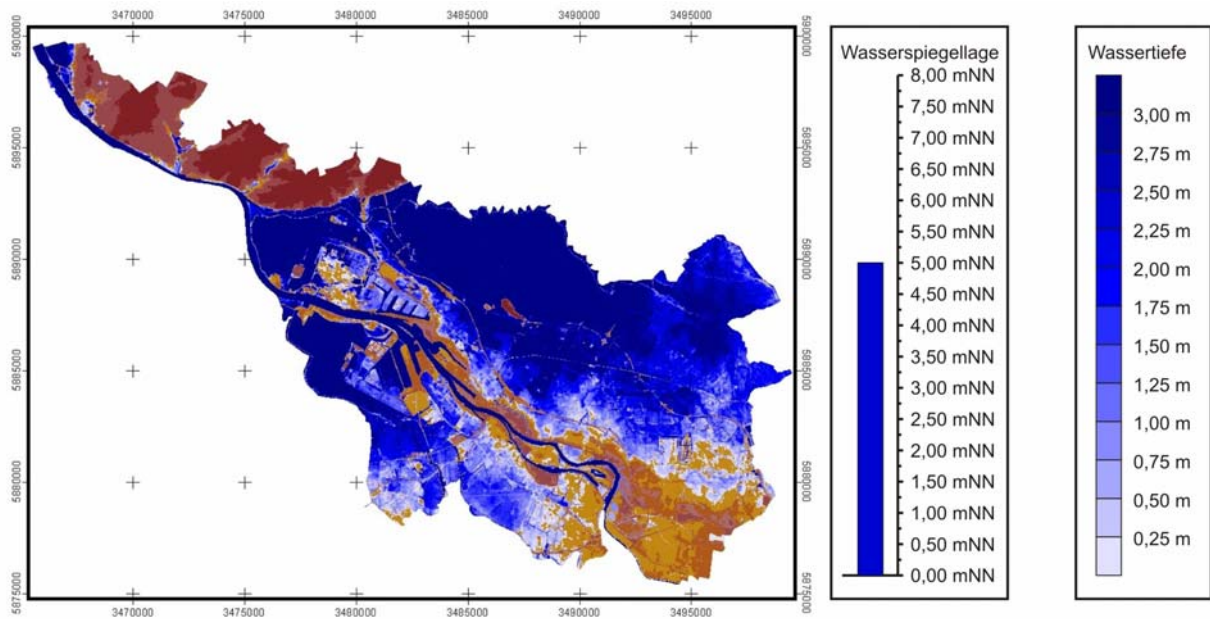


Abbildung 8-1: Statische Höhenverschnidung mit einer Wasserspiegellage von 5 mNN

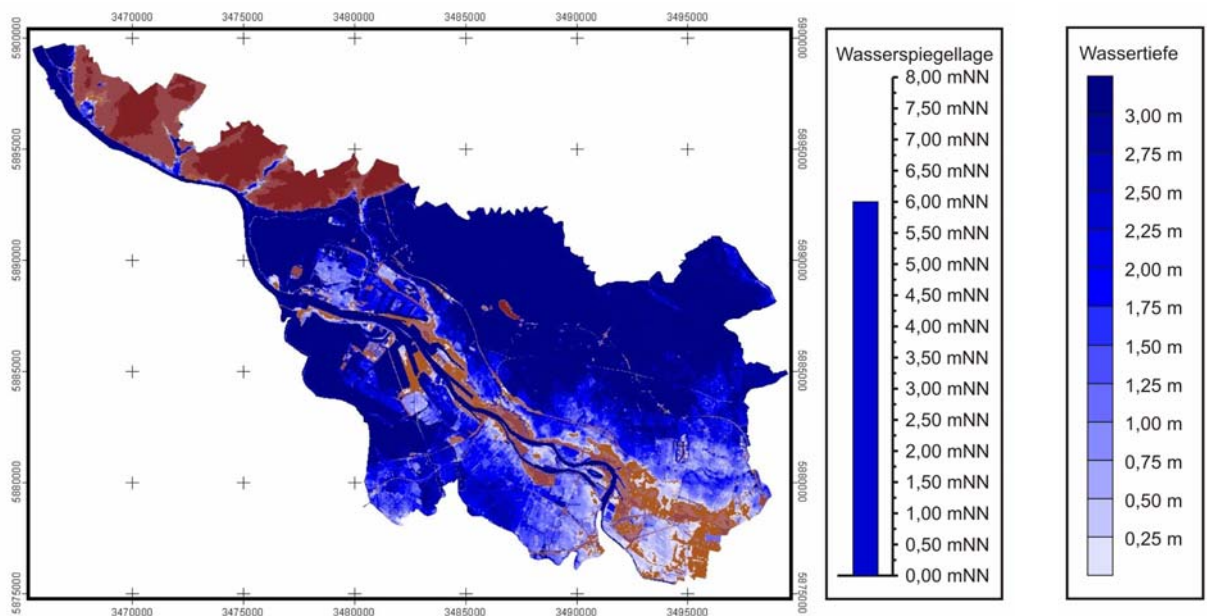


Abbildung 8-2: Statische Höhenverschnidung mit einer Wasserspiegellage von 6 mNN

Hierzu wird ein statischer Wasserspiegel mit den Geländehöhen verschnitten. Die Differenz liefert die Wassertiefe unterhalb des Wasserspiegels. Dieses Verfahren dient der Veranschaulichung der potentiell gefährdeten Gebiete und darf nicht mit einer Überflutungssimulation gleichgesetzt werden. Sie zeigt gleichwohl die Notwendigkeit und Ausdehnung der seit Jahrhunderten gebauten und gepflegten Hochwasserschutzanlagen.

Im Folgenden sind die Wassertiefen bei einer Wasserspiegellage von 5 mNN und 6 mNN dargestellt. Zum Vergleich: Sturmflutwasserstände können in diesem Bereich ca. 5,5 mNN (Thw<sub>100</sub>) erreichen.

## 8.2 Risiko bei simuliertem Deichbruch

Anhand der ermittelten Versagenswahrscheinlichkeiten aus Kap. 6.6 und der ermittelten Schäden aus Kap. 7 kann das Risiko für die Fokusflächen Werderland, Seehausen und Blockland für die simulierten Deichbruchszenarien ermittelt werden.

In Tabelle 8-1 sind die Ergebnisse der Risikoanalyse für die drei Fokusflächen im Ist-Zustand und bei Klimawandel (um 55 cm erhöhter Meeresspiegel) aufgeführt. Für die Fokusfläche Blockland wurde angenommen, dass das Lesumsperrwerk aufgrund einer Störung die Sturmflut nicht kehren konnte. Dieses Versagen wurde bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und somit auch bei der Risikoanalyse nicht berücksichtigt.

Durch den Anstieg des Meeresspiegels bei Klimawandel erhöhen sich die Versagenswahrscheinlichkeiten und damit auch die Schäden infolge eines Versagens der Hochwasserschutzanlagen. Diese Erhöhung spiegelt sich im Risiko der Fokusflächen wider. Das Risiko bei Klimawandel steigt für die Fokusflächen um das 5- bis 7,5-fache an.

**Tabelle 8-1: Risiko der Fokusflächen im Ist-Zustand und bei Klimawandel**

Fokusfläche	Küstenschutzelement	Versagenswahrscheinlichkeit [1/a]		Schaden infolge des Versagens [Mio. €]		Risiko [€/a]	
		Ist- Szenario	Klima- Szenario	Ist- Szenario	Klima- Szenario	Ist- Szenario	Klima- Szenario
Werdland	Deich	1/6150	1/1800	10,77	16,40	1.748	9.161
Seehausen DB1	Deich	1/1050	1/280	19,63	27,84	18.289	100.705
Seehausen DB2	Deich	1/1050	1/280	32,98	43,21	30.727	156.302
Blockland	Deich	1/30*	1/5*	11,24*	12,52*	361.415*	2.686.695*

\*bei Versagen des Lesumsperrwerks

Ein Gesamtrisiko für die Stadt Bremen kann aufbauend auf die Fokusflächen jedoch nicht bestimmt werden, da Wellenauflauf und Deichhöhen und damit die Versagenswahrscheinlichkeit der Deichstrecken im Bereich der Unterweser und ihrer Nebenflüsse variieren. Auch die Ergebnisse der Schadensanalysen der Fokusflächen können nicht auf andere Gebiete Bremens übertragen werden. Im Übrigen muss darauf hingewiesen werden, dass im Stadtgebiet von Bremen die Schutzsysteme wesentlich höher und stabiler durch breitere Deiche und Schutzmauern sind als im Umland.

## 8.3 Bewertung der Modelle und Simulationen bezüglich ihrer Unsicherheit

Eine Bewertung des hier ermittelten Risikos soll kurz anhand der Unsicherheiten der einzelnen Modellketten, die bei der Hochwasserrisikoanalyse angewendet wurden, erfolgen.

Grundlage der Risikobetrachtung sind die Versagenswahrscheinlichkeiten anhand gemessener Daten von Wasserstand, Abfluss, Windgeschwindigkeit und Windrichtung. Neben statistischen Fehlerbreiten aus Ungenauigkeiten der Messeinrichtungen entstehen bei der statistischen Auswertung Unsicherheiten durch Extrapolation auf große Wahrscheinlichkeiten. Basierend auf Zeitreihen zwischen 50 und 100 Jahren werden hier Wiederkehrzeiten von bis zu 10000 Jahren errechnet, obwohl eine Extrapolation nur bis zum Dreifachen der Zeitreihe, hier also 150 bis 300 Jahre, als mathematisch statistisch abgesichert gilt.

Bei der Seegangssimulation können weitere Unsicherheiten durch Modellvereinfachungen auftreten. Aus den simulierten Seegangsbedingungen vor den Deichen der Fokusflächen wurde der Wellenauflauf  $R_{2\%}$  nach den Empfehlungen der EAK 2002 berechnet. Die semiempirische Formel für den Wellenauflauf wurde anhand von Laborversuchen erstellt. Weiterhin wurde die Berechnung vereinfacht z.B. durch den konstanten Vorfaktor. Das verwendete Verfahren zählt jedoch zu den anerkannten Regeln der Technik.

Für die Ermittlung des Schadens infolge Deichversagens wurden Überflutungssimulationen durchgeführt. Bei diesen Simulationen können neben Modellungenauigkeiten vor allem Fehler der Bathymetrie auftreten. Die Geländehöhen wurden in einem Raster von 10 x 10 m aufgenommen. Die Ungenauigkeit der Höheneinmessung liegt nach Angaben der GEOINFORMATION BREMEN bei  $\pm 0,30$  m. Auch werden kleinräumige Strukturen durch die Rasterung der Modelltopographie vernachlässigt.

Bei der Überflutungssimulation mit MIKE 21 kann keine veränderliche Geometrie simuliert werden, d.h. die angenommene Deichbruchlücke ist bereits zu Beginn der Simulation vollständig vorhanden, was zu einer Überschätzung des einströmenden Wasservolumens und somit auch der ausgewiesenen Überflutungsflächen und Wassertiefen und damit auch des entstehenden Schadens führt.

Der zweite Faktor für die Schadensanalyse sind die Vermögenswerte des untersuchten Gebietes. Die Werte der jeweiligen Nutzungskategorien werden gleichmäßig auf die entsprechenden ATKIS-Nutzungsflächen verteilt. Vermögenswerte auf einer definierten Fläche sind in der Realität aber nicht gleichmäßig verteilt, so dass der ermittelte Schaden in einer überfluteten Zelle über- bzw. unterschätzt werden kann.

Abschließend muss darauf hingewiesen werden, dass bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit angenommen wird, dass die Deiche sofort versagen, sobald die Summe aus Tidehochwasserstand und Wellenauflauf höher als die Deichkrone ist. In der Regel halten Deiche einer geringen Wellenüberlaufmenge jedoch über mindestens eine Tide Stand. Erst bei Kettentiden wird das Deichversagen durch Überlauf wahrscheinlich.

Insgesamt ist zu sagen, dass die hier angewendeten Methoden zu wirklichkeitsnahen Ergebnissen als Grundlage strategischer Entscheidungen führen. Für lokale Maßnahmen und Großinvestitionen sind jedoch genauere Datengrundlagen und statistische Auswertungen und Simulationen erforderlich.



## 9 Maßnahmen zur Risikominderung

### 9.1 Betrachtete Maßnahmen

Im Rahmen dieses Verbundvorhabens wurden die Strategien „Schaffung von zusätzlichem Flutraum durch Polder“ und „Änderung der Steuerung der vorhandenen Sperrwerke“ untersucht. Ziel ist eine Entlastung der vorhandenen Küstenschutzelemente bei Sturmfluten durch Ausnutzung von Sturmflutentlastungspoldern sowie einer geänderten Sperrwerkssteuerung und den dadurch geschaffenen Flutraum. Konkret wurden die Auswirkungen von drei Sturmflutentlastungspoldern entlang des rechten Weserufers zwischen Bremen und Bremerhaven sowie eine geänderte Steuerung an den drei vorhandenen Sperrwerken an der Lesum, der Ochtum und der Hunte simuliert. Die gewählte Lage der drei Polder ist in Abbildung 9-1 dargestellt. Die Lage der Sperrwerke geht aus Abbildung 5-1 hervor.

Simuliert wurden die in Tabelle 9-1 dargestellten Varianten, wobei als Randbedingungen für das 1-D-Modell an der unteren Modellgrenze in Bremerhaven ein Tidehochwasserstand und an der oberen Modellgrenze in Intschede ein Abfluss mit 100-jähriger Wiederkehrzeit eingesteuert wurden (Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$ ):

**Tabelle 9-1: Betrachtete Varianten zur Risikominderung für das Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$**

Nullvariante	Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan
Variante 1	Sperrwerkssteuerung mit einem Schließwasserstand +0,5 m
Variante 2	Sperrwerkssteuerung mit einem Schließwasserstand +1,0 m
Variante 3	Anschluss Polder B
Variante 4	Anschluss Polder A, B und C
Variante 5	Anschluss Polder A, B, C und Sperrwerkssteuerung mit einem Schließwasserstand +1,0 m (Kombination Variante 2 und Variante 4)

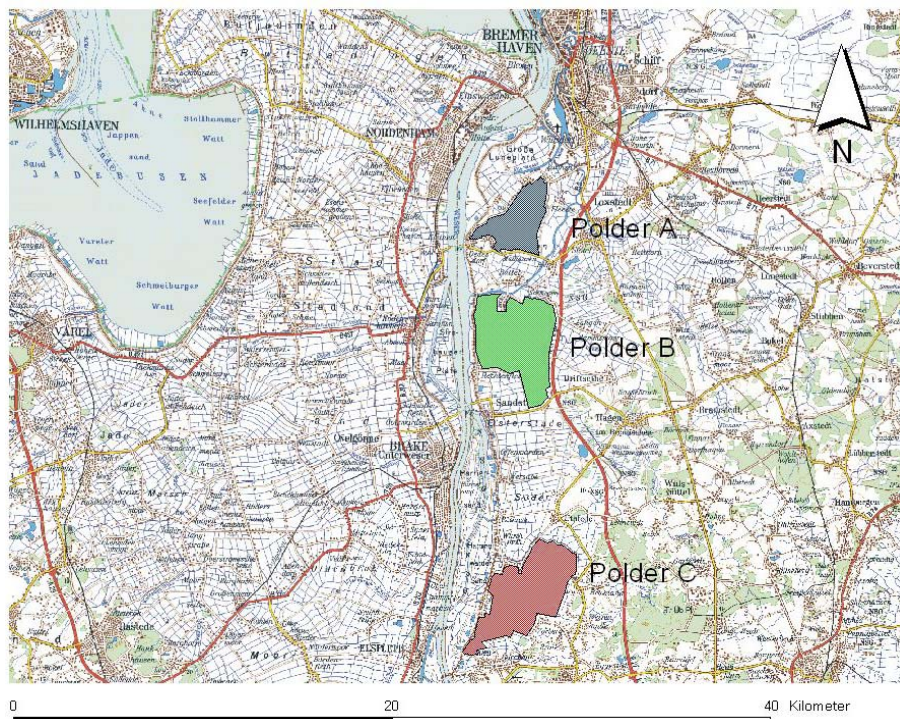
Die Steuerung der vorhandenen Sturmflutsperrwerke laut Betriebsplan wurde in Kapitel 6 ausführlich beschrieben. Die Sperrwerkssteuerung erfolgt grundsätzlich in Abhängigkeit von unterhalb der Bauwerke erreichten bzw. vorausberechneten Tidehochwasserständen.

Im Rahmen der geänderten Sperrwerkssteuerung wurde angenommen, dass von diesem Plan abgewichen wird und eine vollständige Schließung der Sperrwerkstore erst bei Erreichen von Tidewasserständen, welche um 0,5 m bzw. 1,0 m höher liegen, erfolgt. Daraus ergibt sich, dass die Sperrwerkstore entsprechend früher wieder geöffnet werden. Die angesetzten Grenzwasserstände sind in Tabelle 9-2 zusammengefasst.

**Tabelle 9-2: Schließung bzw. Öffnung der Sperrwerke auslösende Kontrollwasserstände**

	<b>Lesumsperrwerk</b>	<b>Ochtumsperrwerk</b>	<b>Huntesperrwerk</b>
Kontrollpunkt	Pegel Vegesack	Außenwasserstand	Außenwasserstand
Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan (Nullvariante)	Thw = 2,7 mNN	Thw = 2,8 mNN	Thw = 2,9 mNN
Sperrwerkssteuerung +0,5 m später ( <b>Variante 1</b> )	Thw = 3,2 mNN	Thw = 3,3 mNN	Thw = 3,4 mNN
Sperrwerkssteuerung +1,0 m später ( <b>Variante 2</b> )	Thw = 3,7 mNN	Thw = 3,8 mNN	Thw = 3,9 mNN
Reaktionsszenario ( <b>Variante 5</b> )	Thw = 3,7 mNN	Thw = 3,8 mNN	Thw = 3,9 mNN

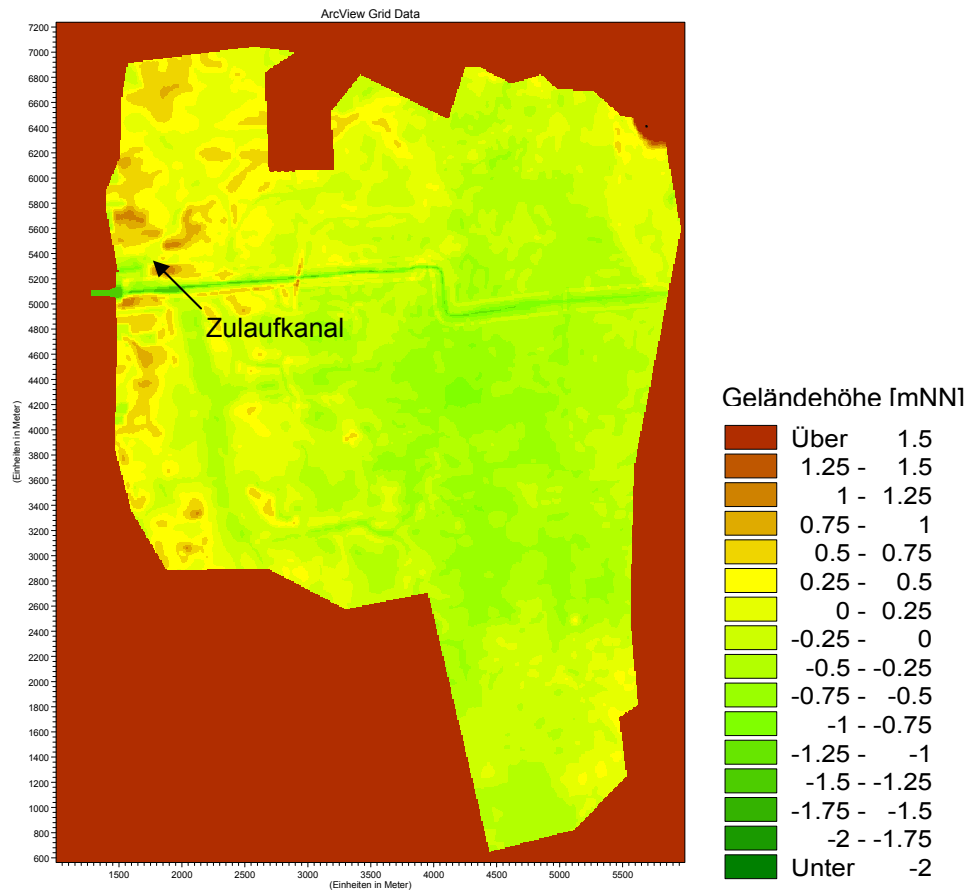
Die gewählte Lage der Polder wurde aus dem KLIMU-Projekt [FRANZIUS-INSTITUT, 2000] übernommen. Beim nördlichsten Polder A wurde der südliche Teil des Flutungsraums herausgenommen, da sich dort mittlerweile die Zufahrt zum Wesertunnel befindet. Der Polder A umfasst eine Fläche von rd. 950 ha, wobei die Geländehöhen zwischen -0,8 mNN und 0,8 mNN betragen. Für den Polder B wird eine Fläche von rd. 2.140 ha ausgewiesen. Die Geländehöhe des Polders reicht von -0,1 mNN bis 0,8 mNN. Der Polder C erstreckt sich über eine Fläche von rd. 1.900 ha und weist Geländehöhen von -0,2 mNN bis 1,1 mNN auf.



**Abbildung 9-1: Lage der betrachteten Entlastungspolder**

## 9.2 Numerisches Vorgehen

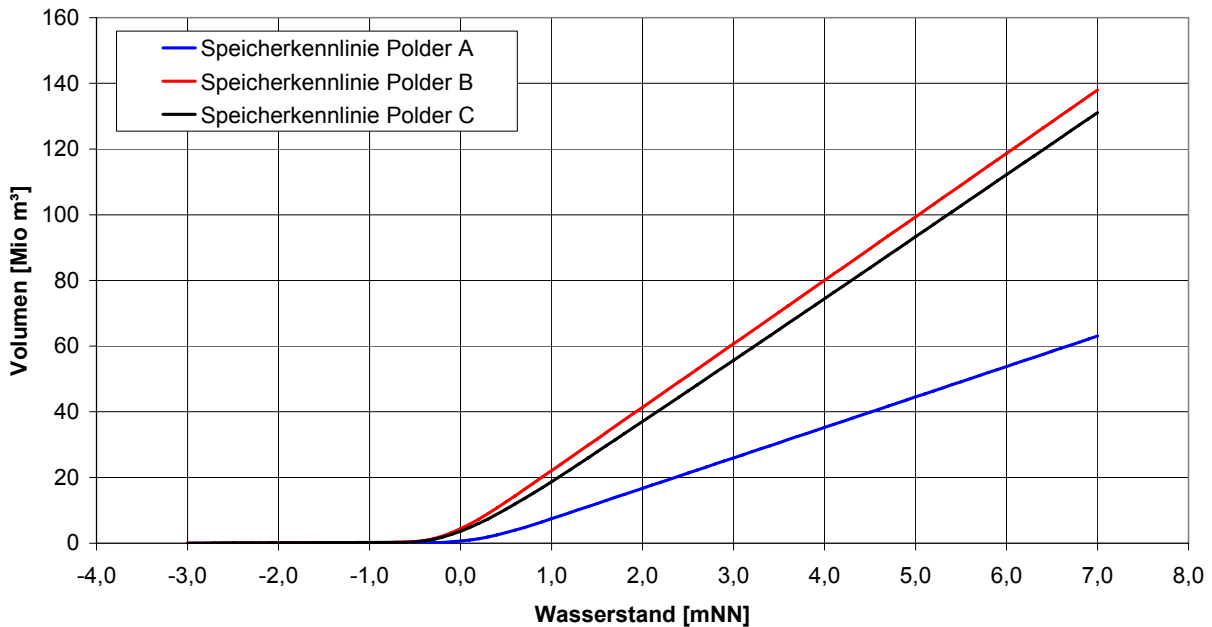
Im Rahmen dieses Vorhabens wurde eine genauere Analyse der Wirkung der betrachteten Sturmflut-entlastungspolder möglich, indem ein- und zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle gekoppelt wurden. Um auch die Flutungsprozesse in den Entlastungspoldern nachbilden zu können, musste ein hydrodynamisch-numerisches 2D-Modell Anwendung finden. Aus Linien- und Punktdaten wurden daher Digitale Geländemodelle (DGM) mit Zellgrößen von 5 m und 10 m erstellt (Abbildung 9-2). Die Simulationsrechnungen wurden mit einer Zellgröße von 10 x 10 m durchgeführt.



**Abbildung 9-2: Geländemodell des Polders B einschließlich Zulaufkanal**

Die numerischen Modelle wurden über Kopplungselemente miteinander verbunden, über die der Datenaustausch zwischen den Modellen während der Berechnung gesteuert wird.

Zur Ermittlung der Speicherkapazität des Polders wurden die einzelnen Höhenpunkte innerhalb des Polders ausgewertet und eine Speicherkennlinie erstellt, die das Volumen in Abhängigkeit des Wasserstandes im Polder bei waagrechttem Wasserspiegel angibt. Die Speicherkennlinie für die betrachteten Polder A, B und C ist in Abbildung 9-3 dargestellt.



**Abbildung 9-3: Speicherkennlinien der Polder A, B und C**

Um die Auswirkungen der gewählten Maßnahmen zur Risikominderung in Bezug auf die zu erwartenden Schäden zu untersuchen, wurden weitere Überflutungssimulationen für die Fokusflächen mit den sich neu ergebenden Randbedingungen durchgeführt. Als Reaktionsszenario wurde die Variante 5 (Anschluss der drei Polder und Sperrwerkssteuerung +1,0 m später) gewählt. Die Ergebnisse sind dem Kapitel 9.4 zu entnehmen.

Die durchgeführten Schadensanalysen für das Reaktionsszenario wurden nur für die Fokusflächen Werderland und Seehausen durchgeführt. Für die im Rahmen der Schadensanalyse ohne Risikosteuerungsmaßnahmen durchgeführten Überflutungssimulationen in der Fokusfläche Blockland wurde angenommen, dass das Lesumsperrwerk versagt. Da die Steuerung des Lesumsperrwerks Bestandteil des Reaktionsszenarios ist, ist eine Überflutungssimulation mit anschließender Schadensanalyse für die Fokusfläche Blockland nicht sinnvoll.

Die Auswirkungen der betrachteten Risikosteuerungsmaßnahmen auf die Tidewasserstände wurden für die Pegel Weserwehr OW, Weserwehr UW, Große Weserbrücke, Vegesack, Farge, Elsfleth, Brake und Nordenham ermittelt und sind im Folgenden bzw. im Anhang grafisch dargestellt.

### **9.3 Auswirkungen einer veränderten Sperrwerkssteuerung auf die Tidewasserstände**

Im Folgenden werden die Auswirkungen einer veränderten Sperrwerkssteuerung (Variante 1 und 2) auf die Tidewasserstände an den Pegeln Große Weserbrücke, Vegesack sowie Elsfleth dargestellt (Abbildung 9-4 bis Abbildung 9-6). Darüber hinaus sind die Wasserstandsdifferenzen, die sich bei den beiden Varianten im Vergleich zum Betriebsplan ergeben, in den Diagrammen dargestellt. Dabei ist hier eine Abnahme des Wasserstandes als positive Differenz definiert.



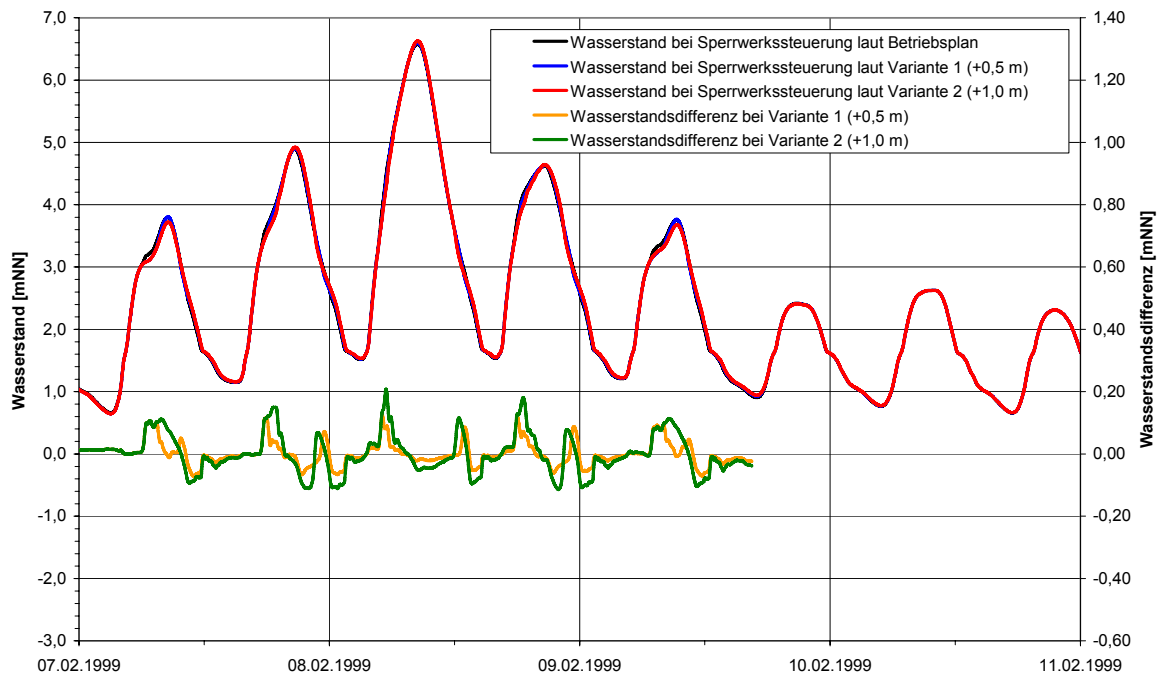


Abbildung 9-4: Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 1 und 2 sowie Wasserstands-differenz für das Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$

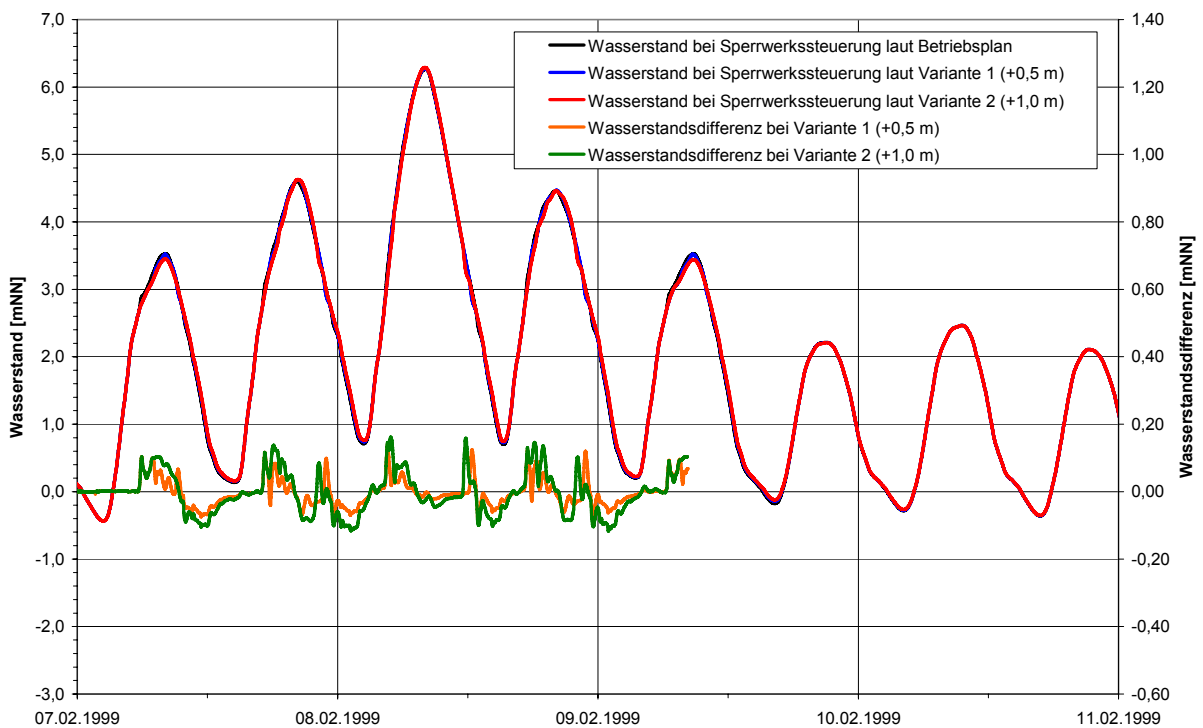
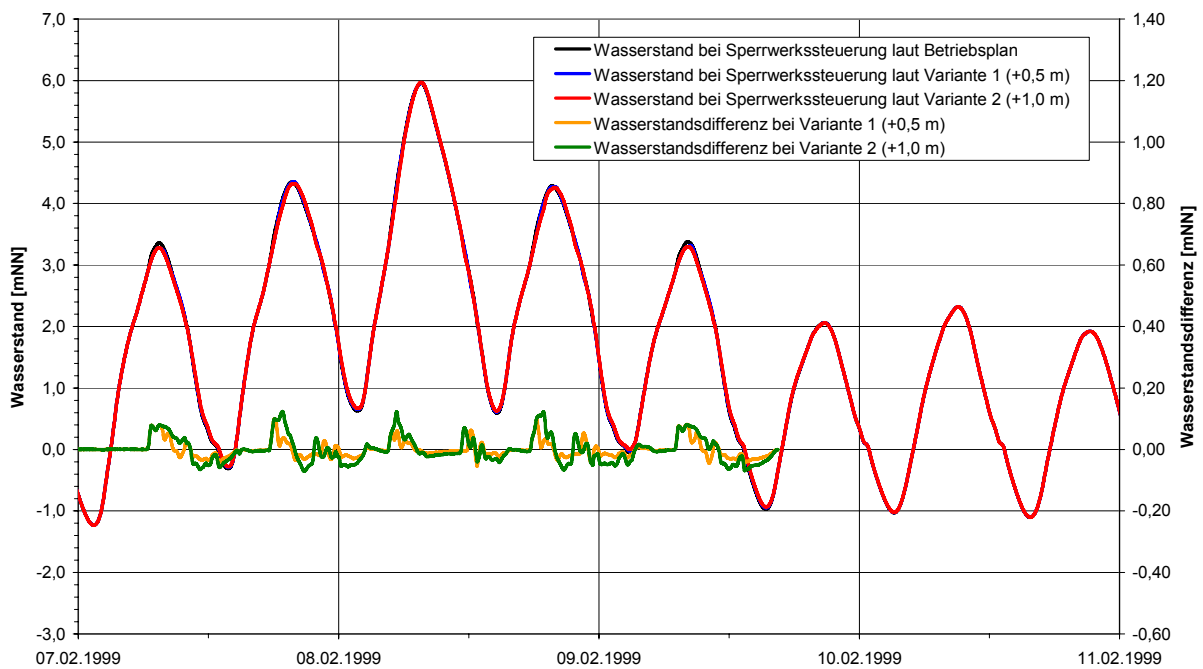


Abbildung 9-5: Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 1 und 2 sowie Wasserstands-differenz für das Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$

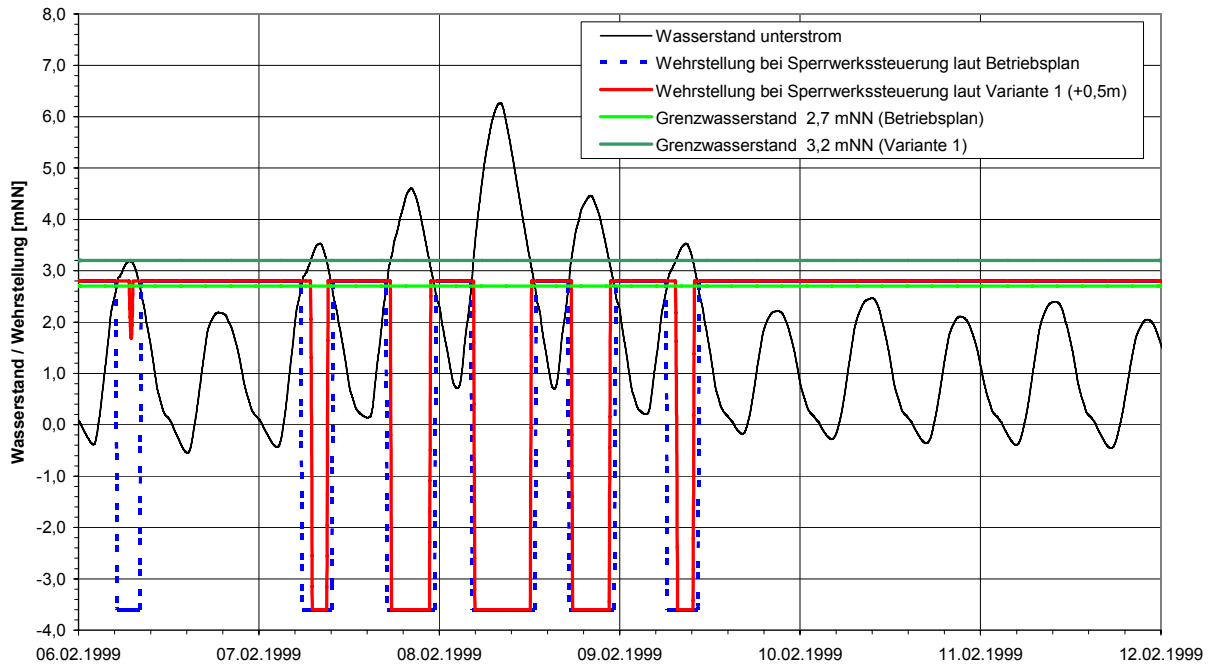


**Abbildung 9-6: Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 1 und 2 sowie Wasserstands Differenz für das Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$**

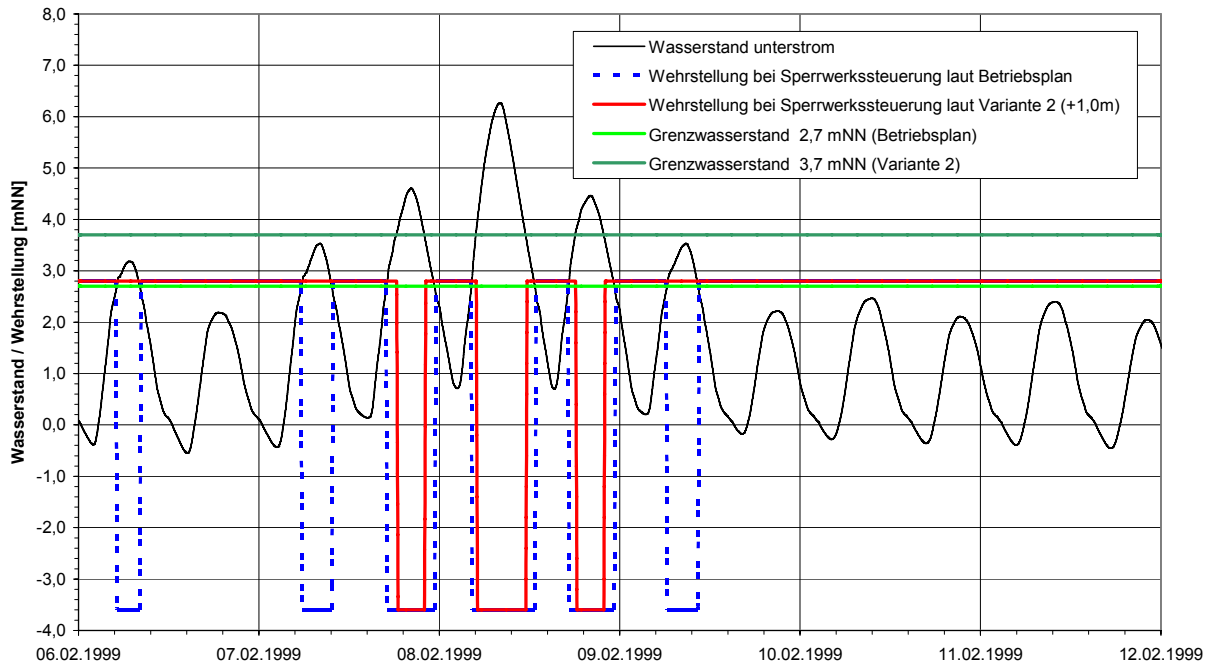
Eine veränderte Sperrwerkssteuerung führt beim Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$  i.d.R. im ansteigenden sowie im absteigenden Ast der Hochwasserwelle zu einer Verringerung der Wasserstände. Diese Auswirkungen sind im Raum Bremen, also in unmittelbarer Nähe zu den Sperrwerken, am größten und nehmen zum Modellrand Bremerhaven immer weiter ab. Die Wasserstands Differenzen betragen max. rd. 20 cm. Im Bereich des Scheitelwasserstandes sind bei diesem Szenario die Abweichungen gleich Null. Dies führt zum Schluss, dass bei Ereignissen mit einer Wiederkehrzeit von 10.000 Jahren ( $100 \cdot 100$ ) die höchsten Tidehochwasserstände nicht gemindert werden können.

Beispielhaft sind in Abbildung 9-7 und Abbildung 9-8 die zeitlichen Verläufe der Wehrstellung der äußeren Tore des Lesumsperrwerks bei verschiedenen Varianten dargestellt. Die Position der Unterkante des Verschlussstores ist in mNN angegeben. Darüber hinaus ist der Wasserstand unterstrom des Sperrwerks in mNN dargestellt sowie die Grenzwasserstände, bei denen eine Schließung bzw. Öffnung der Tore durchgeführt wird. Die Wehrstellung in Abhängigkeit der simulierten Varianten an den beiden innen liegenden Toren sowie an den weiteren Sperrwerken ist dem Anhang zu entnehmen.

Deutlich zu erkennen ist, dass die jeweiligen Verschlussstore in Abhängigkeit des Wasserstandes unterhalb der Sperrwerke geschlossen sowie wieder geöffnet werden. Sobald der Schließwasserstand um 0,5 m (Variante 1) bzw. 1,0 m (Variante 2) höher liegt, sind die Tore wesentlich seltener geschlossen bzw. auf Drempelniveau.



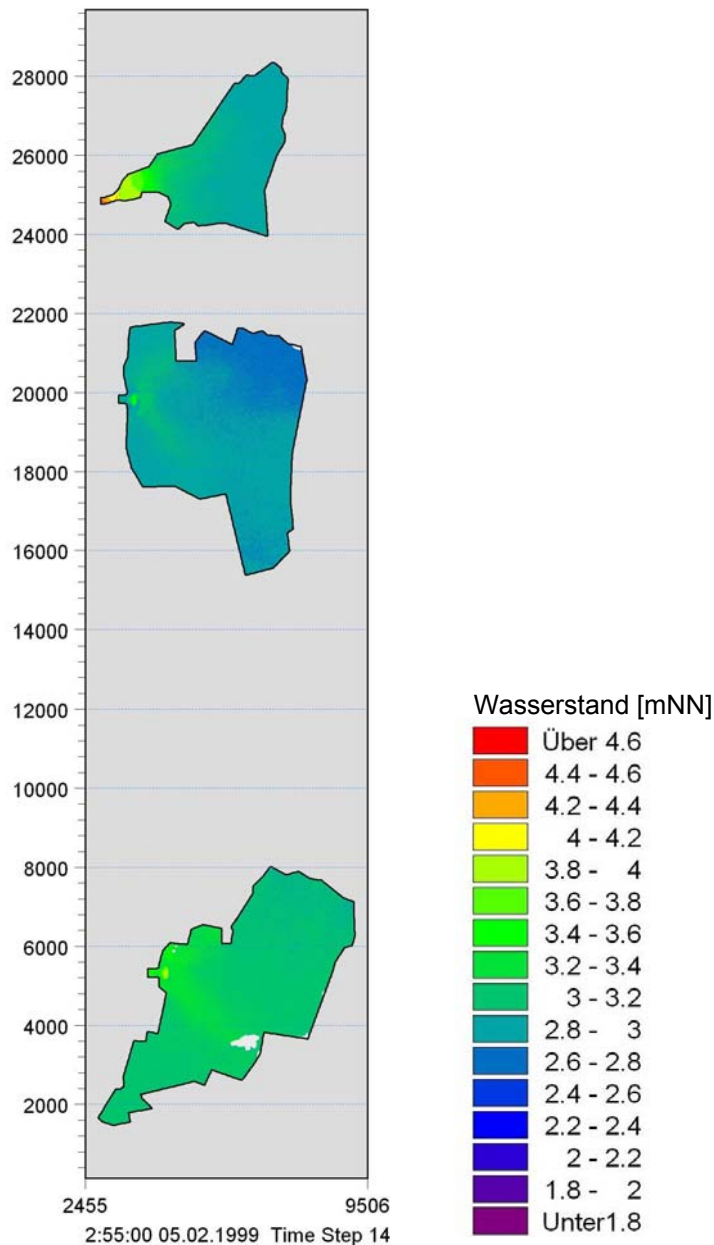
**Abbildung 9-7:** Wasserstand unterstrom des Lesumsperwerks und Wehrstellung der äußeren Verschlussstore bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan sowie bei Variante 1



**Abbildung 9-8:** Wasserstand unterstrom des Lesumsperwerks und Wehrstellung der äußeren Verschlussstore bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan sowie bei Variante 2

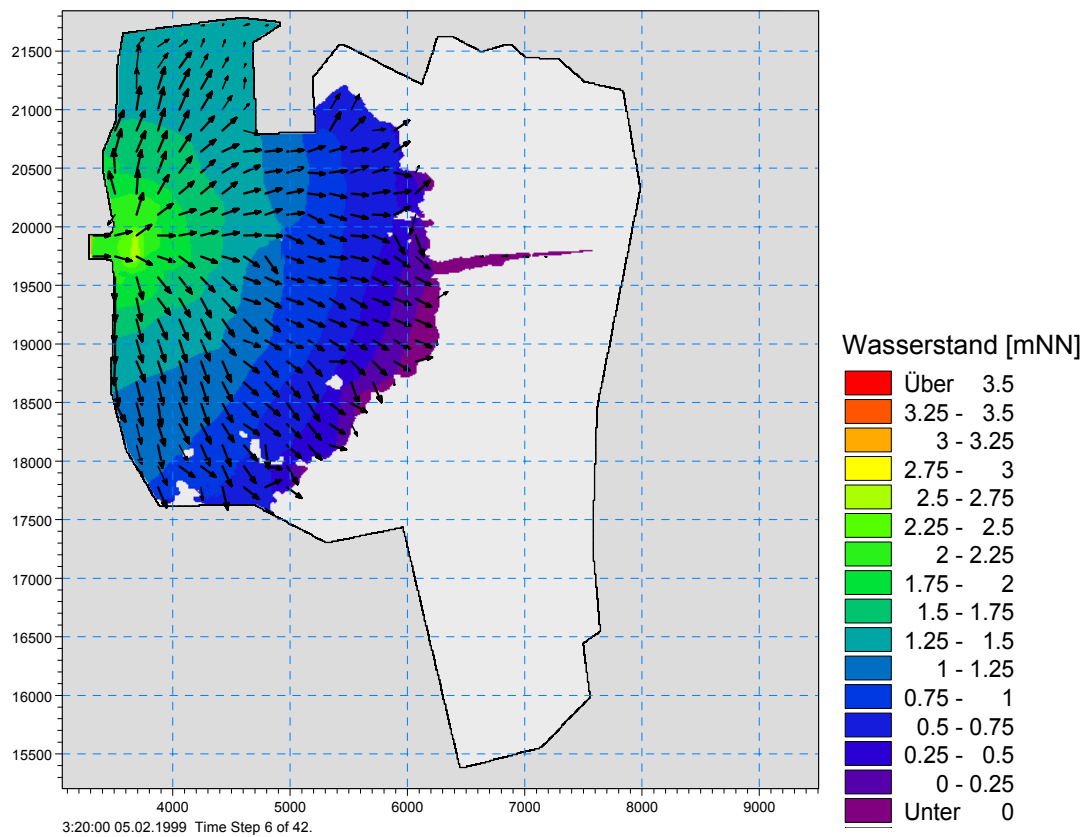
## 9.4 Auswirkungen von Poldern auf die Tidewasserstände

Die Entlastungspolder wurden in Abhängigkeit eines Tidehochwasserstandes in der Unterweser geöffnet, wobei darauf Wert gelegt wurde, dass die Scheitelwasserstände gezielt verringert werden. Die Auswertung der Simulationsrechnungen ergab, dass beim Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$  eine schnelle Füllung der Polder möglich ist. In Abbildung 9-9 ist der Zustand dargestellt, der sich nach rd. 3 h Fülldauer in den Poldern einstellt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich in allen drei Poldern Wasserstände zwischen rd. 2,00 - 4,0 mNN ergeben.



**Abbildung 9-9: Wasserstand in den Poldern A, B und C etwa drei Stunden nach Flutungsbeginn**

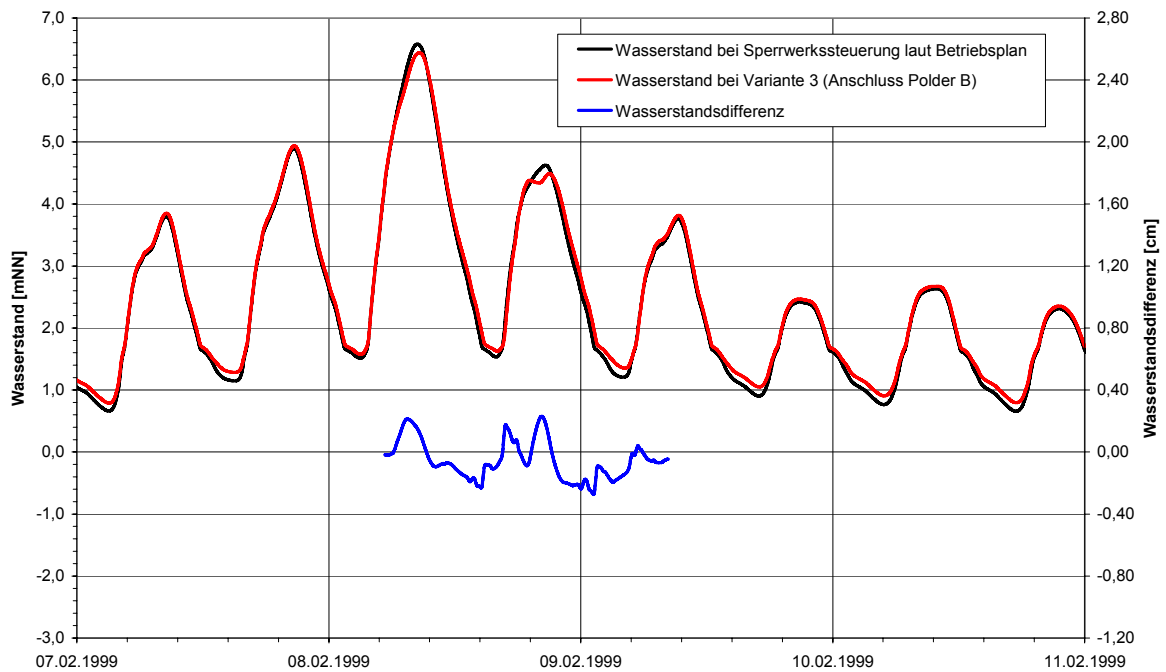
Abbildung 9-10 zeigt den Einströmungsvorgang mit Strömungsgeschwindigkeiten und Strömungsrichtungen des sich ausbreitenden Wassers und den Wasserstand im Entlastungspolder B während des Füllvorganges etwa eine Stunde nach Beginn der Öffnung des Einlaufbauwerkes. Die Strömungsgeschwindigkeiten betragen innerhalb des Polders rd. 0,5 bis 0,8 m/s.



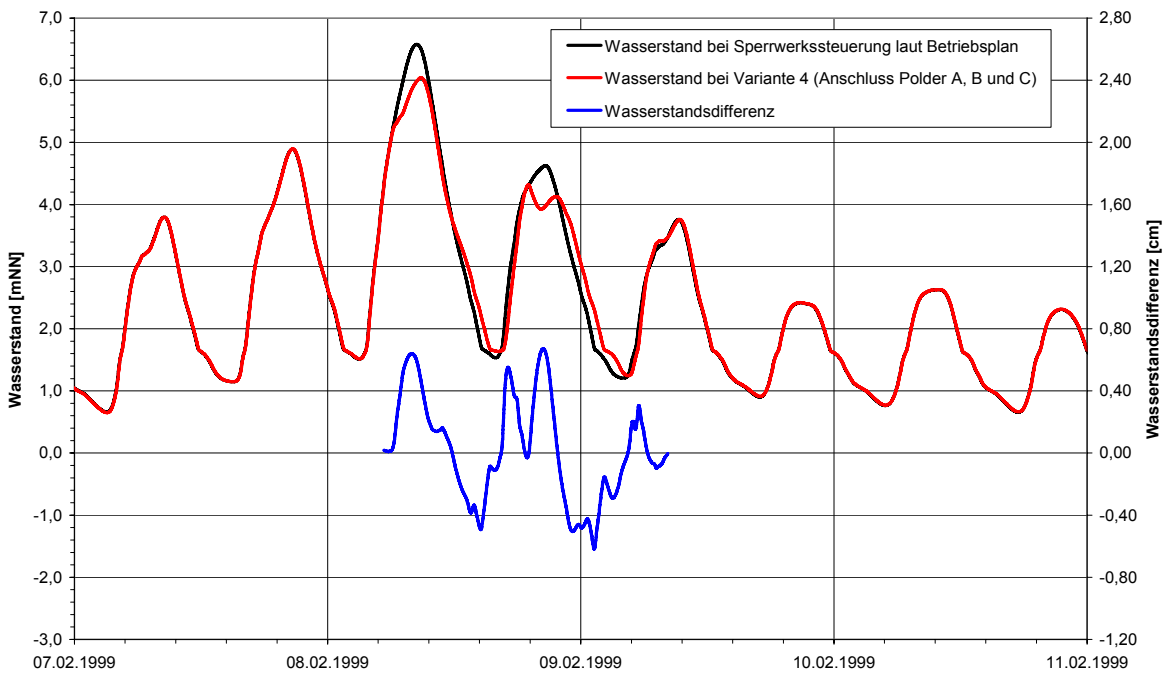
**Abbildung 9-10: Strömungsrichtung und Wasserstand im Entlastungspolder B während des Füllvorganges etwa eine Stunde nach Beginn der Flutung des Polders**

Im Folgenden werden die Auswirkungen des Anschlusses des Entlastungspolders B (Variante 3) sowie des Anschlusses der Entlastungspolder A, B und C (Variante 4) auf die Tidewasserstände an den Pegeln Große Weserbrücke, Vegesack sowie Elsfleth sowie die entsprechenden Wasserstandsunterschiede dargestellt (Abbildung 9-11 bis Abbildung 9-16).

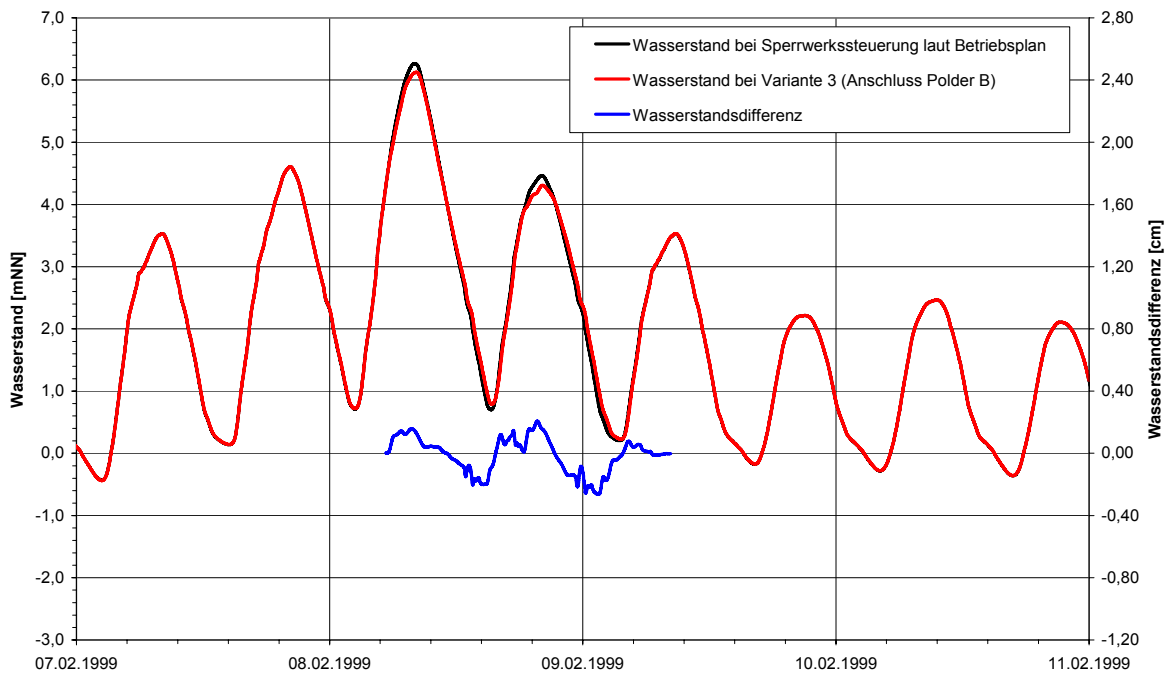
Die Tidehochwasserstände können im Bereich der Spitze des Sturmflutereignisses bei beiden Varianten im Gegensatz zu den Varianten mit veränderter Sperrwerkssteuerung gesenkt werden. Bei Anschluss aller betrachteten Polder ergibt sich eine Differenz von bis zu 50 cm. Deutlich wird, dass am Pegel Bremen Große Weserbrücke die Differenz am größten ist. Es ist auch zu erkennen, dass während des Tideniedrigwassers, welches auf das höchste Ereignis folgt, wieder Wasser aus den Poldern in die Unterweser abgegeben wird. Das Tnw liegt deutlich höher als im unbeeinflussten Fall (kein Anschluss von Poldern).



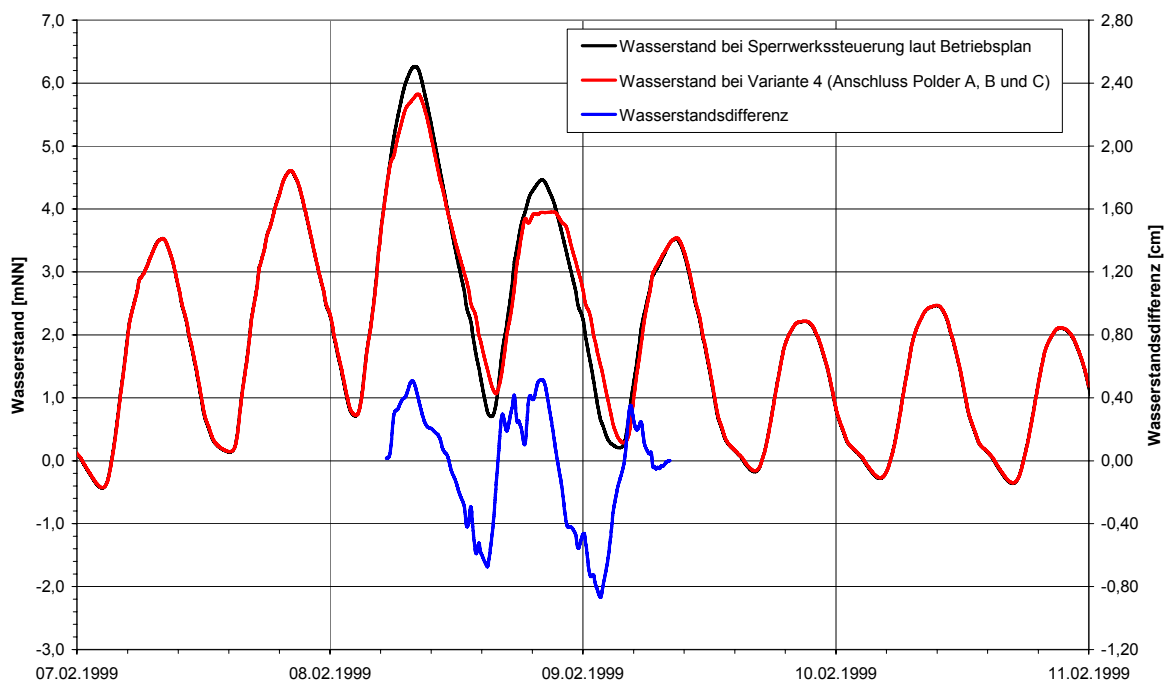
**Abbildung 9-11: Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 3 (Anschluss des Polders B) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**



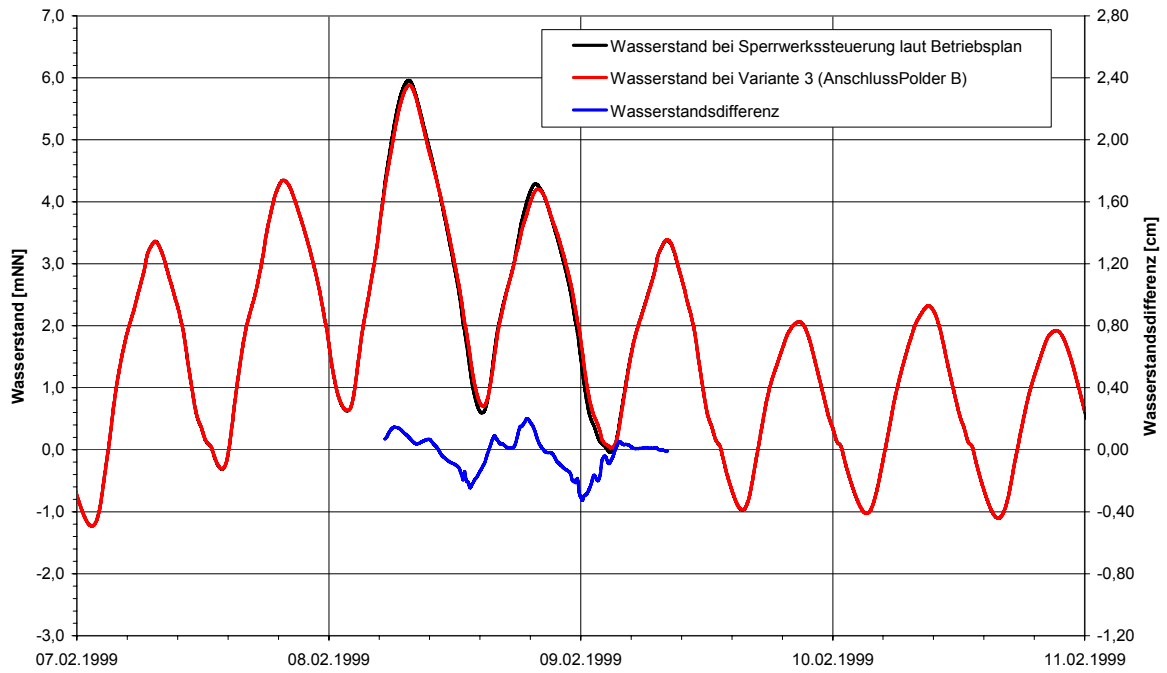
**Abbildung 9-12: Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 4 (Anschluss der Polder A, B und C) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**



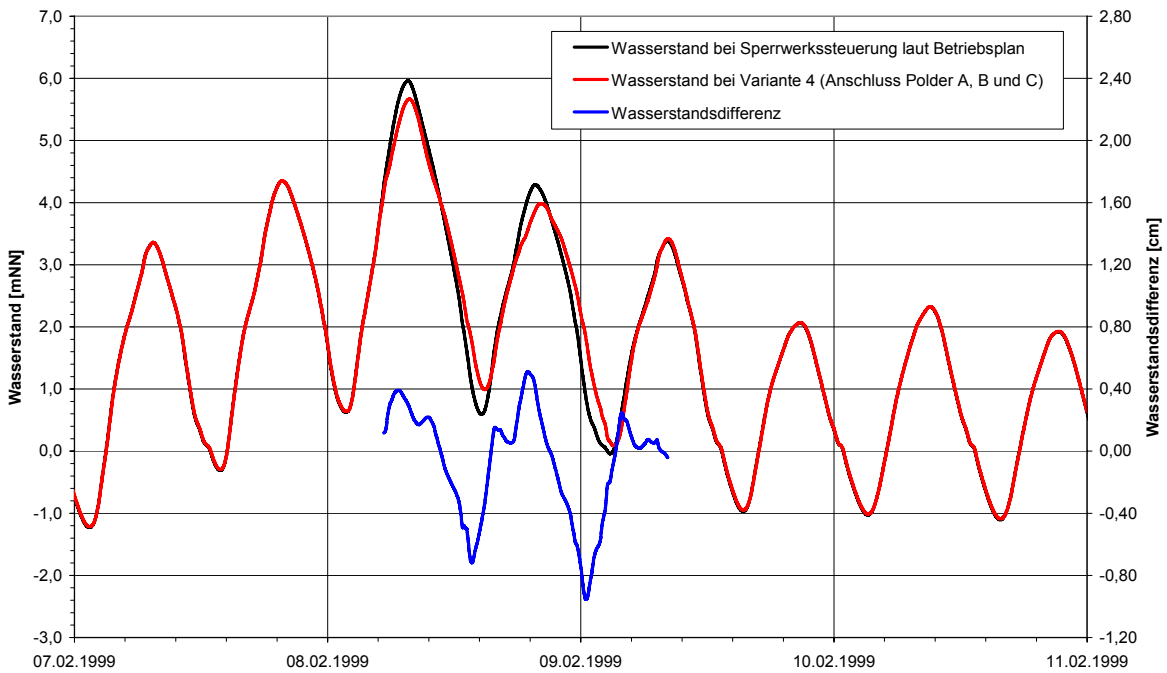
**Abbildung 9-13:** Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 3 (Anschluss des Polders B) sowie Wasserstands-differenz für das Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$



**Abbildung 9-14:** Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 4 (Anschluss der Polder A, B und C) sowie Wasserstands-differenz für das Szenario  $Thw_{100}/HQ_{100}$

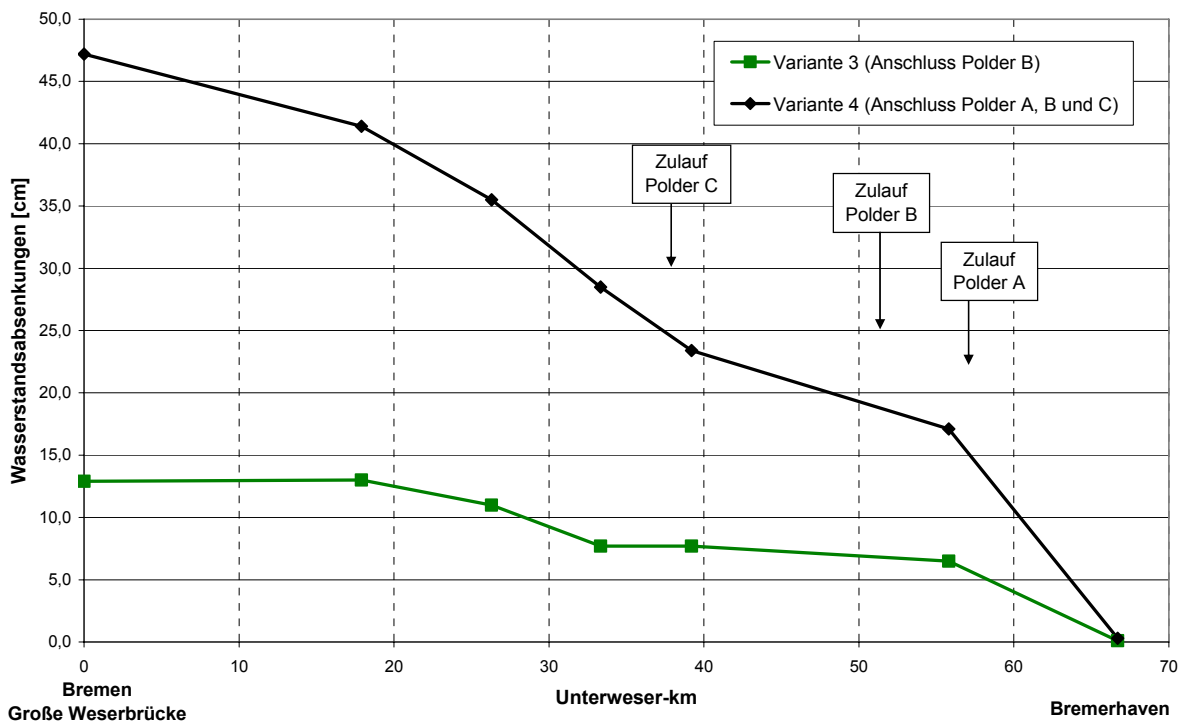


**Abbildung 9-15: Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 3 (Anschluss Polder B) sowie Wasserstands-differenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**



**Abbildung 9-16: Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 4 (Anschluss der Polder A, B und C) sowie Wasserstands-differenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**





**Abbildung 9-17: Wasserstandsabsenkungen in der Unterweser bei Variante 3 und 4 (Anschluss des Polders B und Anschluss der Polder A, B und C) im Vergleich zur Nullvariante**

Die Absenkung der maximalen Wasserstände für die betrachteten Varianten mit Anschluss von Entlastungspoldern ist in Abbildung 9-17 als Längsschnitt dargestellt.

Die Auswertungen ergaben, dass der maximale simulierte Wasserstand am Pegel Weserwehr UW 6,52 m bei Anschluss des Polders B und die Wasserstandsabsenkung somit rd. 2 % (14 cm) beträgt. Die Wasserstandsdifferenzen bei maximalem Wasserstand nehmen bis Nordenham (Wasserstandsabsenkung 7 cm) kontinuierlich ab. Die maximalen Wasserstandsdifferenzen im gesamten Bereich der Hochwasserwelle liegen zwischen 22 cm am Pegel Weserwehr Unterwasser und 7 cm am Pegel Nordenham (im Mittel 13 cm). Dies bedeutet eine Wasserstandsabsenkung von rd. 3 % bei Anschluss des Polders B. Bei dem auf das Sturmflutereignis folgende Tidehochwasser ergeben sich Wasserstandsabsenkungen von rd. 5 % (im Mittel 18 cm; zwischen 27 cm am Pegel Weserwehr UW und 13 cm am Pegel Nordenham).

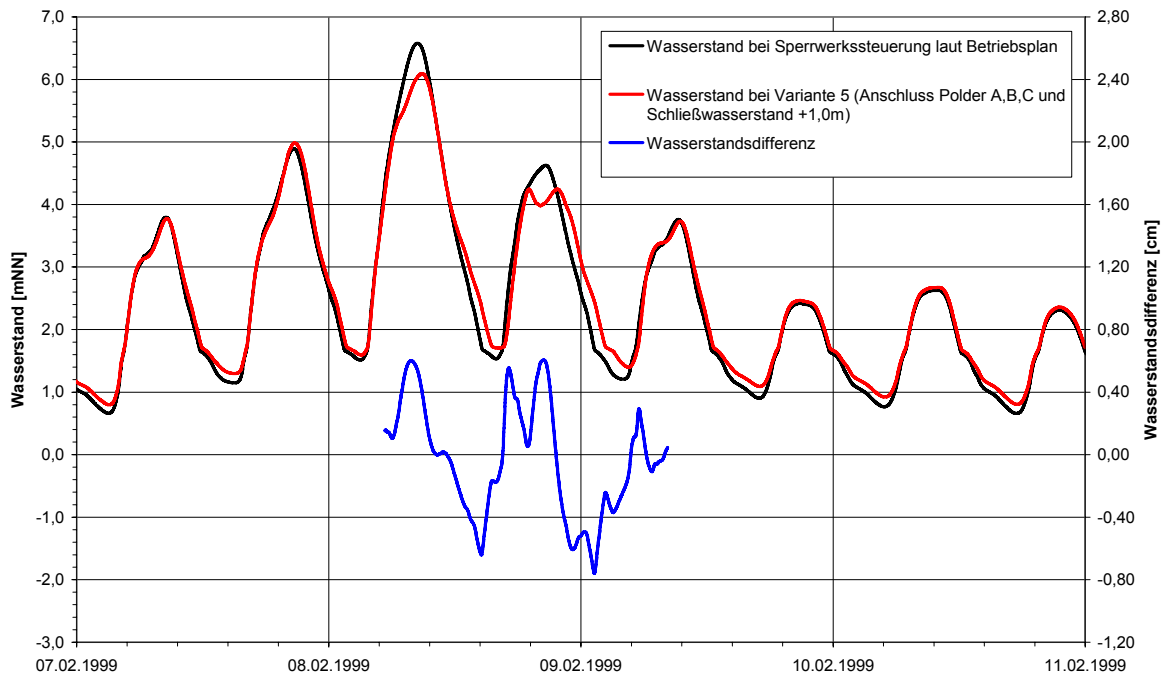
Die Wasserstandsabsenkungen bei Variante 4 liegen im Sturmflutscheitel zwischen 47 cm (rd. 8 %) am Pegel Bremen Große Weserbrücke und 17 cm (rd. 3 %) am Pegel Nordenham. Die Simulationsergebnisse zeigen im gesamten Bereich der Hochwasserwelle maximale Wasserstandsabsenkungen zwischen 67 cm am Pegel Bremen Große Weserbrücke und 23 cm am Pegel Nordenham (im Mittel 45 cm), welches rd. 7 % entspricht.

Bei dem auf das Sturmflutereignis folgende Tidehochwasser ergeben sich bei dieser Variante Wasserstandsabsenkungen von rd. 11 % (im Mittel 44 cm; zwischen 62 cm am Pegel Weserwehr Unterwasser und 23 cm am Pegel Nordenham).

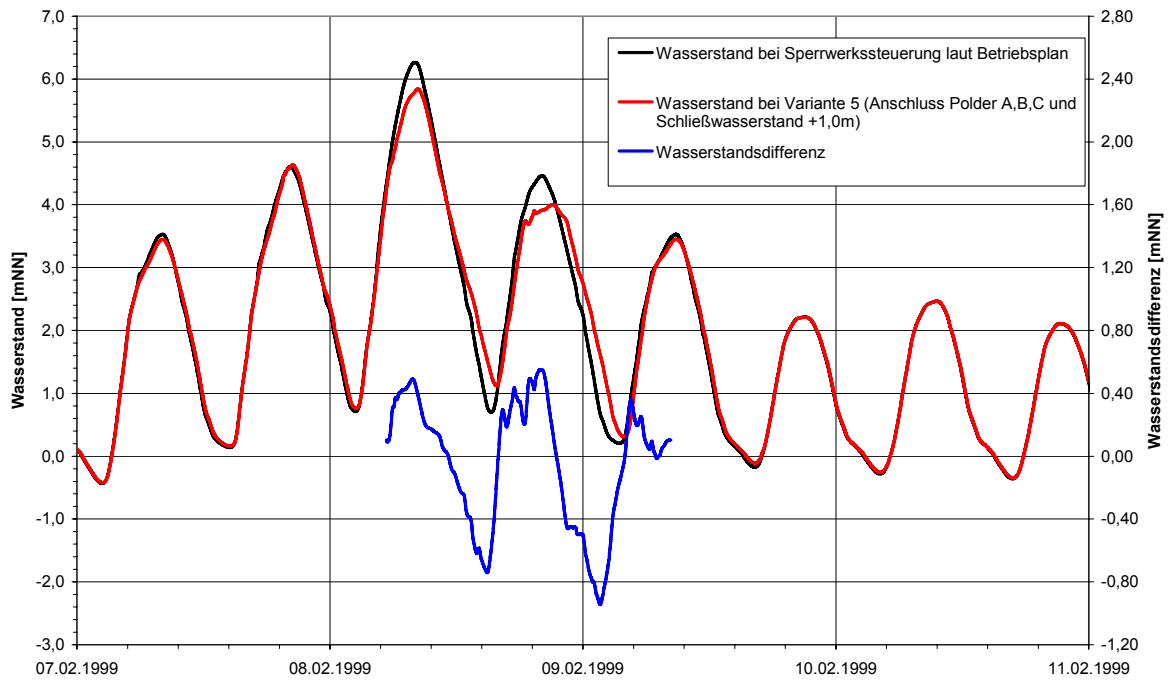
## 9.5 Auswirkungen einer Kombination der Risikominderungsmaßnahmen auf die Tidewasserstände

Im Folgenden werden die Auswirkungen einer Kombination der Risikominderungsmaßnahmen (Variante 5) auf die Tidewasserstände an den Pegeln Große Weserbrücke, Vegesack sowie Elsfléth dargestellt (Abbildung 9-18 bis Abbildung 9-20).

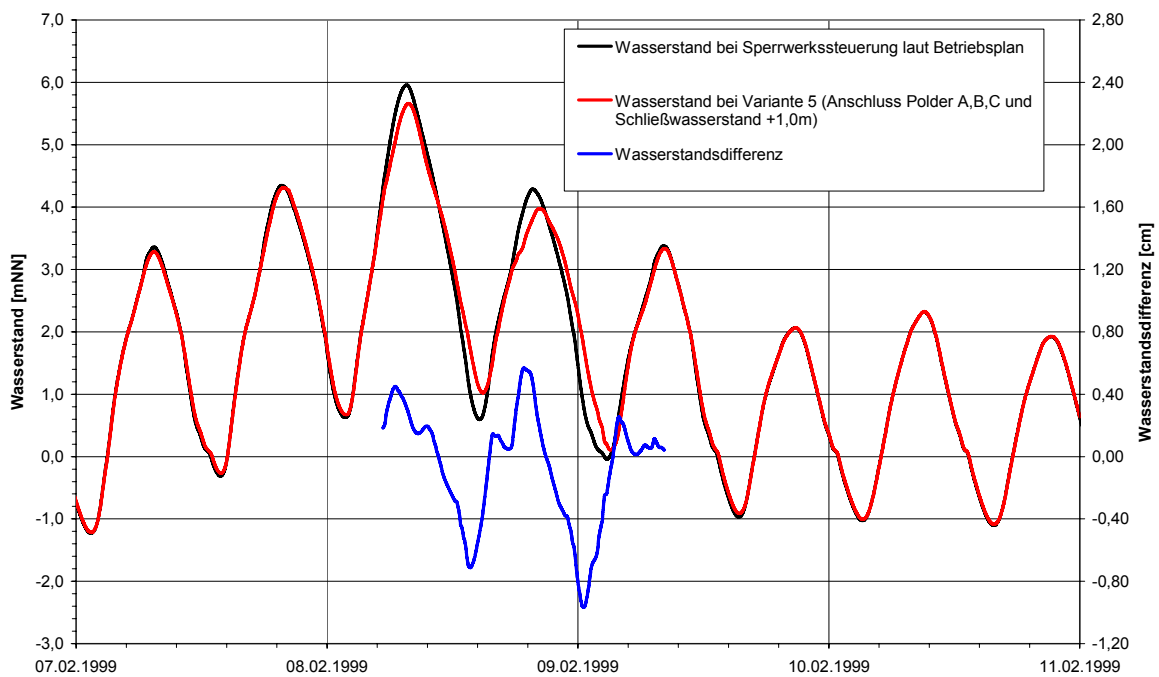
Wie zu erwarten, können bei einer Kombination der gewählten Varianten, die Tidehochwasserstände in der Spitze nicht weiter gesenkt werden, da eine veränderte Sperrwerkssteuerung beim Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub> keine Auswirkungen auf die Spitze hat. Änderungen ergeben sich im ansteigenden und abfallenden Ast der Tidehochwasserwelle.



**Abbildung 9-18: Wasserstand am Pegel Große Weserbrücke bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 5 (Anschluss der Polder A, B, C und Schließwasserstand +1,0m) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**



**Abbildung 9-19: Wasserstand am Pegel Vegesack bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 5 (Anschluss der Polder A, B, C und Schließwasserstand +1,0m) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**



**Abbildung 9-20: Wasserstand am Pegel Elsfleth bei Sperrwerkssteuerung laut Betriebsplan und bei Variante 5 (Anschluss der Polder A, B, C und Schließwasserstand +1,0m) sowie Wasserstandsdifferenz für das Szenario Thw<sub>100</sub>/ HQ<sub>100</sub>**

## 9.6 Schadensanalysen für Variante 5

### 9.6.1 Fokusfläche Seehausen - Deichbruchstelle 1

Die Überflutungsflächen in der Fokusfläche Seehausen werden bei Variante 5 von 572 ha (Status Quo) auf 486 ha vermindert.

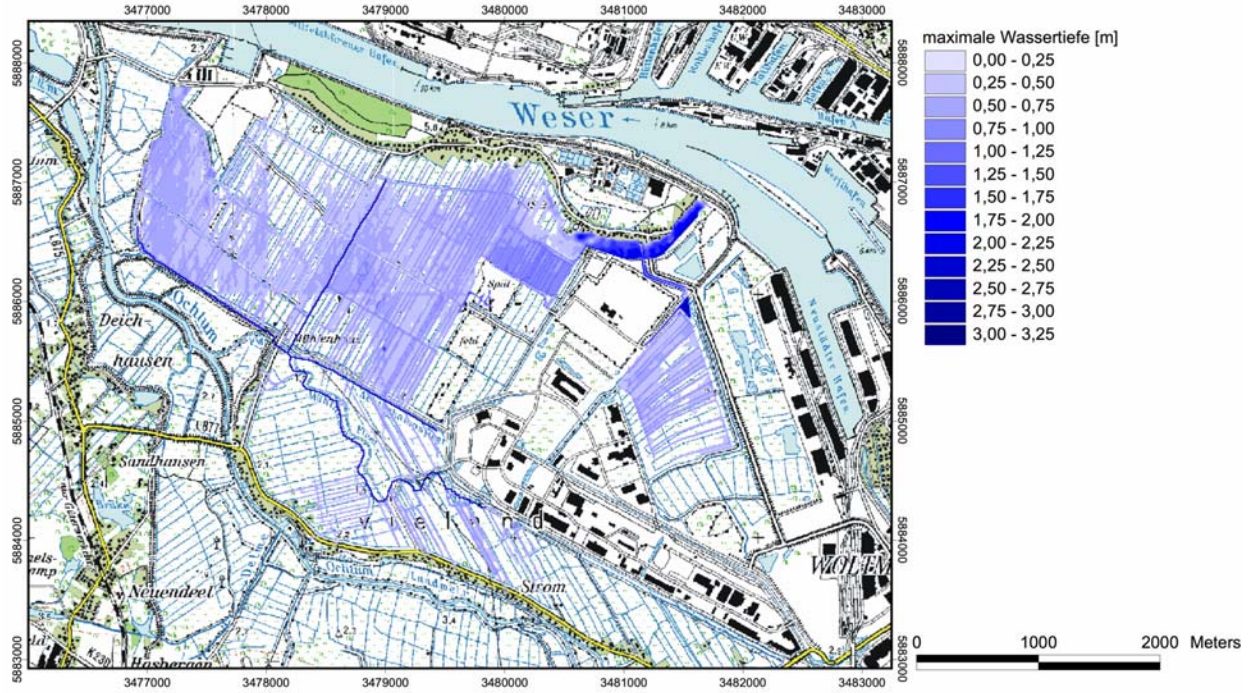


Abbildung 9-21: Maximale Wassertiefen bei Variante 5  $Thw_{100}$  /  $HQ_{100}$  in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

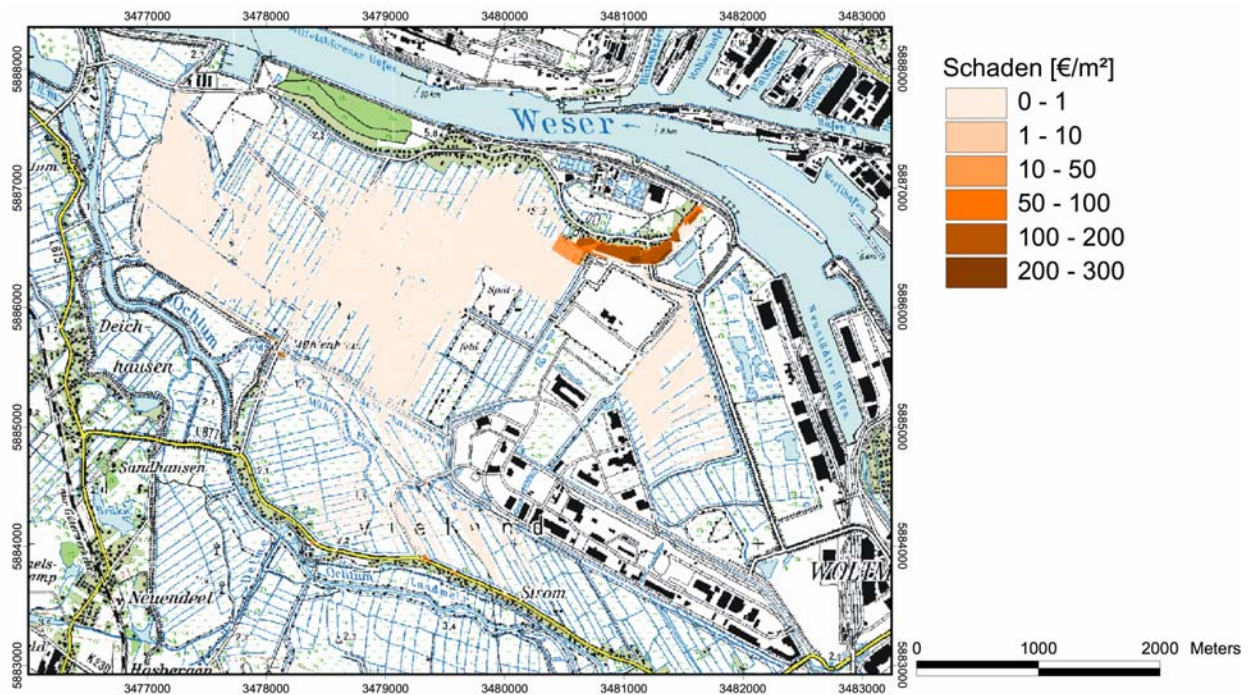


Abbildung 9-22: Schäden bei Variante 5  $Thw_{100}$  /  $HQ_{100}$  in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)

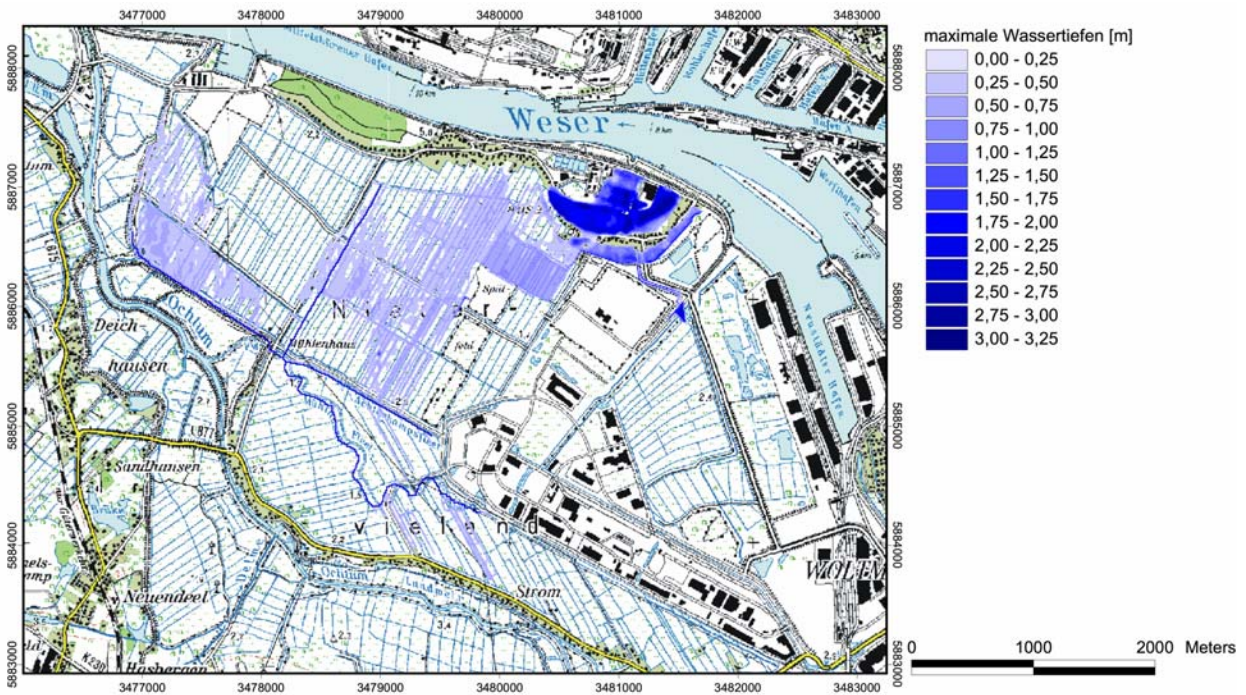
**Tabelle 9-3: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung bei Variante 5 Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 1)**

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	6,13	3,77
Kläranlage, Deponie	0,34	0,02
Flächen mit gemischter Nutzung	9,53	14,34
Grünland	444,68	0,10
sonstige Flächen (z.B. Sportanlage)	1,45	0,19
	<b>462,13</b>	<b>18,42</b>

Die Schäden verringern sich von 19,6 Mio. € (Status Quo) auf 18,4 Mio. €.

### 9.6.2 Fokusfläche Seehausen - Deichbruchstelle 2

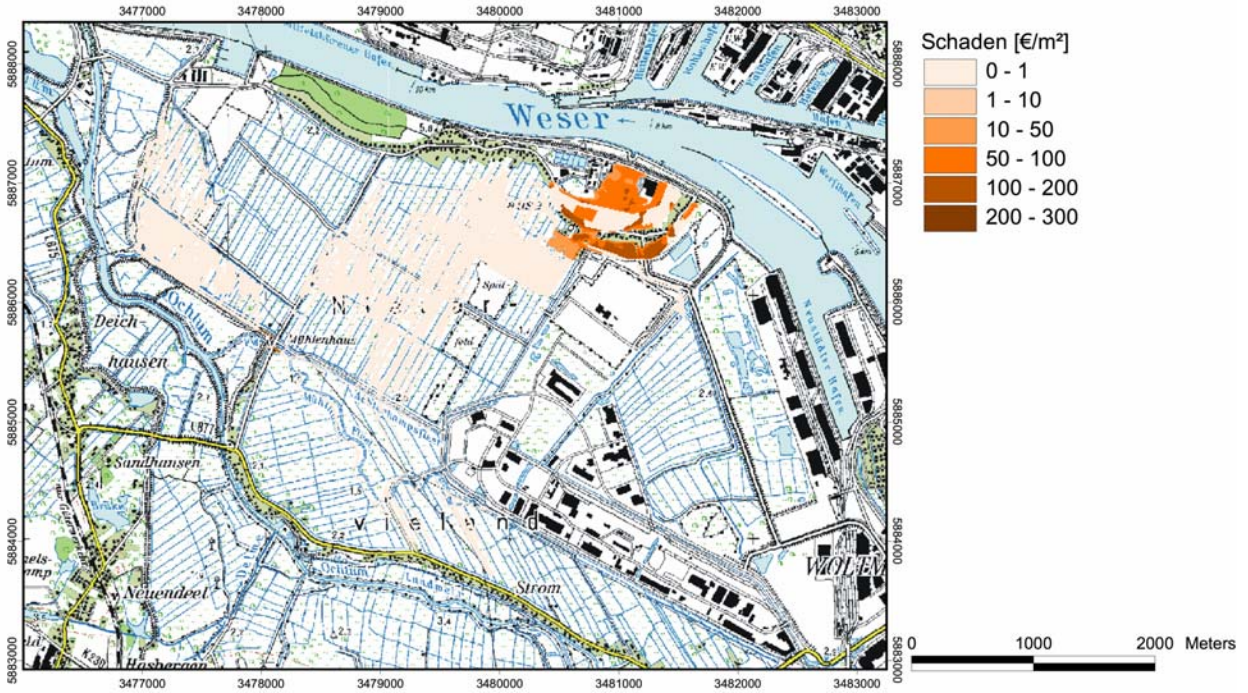
Bei der Deichbruchstelle 2 werden die Überflutungsflächen in der Fokusfläche Seehausen bei Variante 5 von 482 ha (Status Quo) auf 289 ha vermindert.



**Abbildung 9-23: Maximale Wassertiefen bei Variante 5 Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**

**Tabelle 9-4: Betroffene Flächen und Schäden nach Flächennutzung bei Variante 5 Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**

Art der Fläche	betroffene Fläche [ha]	Schaden [Mio. €]
Wohnbaufläche	7,85	5,22
Kläranlage, Deponie	15,42	10,84
Flächen mit gemischter Nutzung	9,53	10,58
Grünland	236,78	0,07
sonstige Flächen (z.B. Sportanlage)	3,14	1,56
	<b>272,72</b>	<b>28,26</b>



**Abbildung 9-24: Schäden bei Variante 5 Thw<sub>100</sub> / HQ<sub>100</sub> in der Fokusfläche Seehausen (Deichbruchstelle 2)**

Die Schäden verringern sich von 33,0 Mio. € (Status Quo) auf 28,3 Mio. €.

### 9.7 Schlussbetrachtung

Eine Kosten-Nutzen-Analyse zur Beurteilung der vorgeschlagenen Maßnahmen für die Risikominde- rung durch die Anlage von Sturmflutpoldern ist mit den vorliegenden Daten nur begrenzt aussagefä- hig. Zunächst ist festzustellen, dass sich beim Reaktionsszenario die potentiellen Schäden im Bereich der Fokusflächen generell vermindern. Weiterhin werden durch den Anschluss der Polder sowie z.T. durch eine veränderte Sperrwerkssteuerung die Wasserstände in den sturmflutgefährdeten Gebieten im gesamten Unterweserraum gesenkt, so dass sich allgemein ein höherer Nutzen ergibt, als ohne Maßnahmen.

Eine Gegenüberstellung grob geschätzter Kosten für die Anlage der beschriebenen Polder zum Nut- zen (nur Schadensvermindernungen im Bereich der drei untersuchten Fokusflächen) beim Szenario Thw<sub>100</sub>/HQ<sub>100</sub> zeigt Abbildung 9-6. Zu beachten ist, dass zusätzliche Kosten zum Beispiel für die Ein- laufbauwerke und für eventuell benötigte Schöpfwerke für diese Betrachtung vernachlässigt werden.

**Tabelle 9-5: Gegenüberstellung grob geschätzter Kosten für die Anlage der beschriebenen Polder zum Nutzen in den drei Fokusflächen (Szenario Thw<sub>100</sub>/HQ<sub>100</sub>)**

	km Deich	Mio. € / km	Kosten Deich- bau in €	Fokusflächen	Schadensverminde- rung / Nutzen [€]
Polder A	14,7	2	29,4 Mio.	Werderland	0,8 Mio.
Polder B	17,7	2	35,4 Mio.	Seehausen 1	1,8 Mio.
Polder C	15,4	2	30,8 Mio.	Seehausen 21	4,7 Mio.
<b>Summe</b>	<b>47,8</b>		<b>95,6 Mio.</b>	<b>Summe</b>	<b>max 5,5 Mio.</b>

## 10 Zusammenfassung

Das Ziel des Verbundprojektes INNIG war, die Hochwasserrisiko-Kommunikation zu verbessern, um dem geringen Bewusstsein der Bevölkerung und Politik in Bezug auf Hochwassergefährdung entgegenzuwirken. Das Verbundprojekt bestand aus fünf Teilprojekten aus den Ingenieur- und Sozialwissenschaften.

Ziele des Teilprojektes 1 „Risikoanalyse und –steuerung“ waren:

- a) die Analyse des Zusammentreffens von schweren Sturmfluten mit extremen Hochwässern der Weser im Stadtbereich Bremen und der Erstellung von Statistiken der Tidehochwasserstände und Abflüsse für die Unter- und Mittelweser,
- b) Überflutungssimulationen für das Szenario des Zusammentreffens einer 100jährigen Sturmflut mit einem 100jährigen Hochwasser sowie für ein Klimaszenario mit einem um 55 cm erhöhten Wasserstand für die Fokusflächen Werderland, Seehausen und Blockland
- c) eine Quantifizierung des Hochwasserrisikos für die Stadt Bremen und ihr Umland im Bereich der Fokusflächen Werderland, Seehausen und Blockland sowie
- d) eine Risikosteuerung durch Einsatz von Poldern und geänderter Sperrwerkssteuerung.

Zur Ermittlung des Risikos wurden die Versagenswahrscheinlichkeiten von Hochwasserschutzanlagen sowie die Folgeschäden, die aufgrund dieses Versagens im Hinterland auftreten, berechnet.

Die Untersuchungen führten u.a. zu folgenden Ergebnissen:

- Extreme Sturmfluten und extreme Hochwasser der Weser aus dem Binnenland korrelieren nicht.
- Schäden sind in den Fokusflächen zum größten Teil auf landwirtschaftlich genutzten Flächen zu verzeichnen und dementsprechend gering.
- Vorhandene Gewerbe- bzw. Industrieflächen in den Fokusflächen liegen höher und sind nicht betroffen.
- Monetär bewertbare Schäden sind begrenzt.
- Eine Gefahr für Leib und Leben bestünde nur in unmittelbarer Nähe der Deichbruchstellen (<300m).
- Bei einem Meeresspiegelanstieg um 55 cm (Bremerhaven AL) sind die Ausbreitungsflächen nur unwesentlich größer.
- Das Risiko im Stadtgebiet von Bremen ist sehr gering, auch weil der Kernsiedlungsbereich nicht gefährdet ist.





## Literatur

- Bakker, W.T., Vrijling, J.K. Probabilistic Design Of Sea Defences. Proc. of the 17<sup>th</sup> Int. Conf. On Coastal Eng., Sydney, Australia, 1980
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE MIKE 21 User Guide and Reference Manual, Coastal Hydraulics and Oceanography, Hydrodynamic Module, Release 2.6, Horsholm, Dänemark, 1996
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE MIKE 11 User Guide and Reference Manual, A Modelling System for Rivers and Channels, Horsholm, Dänemark, 2002
- EAK Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Heft 65, Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen, 2002
- Mai, S. Klimafolgenanalyse und Risiko einer Küstenzone am Beispiel der Jade-Weser-Region, Hannover, 2004
- Mai, S. Ermittlung der Eintrittswahrscheinlichkeit der Bemessungswasserstände an der Unterweser, Hannover, 2004
- Mai, S., Daemrich, K.-F. Untersuchung zur Deichsicherheit der Stadtstrecke Bremen-Seehausen bis Bremen-Weserwehr, Hannover, 2004
- Petersen, M., Rohde, H. Sturmflut, Die großen Fluten an der Küste Schleswig-Holsteins und in der Elbe, Wachholz Verlag, Neumünster, 1991
- Plate, E.J., Duckstein, L. Reliability-Based Design Concepts in Hydraulic Engineering. Water Resources Bulletin, Vol. 24, No. 2, Hemdon, Virginia, USA, 1988
- Reeve, D.E. Coastal Flood Risk Assessment. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 124, H. 5, Reston, Virginia, USA, 1998
- Senator für Bau, Umwelt und Verkehr Bremen Hochwasserschutz im Land Bremen, Bremen, 2003
- Schirmer, M., Schuchardt, B. Klimawandel und Küste, Die Zukunft der Unterweserregion, Berlin, 2004
- Zimmermann, C., Mai, S., Elsner, A., Meyer, V. KLimawandel und präventives Risiko- und Küstenschutzmanagement an der deutschen Nordseeküste (KRIM), Teilprojekt 2 - KLimaänderung und Küstenschutz, Hannover, 2004
- Brencher, J., Elsner, A., Spekker, H., Matheja, A., Zimmermann, C. Integriertes Hochwasserrisikomanagement in einer individualisierten Gesellschaft (INNIG) - Teilprojekt 1: Risikoanalyse und -steuerung, Endbericht (Förderkennzeichen: 0330693A), 2007

