

**HYDRODYNAMISCHE NUMERISCHE SIMULATIONEN
VON
HOCHWASSEREREIGNISSEN UND SCHUTZMAßNAHMEN
FÜR EIN TIDEGEBIET**

von

Andreas Matheja (Projektleiter), Christian Pohl, Lutz Schweter, Heiko Spekker

VORWORT

Die extremen Hochwasserereignisse in den vergangenen Jahren und neue Vorgaben im Rahmen der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) der EU aus dem Jahr 1999 haben, verbunden mit Änderungen in den Landeswassergesetzen, die Landesregierung Niedersachsen veranlasst, die Grenzen der Überschwemmungsgebiete an den Flüssen und Ästuaren der Länder einschließlich der tidebeeinflussten Zuflüsse in die Ästuare, wie z. B. der Unterweser, gemäß § 97, Niedersächsisches Wassergesetz (NWG), neu festzusetzen.

Da alle Nebenflüsse an den Ästuaren zum Schutz gegen Sturmfluten durch Sperrwerke gesichert sind, war es unvermeidlich, das Zusammenspiel von Hochwasserabflüssen und Wasserständen aus dem jeweiligen Einzugsgebiet mit der einlaufenden und im Fall einer Sturmflut durch Schließen des Sperrwerkes gekappten Tide detailliert zu untersuchen. Früher wurden solche Fragen in physikalischen Maßstabsmodellen von Ausschnitten eines Flusses bzw. Einzugsgebietes untersucht. Heute stehen hydrodynamische numerische Simualtionsmodelle zur Verfügung, z. B. für eine Ausweisung von Hochwasserüberschwemmungsgrenzen.

Die Qualität der Ergebnisse aus solchen Modellen lässt sich signifikant steigern, wenn die notwendigen topographischen Daten des Flusses und der Vorländer schlüssig und mit hoher Auflösung in die Modelle einfließen. Hierfür stehen heute Programme für Digitale Gelände- und Oberflächenmodelle als Geographische Informationssysteme (GIS) zur Verfügung. Die letzten Entwicklungen in der numerischen Simulationstechnik mit ein- und zweidimensionalen instationären Modellen in Verbindung mit einem GIS wurden auf das Einzugsgebiet von Hamme, Wümme und Lesum als tidebeeinflusste Nebenflüsse der Weser im Schutz eines Sturmflutsperrwerkes angewendet und anhand von umfangreichen Simulationen erprobt. Über die wichtigsten Vorgehensweisen und Ergebnisse dieses Entwicklungsvorhabens wird hier berichtet.

Der NIEDERSÄCHSISCHE LANDESBETRIEB FÜR WASERWIRTSCHAFT, KÜSTEN- UND NATURSCHUTZ (NLWKN), Betriebsstelle Verden, in Vertretung der Länder Niedersachsen und Bremen stellte Finanzmittel und Daten zur Verfügung. Hierfür sei an dieser Stelle gedankt.

Prof. Dr.-Ing. C. Zimmermann

Inhaltsverzeichnis

ABBILDUNGS- UND TABELLENVERZEICHNIS	9
SYMBOLVERZEICHNIS	19
1 HOCHWÄSSER IN TIDEGEBIETEN	21
2 VORGEHEN UND METHODIK	23
3 ANALYSE DES MODELLGEBIETES	25
3.1 Topographie des Modellgebiets	25
3.2 Einzelgewässer und ihre Teileinzugsgebiete	25
3.2.1 Lesum	25
3.2.2 Wümme	26
3.2.3 Hamme	27
3.2.4 Wörpe	28
3.2.5 Wieste	28
3.2.6 Fintau	29
3.2.7 Veerse	29
3.2.8 Wiedau	30
3.2.9 Beek	30
3.2.10 Giehler Bach	31
3.2.11 Hamme-Oste-Kanal	31
3.2.12 Rummeldeisbeek, Schmoor und Hanstedter Mühlenbach	31
3.2.13 Eingriffe in die Gewässerstruktur	31
3.3 Abflüsse und Wasserstände	32
3.3.1 Hydrologische Landschaften und Pegel im Bearbeitungsgebiet	32
3.3.2 Gewässerkundliche Hauptwerte und Hochwasserbemessungswerte	34
3.3.3 Auswertung von Pegelaufzeichnungen	35
3.3.3.1 Ausgewertete Pegel	35
3.3.3.2 Pegel Vegesack in der Weser	36
3.3.3.3 Pegel Borgfeld in der Wümme	38
3.3.3.4 Pegel Hellwege-Schleuse in der Wümme	39
3.3.3.5 Bewertung	42
3.4 Systemgeometrie der Gewässer	43
3.4.1 Querschnitte	43
3.4.2 Wehre, Sperrwerke und Sohlbauwerke	43
3.4.3 Regenrückhaltebecken	51

3.4.4	Siele und Schöpfwerke	52
3.4.5	Brücken	54
4	AUFBAU EINES NIEDERSCHLAG-ABFLUSS-MODELLS (N-A-MODELL)	55
4.1	Teileinzugsgebiete	55
4.2	Zeitliche und räumliche Verteilung des Niederschlags	58
4.3	Zeitliche und räumliche Verteilung der Verdunstung	61
4.4	Temperatur	62
4.5	Abfluss	63
4.5.1	Eta-Verfahren nach Gils	63
4.5.2	Abflussverhalten im Bearbeitungsgebiet	64
4.6	Boden und Flächennutzungsstrukturen	65
5	AUFBAU DES HN-MODELLS	71
5.1	Modellannahmen	71
5.2	Abflussmengen an den oberen Modellrändern	71
5.3	Wasserstände an der unteren Modellgrenze	72
5.4	Sperrwerkssteuerung	75
5.5	Wehrsteuerung	76
5.6	Seitliche Zuflüsse in das Untersuchungsgebiet	76
5.7	Steuerung der Siele und Schöpfwerke	76
6	KALIBRIERUNG DES NIEDERSCHLAG-ABFLUSS-MODELLS	77
6.1	Kalibrierungszeiträume	77
6.2	Zielfunktionen und Effizienzkriterium	77
6.3	Untersuchungsergebnisse	78
6.4	Analyse der Simulationsergebnisse	80
7	KALIBRIERUNG DES HN-MODELLS	83
7.1	Vorgehen bei der Modellkalibrierung	83
7.2	Ergebnisse der Modellkalibrierung	84
8	PROGNOSERECHNUNGEN	91
8.1	Wiederkehrzeiten bei der Bemessung wasserbaulicher Anlagen	91
8.2	Simulation von Niederschlagsereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (N100)	91
8.2.1	Entwicklung von Niederschlagsdauer und -höhe	91
8.2.2	Zeitlicher Verlauf des Niederschlags	94
8.2.3	Räumliche Verteilung des Niederschlags	96

8.2.4	Ergebnisse der Prognoserechnungen	96
8.3	Simulation von Hochwasserereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren ($HQ_{100/stationär}$) und hieraus resultierende Überschwemmungsgebiete	100
8.3.1	Hydronumerische Simulation	100
8.3.2	Überschwemmungsgebiete	101
8.4	Bestimmung der überschwemmungsgefährdeten Gebiete für charakteristische Hochwasserereignisse ($HQ_{100/instationär}$ und $HQ_{5, Sommer/instationär}$)	102
8.4.1	Hydronumerische Simulation	102
8.4.2	Überschwemmungsgebiete bei einem HQ_{100}	104
8.4.2.1	Einzugsgebiet der Hamme und Lesum	104
8.4.2.2	Einzugsgebiet der Wümme	106
9	SIMULATION UND ANALYSE VON MAßNAHMEN ZUR VERBESSERUNG DES HOCHWASSERSCHUTZES IM EINZUGSGEBIET DER WÜMME	111
9.1	Allgemeines	111
9.2	Einfluss geänderter Landnutzung auf den Hochwasserabfluss	111
9.3	Rückhaltung durch geförderte Ausuferung	113
9.3.1	Beschreibung der Maßnahme	113
9.3.2	Ergebnisse der Maßnahme	116
9.4	Retention durch einen Querdamm	119
9.4.1	Beschreibung der Maßnahme	119
9.4.2	Ergebnisse der Maßnahme	120
9.5	Anschluss von Altarmen	122
9.5.1	Beschreibung der Maßnahme	122
9.5.2	Ergebnisse der Maßnahme	124
9.6	Vermehrte Rückhaltung in Regenrückhaltebecken und Mühlenteichen	124
9.6.1	Mühlenteich an der Fintau	125
9.6.1.1	Beschreibung der Maßnahme	125
9.6.1.2	Ergebnisse der Maßnahme	129
9.6.2	Auswirkung eines Regenrückhaltebeckens im Einzugsgebiet	131
9.6.2.1	Beschreibung der Maßnahme	131
9.6.2.2	Ergebnisse der Maßnahme	134
9.7	Hochwasserentlastung durch Ausbau eines Umleitungskanals	136
9.7.1	Beschreibung der Maßnahme	136
9.7.2	Ergebnisse für den Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanals	137
9.8	Überregionale Auswirkungen untersuchter Maßnahmen	138

9.9	Zusammenfassung und Bewertung der Maßnahmen	142
10	ZUSAMMENFASSUNG	145
11	LITERATUR	149
A1	THEORETISCHE GRUNDLAGEN DES HYDRODYNAMISCHEN MODELLS MIKE11 (HD-MODUL)	153

Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

Abbildung 1-1:	Überflutete Vorlandbereiche im Einzugsbereich der Wümme während des Hochwasserereignisses im September 2001	21
Abbildung 1-2:	Tideniederungsgebiete zwischen Elbe- und Weserästuar - Einzugsgebiet der Hamme, Wümme und Lesum	22
Abbildung 2-1:	Topographie des Untersuchungsgebietes	23
Abbildung 3-1:	Gewässernetz mit Einzugsgebieten $A_{E0} > 10 \text{ km}^2$ [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003]	25
Abbildung 3-2:	Lesumsperrwerk (Bild links) und im Schöpfwerk des Lesumsperrwerks installierte Pumpen (Bild rechts) [Deichverband Rechtes Weserufer, 2003]	26
Abbildung 3-3:	Nordarm (Bild links) und Südarm (Bild rechts) [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]	26
Abbildung 3-4:	Ritterhuder Sperrwerk in der Hamme [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]	27
Abbildung 3-5:	Oberlauf der Wörpe bei Schnakenmühlen (Bild links); Unterlauf der Wörpe in Lilienthal (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2004 und 2005]	28
Abbildung 3-6:	Oberlauf der Wieste (Bild links); Unterlauf der Wieste mit Wassermühle in Stuckenborstel (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2005]	29
Abbildung 3-7:	Mittelläufe der Gewässer Wiedau (Bild links) und Rodau (Bild rechts) [NLWKN, 2004]	30
Abbildung 3-8:	Pegelmessnetz des Gewässerüberwachungssystems Niedersachsen [NLÖ, 2004]	34
Abbildung 3-9:	Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Vegesack im Zeitraum 1931 – 2003	37
Abbildung 3-10:	Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke) im Zeitraum 1970 – 2003	38
Abbildung 3-11:	Entwicklung des Niedrig-, Mittel- und Hochwassers (NW, MW, HW) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1953 – 2003	40
Abbildung 3-12:	Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1961 – 2001	41
Abbildung 3-13:	Wehr Giehlermühlen (links), Hartheckel – Schleuse (rechts)	44
Abbildung 3-14:	Teufelsmoorschleuse: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts)	44
Abbildung 3-15:	Ritterhuder Sperrwerk: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts)	46
Abbildung 3-16:	Wehrfelder und Schleuse des Lesumsperrwerks	47

Abbildung 3-17:	Stauwehr und Sohlabsturz in der Fintau	47
Abbildung 3-18:	Wehranlage Scheeßel (links), Mühle in Scheeßel (rechts)	48
Abbildung 3-19:	Lünzener Mühle und oberstrom liegender Mühlenteich (Veerse)	48
Abbildung 3-20:	Isometrische Skizze der Kanuwehre in Rotenburg	49
Abbildung 3-21:	Schleuse 1 (links), Schleuse 5 (rechts)	49
Abbildung 3-22:	Mühle Stuckenborstel	50
Abbildung 3-23:	Wehr 3 von ober- und unterstrom	51
Abbildung 3-24:	Wehr 1 von ober- und unterstrom	51
Abbildung 3-25:	Lageplan (rechts) und TIN des Regentrückhaltebecken Rummeldeisbeek (links)	52
Abbildung 3-26:	Mittlere Abschlagsmengen in m ³ /s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (Juni - September 2001)	53
Abbildung 3-27:	Mittlere Abschlagsmengen in m ³ /s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (April – Juli 2002)	53
Abbildung 3-28:	Beispiele für im Modellgebiet vorhandene Brücken	54
Abbildung 4-1:	Teileinzugsgebiete, Pegel und Niederschlags- und Klimastationen im Projektgebiet	57
Abbildung 4-2:	Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (Juni - September 2001)	60
Abbildung 4-3:	Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (April - Juli 2002)	60
Abbildung 4-4:	Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung des Niederschlags	61
Abbildung 4-5:	Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration an der Station Soltau im Jahr 2002	62
Abbildung 4-6:	Stundenwerte der Temperatur mit Trendlinie an der Station Soltau im Jahr 2002	62
Abbildung 4-7:	Grundlage des Eta-Verfahrens (Verfahren nach Gils) [Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 1966]	63
Abbildung 4-8:	Niederschlagshistogramm an der Station Ottersberg-Otterstedt und Abflussganglinie am Pegel Sottrum im September 2001	65
Abbildung 4-9:	Schematische Darstellung der Bodenregionen und –großlandschaften in Niedersachsen [NLfB, 1997]	66

Abbildung 5-1:	Vergleich der Abflussganglinie des Hochwasserereignisses im Juli 2002 mit den generierten Abflussganglinien für die Bemessungshochwasser HQ_{100} und HQ_5 , Sommer am Beispiel des Westerholzer Kanals	72
Abbildung 5-2:	Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (a) „Auflaufende Sturmflut in der Weser“	73
Abbildung 5-3:	Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (b) „Windstau in der Weser“	74
Abbildung 5-4:	Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (c) „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“	74
Abbildung 5-5:	Sperrwerkssteuerung Juli 2002	75
Abbildung 6-1:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (April – Juli 2002)	78
Abbildung 6-2:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (Juni – Sept. 2001)	79
Abbildung 6-3:	Relativer Feuchtegehalt U/U_{max} und L/L_{max} in den Bodenspeichern sowie Basisabfluss des Teileinzugsgebietes Veerse EG_5 im Kalibrierungszeitraum 2002	80
Abbildung 7-1:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Lauenbrück B75 (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	84
Abbildung 7-2:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	85
Abbildung 7-3:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	85
Abbildung 7-4:	Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	86
Abbildung 7-5:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	87
Abbildung 7-6:	Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Ritterhuder Schleuse OP (25.06.2002 0. ⁰⁰ -31.07.2002 0. ⁰⁰)	87
Abbildung 8-1:	Auszug aus dem KOSTRA - Atlas für eine Dauerstufe von $D = 72$ h und einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren	93
Abbildung 8-2:	Empfohlener Niederschlagsverlauf [DVWK, 1984]	95
Abbildung 8-3:	Intensitätsverlauf des hundertjährigen „DVWK-Regens“ mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm	96
Abbildung 8-4:	Abflussganglinien der „DVWK-Regen“ mit hundertjähriger Wiederkehrzeit am Pegel Sottrum	97

Abbildung 8-5:	Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Sottrum	97
Abbildung 8-6:	Histogramm des hundertjährigen DVWK-Regens mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm und die daraus resultierende Abflussganglinie am Pegel Sottrum	98
Abbildung 8-7:	Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Hellwege-Schleuse	99
Abbildung 8-8:	Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ ($D = 72,0$ h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Ahrensdorf	99
Abbildung 8-9:	Überschwemmungsgebiet der Wörpe im Bereich der Ortslage Lilienthal	101
Abbildung 8-10:	Überschwemmungsgebiet von Rodau und Wiedau im Bereich der Ortslage Rotenburg	102
Abbildung 8-11:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Hamme bei einem HQ100 (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])	105
Abbildung 8-12:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Lesum bei einem HQ ₁₀₀ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])	106
Abbildung 8-13:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Deichstrecke Borgfeld - Ritterhude bei einem HQ100 (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	106
Abbildung 8-14:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wörpe bei einem HQ100 (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	107
Abbildung 8-15:	Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ ₁₀₀ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Borgfeld	108
Abbildung 8-16:	Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ ₁₀₀ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Hellwege Schleuse	108
Abbildung 8-17:	Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wümmewiesen bei einem HQ ₁₀₀ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)	109
Abbildung 9-1:	Simulierte Abflussganglinien am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung	112
Abbildung 9-2:	Simulierter Wasserstand am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung	112

Abbildung 9-3:	Verlauf der Wörpe [LGN, 2002] Ausschnitt: Brücke der K113 über die Wörpe im Bereich der Wilstedter Mühle [NLWKN, 2004]	113
Abbildung 9-4:	Retentionsfläche oberhalb der Wilstedter Mühle im Einzugsgebiet der Wörpe	114
Abbildung 9-5:	Einzugsgebiet der Wörpe mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze	114
Abbildung 9-6:	Steuerungsganglinie des Wehres an der Wilstedter Mühle im Vergleich zur Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ ₁₀₀	115
Abbildung 9-7:	Vergleich der Abflussganglinien am Wehr Wilstedter Mühle mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	116
Abbildung 9-8:	Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Grasberg mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	116
Abbildung 9-9:	Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ ₁₀₀	117
Abbildung 9-10:	Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ _{5, Sommer}	118
Abbildung 9-11:	Überschwemmungsfläche bei einem HQ ₁₀₀ im Bereich Heidberg (ohne Maßnahme)	118
Abbildung 9-12:	Überschwemmungsfläche bei einem HQ ₁₀₀ im Bereich Heidberg (mit Maßnahme)	119
Abbildung 9-13:	Fintau im Bereich Lauenbrück [LGN, 2002]; Ausschnitt: südliche begrenzende Straße der Maßnahme [Franzius-Institut, 2005]	119
Abbildung 9-14:	Übersicht der Maßnahme „Querdamm“ an der Fintau	120
Abbildung 9-15:	Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Querdamm) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	121
Abbildung 9-16:	Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Lauenbrück Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ ₁₀₀	121
Abbildung 9-17:	Obere Wümme zwischen Rotenburg und der Bundesautobahn 1 [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Altarme der Wümme im Bereich Everinghausen [NLWKN, 2000]	123
Abbildung 9-18:	Anbindung der Wümme-Altarme	123
Abbildung 9-19:	Digitales Geländemodell der Wümme mit angeschlossenen Altarmen im Bereich Everinghausen	124
Abbildung 9-20:	Fintau im Bereich Eggersmühlen [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Mühlenteich Eggershausen [NLWKN, 2004]	125
Abbildung 9-21:	Einzugsgebiete der Fintau mit Lage des Pegels Lauenbrück und der oberen Modellgrenze	126

Abbildung 9-22:	Mühlenteich „Eggersmühlen“ [DGK5 Blattschnitt, LGN]	126
Abbildung 9-23:	Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau	127
Abbildung 9-24:	Bestimmung des abzutrennenden Volumens V (Absenkung des Wasserspiegels um 2 m)	128
Abbildung 9-25:	Prinzip der Umverteilung des abgeschnittenen Volumens V	128
Abbildung 9-26:	Modifizierte Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau bei einer Absenkung der Wasserspiegellage im Teich von zwei Meter	129
Abbildung 9-27:	Abfluss am „Mühlenteich Eggersmühlen“ bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ_{100})	129
Abbildung 9-28:	Abfluss am Pegel Lauenbrück bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter am „Mühlenteich Eggersmühlen“ (Bemessungshochwasser HQ_{100})	130
Abbildung 9-29:	Übersichtsplan des Regenrückhaltebeckens Visselhövede	132
Abbildung 9-30:	Teileinzugsgebiete der Rodau mit der Lage des Pegels Hastedt und der oberen Modellgrenze	133
Abbildung 9-31:	Abfluss des Visselbachs mit und ohne gesteuertes RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100})	134
Abbildung 9-32:	Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100})	135
Abbildung 9-33:	Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ_{100})	135
Abbildung 9-34:	Everinghäuser-Scheeßeler-Kanal [LGN, 2002]	136
Abbildung 9-35:	Einzugsgebiete der Fintau mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze	136
Abbildung 9-36:	Abfluss unterhalb von Scheeßel bei Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals (HQ_{100})	137
Abbildung 9-37:	Einfluss der Maßnahme „Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals“ auf den Abfluss für den Fall eines HQ_5 , Sommer an der Wümme unterhalb von Scheeßel	138
Abbildung 9-38:	Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}	141
Abbildung 9-39:	Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ_{100}	141

Abbildung 9-40:	Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich der Ortslage Rotenburg bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100} mit und ohne Maßnahme	142
Tabelle 3-1:	Pegel im Untersuchungsgebiet	33
Tabelle 3-2:	Gewässerkundliche Hauptwerte der Pegel im Bearbeitungsgebiet [NLWKN, 2005]	34
Tabelle 3-3:	Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse in Einzugsgebieten [NLWKN, 2005]	35
Tabelle 3-4:	Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Vegesack seit 1901 [NLÖ, 2001]	36
Tabelle 3-5:	Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Vegesack des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]	37
Tabelle 3-6:	Mittlere Tidewasserstände und mittlerer Tidehub im Hamme-Lesum-Wümme Flussgebiet auf Basis der Zeitreihe 1991-2000 [WSA Bremen, 2003]	39
Tabelle 3-7:	Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 bezogen auf einen PNP = NN + 9,6 m [NLÖ, 2001]	39
Tabelle 3-8:	Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Hellwege-Schleuse des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]	40
Tabelle 3-9:	Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 [DGJ, 2001]	41
Tabelle 3-10:	Tendenzen der Wasserstands- und Abflussentwicklung an den Pegeln Vegesack, Borgfeld und Hellwege-Schleuse	42
Tabelle 3-11:	Lage und Abmessungen von Wehranlagen im Modellgebiet	45
Tabelle 3-12:	Abmessungen der Schleusen	46
Tabelle 3-13:	Stauziele der Wehre in der Hamme	46
Tabelle 3-14:	Abmessungen der Sperrwerke	47
Tabelle 3-15:	Aufteilung des Abflusses am Wehr 5 im Hochwasserfall	50
Tabelle 3-16:	Lage von Sielen und Schöpfwerken im Bearbeitungsgebiet	52
Tabelle 4-1:	Gebietskennzahl und -bezeichnung der Teileinzugsgebiete sowie Gebietsgröße A_{E0}	56

Tabelle 4-2:	Bezeichnung, Lage und Messzeitraum der Niederschlagsmessstellen des Deutschen Wetterdienstes im Bereich des Einzugsgebietes der Lesum	59
Tabelle 4-3:	Kennwertklassifizierung der Feldkapazität	68
Tabelle 4-4:	Kennwertklassifizierung der Nutzbaren Feldkapazität im effektiven Wurzelraum	69
Tabelle 7-1:	Kalibrierungsparameter für das HD-Modell	83
Tabelle 7-2:	Genauigkeiten der reproduzierten Pegelwerte im Zuge der Kalibrierung	89
Tabelle 8-1:	Niederschlagshöhen h_N und –spenden r_N für den Bereich Soltau (Spalte 34 und Zeile 29 des KOSTRA-Atlas in der Zeitspanne von Jan. bis Dez.)	94
Tabelle 8-2:	Berechnung der Niederschlagsintensitäten des synthetisch erzeugten DVWK - Regens	95
Tabelle 8-3:	Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für ein Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren	100
Tabelle 8-4:	Lastfall 1: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ100/instationär)	103
Tabelle 8-5:	Lastfall 2: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ ₁₀₀ /instationär)	103
Tabelle 8-6:	Lastfall 1 und 2: Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ _{5, Sommer} /instationär)	104
Tabelle 9-1:	Abflüsse der Wörpe an den Pegeln Schnackemühlen und Grasberg [NLWKN,2005]	114
Tabelle 9-2:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Wörpe	115
Tabelle 9-3:	Daten zur Rückhaltung an der Wilstedter Mühle	117
Tabelle 9-4:	Parameter für die Wehrsteuerung an der Fintau	120
Tabelle 9-5:	Daten zur Rückhaltung an der Fintau	122
Tabelle 9-6:	Mühlenteiche und Regenrückhaltebecken im Einzugsgebiet der Wümme	124
Tabelle 9-7:	Abflüsse der Fintau am Pegel Lauenbrück [NLWKN, 2005] und oberhalb von Eggersmühlen (flächengewichtet)	125
Tabelle 9-8:	Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ ₁₀₀	130
Tabelle 9-9:	Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ _{5, Sommer}	130

Tabelle 9-10:	Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Eggersmühlen“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück für ein HQ ₁₀₀ bzw. HQ _{5, Sommer}	131
Tabelle 9-11:	Speichervolumen, Oberfläche und Stauziel des RRB Visselhövede [IDN, 1997]	132
Tabelle 9-12:	Abflüsse der Rodau am Pegel Hastedt und des Visselbachs an der Mündung in die Rodau [NLWKN Verden, 2005]	133
Tabelle 9-13:	Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ ₁₀₀)	134
Tabelle 9-14:	Abfluss an der Mündung der Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ _{5, Sommer})	134
Tabelle 9-15:	Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ ₁₀₀ bzw. HQ _{5, Sommer})	135
Tabelle 9-16:	Reduzierung der Spitzenabflüsse durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle	139
Tabelle 9-17:	Reduzierung der Wasserstände durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle	140

Symbolverzeichnis

Symbol	Bedeutung des Symbols	Einheit
η	Abflussfaktor	[-]
A	Durchströmte Querschnittsfläche	[m ²]
A _E	Einzugsgebietsfläche	[km ²]
A _{E0}	Oberirdisches Einzugsgebiet	[km ²]
B	Breite	[m]
CQ _{OF}	Oberflächenabflusskoeffizient	[-]
D	Niederschlagsdauer	[min, h]
DGM	Digitales Geländehöhenmodell	
E _a	Transpiration	[mm]
E _p	Potentielle Evapotranspiration	[mm]
ET ₀	Potentielle Evapotranspiration nach HAUDE	[mm/d]
f	HAUDE-Koeffizient	[mm/hPa*d]
Fk	Feldkapazität	[mm]
g	Gravitationskonstante = 9,81 m/s ²	[m/s ²]
GWL	Grundwasserspiegel	[m]
H	Höhe	[m]
h	Wasserstand	[m]
h _{max}	Maximaler Wasserstand	[m]
h _N	Niederschlagshöhe	[mm]
HQ	Höchster Abfluss in der betrachteten Zeitspanne	[m ³ /s]
HQ ₁₀₀	Hochwasserereignis mit 100-jähriger Wiederkehrwahrscheinlichkeit	[m ³ /s]
HQ _{%;Sommer}	Hochwasserereignis mit 5-jähriger Wiederkehrwahrsch. (im Sommer)	[m ³ /s]
HThw	Höchstes Tidehochwasser in der betrachteten Zeitspanne	[m]
HW	Höchster Wasserstand in der betrachteten Zeitspanne	[m]
I	Intensität des Gebietsniederschlags	[mm/Δt]
k _{st}	MANNING-STRICKLER-Beiwert	[m ^{1/3} /s]
L	Fließlänge	[km]
L	Wassergehalt im Wurzelzonenspeicher	[mm]
L _{max}	Maximaler Wassergehalt im Wurzelzonenspeicher	[mm]
MW	Mittlerer Wasserstand in der betrachteten Zeitspanne	[m]
MQ	Mittlerer Abfluss in der betrachteten Zeitspanne	[m ³ /s]
MThw	Mittleres Tidehochwasser in der betrachteten Zeitspanne	[m]
N	Mittlere Gebietsniederschlagshöhe	[mm]
NW	Niedrigster Wasserstand in der betrachteten Zeitspanne	[m]
NQ	Niedrigster Abfluss in der betrachteten Zeitspanne	[m ³ /s]

NThw	Niedrigstes Tidehochwasser in der betrachteten Zeitspanne	[m]
nFk	Nutzbare Feldkapazität	[mm]
nFkWe	Nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum	[mm]
Q	Abfluss	[m ³ /s]
q	Abflussspende	[l/s*km ²]
Q _B	Basisabfluss	[m ³ /s]
Q _D	Direktabfluss	[m ³ /s]
Q _h	Abflusshemmung $Q_h = Q_0 - Q_z$	[m ³ /s]
Q _{max}	Maximaler Abfluss	[m ³ /s]
Q _{obs}	Gemessener Abfluss	[m ³ /s]
Q _{OF}	Oberflächenabfluss	[mm]
Q _{sim}	Simulierter Abfluss	[m ³ /s]
r _N	Niederschlagsspende	[l/s*km ²]
s	Längskoordinate in Fließrichtung	[m]
T	Temperatur	[°C]
T	Wiederkehrzeit	[a]
t _{max}	Maximale Fließzeit	[h]
U	Relative Luftfeuchte	[%]
U	Wassergehalt im Oberflächenspeicher	[mm]
U _{max}	Maximaler Wassergehalt im Oberflächenspeicher	[mm]
v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
V	Volumen	[m ³]
z _{sp}	Wasserspiegelhöhe	[m]
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler	
ATKIS	Amtliches Topographisch-Kartographisches Informationssystem	
DHI	Danish Hydraulic Institute	
DVWK	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.	
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.	
DWD	Deutscher Wetterdienst	
KOSTRA	Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen	
NLÖ	Niedersächsisches Landesamt für Ökologie	
NLfB	Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung	
NLWKN	Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz	
NN	Normalpunkt	
PNP	Pegelnullpunkt	
WSA	Wasser- und Schifffahrtsamt	

1 Hochwässer in Tidegebieten

Hochwässer aufgrund von Starkniederschlägen oder nach Schneeschmelzen im oberen Einzugsgebiet eines Flusses führen in den Mündungsgebieten wegen ihrer überwiegend sehr flachen Geländetopographie zu extremen Ausuferungen und damit Gefährdungen bewirtschafteter und besiedelter Flächen mit oft hohen Schadenspotentialen (Abbildung 1-1). Ausuferungen werden heute in allen Flüssen durch Schutzmaßnahmen wie Deiche, Rückhaltebecken oder Langzeitspeicherung begrenzt oder ganz vermieden. Höhe und Trassierung der Deiche hängen von den Abflussmengen, dem Gefälle und der abfließenden Wassermenge in Verbindung mit der Geländehöhe bzw. Topographie der Vorländer ab.



Abbildung 1-1: Überflutete Vorlandbereiche im Einzugsbereich der Wümme während des Hochwasserereignisses im September 2001

Die Planung der Schutzsysteme wird in Tidegebieten wie den Ästuaren Weser, Elbe und Ems durch die täglich wechselnden Wasserstände um bis zu ca. 4 m und Strömungen bestimmt, die durch Sturmflutsituationen und dadurch zusätzlich erhöhte Wasserstände um bis zu 3 m und bei Dauern bis zu etwa 40 Stunden überlagert werden können. Dies führt oft zu einer Verschärfung der Hochwassersituation. Ein Beispiel ist das Hamme-Wümme-Lesum-Einzugsgebiet (Abbildung 1-1), das über die Lesum bei Bremen-Vegesack in die Weser entwässert. Dort beträgt der mittlere langjährige Tidehub rd. 3,9 m und ca. 7 m bei Sturmflut ($MT_{nw} = -1,55 \text{ mNN}$; $MThw = -2,36 \text{ mNN}$).

Das Gelände im unteren Einzugsgebiet von Hamme und Wümme liegt auf Höhen zwischen rd. 0 mNN und 10 mNN oberhalb der Wümmewiesen. Dieses Niederungsgebiet wird bereits bei Abflüssen von rd. $40 \text{ m}^3/\text{s}$ überflutet.



Abbildung 1-2: Tideniederungsgebiete zwischen Elbe- und Weserästuar - Einzugsgebiet der Hamme, Wümme und Lesum

Tidewasserstände in der Weser ab NN + 2,70 m werden durch das Sturmflutsperrwerk in der Lesum zurückgehalten, so dass während der Sperrzeiten das Hamme-Wümme-Gebiet gegen hohe Tidewasserstände geschützt ist, der Hinterlandabfluss aber in dieser Zeit nicht an die Weser weitergegeben werden kann und so zu einem Aufstau in der Hamme und Wümme führt. In Extremfällen kann ein Schöpfwerk eine Wassermenge von bis zu 45 m³/s in die Weser abschlagen.

Höhe des Aufstaus oberhalb des Sperrwerkes und des daraus resultierenden Rückstaus hängen vom Abfluss, Fließgefälle und der Höhe der Vorländer ab, die hier sehr tief und eben liegen. Die Aufgabe besteht hier somit darin, die Extremabflüsse im Verlauf des Einzugsgebietes zu ermitteln, z.B. ein hundertjähriges Hochwasser. Aus diesen Abflüssen sind die Wasserstände unter Berücksichtigung der einlaufenden Tide zu bestimmen und hieraus Überschwemmungsflächen aufzuzeigen. Die Lösung dieser Aufgaben erfordert instationäre, d.h. zeitvariable, hydrodynamische Simulationen anhand eines wegen der flachlandbedingten Sensibilität der Wasserspiegellagen hochgenauen topographischen Fluss- und Geländemodells.

Die Ergebnisse sind eine wichtige Grundlage von den heute nach den Landeswassergesetzen und der EU-Richtlinie zu erstellenden Hochwasser-Aktionsplänen. Hierüber wird nachfolgend berichtet.

2 Vorgehen und Methodik

Für die Untersuchungen für das Gebiet der Lesum, Hamme und Wümmе wurde ein Modell (hydrodynamisches 1D-Modell) erstellt und durch ein Niederschlags-Abfluss- (N-A-) Modell ergänzt, um Teileinzugsgebiete, die nicht durch Pegel abgedeckt sind, der Betrachtung zugänglich zu machen. Das hydrodynamische Modell (HD-Modell) ist in Verbindung mit einem N-A-Modell geeignet, die Abflussbildung und den Abflussvorgang im gesamten Einzugsgebiet zu beschreiben. Mit dem Modell können Bewegung und Speicherung des aus den Niederschlägen stammenden Wassers auf der Landoberfläche, im Boden und im Wasserlauf beschrieben werden. Mit seiner Hilfe kann das Gefährdungspotential abgeschätzt werden, um im Anschluss konkrete Schutzmaßnahmen zu entwickeln und bzgl. ihrer Wirksamkeit zu untersuchen.

Hieraus wurden auch Wasserstände beim Abfluss von HQ_{100} -Ereignissen in Teileinzugsgebieten (Wieste, Wörpe, Rodau, Wiedau, Veerse, Fintau, Obere Wümmе) ermittelt, um die betroffenen Überschwemmungsflächen in einem GIS-Format darzustellen. Das Gefährdungspotential für deichgeschützte Gebiete im Falle eines Deichbruches wurde durch eine Übertragung der im Flussschlauch ermittelten maximalen Wasserstände bestimmt. Die Wasserstände wurden zunächst mit dem Digitalen Geländemodell verschnitten, ohne ein Wasserspiegelgefälle zu berücksichtigen. Das Projektgebiet ist in Abbildung 2-1 dargestellt.

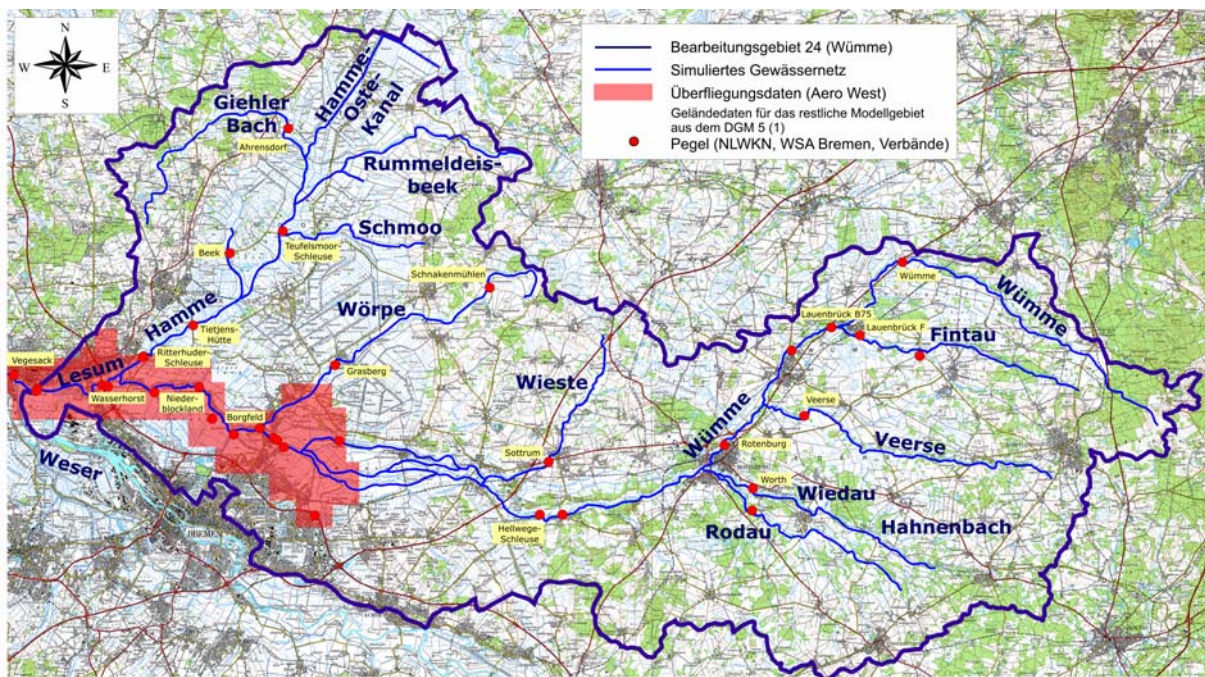


Abbildung 2-1: Topographie des Untersuchungsgebietes

Wasserstände und Durchflüsse für den Betrieb der o.g. Modelle wurden für die Ermittlung von Überschwemmungsgrenzen (HQ_{100} -Ereignis/stationär für das jeweilige Teileinzugsgebiet) aus Daten des GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENSTES erhalten.

An der unteren Modellgrenze (Pegel Vegesack) wurden für die Kalibrierung und Validierung die bei den abgelaufenen Hochwasserereignissen aufgetretenen Wasserstände angesetzt. Für Prognoserechnungen zur „Ausweisung von Überschwemmungsgrenzen“ wurden (a) mittlere Tideverhältnisse, (b) eine Sturmflut in der Weser und (c) ein Windstau in der Weser eingesteuert.

Grundlage der Simulationen bildeten das Digitale Geländehöhenmodell des Untersuchungsgebietes und das auf seiner Grundlage aufgebaute hydrodynamische 1D-Modell. Das Digitale Geländemodell

wurde aus dem ATKIS DGM 5 der Qualitätsstufe 1 bzw. aus dem Digitalen Höhenmodell (DHM) des Landes Bremen abgeleitet. Diese wurden mit aufgemessenen Querschnitten der Talauen (Beek, Giehler Bach, Hamme-Oste-Kanal (Kollbeck), Augustendorfer Kanal, Rummeldeisbeek, Schmoor, Wörpe, Wieste, Obere Wümme, Fintau, Veerse, Wiedau, Hahnenbach, Rodau sowie der Wümme und tachymetrischen Aufnahmen der Bauwerke verschnitten. Die Geländetopographie des Untersuchungsgebietes wurde im eindimensionalen Modell durch repräsentative Querprofile der Talau in diskreten Abständen abgebildet, welche aus dem digitalen Geländehöhenmodell gewonnen wurden.

Querschnittsveränderungen, wie Staustufen- und Brückenquerschnitte, verursachen einen Aufstau nach oberstrom sowie einen Absink unterhalb der jeweiligen Struktur. Diese Bestandteile der Modellgeometrie wurden durch das digitale Geländehöhenmodell nicht aufgelöst und manuell in die entsprechenden Querprofile eingearbeitet.

Zur Ermittlung der Wasserspiegellagen für die instationären, tidebedingten Abflussvorgänge wurde das eindimensionale hydrodynamische Modell Mike11 des Danish Hydraulic Institute (DHI) eingesetzt. Die Ermittlung des Abflussvolumens aus den bekannten wie prognostizierten Niederschlagsereignissen erfolgte mit dem Zusatzmodul „Rainfall Runoff“ des Modells Mike11. Eine kurze Beschreibung der theoretischen Grundlagen des verwendeten Modells folgt im Anhang.

Eine ausführliche Beschreibung der Grundlagen eines Digitalen Geländehöhenmodells, eines Niederschlag-Abfluss-Modells sowie der theoretischen Grundlagen der verwendeten hydronumerischen Modelle ist im Originalbericht gegeben. Des Weiteren sind dort Abflussganglinien sämtlicher Teileinzugsgebiete, die Überschwemmungsgebiete für sämtliche Lastfälle sowie Zeitreihen der verwendeten Randbedingungen (Wasserstand, Abfluss, Niederschlag sowie Verdunstung) dargestellt [Franzius-Institut, 2006].

Vor der Modellerstellung erfolgte eine umfassende Analyse des Modellgebietes und aller vorhandenen Daten zu Geländehöhen, Abflüssen, Wasserständen einschließlich der dokumentierten Zeitreihen auf Plausibilität und Vollständigkeit.

im Bereich der Ortschaft Burglesum. Die Gefahr von Überschwemmungen in extremen Sturmflutsituationen wird durch das Lesumsperrwerk bei Lesum-km 8,0 (vier Stromöffnungen von je 15 m Breite, eine Schleuse mit 14 m x 30 m) gebannt.



Abbildung 3-2: Lesumsperrwerk (Bild links) und im Schöpfwerk des Lesumsperrwerks installierte Pumpen (Bild rechts) [Deichverband Rechtes Weserufer, 2003]

Die Lesum sowie die Unterläufe von Wümme und Hamme sind tidebeeinflusst. Bei Sturmfluten wird das Lesumsperrwerk geschlossen. Vom Sperrwerk bis Ritterhude / Lilienthal / Borgfeld sind parallel an der Lesum, Hamme und Wümme Schutzdeiche vorhanden. Die Entwässerung der dahinter liegenden Flächen erfolgt über Schöpfwerke und Siele. Da der Tideeinfluss weit in die Unterläufe dieser Flüsse hineinreicht und in diesem Bereich z. Zt. keine Abflussmengen ermittelt werden, kann eine Beurteilung des Abflussgeschehens lediglich am Pegel Hellwege-Schleuse / Wümme erfolgen. Das Einzugsgebiet an diesem Pegel beträgt $A_{E0} = 908 \text{ km}^2$ und umfasst damit ca. 40 % des gesamten Einzugsgebietes.

3.2.2 Wümme

Einen maßgeblichen Zufluss der Lesum stellt die im Raum Schneverdingen im Bereich des Wilseder Berges in der Lüneburger Heide entspringende Wümme mit einer Lauflänge von 110 km dar. Die Wümme teilt sich unterhalb der Autobahnbrücke A 1 Hamburg / Bremen ab der Kreisgrenze Verden / Rotenburg in den Nord-, Süd- und Mittelarm auf. An der Landesgrenze zwischen Bremen und Niedersachsen vereinigen sich diese drei Arme wieder.



Abbildung 3-3: Nordarm (Bild links) und Südarm (Bild rechts) [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]

Der Südarml, in dem sich fünf Wehre befinden, kann als kanalisiert angesehen werden. Von Königsmoor über den Nordarm bis zur Straßenbrücke Borgfelder Allee beträgt die Fließlänge bereits 79 km. Der Abschnitt der „Unteren Wümme“ erstreckt sich vom Pegel Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße) bis zum Zusammenfluss von Wümme und Hamme (Straßenbrücke Bremen – Ritterhude). Die Wümme weist in diesem Bereich typische Merkmale eines Flachlandflusses auf, u.a. starke Mäanderbildung und ein geringes Fließgefälle. Vier Brücken (Borgfelder Landstraße, Borgfelder Allee, Jan-Reiners-Brücke und Brücke der L151 nahe Wasserhorst) kreuzen das Gewässer in diesem Bereich.

Oberhalb Lilienthal / Borgfeld bis nach Rotenburg sind an der Wümme und ihren Nebenarmen Verwaltungen und im Bereich der Ortslagen Ottersberg / Fischerhude Hochwasserdeiche vorhanden. Stärkere Niederschläge führen zu einer Ausuferung des Flussbettes der Wümme und Hamme [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003].

3.2.3 Hamme

Die Hamme entspringt bei Ohlenstedt auf der Garlstedter Geest. Ab dem Zusammenfluss von Giehler Bach und Kollbeck nahe der Ortschaft Viehspecken durchfließt sie in südlicher Richtung das Niederungsgebiet des Teufelsmoors. Das Einzugsgebiet der Hamme ist rd. 484 km² groß. Ihre Fließlänge bis zur Mündung beträgt insgesamt 47 km. Die von der Hamme durchflossene Niederung steigt von NN + 1,20 m bei Ritterhude auf bis etwa NN + 3,0 m bei Meinershagen an. Mit lediglich NN + 0,90 m befinden sich die tiefsten Flächen im Bereich von Waakhausen (5 km oberhalb von Ritterhude in der linken Hammeniederung). Das in diesem Gebiet gelegene Niederungsgebiet wird durch ein Schöpfwerk entwässert. Eine Gesamtfläche von 10 ha der Hammeniederung, die durch die im Westen und Osten auf bis zu NN + 13 m ansteigenden Geestflächen begrenzt wird, liegt unter NN + 3,0 m.

Die Vorflutverhältnisse im Einzugsgebiet der Hamme werden durch die Ritterhuder Schleuse gesteuert. Dieses Sperrwerk mit angegliederter Schleuse befindet sich in einer Flusschlinge nahe der Ortschaft Ritterhude. Mit drei Öffnungen (7,20 m, 7,40 m und 7,26 m breit, OK Schütze im geschlossenen Zustand NN + 3,35 m) und der Schleuse mit einer Breite von 6,47 m und einer nutzbaren Länge von 26,17 m schützt das Ritterhuder Sperrwerk seit 1874/75 die Niederung der Hamme vor Überflutungen infolge Tidehochwasserständen und gewährleistet bei Niedrigwasser den für die Grünlandwirtschaft notwendigen Mindestwasserstand oberhalb des Sperrwerkes. Als weitere Bauwerke im Bereich der Hamme sind die Hartheckel- und Teufelsmoorschleuse von Bedeutung und im Modell implementiert worden.



Abbildung 3-4: Ritterhuder Sperrwerk in der Hamme [FRANZIUS-INSTITUT, 2002]

3.2.4 Wörpe

Die Wörpe entspringt in der Nähe von Steinfeld (Niedersachsen) auf einer Höhe von 30 mNN und mündet nach rund 30 km unterhalb der Borgfelder Allee in Lilienthal mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 135,8 \text{ km}^2$ in die Wümme. Durch Zuflüsse mehrerer kleinerer Bäche (u.a. Wellbach und Bülstedter Mühlenbach) und Gräben (z.B. Dubbengraben, Wilstedtermoorer Schiffgraben und Saatmoorgraben), welche für den Torfabbau angelegt wurden, wird das Gewässerprofil schnell größer. Die Gräben entwässern die angrenzenden Niedermoorgebiete in die Wörpe. Im Oberlauf hat die Wörpe einen natürlich mäandrierenden Verlauf. Die Querschnitte haben einen sehr unterschiedlichen Charakter (Flach- und Steilufer, Abbrüche und Unterspülungen). Die Sohle ist überwiegend kiesig und nur bereichsweise sandig bis schlammig.

Im Bereich des Unterlaufs bei Lilienthal, ist die Wörpe ein kanalisiertes Gewässer (Abbildung 3-5). Unterhalb des Quellgebietes hat die Wörpe ein Gefälle von 1,5 ‰, welches im weiteren Verlauf des Gewässers auf 0,5 ‰ abnimmt. Dies hat eine geringe Strömungsgeschwindigkeit zur Folge. Durch die Weserkorrekturen nahm der Tideeinfluss auch im Bereich der Wörpe zu. Der Tideeinfluss reicht bis in den Bereich von Heidberg. In der gleichnamigen Ortschaft liegt der Pegel Grasberg mit $A_{E0} = 93,8 \text{ km}^2$. Drei bedeutende Brücken (Straßenbrücken bei Heidberg, Falkenberg und in Lilienthal) kreuzen im Modellgebiet die Wörpe. Von der Mündung bis Grasberg ist die Wörpe durch drei Stauwehre gesteuert. Oberhalb von Grasberg ist die Wörpe durch Sohlabstürze reguliert.



Abbildung 3-5: Oberlauf der Wörpe bei Schnakenmühlen (Bild links); Unterlauf der Wörpe in Lilienthal (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2004 und 2005]

Der Mitte der neunziger Jahre aufgestellte Gewässerentwicklungsplan Wörpe hatte das Ziel, die Wörpe zu renaturieren und die Vielfalt des Gewässers wiederherzustellen. Um die ökologische Durchgängigkeit der Wörpe von Schnakenmühlen bis zur Mündung in die Wümme sicherzustellen, wurden die Sohlabstürze bis 2003 zu Sohlgleiten umgebaut. Im Bereich der Wilstedter Mühle (zwischen Station 16.500 und 16.690) wurde ein 350 m langes mäandrierendes Nebengerinne angelegt. Das Nebengerinne ist 160 m länger als das alte Hauptgerinne. Die Abzweigung und der Anschluss an das Hauptgerinne erfolgten über Sohlgleiten. Niedrig- und Mittelwasserabflüsse werden über das Nebengerinne abgeführt.

3.2.5 Wieste

Die Wieste ist ein weitgehend naturnaher Flachlandfluss und nur auf einigen kurzen Strecken ausgebaut. Sie entspringt nördlich von Mulmshorn an der Autobahn A1 bei Bockel und mündet nach einer Fließstrecke von etwa 26 km südlich von Ottersberg in den Nordarm der Wümme. Die Höhe der Flusssohle fällt dabei von rd. 25 mNN auf 8 mNN ab. Südlich von Bockel kreuzt die Wieste die Bundesstraße B 71, wo ihr Querschnitt durch einen kreisförmigen Durchlass mit einem Durchmesser von $D = 1,16 \text{ m}$ eingeengt wird. In Clüversborstel wird die Wieste unterhalb einer Brücke durch einen Ab-

sturz mit einer Höhe $H = 0,60$ m aufgestaut. Darüber hinaus wird die Wieste in Stuckenborstel durch eine Wassermühle aufgestaut. Bis 1950 wurde die Mühle von dem unterschlächtigen Wasserrad mit einem Durchmesser von sechs Metern angetrieben.

Das Einzugsgebiet der Wieste mit einer Gesamtfläche von $A_{E0} = 100,26$ km² liegt in der Hydrologischen Landschaft Wümmegeest. Bei Mulmshorn mündet der Glindbach in die Wieste. Nördlich von Schleeßel fließt der Weidebach der Wieste zu. Der Sottrumer Moorgraben mündet südlich von Clüversborstel in die Wieste.

Die in ihrem Oberlauf noch leicht mäandrierende Wieste verläuft im Quellbereich durch eine Grün- und Waldlandschaft, die unterhalb von Stuckenborstel in reines Grünland übergeht. Aufgrund des geringen Fließgefälles von 0,05 bis 0,1 % weist die Wieste eine relativ geringe Fließgeschwindigkeit mit feinsandigen bis schlammigen Sedimenten auf [www.arge-weser.de, 2005]. Westlich von Sottrum liegt unterhalb der Brücke der Bundesstraße B75 der Pegel Sottrum mit einem Einzugsgebiet von $A_{E0} = 94,0$ km² (Pegelnulppunkt von PNP = 13,40 mNN).



Abbildung 3-6: Oberlauf der Wieste (Bild links); Unterlauf der Wieste mit Wassermühle in Stuckenborstel (Bild rechts) [Franzius-Institut, 2005]

3.2.6 Fintau

Die Fintau ist eines der größten Nebengewässer der Wümme mit einem Einzugsgebiet von rund $A_{E0} = 105,14$ km². Das Quellgebiet liegt nördlich der Gemeinde Reinsehlen. Sie verläuft zunächst als ausgebauter Graben, weist aber unterhalb einen natürlichen Verlauf auf. Die Fintau mündet in Lauenbrück in die Wümme. Der Mittelwasserabfluss beträgt rd. 1,3 m³/s. Aufgrund eines schmalen Hochwasserabflussprofils und Rückstau aus der Wümme kommt es nach Starkregenereignissen zu Überflutungen. Die Breite beträgt im Mittel ca. 10 m. Das Längsgefälle beträgt unterhalb der Bahnlinie Bremen / Hamburg rd. 0,5 ‰.

3.2.7 Veerse

Die Veerse mündet zwischen Rotenburg (Wümme) und Scheeßel bei Veersebrück in die Wümme. Das Einzugsgebiet hat eine Größe von $A_{E0} = 118,18$ km², die Gesamtlängsgefälle betragen rund $L = 31$ km.

Die Rodau und Wiedau haben eine Einzugsgebietsgröße von $A_{E0} = 307,15$ km². Davon entfallen 142,10 km² auf die Teileinzugsgebiete der Rodau und 165,04 km² auf die der Wiedau zu denen auch die Einzugsgebiete des Hahnenbachs zählen. Das Untersuchungsgebiet ist geprägt durch Acker- und

Grünlandnutzung und bis auf wenige Bereiche nur geringfügig versiegelt. Die **Rodau** entspringt südöstlich der Ortschaft Rosebruch und legt bis zu ihrer Mündung in die Wümme bei Rotenburg eine Strecke von ca. 21,5 km zurück. Der Höhenunterschied von der Quelle bis zur Mündung beträgt etwa 30 m. Die Rodau weist einen stark begradigten Flusslauf mit steilen Ufern auf. Größere Gefälleabschnitte im Bereich von 3,5 – 4,5 ‰ treten jedoch nur im Oberlauf auf. Im wechselnd beschatteten Oberlauf erreicht sie eine Breite von etwa 1 m und ist ca. 20 cm tief. Bis das Gewässer in die Wümme mündet hat es sich auf 6 - 7 m aufgeweitet und ist etwa 0,5 - 1 m tief. Als kleinere Zuflüsse zur Rodau sind Visselbach, Federlohmühlenbach und Hasselbach zu nennen. Die Fließgeschwindigkeiten betragen ca. 0,3 - 0,45 m/s. Die Durchgängigkeit der Rodau wird durch drei Wehre ohne Fischaufstiegshilfe im Stadtbereich von Rotenburg verhindert.



Abbildung 3-7: Mittelläufe der Gewässer Wiedau (Bild links) und Rodau (Bild rechts) [NLWKN, 2004]

3.2.8 Wiedau

Die Wiedau entspringt westlich von Hemslingen und mündet bei Rotenburg in die Wümme. Zum Einzugsgebiet der Wiedau zählt der Hahnenbach. Seine Quelle befindet sich im Bereich Gilmerdingen / Neuenkirchen. Die Mündung in die Wiedau liegt bei Rehten. Bei einer Tiefe von 0,3 - 0,4 m nimmt die Breite der Wiedau von 2,5 m an der Quelle bis zur Mündung auf 7 m zu. Im Oberlauf sind größere, in den meisten Abschnitten jedoch Gefälleverhältnisse von rd. 1 ‰ zu beobachten. Die Fließgeschwindigkeiten betragen ca. 0,2 - 0,3 m/s. Der Bach ist wechselnd beschattet und verläuft mäandrierend durch Grünland. Die einzigen Aufstiegshindernisse liegen im gemeinsamen Unterlauf mit der Rodau. Wie die Rodau, wird auch die Wiedau laut der Gewässergütekarte aus dem Jahr 1997 des damaligen StAWA Verden in die Güteklasse II (mäßig belastet) eingestuft [ARGE Weser, 1998].

3.2.9 Beek

Die Beek mündet etwa 13 km stromab der Mündung des Giehler Bachs 500 m oberhalb der Semkenfahrt in die Hamme. Der Pegel Beek-Brücke (Straßenbrücke Osterholz-Scharmbeck-Worpswede) wird inzwischen nicht mehr betrieben. Die Beek hat ein Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 49,15 \text{ km}^2$, ist 8,5 km lang und stellt das ursprüngliche Abflussgerinne der Hochmoore westlich der Hamme dar. Sie war der Haupttransportweg für den Torfabbau. Der Oberlauf des Baches wurde unwesentlich verändert, allerdings wurde durch Abtorfung westlich und östlich der Beek eine Ausweitung ihrer Aue bis in die Beekwiesen und Postwiesen ausgelöst.

3.2.10 Giehler Bach

Das Einzugsgebiet des Giehler Bachs hat eine Größe von rd. $A_{E0} = 85 \text{ km}^2$. Der Giehler Bach ist ca. 18 km lang. Die mittlere Neigung der Sohle beträgt entlang der gesamten Fließstrecke etwa 0,7 ‰. Der Pegel Ahrensdorf, der sich ungefähr 3 km vor dem Mündungsbereich in die Hamme befindet, hat eine Einzugsgebietsgröße von $A_{E0} = 79,6 \text{ km}^2$. Auf einem Geestrücken, einer Endmoräne der Saale-Eiszeit, fließt der Giehler Bach nach Nordosten durch die Ortschaften Hülseberg und Freißenbüttel über Hambergen (20 m ü. NN) ins Springmoor bei Giehlermühlen (Vollersode). Von dort senkt der Fluss sich ständig weiter ab ins Teufelsmoor und mündet dort schließlich im Giehler Moor bei Viehspecken (4 m ü NN) in die Hamme. Hier befindet sich auch der Zufluss des Hamme-Oste-Kanals (Kollbeck).

3.2.11 Hamme-Oste-Kanal

Oberhalb Viehspecken beginnt der Hamme-Oste-Kanal, der 19,4 km lang und mit 15 Wehren versehen, oberhalb von Bremervörde in die Oste mündet. Der Kanal wurde von 1766 bis 1784 gebaut. Die erste Strecke bildet die Kollbeck, ein Nebenfluss der Hamme. Der Kanal hat eine mittlere Wassertiefe von 0,9 m und eine maximale Wasserspiegelbreite von 5,8 m [Eckoldt, 1998]. Der Pegel Langenhäusen, vom NLWKN STADE betrieben, liefert Wasserstandsaufzeichnungen im Bereich der gleichnamigen Ortschaft.

3.2.12 Rummeldeisbeek, Schmoor und Hanstedter Mühlenbach

Im Bereich der Rummeldeisbeek mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 89,6 \text{ km}^2$ befindet sich ein Hochwasserrückhaltebecken mit einem Speichervolumen von 79.000 m^3 dessen Mittelwasserabfluss rund $1,20 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Der Hanstedter Mühlenbach mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 19,5 \text{ km}^2$ mündet im Bereich der Rummeldeiswiesen etwa 1,0 km oberhalb des Rückhaltebeckens in die Rummeldeisbeek. Die Rummeldeisbeek wurde für eine Abflussspende von $80 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$, die einem Hq_5 entspricht, mit einer Sohlenbreite von 5,0 m und einer Böschungsneigung von 1:1,5 ausgebaut. Das Gefälle beträgt rd. 0,3 ‰. Die wasserwirtschaftliche Bedeutung der Rummeldeisbeek wird dadurch unterstrichen, dass das Einzugsgebiet etwa 1/5 des Einzugsgebietes der Hamme entspricht. In der Landschaft überwiegt die grundwassernahe, ebene Geest. Pegel sind im Bereich der Rummeldeisbeek und dem Hanstedter Mühlengarben nicht vorhanden. Die Schmoor mit einem Einzugsgebiet von rd. $A_{E0} = 44,37 \text{ km}^2$ mündet rd. 4,0 km unterhalb der Rummeldeisbeek in die Hamme.

3.2.13 Eingriffe in die Gewässerstruktur

Ein großer Teil der beschriebenen Gewässer weist deutliche Eingriffe in die Gewässerstruktur auf. Es existiert kaum ein Gewässerabschnitt ohne Anzeichen anthropogener Eingriffe. Diese sind häufig stark ausgefallen, indem Gewässerläufe neu gelegt wurden, Mäander vom Gewässer abgetrennt wurden und Stauanlagen oder andere Querbauwerke die dadurch erhöhten Abflussgeschwindigkeiten abmilderten. Die Gewässersysteme werden durch eine Vielzahl von Sohlbauwerken unterbrochen und reguliert. Durch intensive Flächenentwässerungen wird den Gewässern vermehrt und schneller Wasser zugeführt. Flächenversiegelungen (z.B. durch Siedlungs- und Straßenbau) verstärken den Effekt. Dies führt bei ungünstigen Witterungsverhältnissen zu Überschwemmungen, mit der Konsequenz, durch Eindeichung der Gewässer menschliche Nutz- und Siedlungsflächen schützen zu müssen [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003]. Vertiefungen der Außenweser zwecks besserer Schiffbarkeit erhöhen den Tideeinfluss auch in Gewässern wie der Wümmе. Zusammen mit oben angeführten Eingriffen ergibt sich eine deutliche Absenkung der Gewässersohle durch die erodierenden Kräfte der verstärkten Strömung. Erosionssedimente von intensiv genutzten landwirtschaftlichen Flächen überdecken eine mögliche natürliche Gewässersohle mit mobilem, sandigem Sediment, was eine zumindest

naturnahe Besiedlung unmöglich macht. Negativ wirkt sich auch die zuvor genannte Unterweservertiefung auf das Abflussverhalten der Hamme und ihrer Nebengewässer aus.

Im Gewässerlauf von Wümme und Wörpe wurden und werden u.a. Sohlenbauwerke, welche die Durchgängigkeit behinderten, entfernt und durch passierbare Sohlgleiten ersetzt [BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, 2003].

3.3 Abflüsse und Wasserstände

3.3.1 Hydrologische Landschaften und Pegel im Bearbeitungsgebiet

Die Erfassung von Wasserständen im Bearbeitungsgebiet erfolgt mit Pegeln, die vom NLWKN, BETRIEBSSTELLE VERDEN, WSA BREMEN, SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN sowie vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben werden. Ausführliche Informationen zu diesen Pegeln sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Das Untersuchungsgebiet gehört zu den Hydrologischen Landschaften Wümmegeest, Wesermünder Geest sowie zum tidebeeinflussten Bereich der Flüsse Hamme, Wümme und Lesum, wobei die Wümme ab der Wiedau als übergreifendes Gewässer zu bezeichnen ist. Die „Hydrologischen Landschaften“ in Niedersachsen unterscheiden sich hinsichtlich Klima, Morphologie, Boden und dem resultierenden natürlichen Gebietsabfluss zum Teil erheblich, wobei innerhalb einer jeden „Hydrologischen Landschaft“ annähernd gleiche hydrologische Bedingungen mit nur gering schwankenden Haushaltsparametern Niederschlag, Abfluss und Verdunstung vorliegen.

Die Zuständigkeit für Pegel, die derzeit vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben werden, lag zuvor beim SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN (SBUV). Die vom Umweltsenat vorliegenden Pegeldaten sind zum größten Teil ungeprüft und teils mit großen Datenlücken und mit sehr unterschiedlichen Zeitschritten zur Verfügung gestellt worden. Zum Teil weisen diese nicht plausible Werte auf. Für einige im Bearbeitungsgebiet gelegene Pegel waren darüber hinaus keine Angaben möglich, da die Aufzeichnungen nicht mehr vorliegen. Darüber hinaus müssen unterschiedliche Zeitbezüge beachtet werden. Die Pegel des DEICHVERBANDES AM RECHTEN WESERUFER sind auf GMT bezogen. Sofern Pegelangaben an Sperrwerken vorliegen, beziehen sich diese auf die Ortszeit (GZ). Die Pegel des NLWKN Verden liefern grundsätzlich 15-min Werte des Wasserstandes und sind auf MEZ bezogen.

Im Untersuchungsgebiet liegen zehn Pegel des optimierten GÜN-Pegelmessnetzes (Gewässerüberwachungssystem Niedersachsen). Dabei wird zwischen Hauptpegeln und Ergänzungspegeln unterschieden. Die Hauptpegel mit Durchflussermittlung im Binnenland sind repräsentativ für das Abflussverhalten der jeweiligen „Hydrologischen Landschaft“ bzw. des Gewässerabschnittes. Die Lage der Pegel im Untersuchungsgebiet geht aus Abbildung 3-8 hervor. Die Hauptpegel mit Wasserstandserfassung sind repräsentativ für die natürlichen Wasserstandsschwankungen im Gewässerabschnitt. Dies ist bei den Ergänzungspegeln nicht der Fall, da diese geogen bzw. anthropogen beeinflusst sind.

Tabelle 3-1: Pegel im Untersuchungsgebiet

Pegel	Gewässer	Hydrologische Landschaft	Pegelnr.	Gauß-Krüger Koordinaten	A _{EO} [km ²]	Pegelart	Bezug auf NN	Daten vorhanden seit	Zeitwert	Betreiber
Ahrens Dorf	Giehler Bach	Wesermünder Geest	4948105	3495127 5911583	79,6	W	NN + 2,465 m	01.11.1971	15 Minuten	NLWKN Betriebsstelle Verden
						Q	/s	01.11.1971		
Beek Brücke	Beek	Wesermünder Geest, Tb	4948127	3490752 5902223	40	W	NN + 0,00 m	01.12.1951	15 Minuten Tagesmittel	
Grasberg	Würpe	Wümmegeest	4946105	3496582 5893848	93,8	W	NN - 0,02 m	01.11.1964	15 Minuten	
						Q	/s	01.11.1964		
Hastedt	Rodau	Wümmegeest	4944110	352973 588293	137	W	NN + 21,62 m	01.11.1970	15 Minuten	
Hellwege-Schleuse	Wümme	Wümmegeest	4945108	3513897 5882623	908	W	NN + 9,54 m (NLWKN) (bis NN + 9,60 m (DGJ))	01.11.1960	15 Minuten Tagesmittel	
						Q	/s	01.11.1960		
Lauenbrück B 75	Wümme	Wümmegeest	4941116	3535642 5896683	248	W	NN + 25,66 m	01.11.1968	15 Minuten	
						Q		01.11.1968		
Lauenbrück F	Fintau	Wümmegeest	4941115	3537782 5896078	96	W	NN + 28,30	01.11.1988	15 Minuten	
						Q		01.11.1988		
Rotenburg	Wümme	Wümmegeest	4943104	3527650 5887840	469	W	NN + 17,57		15 Minuten	
Schnakenmühlen	Wörpe	Wümmegeest	4946102	3510137 5896643	22,8	W	NN + 17,01 m		15 Minuten	
						Q				
Sottrum	Wieste	Wümmegeest	4945122	3514547 5886578	94	W	NN + 13,40 m	01.11.1969	15 Minuten Tagesmittel	
						Q	/s	01.11.1969		
Teufelsmoorschleuse	Hamme	Wesermünder Geest, Tb	4948121	3494727 5903928	278	W	NN + 0,00 m	01.12.1951	15 Minuten Tagesmittel	
Tiefjens Hütte	Hamme	Wesermünder Geest	4948130	3488032 5896638	463	W	NN - 4,98 m	01.12.1951	15 Minuten Tagesmittel	
Vahlde	Ruschwede	Wümmegeest	4941114	3542222 589454	33,7	W	NN + 34,45 m	01.11.1983	15 Minuten	
Veerse	Veerse	Wümmegeest	4942108	3533610 5890030	110	W	NN + 24,52 (bis 01.11.2002 24,61)	01.11.1997	15 Minuten	
						Q		01.11.1997		
Worth	Wiedau	Wümmegeest	4944120	352981 588459	149	W	NN + 20,23 m (bis 31.12.2002)	01.11.1982	15 Minuten	
						Q		01.11.1982		
Wümme	Wümme	Wümmegeest	4941106	3540942 5901573	93,1	W	NN + 32,62	01.11.1965	15 Minuten	
						Q		01.11.1965		
Ritterhuder Schleuse OW / UW	Hamme	Wesermünder Geest, Tb	4948133	3484312 5894488	488		NN = - 5,00 m	01.12.1951	Tagesmittel 15 Minuten	WSA Bremen
Borgfeld WSA	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	49400100	3493004 5889095		W	NN - 5,01 m		Minuten Thw	
Niederblockland	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	49400200	3488467 5892168	1547	W	NN = - 5,01 m		Minuten Thw / Trw	

Pegel	Gewässer	Hydrologische Landschaft	Pegelnr.	Gauß-Krüger Koordinaten	A _{EO} [km ²]	Pegelart	Bezug auf NN	Daten vorhanden seit	Zeitwert	Betreiber
Ritterhuder Schleuse OW / UW	Hamme	Wesermünder Geest, Tb		3484250 5894453		W	NN = - 5,01 m		Minuten Thw / Trw	WSA Bremen
Veegesack	Weser	Tidegebiet der Weser	49500100	3474628 5893101	41565	W	NN = - 5,00 m		Minuten Thw / Trw	
Wasserhorst	Lesum	Wesermünder Geest, Tb	49300100	3481224 5892338		W	NN = - 4,99 m		Minuten Thw / Trw	
WLP_016 Holler Fleet	Holler Fleet (zum	deichgeschützter Bereich	WLP_016	3493306 588745		W	cm über NN		Tagesmittel	Sensor für Bau, Umwelt und Verkehr Bremen
WLP_021 Großer Graben	Großer Graben		WLP_021	349510 588987		W	cm über NN		Tagesmittel, h-	
WLP_022 Hexenbergzuleiter	Hexenbergzuleiter	oberhalb Hexenbergstau	WLP_022			W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_029 Hexenbergzuleiter	Hexenbergzuleiter		WLP_029	349580 588920		W	cm über NN		15min-, h-, 2h-	
WLP_044 Borgfelder Landstraße	Wümme		WLP_044	3494015 5893369		W	cm über NN		nicht einheitlich	
WLP_065 Deichschloot	Deichschloot (vom		WLP_065	349712 588279		W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_076 Kleine Wümme	Kleine Wümme (zum	deichgeschützter Bereich	WLP_076			W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_091 Wümme-Nordarm	Wümme-Nordarm	unterhalb Hexenbergstau	WLP_091	3498937 5888150		W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
WLP_109 Oerenstreek	Oerenstreek (oberh		WLP_109	3494300 5888214		W	cm über NN		Tagesmittel, 15	
Vierstückenziel (unterhalb des Les	Lesum			3476298 5891883	14,972	W				
Lesumsperrwerk MEZ	Lesum	Wesermünder Geest, Tb	999005 990051	3476430 5892091		W	m über NN m über NN = PN-500cm		~ Minuten	Deichverband am rechten Weserufer
Schöpfwerk Wasserhorst	Lesum	Wesermünder Geest, Tb	999009	3481893 5892250	45,225	W	cm über NN		15 Minuten	
Dammgöl inkl. Schleuse	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	999001	3485137 5891792		W	cm über NN		15 Minuten	
Semkenfahrt Zuw.	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	999007	3489433 5889828		W	cm über NN		15 Minuten	
Schöpfwerk Kuhsiel	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	999003	3491036 5886338	50,373	W	cm über NN		15 Minuten	
Schöpfwerk Katrepel	Wümme	Wesermünder Geest, Tb	999002	3484768 5887672	7,525	W	cm über NN		15 Minuten	
Schöpfwerk Osterholz	Deichschloot			3497122 5882551	13,358	W				
Langenhausen	Hamme-Oste-Kana	Wesermünder Geest	999004	3502160 5918390		W	NN + 5,30 m		~ Minuten	

Erläuterung der Farbgebung:

Q-W-Beziehung vorhanden NLWKN-Pegel WSA-Pegel
keine Q-W-Beziehung vorhanden NLWKN-Pegel - wird nicht mehr betrieben Umweltsenat Bremen / Deichverband



Abbildung 3-8: Pegelmessnetz des Gewässerüberwachungssystems Niedersachsen [NLÖ, 2004]

3.3.2 Gewässerkundliche Hauptwerte und Hochwasserbemessungswerte

Tabelle 3-1 und Tabelle 3-2 zeigen die gewässerkundlichen Hauptwerte der durch Tide unbeeinflussten Pegel sowie die Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse in den Einzugsgebieten, wie sie vom ehemaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE (NLÖ) ermittelt wurden.

Tabelle 3-2: Gewässerkundliche Hauptwerte der Pegel im Bearbeitungsgebiet [NLWKN, 2005]

Pegel	Gewässer	Aeo km ²	Gewässerkundliche Hauptwerte					Abflusspenden		
			NQ m ³ /s	MNQ m ³ /s	MQ m ³ /s	MHQ m ³ /s	HQ m ³ /s	MNq l/s*km ²	Mq l/s*km ²	MHq l/s*km ²
Ahrensdorf	Giehler Bach	79,6	0,027	0,137	0,621	7,09	13,9	1,716	7,801	89,04
Grasberg	Wörpe	93,8	0,052	0,251	0,96	5,58	9,38	2,673	10,232	59,45
Hellwege-Schleuse	Wümme	908	0,864	2,381	9,85	51,38	118	2,623	10,844	56,59
Hastedt	Rodau	137	0,014	0,212	1,49	10,2	15,4	1,55	10,9	74,5
Lauenbrück B 75	Wümme	248	0,192	0,537	2,29	12,34	27,5	2,166	9,212	49,76
Lauenbrück F	Fintau	96	0,24	0,35	1,23	6,5	13,9	3,647	12,811	67,68
Rotenburg	Wümme	469	0,549	0,97	4,52	22,9	42	2,07	9,63	47,1
Schnakenmühlen	Wörpe	22,8	0,044	0,072	0,23	2,46	4,4	3,16	10,1	108
Sottrum	Wieste	94	0,054	0,15	0,778	6,97	15,4	1,6	8,28	74,1
Vahlde	Ruschwede	33,7	0,062	0,185	0,438	2,02	3,47	5,47	13	59,8
Veerse	Veerse	110	0,238	0,398	1,35	7,95	12,3	3,62	12,3	72,31
Worth	Wiedau	149	0,15	0,302	1,58	10,85	17	2,023	10,582	72,82
Wümme	Wümme	93,1	0,01	0,1	0,684	4,26	7,7	1,075	7,349	45,75

Die Regionalisierungsansätze bieten die Möglichkeit, aus den Pegelraten in überschaubaren und in ähnlichen Regionen das gebietstypische hydrologische Verhalten zu erkennen und somit flächenhaft gültige hydrologische Richtwerte zu ermitteln [NLÖ, 2003]. Für die aus Pegelraten mit statistischen Verfahren ermittelten Werte wurden mindestens 40-jährige Beobachtungsreihen unter Berücksichtigung der Hochwasserereignisse der Jahre 2001 und 2002 zugrunde gelegt. Ausgangsdaten bildeten die an den Pegeln gemessenen Hochwasserscheitelabflüsse. Für die betrachteten Hydrologischen Landschaften liegen dazu gebietstypische funktionale Zusammenhänge zwischen dem Hochwasserabfluss und der Einzugsgebietsgröße vor.

Zunächst wurde vom NLÖ jeweils die Hochwasserwahrscheinlichkeit für das Hq100, d.h. für die in 100 Jahren einmal zu erwartende Überschreitung einer Hochwasserabflusspende ermittelt. Dabei wurde

aus den drei besten durch Anpassungstests ermittelten Verteilungsfunktionen grundsätzlich die mittlere ausgewählt. Die Angaben für die $HQ_{5,Sommer}$ -Werte wurden vom GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST zur Verfügung gestellt, z.T. auf der Grundlage kurzer Zeitreihen, was die Genauigkeit einschränken kann.

Eine sinnvolle Schätzung der Hochwasserwahrscheinlichkeit für einen Pegel hängt in entscheidendem Maß von der Beobachtungsdauer, der gewählten Zeitreihe, der Datenqualität und in starkem Maß von extremen Ausreißern ab. So kann eine statistische Schätzung des Hq_{100} -Wertes erst ab einer Beobachtungsreihe von 30 Jahren als hinreichend zuverlässig angesehen werden [NLÖ, 2003].

Tabelle 3-3: Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse in Einzugsgebieten [NLWKN, 2005]

Pegel	Gewässer	Aeo km ²	HQ100 m ³ /s	HQ50 m ³ /s	HQ20 m ³ /s	HQ10 m ³ /s	HQ5 m ³ /s	HQ5,Sommer m ³ /s
Ahrendorf	Giehler Bach	79,6	14,7	13,3	11,0	9,6	8,5	5,8
Grasberg	Wörpe	93,8	10,3	9,6	9,0	8,3	7,5	4,3
Hellwege-Schleuse	Wümme	908	105,3	95,8	86,4	75,8	65,3	33,0
Lauenbrück B 75	Wümme	248	27,0	24,6	21,1	18,9	16,2	8,5
Lauenbrück F	Fintau	96	12,5	11,4	9,7	8,7	7,5	6,1
Schnakenmühlen	Wörpe	22,8	5,1	4,7	3,9	3,3	2,8	2,6
Sottrum	Wieste	94	16,5	15,0	12,7	10,7	8,9	4,5
Veerse	Veerse	110	13,8	12,5	10,7	9,6	8,3	7,0
Worth	Wiedau	149	20,3	19,3	17,9	16,5	14,8	9,4
Wümme	Wümme	93,1	8,2	7,5	6,4	5,7	4,9	3,4
Beek Brücke	Beek	40	Laut NLWKN Verden keine Aussagen möglich, da Tideeinfluss vorhanden.					
Mündung des Gewässers	Rehrbach	18	3,2	2,9	2,5	2,3	1,9	1,6
	Beek	13	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3
	Stellbach	11	2,2	2,0	1,7	1,5	1,3	1,1
	Rodau	142	19,9	18,9	17,5	16,1	14,5	9,0
	Visselbach	51	8,7	8,2	7,6	7,0	6,3	4,8
	Ahauser Mühlenbach	70	11,1	10,6	9,8	9,0	8,1	5,9
	Reithbach	48	9,5	8,6	7,3	6,1	5,1	3,6
	Westerholzer Kanal	25	4,2	3,8	3,3	2,9	2,5	2,1
	Mündung Wieste	100	17,4	15,81	13,38	11,29	9,38	4,8
	Walle	67	12,5	11,3	9,6	8,1	6,7	3,2
	Deichschloot	45	6,8	6,2	5,3	4,8	4,1	3,4
	Rautendorfer Schiffgrat	21	3,7	3,3	2,8	2,6	2,2	1,9
	Bassener Graben und t	64	9,0	8,2	7	6,3	5,4	4,2
	Mündung Wörpe	136	13,9	12,8	11,8	10,9	9,9	5,4
	Schmoo	44	5,5	5,1	4,8	4,4	4,0	2,6
Rummeldeisbeek	89	10,2	9,5	8,9	8,2	7,5	4,1	

Das langjährige Verhalten der Wasserstände und Abflüsse wurde an ausgewählten Pegeln detailliert untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in Kapitel 3.3.3 dargestellt.

3.3.3 Auswertung von Pegelaufzeichnungen

3.3.3.1 Ausgewertete Pegel

Für die Ableitung langfristiger Trendentwicklungen wurden die Pegel Vegesack, Wasserhorst, Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke), Hellwege-Schleuse, Worth und Lauenbrück B75 ausgewählt. Im Folgenden wird näher auf die Pegel Vegesack, Borgfeld sowie Hellwege-Schleuse eingegangen. Die Auswertung zu den weiteren Pegeln sind dem Originalbericht [Franzius-Institut, 2006] zu entnehmen. Für die statistische Auswertung der Tidewasserstände stand am Pegel Vegesack die Zeitreihe 1931 bis 2001 zur Verfügung. Digitale Werte (Minutenwerte) standen für die statistische Auswertung ab 1999 zur Verfügung. Digitale Aufzeichnungen der Tidewasserstände (Scheitelwasser-

stände Tnw und Thw) existieren am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ab dem Jahr 1970. Minutenwerte standen für diese Untersuchung ab 1999 zur Verfügung.

An den Pegeln Wasserhorst und Niederblockland (WSA BREMEN) lagen Tidewasserstände (Tnw, Thw) ab dem Jahr 1979 bzw. 1977 vor. Minutenwerte liegen ab dem Jahr 1999 vor. Für den Pegel Hellwege-Schleuse des GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENSTES (Betriebsstelle Verden) existieren Tagesmittelwerte der Wasserstände bis zum Jahr 1950/1951. Für den Pegel Hellwege-Schleuse sind zusätzlich die Tagesmittelwerte des Abflusses ab dem Jahr 1960 dokumentiert.

3.3.3.2 Pegel Vegesack in der Weser

Der in der Weser gelegene Pegel Vegesack liegt am rechten Weserufer direkt unterhalb der Lesum-mündung. Allgemeine Pegelinformationen sind Tabelle 3-4 zu entnehmen. Die aktuellen gewässer-kundlichen Hauptwerte sind in Die Entwicklung der Tideniedrigwasserstände (NTnw, MTnw) und der Tidehochwasserstände (MThw, HThw) geht aus Abbildung 3 9 hervor. Die langfristige Entwicklung der mittleren Tidehochwasserstände (MThw) weist seit 1931 einen stetigen Anstieg von im Mittel 0,74 cm/a auf. Für den Zeitraum 1967 bis 1979 könnte der 9 m-Ausbau der Unterweser zu einem über-durchschnittlichen Anstieg des mittleren Tidehochwassers und einem überdurchschnittlichen Absinken des Tnw geführt haben.

Die mittleren Tideniedrigwasserstände weisen am Pegel Vegesack seit 1931 eine Abnahme von im Mittel 0,87 cm/a auf. Auch dieser Trend ist, ebenso wie die stetige Zunahme der mittleren Tidehoch-wasserstände, stabil und setzt sich bis in die Gegenwart kontinuierlich fort. Entsprechend ergibt sich aus der beschriebenen Entwicklung eine stetige Zunahme des mittleren Tidehubs von im Mittel 1,62 cm/a. Damit ist am Pegel Vegesack die typische Entwicklung der Tidewasserstände an einem ausge-bauten bzw. noch im Ausbau befindlichen Tidefluss dokumentiert.

Die am Pegel Vegesack aufgezeichneten Extremwerte (Tabelle 3-4), deuten auf eine Häufung extre-mer Tideniedrigwasserstände und extremer Tidehochwasserstände in den 90er Jahren hin. Extreme Tidehochwasserstände liegen nach 1960 und damit nach den großen Ausbaumaßnahmen an Außen- und Unterweser.

Tabelle 3-4: Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Vegesack seit 1901 [NLÖ, 2001]

NTnw		NThw		HTnw		HThw	
cmPN	Datum	cmPN	Datum	cmPN	Datum	cmPN	Datum
172	15.03.1964	413	18.01.1912	754	17.02.1962	1033	28.01.1994
181	02.03.1987	415	18.11.1916	730	14.01.1916	1023	17.02.1962
194	15.02.1994	425	18.01.1912	702	17.02.1962	1014	03.01.1976
195	08.12.1959	428	30.12.1908	694	13.03.1906	1000	10.01.1995
197	15.02.1994	429	07.12.1959	694	07.01.1905	997	28.02.1990

Die Entwicklung der Tideniedrigwasserstände (NTnw, MTnw) und der Tidehochwasserstände (MThw, HThw) geht aus Abbildung 3-9 hervor. Die langfristige Entwicklung der mittleren Tidehochwasserstän-de (MThw) weist seit 1931 einen stetigen Anstieg von im Mittel 0,74 cm/a auf. Für den Zeitraum 1967 bis 1979 könnte der 9 m-Ausbau der Unterweser zu einem überdurchschnittlichen Anstieg des mittlere-n Tidehochwassers und einem überdurchschnittlichen Absinken des Tnw geführt haben.

Die mittleren Tideniedrigwasserstände weisen am Pegel Vegesack seit 1931 eine Abnahme von im Mittel 0,87 cm/a auf. Auch dieser Trend ist, ebenso wie die stetige Zunahme der mittleren Tidehoch-wasserstände, stabil und setzt sich bis in die Gegenwart kontinuierlich fort. Entsprechend ergibt sich

aus der beschriebenen Entwicklung eine stetige Zunahme des mittleren Tidehubs von im Mittel 1,62 cm/a. Damit ist am Pegel Vegesack die typische Entwicklung der Tidewasserstände an einem ausgebauten bzw. noch im Ausbau befindlichen Tidefluss dokumentiert

Tabelle 3-5: Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Vegesack des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001 [NLÖ, 2001, modifiziert]

	Abflussjahr 2001				Kalenderjahr 2001	
	Jahr	Datum	Winter	Sommer	Jahr	Datum
NTnw	257	05.02.2001	257	298	257	05.02.2001
NThw	589	20.12.2001	589	664	597	04.02.2001
MTnw	343		339	347	347	
MThw	734		728	740	739	
HTnw	471	09.09.2001	449	471	491	23.11.2001
HThw	909	13.12.2001	909	883	905	01.11.2001
1992/2001	10 Jahre				Kalenderjahre 1992/2001	
		Datum	Winter	Sommer		Datum
NTnw	194	15.02.1994	194	227	194	15.02.1994
NThw	532	17.12.1997	532	545	532	17.12.1997
MNTnw	240		245	274	237	
MNThw	564		587	605	567	
MTnw	345		349	342	346	
MThw	736		740	732	736	
MHTnw	574		543	480	576	
MHThw	956		945	869	952	
HTnw	641	21.02.1993	641	598	641	21.02.1993
HThw	1033	28.01.1994	1033	940	1033	28.01.1994

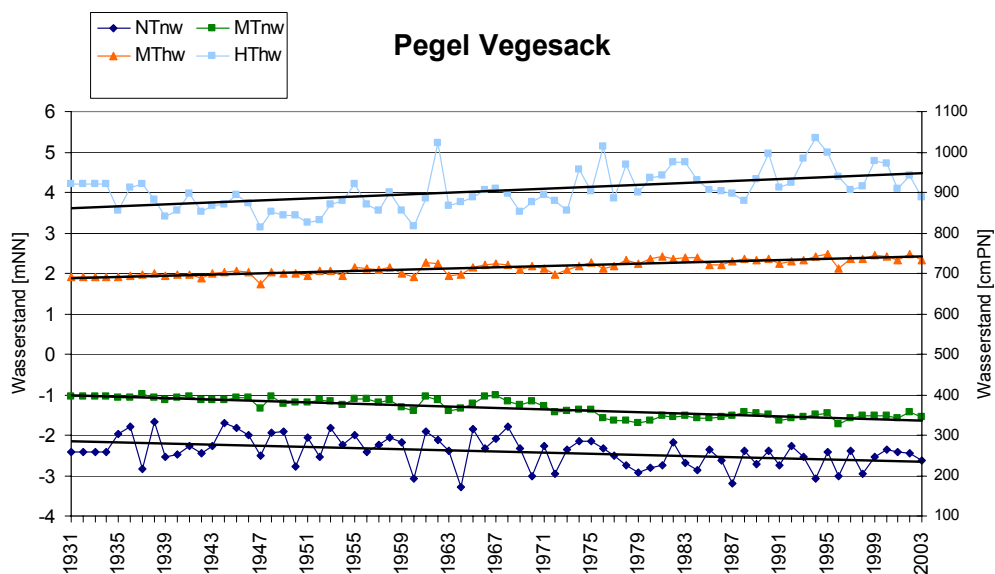


Abbildung 3-9: Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Vegesack im Zeitraum 1931 – 2003

3.3.3.3 Pegel Borgfeld in der Wümme

Der in der Wümme gelegene Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) liegt am rechten Wümmeufer unterhalb der Wörpemündung. Die am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) aufgezeichneten Tidewasserstände zeigen eine grundlegend andere Entwicklung als die an den Pegeln Vegesack und Wasserhorst dargestellten Tidewasserstände.

Die Entwicklung der höchsten jährlichen Tidehochwasserstände weist einen negativen Trend von 0,66 cm/a auf (linearer Trend über die Zeitreihe 1970 – 2003; Abbildung 3-10). Trotz der hohen Variabilität der Extremwerte ist diese Entwicklung stetig und hat sich kontinuierlich bis in die Gegenwart fortgesetzt. Ohne die in den Jahren 2002 und 2003 gemessenen Höchstwerte, wäre der nach unten gerichtete Trend noch stärker ausgefallen. Das HHThw beträgt NN + 3,52 m (17.02.1962) und das NNTnw NN - 0,32 m (22.08.1976).

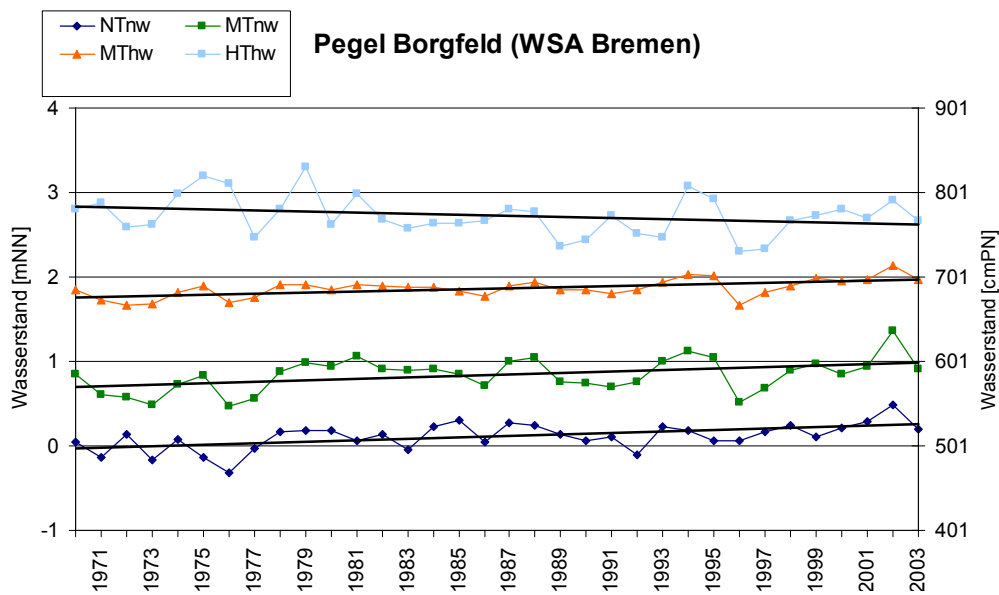


Abbildung 3-10: Entwicklung des Tideniedrig- und Tidehochwassers (NTnw, MTnw, HThw, MThw) am Pegel Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke) im Zeitraum 1970 – 2003

Das mittlere Tidehochwasser (Trend: +0,62 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1970 – 2003), das mittlere Tideniedrigwasser (Trend: +0,87 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1970 – 2003) und das niedrigste Tideniedrigwasser (Trend: +0,88 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1970 – 2003) zeigen dagegen eine stetige Aufwärtsentwicklung.

Die Zunahmen sind derartig gleich gerichtet, dass eine Aufhöhung der Sohle durch einen Sedimenteintrag von oberstrom zu vermuten ist. Das mittlere Tidehochwasser für die Zeitreihe 1991 bis 2000 beträgt MThw = 1,85 mNN und das mittlere Tideniedrigwasser beträgt MTnw = 0,85 mNN, so dass der Tidehub in diesem Zeitraum im Mittel 1,00 m beträgt. Wahrscheinlich werden zu Beginn des tidebeeinflussten Bereiches die aus dem oberen Einzugsgebiet eingetragenen Sedimente (vornehmlich Mittel- und Feinsande) bei Kenterung abgelagert. Während der Ebbe reicht die vorhandene Strömungsgeschwindigkeit dann nicht mehr aus, um das Material bei dem hier nur noch minimalen Sohlgefälle erneut zu mobilisieren und nach stromab zu transportieren. Lediglich bei höherem Oberwasser wird das Material erneut mobilisiert und in den Bereich Borgfeld-Kuhsiel-Niederblockland eingetragen. Kurz nach Hochwasserereignissen können daher in diesem Bereich Untiefen auftreten, die auch als solche wahrnehmbar sind. Dies würde auch den Verbleib des im oberen Einzugsgebiet erodierten Materials erklären. Es ist bekannt, dass ein Großteil des erodierten Materials in den Südarml verdriftet wird.

Die mittleren Tidewasserstände und der mittlere Tidehub stellen sich an Lesum, Hamme und Wümme bezogen auf NN wie in Tabelle 3-6 dar. Die Angaben wurden auf Basis der Zeitreihe 1991-2000 ermittelt.

Tabelle 3-6: Mittlere Tidewasserstände und mittlerer Tidehub im Hamme-Lesum-Wümme Flussgebiet auf Basis der Zeitreihe 1991-2000 [WSA Bremen, 2003]

	MThw	MTnw	MThb
Veegesack / Weser	+ 2,35 m NN	- 1,55 m NN	3,90 m
Wasserhorst / Lesum	+ 2,21 m NN	- 0,76 m NN	2,97 m
Ritterhude / Hamme	+ 2,18 m NN	- 0,59 m NN	2,77 m
Niederblockland / Wümme	+ 1,93 m NN	- 0,02 m NN	1,95 m
Borgfeld, Jan-Reiners-Brücke / Wümme	+ 1,85 m NN	+ 0,85 m NN	1,00 m

3.3.3.4 Pegel Hellwege-Schleuse in der Wümme

Der in der Wümme gelegene Pegel Hellwege-Schleuse liegt am linken Wümmeufer direkt unterhalb einer Sohlgleite. Die aktuellen Hauptwerte sind in Tabelle 3-3 dargestellt.

Die aufgezeichneten Extremwerte bezogen auf einen PNP von NN + 9,60 m (Tabelle 3-7) zeigen, dass eine Häufung extremer Hochwasserereignisse in den 90er Jahren auftrat, obwohl der langfristige Trend (Trend: -0,22 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1953 – 2003) der jährlichen Höchstwasserstände nach unten gerichtet ist (Abbildung 3-11). Auch die Mittel- (Trend: -1,23 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1953 – 2003) und Niedrigwasserstände (Trend: -1,24 cm/a, linearer Trend über die gesamte Zeitreihe 1953 – 2003) nehmen am Pegel Hellwege-Schleuse eindeutig ab.

Die zu beobachtende Absenkung der Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserstände kann aus einer Vertiefung der Sohle im Nachlauf eines Ausbaus herrühren, da die Entwicklung des Mittel- und Niedrigwasserabflusses nahezu keinen Trend aufweist (Abbildung 3-12). Damit verläuft die Entwicklung am Pegel Hellwege-Schleuse genau entgegengesetzt zu der Entwicklung am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke).

Tabelle 3-7: Extremwerte (Wasserstände) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 bezogen auf einen PNP = NN + 9,6 m [NLÖ, 2001]

cmPN	Datum	cmPN	Datum
308	20.07.2002	282	25.02.1970
300	05.03.1979	280	14.09.2001
294	03.12.1961	279	31.10.1998
287	03.03.1956	278	04.01.2003
286	08.02.1987	278	30.12.2001

Die vielfach geäußerte Vermutung, dass es tendenziell zu einer starken Zunahme der mittleren und hohen Abflüsse am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1980 bis 2000 gekommen sei, wird durch das vorliegende Datenmaterial nicht gestützt. Es ist zu beachten, dass der Pegelnullpunkt am Pegel Hellwege-Schleuse im Jahr 1991 von NN + 10,0 m auf NN + 9,6 m geändert wurde [DGJ, 2001].

Tabelle 3-8: Hauptwerte (Wasserstände in cmPN) am Pegel Hellwege-Schleuse des Abfluss- und Kalenderjahres 2001 und der 10-Jahres-Reihe 1992/2001[NLÖ, 2001, modifiziert]

	Abflussjahr 2001				Kalenderjahr 2001	
	Jahr	Datum	Winter	Sommer	Jahr	Datum
NW	51	04.08.2001	71	51	51	04.08.2001
MW	115		117	112	128	
HW	280	14.09.2001	226	280	280	14.09.2001
1992/2001		10 Jahre			Kalenderjahre 1992/2001	
		Datum	Winter	Sommer		Datum
NW	25	23.08.1995	55	25	25	23.08.1995
MNW	38		71	38	38	
MW	108		140	77	109	
MHW	260		252	198	263	
HW	282	29.01.1994	282	280	282	29.01.1994

Vielmehr zeigt sich eine langfristige Abnahme in den auftretenden Wasserständen und Hochwasserabflüssen. Allerdings liegen alle Hochwasserstände seit 1998 über dem langfristigen Trend.

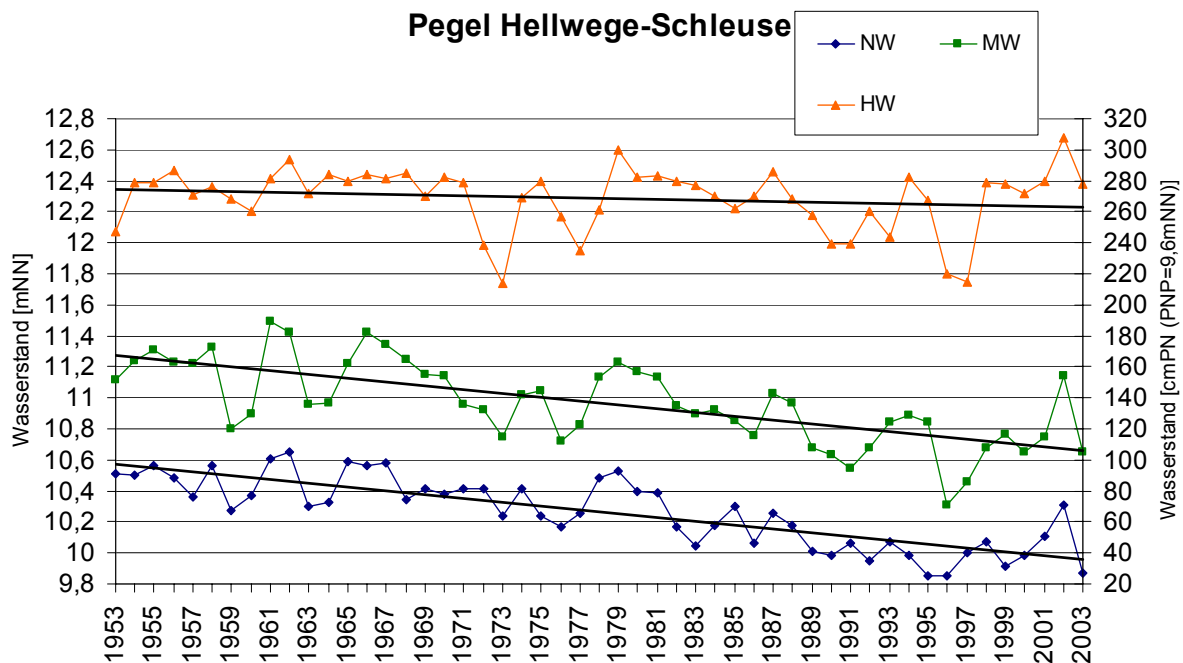


Abbildung 3-11: Entwicklung des Niedrig-, Mittel- und Hochwassers (NW, MW, HW) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1953 – 2003

Es ist auffällig, dass am Pegel Hellwege-Schleuse Winterhochwässer eine stärkere Rolle spielen als Sommerhochwässer. Dies wird durch einen Vergleich mit dem Pegel Vegesack und dem Pegel Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße) bestätigt. Hier fällt das Sommerhochwasser 2002 aus dem Rahmen (Tabelle 3-4).

Durch Eisbildung kann es zu einer Abflusskonzentration kommen, die am Pegel Hellwege-Schleuse auch für kleinere Niederschlagsereignisse zu kritischen Abflüssen führt, die dem in jüngster Vergan-

genheit abgelaufenen HQ₁₀₀-Ereignis (Sommerhochwasser) sehr nahe kommen oder es bzgl. der Anstiegsgeschwindigkeit sogar noch übertreffen. Dies trifft z.B. auf das Winterhochwasser des Jahres 1979 zu. Dieses Winterhochwasser ist dann jedoch sehr schnell wieder abgeklungen. Die Hochwasserereignisse der jüngsten Vergangenheit verfügen wahrscheinlich über längere Standzeiten, was spezieller Untersuchungen bedarf. Dies würde darauf hindeuten, dass sich die Einzugsgebietscharakteristik verschoben hat und der Rückhalt im Einzugsgebiet in seiner Gesamtheit abgenommen hat.

Das HQ nimmt in der Zeitreihe von 1961 bis 2001 um $-0,11 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{a})$ ab. Mit Berücksichtigung des Hochwasserereignisses aus dem Jahr 2002 nimmt der Trend des HQ jährlich um $0,09 \text{ m}^3/\text{s}$ zu (Abbildung 3-12). Das MQ und NQ weisen einen geringen negativen Trend auf.

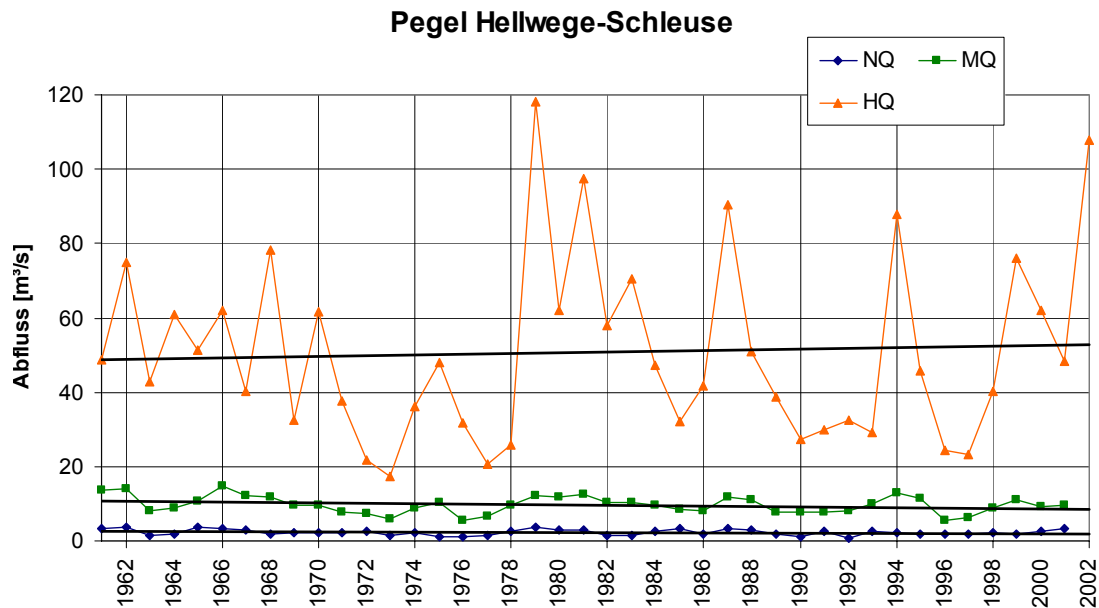


Abbildung 3-12: Entwicklung des Abflusses (NQ, MQ, HQ) am Pegel Hellwege-Schleuse im Zeitraum 1961 – 2001

Der mittlere Jahresabfluss im Jahr 2001 erreichte am Pegel Hellwege-Schleuse mit $\text{MQ} = 9,62 \text{ m}^3/\text{s}$ nahezu exakt den mehrjährigen Reihenwert von $\text{MQ} = 9,69 \text{ m}^3/\text{s}$. Der am 04.08.2001 kleinste gemessene Abfluss betrug $3,28 \text{ m}^3/\text{s}$ und lag damit 41 % über dem mehrjährigen MNQ. Der höchste Abflusswert wurde am 13.09.2001 mit $48,2 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen und lag damit um 4 % unter dem mittleren Hochwasserabfluss (MHQ) der mehrjährigen Reihe [NLÖ, 2002].

Der höchste jemals beobachtete Wert beträgt $\text{HHQ} = 118 \text{ m}^3/\text{s}$. Abweichungen zu Angaben in älteren Ausgaben des Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuches ergeben sich aus früherer Berücksichtigung des Reithbachs an diesem Pegel [NLWKN, 2005]. Die Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Hellwege-Schleuse sind in Tabelle 3-9 zusammen gefasst.

Tabelle 3-9: Extremwerte (Abflüsse) am Pegel Hellwege-Schleuse seit 1953 [DGJ, 2001]

m³/s	Datum	m³/s	Datum
118	05.03.1979	87,8	29.01.1994
108	20.07.2002	78,8	31.10.1998
97,5	12.03.1981	78,3	16.01.1968
90,5	08.02.1987	76,1	06.04.1994

3.3.3.5 Bewertung

Die Untersuchung der Pegel Vegesack, Wasserhorst, Borgfeld und Hellwege-Schleuse zeigte ein differenziertes Bild des Wümme-Lesum-Flussgebietes. Die sich ergebenden Trends sind in Tabelle 3-10 dargestellt. Es zeigten sich an den Pegeln Vegesack und Wasserhorst ganz eindeutig die infolge der umfangreichen Ausbauten im Weser-Ästuar zu erwartenden Zunahmen der Tidehochwasserstände und Abnahmen der Tideniedrigwasserstände. Diese Entwicklung ist stabil und hat sich bis in die Gegenwart fortgesetzt. Die Entwicklung wird auch in den nächsten Jahren nicht zum Stillstand kommen und sich durch weitere Ausbaumaßnahmen unter Umständen noch verstärken.

Tabelle 3-10: Tendenzen der Wasserstands- und Abflussentwicklung an den Pegeln Vegesack, Borgfeld und Hellwege-Schleuse

Größe	Mittlere Veränderung pro Jahr	Mittelwert	Standardabweichung
Pegel Hellwege-Schleuse (PNP=NN+9,54m, lt. NLWK)			
HW	-0,22 cm	239,02 cmPN	16,43 cm
MW	-1,23 cm	106,85 cmPN	21,66 cm
NW	-1,24 cm	36,67 cmPN	16,43 cm
HQ	-0,17 m ³ /s	49,25 m ³ /s	23,98 m ³ /s
MQ	-0,06 m ³ /s	9,7 m ³ /s	2,44 m ³ /s
NQ	-0,02 m ³ /s	2,27 m ³ /s	0,80 m ³ /s
Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) (PNP=NN-5,01m)			
HThw	-0,66 cm	774 cmPN	23,95 cm
MThw	+0,62 cm	688 cmPN	10,61 cm
MTnw	+0,87 cm	585 cmPN	19,75 cm
NTnw	+0,88 cm	512 cmPN	15,88 cm
Pegel Vegesack (PNP=NN-5,00m)			
HThw	+1,19 cm	904 cmPN	49,29 cm
MThw	+0,74 cm	715 cmPN	15,18 cm
MTnw	-0,87 cm	368 cmPN	21,70 cm
NTnw	-0,74 cm	260 cmPN	37,40 cm

Am Pegel Borgfeld deutet sich bereits der stärkere Einfluss des Oberwassers an. Hier zeigten das MThw, das MTnw und das NTnw eine stetige Aufwärtsentwicklung. Die Zunahmen sind derartig gleich gerichtet, dass eine Aufhöhung der Sohle vermutet werden muss. Legt man den nahezu gleichen Trend der o.g. Größen auch der zu vermutenden Sohlaufhöhung zugrunde, so müsste die heutige Sohle in diesem Bereich wieder der so genannten „Ursohle“ (Sohle der Wümme vor der Anfang der 60er Jahre durchgeführten Baggerung) entsprechen. Diese lag ca. 30 bis 40 cm höher als die nach der Baggerung aufgemessene Sohle. Diese Vermutung wird gestützt, durch einen Vergleich der Sohle der Unteren Wümme in diesem Bereich mit einer lineare Interpolation zwischen den aus neueren Ausbaumaßnahmen bekannten Profilen unterhalb des Behrens Staus und der Fächerecholotpeilung

des WSA BREMEN an der Jan-Reiners-Brücke. In diesem Fall ergeben sich ebenfalls 40 bis 50 cm höhere Sohllagen als in den aufgenommenen Profilen des Jahres 1964.

Am Pegel Hellwege-Schleuse verläuft die Entwicklung der Wasserstände genau entgegengesetzt. Hochwasserstände, Mittelwasserstände und Niedrigwasserstände nehmen eindeutig ab. Die zu beobachtende Absenkung kann aus einer Vertiefung der Sohle im Nachlauf eines Ausbaus herrühren, da die Entwicklung des Mittel- und Niedrigwasserabflusses nahezu keinen Trend aufweist.

Eine Vermutung, dass es infolge höherer Abflüsse am Pegel Hellwege-Schleuse zu den extremeren und häufigeren Hochwasserständen im Bereich Borgfeld gekommen sei, wird somit nicht bestätigt. Vielmehr zeigen die vorliegenden Untersuchungen zwar eine Erhöhung der Tidekennwerte am Pegel Borgfeld, gleichzeitig konnte aber auch nachgewiesen werden, dass die Höhe der Hochwässer in Borgfeld keine zunehmende Entwicklung aufweist.

Die Gründe für die steigenden Hochwasserstände in Borgfeld können daher nur

- in den an Weser und Lesum vorgenommenen Ausbaumaßnahmen
- in den entlang der Wümmeniederung vorhandenen Verwallungen, die einen Großteil der Vorlandbereiche am Wümme-Südarms vom Hochwasserabfluss abschneiden bzw.
- in den zu vermutenden Sohlaufhöhungen oberhalb des Pegels Borgfeld (SBUV, Borgfelder Landstraße)

gesehen werden.

3.4 Systemgeometrie der Gewässer

3.4.1 Querschnitte

Die Gewässer wurden für das eindimensionale numerische Modell durch Querprofile diskretisiert. Diese wurden aus Peilungen des WSA BREMEN und Querprofilaufnahmen des NLWKN Verden bzw. von Unterhaltungsverbänden ermittelt.

Die Positionen der einzelnen Querprofile innerhalb des Längsprofils der Modelltopographie befinden sich in der Nähe der eingemessenen Querprofilaufnahmen. In dazwischen liegenden Bereichen wurden zusätzlich Querprofile gelegt, wobei die Höhendaten dem DGM entnommen wurden. Auch in Bereichen erheblicher Querschnittseinengungen bzw. –aufweitungen wurden zusätzliche Querprofile aufgenommen. Im Regelfall sind die Profile in einem Abstand von ca. 50 m im Einzugsgebiet der Hamme und Lesum und in einem Abstand von 150 m im Einzugsgebiet der Wümme gelegt worden.

Für die Eingangsgeometrie des hydronumerischen Modells und die Berechnung von Überschwemmungsflächen wurden die Geländeinformationen des DGM 5 (1) in Details durch Geländeaufnahmen aktualisiert bzw. ergänzt.

3.4.2 Wehre, Sperrwerke und Sohlbauwerke

Bauwerke werden im DGM 5 (1) per Definition nicht aufgelöst, so dass Wehre einschließlich Wehrpfeiler, Schleusen, Sperrwerke sowie bedeutende Brücken anhand von Konstruktionszeichnungen in das DGM eingearbeitet wurden. Eine Berücksichtigung im hydrodynamisch-numerischen Simulationsmodell kann über den Einbau in Querschnitten oder über steuerbare Regelungsbauwerke erfolgen. Dabei werden Parameter wie Öffnungsbreite, Anzahl der Öffnungen, Sohllage, Torgeschwindigkeiten und Regelungsstrategien vorgegeben.

Im Folgenden werden die Bauwerke der Einzugsgebiete Hamme, Lesum, Wümme und Wörpe näher beschrieben. Informationen über die Lage, Sohlhöhe und Öffnungsbreiten der Wehre und Sohlbauwerke sind Tabelle 3-11 zu entnehmen. Die Sohlgleiten und Sohlabstürze werden durch Querschnitte

berücksichtigt. Die Angaben zu deren Geometrien basieren auf den Punktvermessungen des NLWKN VERDEN sowie Konstruktionszeichnungen der Unterhaltungsverbände. Zur Erfassung der Änderung der Sohlage im Längsgefälle erfolgte eine Querschnittsverdichtung im Bereich der Strukturen.

Die Wehranlage Giehlermühlen (Abbildung 3-13) ist sowohl in das DGM, wie auch als 5,70 m breites, überströmtes Wehr in das Simulationsmodell eingebaut. Die vorhandene Spundwand (Abbildung 3-13, links) ist als Querprofil in die Simulation integriert. Das Wehr wird für einen Stau von 6,70 mNN gesteuert.



Abbildung 3-13: Wehr Giehlermühlen (links), Hartheckel – Schleuse (rechts)

Abbildung 3-13 zeigt die Hartheckel - Schleuse von unterstrom. Diese besteht aus einem Wehrfeld mit einer Breite von 9,36 m und einer Schleuse von 2,98 m. Die Schleuse wird als geschlossen angenommen. Die Steuerung der beweglichen Wehrklappe erfolgt auf Basis der festgelegten Stauziele. Diese sind abhängig von der Jahreszeit (Tabelle 3-13).

Die bewegliche Klappe der Teufelsmoorschleuse (Abbildung 3-14) hat eine lichte Öffnungsweite von 13,00 m. Die Schleuse hat eine Breite von 6,50 m und ist während des gesamten Simulationszeitraums geschlossen. Die Steuerung der Wehrklappe erfolgt anhand der in Tabelle 3-13 definierten Stauziele.



Abbildung 3-14: Teufelsmoorschleuse: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts)

Tabelle 3-11: Lage und Abmessungen von Wehranlagen im Modellgebiet

	Gewässer	Rechtswert	Hochwert	Sohlhöhe [mNN]	lichte Wehrbreite [m]
Giehlermühlen	Giehlerbach	3494324	5912768	5,76	5,00
Hartheckel	Hamme	3496591	5908381	0,03	9,36
Teufelsmoor	Hamme	3494732	5903972	-0,74	13,00
Ritterhude	Hamme	3484311	5894506	-2,5	Links 7,20 Mitte 7,40 Rechts 7,26
Fintau Stauwehr	Fintau	3536639	5896803	27,3	Schwelle 5,00 Klappe 2,00
Wehranlage Scheeßel	Wümme	3531195	5892567	21,00	11,05
Lünzener Mühle	Veerse	3546316	5886542	49,06	2 x 0,50 1 x 1,50
Wehranlage Stadstreek	Stadstreek	3526981	5886365	18,22	5,80
Wehranlage Gohde	Wiedau	3526719	5886058	18,27	15,45
Wehr III Kanustrecke	Wümme	3526855	5886621	16,59	12,30
Wehr II Kanustrecke	Wümme	3526822	5886590	16,51	12,30
Wehr I Kanustrecke	Wümme	3526788	5886568	16,38	12,30
Schleuse 1	Wümme	3523991	5885012	14,94	2 x 5,60
Schleuse 3	Wümme	3519121	5883293	12,60	3 x 4,70
Schleuse 4	Wümme	3516863	5883055	11,53	3 x 4,58
Schleuse 5	Wümme	3513952	5882616	10,19	3 x 4,95
Mühle Stuckenborstel	Wieste	3512737	5885823	12,04	3 x 1,07
Wehr 5	Wümme Südarm	3510737	5884322	7,75	14,00
Wehr 4	Wümme Südarm	3508390	5885501	7,40	10,00
Wehr 3	Wümme Südarm	3506311	5885772	5,80	Schwelle 5,00 Klappe 5,00
Wehr 2	Wümme Südarm	3503408	5885312	4,10	Schwelle 6,00 Klappe 4,00
Wehr 1	Wümme Südarm	3510737	5884322	2,04	Schwelle 5,00 Klappe 6,00
Hexenbergstau	Hexenbergzuleiter	3498977	5888149	2,40	3,00
Grasberg (Unterhaltung)	Wörpe	3498647	5893905	2,33 (3,70 Überlauf)	2 x 3,30 + 2 Überläufe x 1,60
Heidberg (Unterhaltung)	Wörpe	6497223	5892056	1,50 (2,90 Überlauf)	2 x 3,45 + 2 Überläufe x 2,50
Wörpewehr Lilienthal	Wörpe	3493353	5889329	-0,03	8,00

Das in Abbildung 3-15 dargestellte Ritterhuder Sperrwerk besteht aus drei Öffnungen und einer Schleusenammer. Die Schleuse hat eine Breite von 6,47 m. Bei den Sperrwerkstoren handelt es sich um unterströmte Schütze. Die Oberkante der geschlossenen Tafeln liegt bei 3,35 mNN für die rechte, bei 3,25 mNN für die mittlere und 3,27 mNN für die linke Öffnung (Tabelle 3-14).



Abbildung 3-15: Ritterhuder Sperrwerk: von unterstrom (links), von oberstrom (rechts)

Die Schleuse bleibt während der Simulation geschlossen. Die Steuerung der Sperrwerkstore erfolgt auf Basis der aufgezeichneten Sperrwerksdaten, wobei die Ermittlung der Wehrhöhen iterativ erfolgt. Die saisonalen Stauziele sind Tabelle 3-13 zu entnehmen. Die Abmessungen der Schleusen in der Hamme und Lesum sind in Tabelle 3-12 zusammengestellt.

Tabelle 3-12: Abmessungen der Schleusen

	Länge [m]	Breite [m]
Hartheckel	7,42	2,98
Teufelsmoor	8,50	6,50
Ritterhude	26,17	6,47
Lesumsperrwerk	30,00	14,00

Tabelle 3-13: Stauziele der Wehre in der Hamme

Ritterhuder Schleuse

	bis März 2003 [mNN]	ab März 2003 [mNN]	ab Jan. 2005 [mNN]
Dezember - Februar	+0,25	+0,25	+0,25
März	+0,40	+0,40	+0,40
April	+0,50	+0,40	+0,50
Mai - September	+0,64	+0,50	+0,64
Oktober	+0,50	+0,40	+0,50
November	+0,40	+0,40	+0,40

Teufelsmoorschleuse

	Entw. 01.11.57 [mNN]	ab März 2003 [mNN]	ab Jan. 2005 [mNN]
April - September	+0,85	+0,75	+0,85
Oktober - März	+0,75	+0,65	+0,75

Hartheckel Schleuse

	Entw. 30.04.60 [mNN]	ab März 2003 [mNN]	ab Jan. 2005 [mNN]
April - September	+1,40	+1,30	+1,40
Oktober - März	+1,25	+1,15	+1,25

Das Lesumsperrwerk besitzt vier Wehrfelder und eine Schleusenkammer. Die Abmessungen sind in Tabelle 3-14 aufgeführt. Die Steuerung erfolgt laut Betriebsplan (Kapitel 5.4).

Der Einbau in das hydronumerische Modell erfolgte als bewegliche Struktur. Bei geöffneten Sperrwerksschützen ist auch die Schleuse geöffnet.



Abbildung 3-16: Wehrfelder und Schleuse des Lesumsperrwerks

Tabelle 3-14: Abmessungen der Sperrwerke

	Öffnungen	Lichte Öffnungsbreite [m]	Schütztafelhöhe [m]
Lesumsperrwerk	4 Wehrfelder 1 Schleuse	je 15 14	5,34 7,00
Ritterhuder Sperrwerk	3 Wehrfelder 1 Schleuse	7,2 7,4 7,26 6,47	3,35 3,25 3,27 4,70

Die in Abbildung 3-17 abgebildete Sohlgleite in der Fintau besitzt eine Breite von 5 m. Die Stauklappe links davon hat eine Breite von 2 m und wurde als zusätzliche HW-Entlastung eingebaut.



Abbildung 3-17: Stauwehr und Sohlabsturz in der Fintau

Abbildung 3-18 zeigt links die Wehranlage Scheeßel. Diese ist als beweglicher Überlauf mit einer Breite von 11,05 m in das Modell integriert und wird auf ein Stauziel von 23,50 mNN gesteuert. Der maxi-

male Stau, der an dieser Stelle erreicht werden darf, liegt bei 24,00 mNN. Der Abfluss durch die Scheeßeler Mühle (Abbildung 3-18, rechts) wird vernachlässigt und über den Überlauf an der Mühle abgeführt. Der Überlauf ist als Wehr mit fester Schwelle von 3,70 m definiert.



Abbildung 3-18: Wehranlage Scheeßel (links), Mühle in Scheeßel (rechts)

Das Wehr der Lünzener Mühle (Abbildung 3-19) besitzt zwei Öffnungen mit 0,50 m und eine mit 1,50 m Breite. Dabei handelt es sich um Schätzwerte, die mit dem NLWKN abgestimmt wurden. Die Steuerung erfolgt auf ein Stauziel von 51,00 mNN.



Abbildung 3-19: Lünzener Mühle und oberstrom liegender Mühlenteich (Veerse)

Die Wehranlage Stadtstreek liegt im Stadtgebiet von Rotenburg in einem Verbindungsarm zwischen Wiedau und Wümme. Sie hat eine Breite von 5,80 m und hält ein Stauziel von 19,35 mNN. In der Wümme befinden sich im Stadtgebiet von Rotenburg drei weitere Wehre. Bei diesen Wehren handelt es sich um Kanuwehre, die erhöhte Strömungsgeschwindigkeiten für die Kanuten erzeugen sollen. Im Modell sind jeweils drei Klappen eingebaut. Die mittlere Klappe mit einer Öffnungsbreite von 2,00 bis 3,00 m ist ständig geöffnet (Abbildung 3-20). Im Hochwasserfall werden die Klappen gelegt. Die Öffnungsbreite bei gelegten Klappen beträgt ca. 12,30 m.

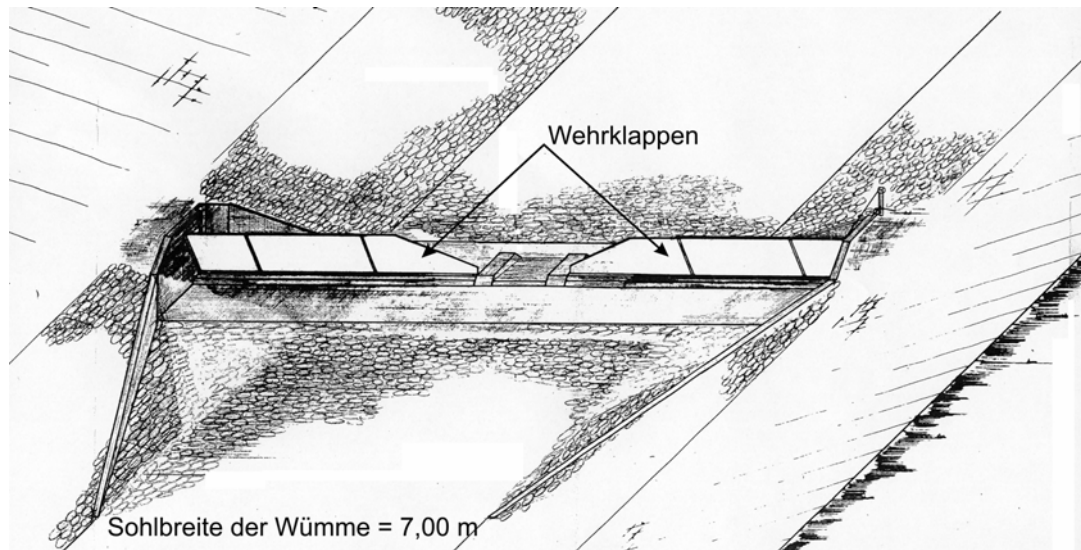


Abbildung 3-20: Isometrische Skizze der Kanuwehre in Rotenburg

Zwischen Rotenburg und Hellwege befinden sich vier weitere Sohlbauwerke (Schleuse 1, 3, 4 und 5). Die Schleuse 2 wurde zur Sohlgleite umgebaut.



Abbildung 3-21: Schleuse 1 (links), Schleuse 5 (rechts)

Schleuse 1 (Abbildung 3-21, links) ist eine Wehranlage mit zwei Wehrfeldern von jeweils 5,60 m Breite. Die Wehrfelder halten bei Mittelwasser einen Stau von etwa 16,44 mNN. Im Hochwasserfall werden sie gelegt. Schleuse 3 besitzt drei unterströmte Schütze von jeweils 4,70 m Breite. Im Normalbetrieb sind davon zwei Wehrfelder geschlossen. Mit dem dritten wird die Stauregelung durchgeführt. Im Normalfall ist es vollständig geöffnet. Im Hochwasserfall werden auch die beiden anderen Wehrfelder vollständig geöffnet. Schleuse 4 ist wie Schleuse 1 als überströmtes Wehr aufgebaut. Die drei Wehrfelder haben eine Öffnungsbreite von jeweils 4,58 m. Die Steuerung erfolgt wie bei Schleuse 3. Abbildung 3-21 (rechts) zeigt Schleuse 5, die oberhalb des Pegels Hellwege liegt und mit drei Wehrfeldern von je 4,95 m Breite ausgestattet ist. Es handelt sich hierbei um unterströmte Schütztafeln. Die Steuerung erfolgt wie bei Schleuse 3 und 4.



Abbildung 3-22: Mühle Stuckenborstel

Die Mühle in Stuckenborstel an der Wieste besitzt drei Wehrfelder mit einer Öffnungsbreite von jeweils 1,07 m. Im Normalbetrieb sind zwei geschlossen. Die Klappe ist dann auf eine Höhe von 12,86 mNN eingestellt. Im Hochwasserfall werden die anderen Klappen geöffnet um den Abfluss zu gewährleisten. Die Durchgängigkeit wird durch ein Umlaufgerinne links neben der Wehranlage gewährleistet.

In den Wümmewiesen befinden sich 5 Wehre im Südarm. Wehr 5 ist das erste Wehr nach der Aufspaltung in Nord- und Südarm. Das Wehr besitzt eine Öffnung von 14,00 m Breite und ist als überströmtes Wehr ausgeführt. Es wird für die Modellkalibrierung anhand der aufgezeichneten Klappenstellungen des Steuerrechners gesteuert. Die reale Steuerung erfolgt automatisiert. Es wird ein Sommer- und Winterstauziel von 10,40 mNN gehalten. Der Abfluss wird dabei zu 50 % durch den Südarm und zu 50 % durch den Nordarm abgeführt. Ab einem Oberwasserzufluss von $Q > 14,4 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgt die Aufteilung wie in Tabelle 3-15 dargestellt.

Tabelle 3-15: Aufteilung des Abflusses am Wehr 5 im Hochwasserfall

$Q_{\text{Gesamt}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Nordarm}} [\text{m}^3/\text{s}]$	$Q_{\text{Südarm}} [\text{m}^3/\text{s}]$
14,4	7,2	7,2
30,0	10,0	20,0
39,4	11,4	28,0
46,35	12,35	34,0

Das Wehr 4 ist als 10 m breites überströmtes Wehrfeld ausgebildet. Die Klappe von Wehr 4 wird per Automatik so gesteuert, dass für den Sommer (01.05. – 30.09.) ein Stauziel von 8,60 mNN und im Winter (01.10. – 31.04.) ein Stauziel von 8,40 mNN gehalten wird. Ab einem Durchfluss $Q > 25 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die Wehrklappe in die maximale Stellung von 9,65 mNN gefahren. Dann erfolgt ein Abschlag in das nördliche Vorland. Der Abschlag erfolgt über eine Überlaufstrecke von 300 m zwischen der Landstraße L 168 und dem Wehr 4. Die Höhe des Deiches liegt an dieser Stelle bei 9,50 mNN, während der anschließende Deich zu beiden Seiten eine Höhe von 10,10 mNN aufweist.



Abbildung 3-23: Wehr 3 von ober- und unterstrom

Das in Abbildung 3-23 dargestellte Wehr 3 mit einer festen Wehrschwelle von 5,00 m Breite und einer überströmten beweglichen Wehrklappe von 5,00 m hält im Zeitraum vom 01.05. – 30.09. automatisch ein Sommerstauziel von 7,00 mNN und vom 01.10. – 31.04. ein Winterstauziel von 6,6 mNN. Bei Hochwasserereignissen wird die Klappe so gesteuert, dass $20 \text{ m}^3/\text{s}$ im Südarml verbleiben und $5 \text{ m}^3/\text{s}$ über den Verbindungsarm abgeführt werden. Am Wehr 2 wird ganzjährig ein Stauziel von 5,30 mNN gehalten. Dieses Stauziel wird durch die Kombination einer festen Wehrschwelle von 6,00 m und einer beweglichen Klappe von 4,00 m Breite erreicht. Am Wehr 1 (Abbildung 3-24) wird für den Zeitraum vom 01.05. – 30.09. ein Sommerstauziel von 3,60 mNN und für die Zeit vom 01.10. – 31.04. ein Winterstauziel von 3,20 mNN gehalten. Dies geschieht über eine feste Wehrschwelle von 5,00 m Breite und eine Wehrklappe von 6,00 m Breite.



Abbildung 3-24: Wehr 1 von ober- und unterstrom

Die Wehre Grasberg und Heidberg werden für Unterhaltungszwecke betrieben. Sie sind über Querschnitte in das Simulationsmodell integriert. Im Normalfall beeinflussen sie das Abflussgeschehen nicht. Die Modellierung berücksichtigt weiterhin die Staustufe der Wörpe in Lilienthal. Die Gesamtbreite des Bauwerks beträgt 8,20 m bei einer maximalen Stauhöhe von 1,60 m. Die Höhe der Flusssohle liegt hier bei $-0,03 \text{ m}$. Bei Mittelwasserverhältnissen wird ein Stauziel von etwa $0,70 \text{ mNN}$ gehalten. Im Hochwasserfall wird die Wehrklappe gelegt.

3.4.3 Regenrückhaltebecken

Im Einzugsgebiet der Hamme befindet sich an der Rummeldeisbeek ein durchflossenes Regenrückhaltebecken. Dieses weist ein Volumen von ca. 79.000 m^3 auf. Es wird über einen Rohrdurchlass von 1 m Durchmesser und einen Notüberlauf gesteuert. Das Rückhaltebecken ist in das DGM aus Lage- und Höhenplänen integriert worden (Abbildung 3-25).



Abbildung 3-25: Lageplan (rechts) und TIN des Regenrückhaltebeckens Rummeldeisbeek (links)

Im hydronumerischen Modell ist es über Querschnitte abgebildet. Die Regelung erfolgt über einen Rohrdurchlass und einen Notüberlauf.

3.4.4 Siele und Schöpfwerke

Im unteren Bereich des Untersuchungsgebiets befinden sich in der Lesum und im Unterlauf der Wüme Siele und Schöpfwerke zur Entwässerung deichgeschützter Gebiete, welche im Bremer Stadtgebiet vom DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER betrieben werden. Genaue Angaben über Lage und Pumpleistung sind der Tabelle 3-16 zu entnehmen. Das Oberflächenwasser aus dem besiedelten Bereich Bremens fließt dem natürlichen Gefälle folgend in Richtung Wüme und kann auch bei Hochwasser über die Schöpfwerke abgeschlagen werden. Das Schöpfwerk Osterholz leitet nicht direkt in die Wüme ein, sondern in den Deichschloot. Dieser liegt im überschwemmungsgefährdeten Deichvorland und mündet nach rd. 5 km in die Wüme. Alle anderen Schöpfwerke münden nahezu direkt in die Wüme. In Wasserhorst ist neben den Pumpen noch ein Siel vorhanden.

Tabelle 3-16: Lage von Sielen und Schöpfwerken im Bearbeitungsgebiet

	A_{E0} [km ²]	Pumpenleistung [m ³ /s]	Rechtswert	Hochwert
Vierstückensiel	14,972	--	3476298	5891883
Lesumsperrwerk	--	3 * 15	3476452	5892051
Wasserhorst	45,225	4 * 3,5	3481700	5892245
Kuhsiel	50,373	7,5	3491010	5888680
Katrepel	7,525	2 * 0,5	3494776	5887674
Osterholz	13,358	3 * 1	3497172	5886326
Waakhausen	9,877	--	3488323	5896794

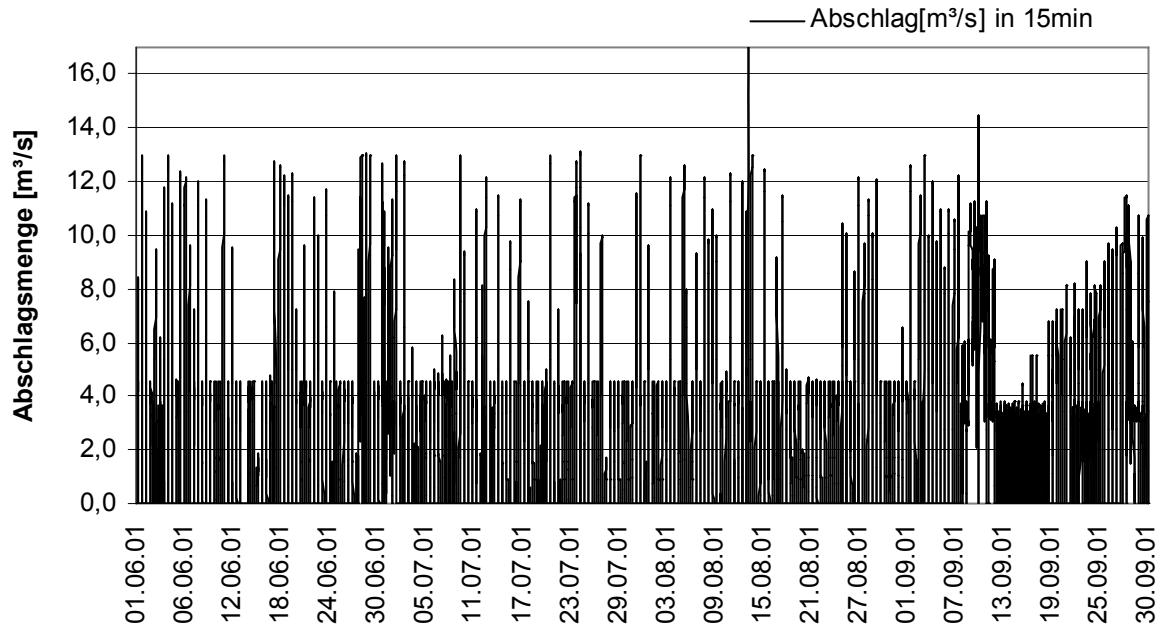


Abbildung 3-26: Mittlere Abschlagsmengen in m³/s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (Juni - September 2001)

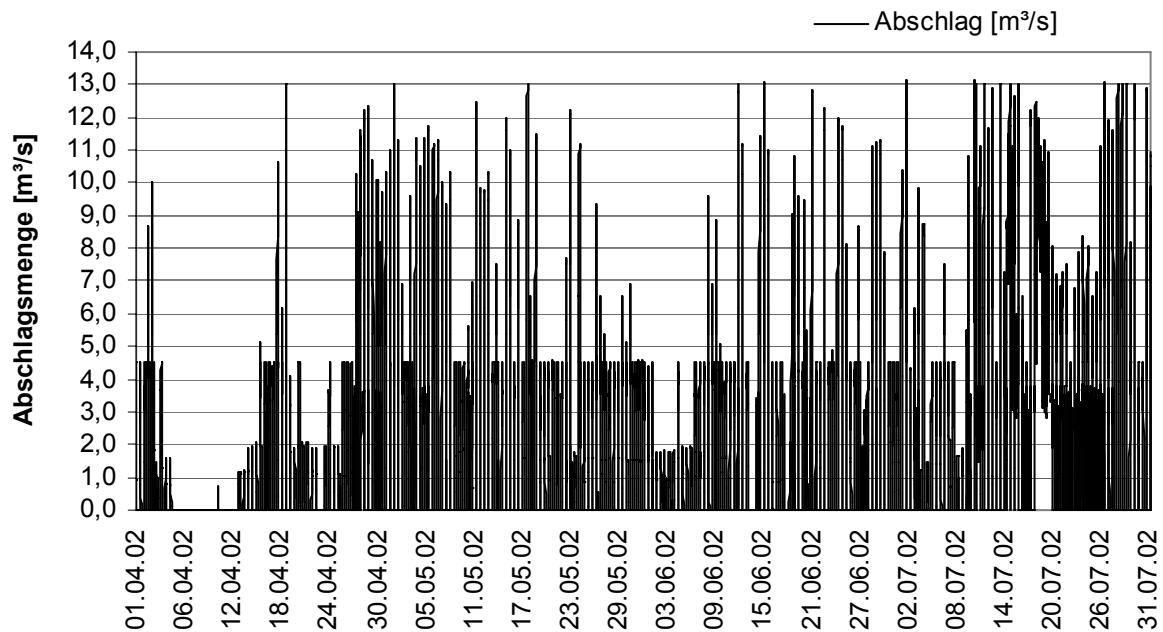


Abbildung 3-27: Mittlere Abschlagsmengen in m³/s (15-min-Zeitraum) am Schöpfwerk Wasserhorst (April - Juli 2002)

Die abgeschlagenen Mengen werden u.a. über Sielformeln ermittelt. Die Abbildung 3-26 sowie Abbildung 3-27 zeigen beispielhaft die mittleren Abschlagsmengen in m³/s am Schöpfwerk Wasserhorst für einen 15-Minutenzeitraum, wobei die Abschlagsmengen aus Pumpen und Sielen zusammengefasst sind.

Die deichgeschützten Gebiete im Bereich Timmersloh und am Rolandsgraben werden ebenfalls über Schöpfwerke entwässert. Die Pumpleistungen betragen $Q < 1 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.4.5 Brücken

Brückenbauwerke wurden anhand von Konstruktionszeichnungen mit ihren relevanten Abmessungen berücksichtigt. Sämtliche mit „ca.“ gekennzeichneten Werte sind DGK5 – Karten entnommen, da hierfür keine detaillierten Bauwerkszeichnungen /-angaben vorlagen.



Abbildung 3-28: Beispiele für im Modellgebiet vorhandene Brücken

In Abbildung 3-28 sind beispielhaft zwei Brücken dargestellt. Die Brücke auf dem linken Bild ist eine einfache Feldwegbrücke, die das Abflussgeschehen auch im Hochwasserfall nicht wesentlich beeinträchtigen wird, da sie weder eine große Aufbauhöhe noch eine Rampe besitzt, die einen Aufstau verursachen kann. Folglich ist sie für den Modellaufbau nicht relevant. Im Gegensatz dazu ist in Abbildung 3-28 rechts eine Brücke dargestellt, die durch ihre Bauart und Abmessungen Einfluss auf das Abflussverhalten nehmen kann. Brücken dieser Art werden sowohl im DGM als auch in der Simulation berücksichtigt.

4 Aufbau eines Niederschlag-Abfluss-Modells (N-A-Modell)

4.1 Teileinzugsgebiete

Die Wasserscheiden der oberirdischen Einzugsgebiete (A_{E0} nach DIN 4059 Teil 1) und die dazugehörigen Einzugsgebietsgrößen wurden in Übereinstimmung mit der HYDROGRAPHISCHEN KARTE NIEDERSACHSEN und dem dazugehörigen gewässerkundlichen Flächenverzeichnis bestimmt. Eine aktuelle Ausgabe der Karte für das Einzugsgebiet der Lesum, Hamme und Wümme wurde digital vom ehemaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR ÖKOLOGIE (NLÖ) zur Verfügung gestellt. Dabei sind geringe Abweichungen zur gedruckten, vom NIEDERSÄCHSISCHEN MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN herausgegebene Version aus dem Jahr 1983 festzustellen. Insbesondere zeitweise geänderte Vorflutverhältnisse, Abschläge und Überleitungen bzw. Schöpfbauwerke mit Pumpenleistungen haben zu Veränderungen geführt und sind zu beachten.

Die Kennzeichnung der Gebietsflächen erfolgte laut Richtlinien der LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA). Danach werden Niederschlagsgebiete durch siebenstellige Zahlen gekennzeichnet, wobei die erste Stelle der Kennzahl das Stromgebiet, in diesem Fall die Weser, und die zweite und die folgenden Kennzahlen die weitere Unterteilung des Niederschlagsgebietes in jeweils neun Teilniederschlagsgebiete vom Quellgebiet bis zur Mündung kennzeichnen. Da im Rahmen der Untersuchungen alle Gebiete zum Einzugsgebiet der Lesum gehören, beginnen alle Gebietsflächen mit den Kennzahlen 494. Die Teilniederschlagsgebiete werden durch Wasserscheiden begrenzt, die von den Mündungen der einmündenden Gewässer ausgehen. Sofern dies zweckmäßiger ist, geht die unterteilende Wasserscheide von einem anderen Punkt aus, z.B. im Bereich von Brücken, Pegeln oder Sperrwerken.

Das Programm MIKE 11 NAM errechnete für das zu untersuchende Gebiet an der Mündung in die Weser eine Gesamteinzugsgebietsgröße von $A_{E0} = 2188,150 \text{ km}^2$. Laut Flächenverzeichnis aus dem Jahr 1983 ist dieses Gebiet $A_{E0} = 2190,36 \text{ km}^2$ groß. Der Flächenanteil Bremens beträgt $A_{E0} = 157,18 \text{ km}^2$ und der Flächenanteil Niedersachsens $A_{E0} = 2033,18 \text{ km}^2$.

Sofern Einzugsgebietsgrößen der gewässerkundlichen Pegel wie auch die Gebietsgrößen bis zu Sieilen, Schöpfwerken und weiteren Bauwerken von Bedeutung waren, wurde von den aktuellen Angaben der derzeitigen Betreiber (NLWKN, WSA BREMEN, SENATOR FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN sowie DEICHVERBAND AM RECHTEN WESERUFER) ausgegangen. Die Lage der Pegel und Bauwerke (Gauß-Krüger-Koordinaten) wurde bei den jeweiligen Betreibern erfragt.

Insgesamt wurde das Untersuchungsgebiet laut aktueller HYDROGRAPHISCHER KARTE in 211 Teileinzugsgebiete unterteilt. Die nachfolgende Tabelle verdeutlicht die zunächst vorgenommene grobe Einteilung in 46 Teileinzugsgebiete im Modell, mit welcher insbesondere die bedeutenden Nebengewässer von Hamme, Wümme und Lesum Berücksichtigung finden.

Die folgende Abbildung zeigt sämtliche Teileinzugsgebiete, die Lage der Pegel sowie der Niederschlags- und Klimastationen im Bearbeitungsgebiet. Auch die Lage der Wasserscheiden der 211 Teileinzugsgebiete geht aus der Darstellung hervor.

Tabelle 4-1: Gebietskennzahl und -bezeichnung der Teileinzugsgebiete sowie Gebietsgröße A_{Eo}

Gebietskennzahl	Gebiets-Bezeichnung	Fläche A_{Eo} [km²]
4940000	HWAP Wümme	2188,150
4941100	WÜMME (QUELLE BIS STELLBACH)	113,763
4941200	STELLBACH	11,451
4941300	WÜMME (STELLBACH BIS FINTAU)	12,159
4941400	FINTAU	97,805
4941500-900	WÜMME (FINTAU BIS VEERSE)	67,315
4942000	VEERSE	116,879
4943100-300	WÜMME (VEERSE BIS WESTERH MÜHLENBACH)	20,671
4943400	WESTERHOLZER KANAL	25,128
4943900	WÜMME (WESTERH KANAL BIS WIEDAU)	12,208
4944100-600	HAHNENBACH	131,996
4944700	WIEDAU (VON TROCHELBACH BIS RODAU)	31,868
4944800	RODAU (OHNE VISSLBACH)	90,732
4944840	VISSLBACH	50,974
4944900	WIEDAU (RODAU BIS WÜMME)	1,063
4945100	WÜMME (WIEDAU BIS AHAUSER BACH)	31,774
4945200	AHAUSER MÜHLENBACH	69,271
4945300	WÜMME (AHAUSER BACH BIS REITHBACH)	63,237
4945400	REITHBACH	47,134
4945510-90	WÜMME (REITHBACH BIS DEICHSCHLOOT)	42,730
4945540	BASSENER MÜHLENGRABEN	46,036
4945600	DEICHSCHLOOT	44,417
4945810	WÜMME (GABELUNG BIS WIESTE)	0,994
4945820	WIESTE	100,309
4945830	WÜMME (WIESTE BIS WALLE)	1,656
4945840	WALLE	67,368
4945850-60	RAUTENDORFER SCHIFFGRABEN	29,007
4945870-90	WÜMME MITTELARM	19,338
4945900	WÜMME (NORDARM BIS WÖRPE)	21,918
4946000	WÖRPE	135,799
4947100-400	WÜMME (WÖRPE BIS TORFKANAL)	1,809
4947200	KUHGRABEN	57,739
4947500-900	WÜMME (TORFKANAL BIS HAMME)	2,077
4947600	KLEINE WÜMME	18,143
4948100	GIEHLER BACH	85,055
4948200	KOLLBECK	75,761
4948300	HAMME (KOLLBECK BIS RUMMELDEISBEEK)	6,491
4948400	RUMMELDEISBEEK	89,644
4948500	HAMME (RUMMELDEISBEEK BIS SCHMOO)	21,893
4948600	SCHMOO	44,152
4948700	HAMME (SCHMOO BIS BEEK)	45,802
4948800	BEEK	49,153
4948900	HAMME (BEEK BIS LESUM)	131,079
4949100	LESUM (HAMME BIS MASCHINENFLEET)	2,598
4949200	MASCHINENFLEET	26,893
4949900	LESUM (MASCHINENFLEET BIS SPERRWERK)	24,868

Für Einzugsgebiete, in denen Pegelaufzeichnungen vorhanden sind, erfolgte eine genauere Unterteilung, um dort die Direkteinzugsgebiete sowie die einmündenden Gewässer genauer zu berücksichtigen. Das Modellgebiet wurde für die Simulation des Niederschlag-Abfluss-Vorgangs in 150 Teileinzugsgebiete unterteilt. Eine Tabelle mit der Bezeichnung, Größe und weiteren Merkmalen der laut HYDROGRAPHISCHER KARTE vorhandenen und schließlich für die Simulation betrachteten Teileinzugsgebiete findet sich zur Vervollständigung im Anhang des Originalberichtes [FRANZIUS-INSTITUT, 2006].

4.2 Zeitliche und räumliche Verteilung des Niederschlags

In Deutschland beträgt die durchschnittliche jährliche Niederschlagshöhe rund $h_N = 770$ mm. Mit zunehmender Kontinentalität ist eine Abnahme der Niederschläge von West nach Ost verbunden. Die durchschnittliche langjährige Niederschlagshöhe im Zeitraum 1960-1990 beträgt im Bearbeitungsgebiet für den Hochwasserschutzplan Wümme laut Aussagen des DWD $h_N = 780$ mm/a.

In Deutschland befindet sich auf etwa 100 km² eine Niederschlagsmessstation. Im Bereich des Untersuchungsgebietes werden vom DWD rund 40 Niederschlagsstationen betrieben.

An der Station Bremen-Flughafen beträgt die mittlere jährliche Niederschlagshöhe der Zeitreihe 1962 bis 1990 $h_N = 693,8$ mm. Die durchschnittliche Temperatur dieser Zeitreihe ergibt sich zu $T = 9,0$ °C. An der automatischen Wetterstation Soltau betragen diese Werte für die gleichen Zeiträume $h_N = 811,2$ mm sowie $T = 8,4$ °C. Die Klimadaten von Deutschland werden regelmäßig vom DWD ausgewertet. Die Auswertungen bis zum Jahr 2000 sollen in Kürze veröffentlicht werden.

Die Bezeichnung, die Lage und der Messzeitraum der Niederschlagsmessstellen des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES im Einzugsgebiet der Lesum und im angrenzenden Bereich sind in der folgenden Tabelle aufgeführt. Die Lage der Klima- und Niederschlagsstationen im Bereich des Untersuchungsgebietes ist ebenfalls der Abbildung 4-1 zu entnehmen.

Der Beobachtungstermin ist an den nebenamtlichen Niederschlagsstationen um 7:30 Uhr gesetzlicher Zeit (MEZ oder MESZ). Seit dem 1. Januar 1971 wird die tägliche Niederschlagshöhe dem Vortag des Messtermins zugeordnet. An Stationen, die gleichzeitig Klimastationen (KL) sind (Buchholz in der Nordheide, Königsmoor, Rotenburg sowie Worpswede-Hüttenbusch), wird um 7:30 MEZ, 14:30 MEZ und 21:30 MEZ gemessen. An den hauptamtlichen Stationen Bremen-Flughafen, Bremervörde und Soltau wird seit dem 1. April 2001 täglich um 05:50 Uhr, 11:50 Uhr und um 17:50 Uhr UTC, also 06:50 Uhr, 12:50 Uhr und um 18:50 Uhr MEZ ein Summenwert sowie kontinuierlich mit einer Auflösung von fünf Minuten gemessen. Für die Klimahauptstationen (Automatische Wetterstationen - AWST) wurden Fünf-Minuten-Werte und für die übrigen Niederschlagsstationen Tages- bzw. Terminwerte zur Verfügung gestellt.

Für die Simulationen wurden die Hochwasserereignisse September 2001 und Juli 2002, welches in Teilbereichen ein HQ₁₀₀-Ereignis darstellt, ausgewählt. Insbesondere in der Nordhälfte Deutschlands war der September 2001 ein äußerst niederschlagsreicher Monat. An vielen Klimastationen wurden mehr als 300 % der mittleren monatlichen Niederschlagshöhe für den Kalendermonat September verzeichnet. In Niedersachsen und Bremen lag die mittlere Gebietsniederschlagshöhe bei $h_N = 171$ mm. Damit war dies der niederschlagsreichste September in Niedersachsen und Bremen seit 1891.

Tabelle 4-2: Bezeichnung, Lage und Messzeitraum der Niederschlagsmessstellen des Deutschen Wetterdienstes im Bereich des Einzugsgebietes der Lesum

Bezeichnung der Messstelle	Stationsnr.	Gebietskennzahl	Gauß-Krüger-Koordinaten		Höhe mNN	Bundesland	Zeitreihe	
			Rechtswert km	Hochwert km			BEGINN	ENDE
BREMEN (BUERGERPARK)	56242		3488519	5885014	2	HB	01.01.41	29.02.04
BREMEN (FLUGWEWA) (AWST)	56044		3486623	5879361	5	HB	01.01.1890	25.07.04
BREMEN (RITTERH.HEERSTR)	56248		3482675	5889977	1	HB	01.01.51	31.12.99
BREMEN (WARTURM.HEERSTR)	56048		3485550	5881621	3	HB	01.01.51	31.03.01
BREMEN-FARGE	56308		3467354	5897477	4	HB	01.01.31	29.02.04
ACHIM	56019	494568	3502907	5876128	28	NI	01.01.31	29.02.04
AHAUSEN	56145		3520876	5880902	29	NI	01.01.51	29.02.04
BASDAHL-VOLKMARST	56528	49812	3497120	5922283	27	NI	01.01.31	31.12.01
BISPINGEN-HUETZEL	48469		3568808	5885523	63	NI	01.01.31	29.02.04
BISPINGEN-WILSEDE	48511	5952642	3564609	5893256	116	NI	01.01.51	30.06.02
BOTHEL-SUEDERWALSEDE	56143	494522	3524576	5874737	61	NI	01.01.41	29.02.04
BREMERVOERDE (AWST)	31033	598519	3510457	5927549	3	NI	01.06.00	25.07.04
BUCHHOLZ I.D.NORDHEIDE (KL)	48505	5952440	3562439	5914282	77	NI	01.06.76	29.02.04
ELSDORF-HATZTE	31010	598149	3526385	5901796	30	NI	01.01.51	29.02.04
HANDELOH	48504		3555770	5902420	63	NI	01.01.41	30.06.00
HEMSLINGEN	56131	49444	3540177	5884549	42	NI	01.01.41	29.02.04
HEPSTEDT	56155	494861	3505672	5903335	22	NI	01.01.31	29.02.04
KOENIGSMOOR	56104	49412	3543722	5899914	40	NI	01.01.31	29.02.04
LILIENTHAL	56225		3494032	5889455	3	NI	01.01.78	29.02.04
MUNSTER	54377		3572832	5872875	83	NI	01.01.41	29.02.04
OSTERHOLZ-SCHARMBECK	56230	494859	3487294	5900319	15	NI	01.01.31	29.02.04
OTTERSBERG-OTTERSTEDT	56152	4945642	3510335	5889709	20	NI	01.01.31	31.10.03
ROTENBURG (WUEMME) (KL)	56125	49439	3528444	5885980	24	NI	01.01.01	31.12.99
SAUENSIEK	48605		3539998	5917009	39	NI	01.01.31	29.02.04
SCHNEVERDINGEN	56122	4941410	3554186	5891673	67	NI	01.01.31	29.02.04
SCHWANWEDE	56302	49541	3473100	5899512	22	NI	01.01.78	29.02.04
SCHWANWEDE-MEYENBURG	56504	49743	3473385	5903932	7	NI	01.01.41	31.01.99
SELSINGEN	31019	598352	3514754	5915627	22	NI	01.01.31	29.02.04
SOLTAU (AWST)	55116	4894150	3556023	5874320	77	NI	01.01.31	25.07.04
STEDDORF	31007	598181	3526711	5913206	28	NI	01.01.31	31.03.01
STUBBEN	56532	49849	3486072	5919861	7	NI	01.01.41	29.02.04
TOSTEDT	48601	5958200	3547387	5906318	58	NI	01.01.31	29.02.04
VERDEN-DAUELSEN	55148		3515399	5869722	21	NI	01.01.31	29.02.04
VISSELHOEVEDE	56128	4944841	3539006	5872853	58	NI	01.01.31	29.02.04
VOLLERSODE-GIEHLERMOOR	56227	494719	3496946	5911277	5	NI	01.01.31	29.02.04
WORPSWEDE-HUETTENBUSCH (KL)	56203		3494182	5905623	6	NI	01.01.52	25.07.04
WORPSWEDE-SCHLUSSDORF	56204		3497792	5899870	8	NI	01.01.51	29.02.04
ZEVEN	31016	59829	3519082	5905843	17	NI	01.01.51	29.02.04

Am 17.07.2002 erstreckte sich über weite Teile des Weser- und Elbe-Einzugsgebietes ein Starkniederschlagsfeld mit Dauerregen, der verbreitet zu mehr als 100 mm/Tag und örtlich zu maximalen Niederschlagshöhen von bis zu $h_N = 155$ mm/Tag führte. Tageswerte der Niederschlagshöhe dieser Größenordnung werden in diesem Gebiet seltener als einmal in 100 Jahren erreicht. Zeitweilig wurden Niederschlagsintensitäten von mehr als $h_N = 35$ mm/h verzeichnet. Bereits innerhalb von zwei Tagen während des betrachteten Zeitraums wurde vielerorts das Doppelte der mittleren Niederschlagshöhe des Monats Juli (Zeitraum 1961 bis 1990) erreicht [DWD, 2004].

Ende Dezember 2002 und in den ersten Tagen im Januar 2003 kam es wiederholt zu ergiebigen Niederschlägen in Niedersachsen und Bremen. In dieser Zeit war die Wetterlage in Deutschland dominiert durch eine markante Luftmassengrenze zwischen kalter Festlandsluft im Norden und Osten, sowie milder Meeresluft im Süden und Südwesten. Am 23. und 24.12.2002 kam es vereinzelt zu leichten Niederschlägen, die im betrachteten Gebiet als gefrierender Regen fielen. Von Westen heranziehende Fronten eines Tiefs brachten am 26.12.2002 ausgedehnte Niederschläge. Bis in den Januar hinein kam es verbreitet zu ausgiebigen Niederschlägen.

In den nachfolgenden Abbildungen wird die Tagessumme der Niederschlagshöhe von Juni bis September 2001 sowie April bis Juli 2002 an der Station Bremen-Flughafen dargestellt. Diese Zeiträume wurden für die Kalibrierung des N-A-Modells ausgewählt. An den weiteren Niederschlagsstationen ist ein in der Tendenz vergleichbarer Niederschlagsverlauf festzustellen. In den betrachteten Zeiträumen beträgt das Maximum für einen Tageswert $h_N = 98,9$ mm am 17.07.2002 an der Station Königsmoor.

Zur Vervollständigung wurden im Rahmen der Untersuchungen die Terminwerte der Niederschlagshöhe an den Klimastationen sowie die Tagessummen der Niederschlagshöhe an den automatischen Wetterstationen, die aus den 5-Minutenwerten des jeweiligen Kalendertages ermittelt wurden, ver-

wendet. Datenlücken an einzelnen Stationen (u.a. Bremervörde und Basdahl-Volkmarst) wurden mit dem Regionalisierungsverfahren REGNIE des DWD geschlossen.

Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (Juni - Sept. 2001)

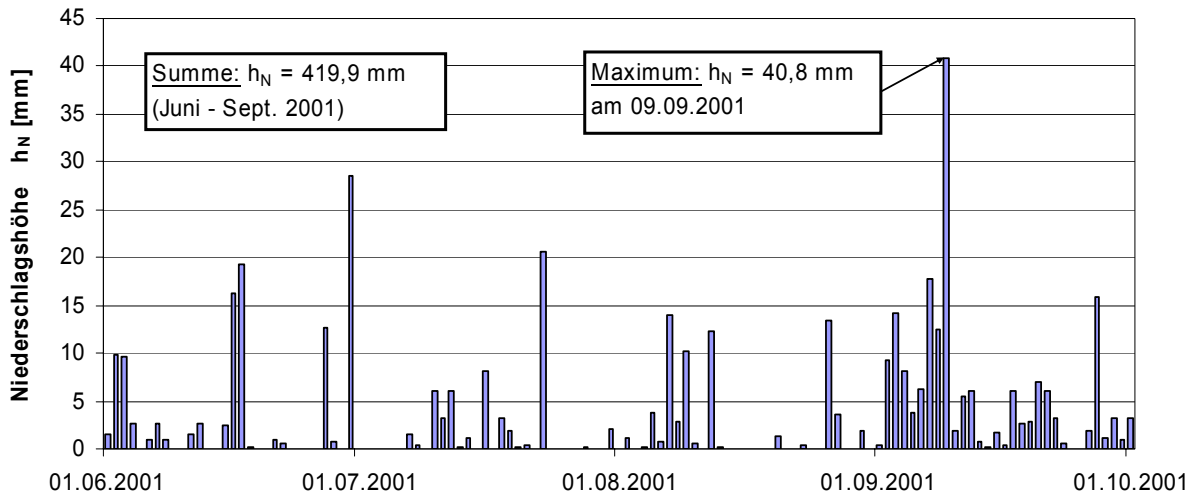


Abbildung 4-2: Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (Juni - September 2001)

Die gemessene Niederschlagsmenge an der Station Bremen-Flughafen betrug im Jahr 2001 $h_N = 1271,1$ mm. Das Starkregenereignis im September des Jahres ist deutlich zu erkennen. Der höchste gemessene Tageswert liegt bei $h_N = 40,8$ mm am 09.09.2001.

Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (April - Juli 2002)

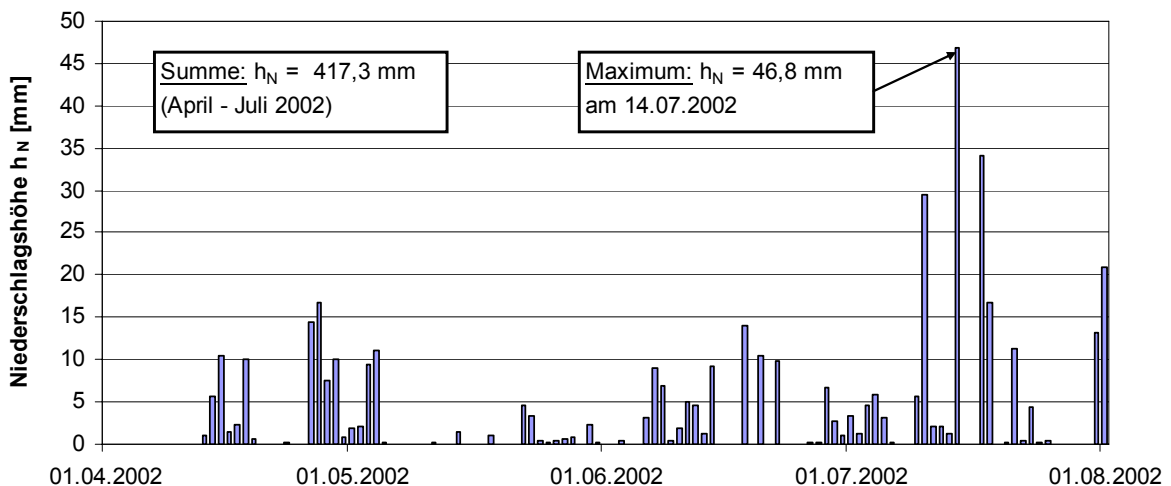


Abbildung 4-3: Niederschlagshöhe an der Station Bremen-Flughafen (April - Juli 2002)

Im Jahr 2002 betrug die gemessene Niederschlagsmenge an dieser Station $h_N = 1339,6$ mm. Das am 14. Juli 2002 aufgetretene Starkregenereignis ist in Abbildung 4-3 ersichtlich. An diesem Tag fiel eine Niederschlagsmenge von $h_N = 46,8$ mm.

Im Rahmen der Simulationen wurde für jedes Teileinzugsgebiet der Gebietsniederschlag ermittelt. Das Programm MIKE 11 NAM berechnet in Abhängigkeit der Wichtung für jedes Teileinzugsgebiet ei-

nen mittleren Niederschlagsverlauf. Abbildung 4-4 zeigt beispielhaft die erzeugten Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung des Niederschlags für das Ereignis im September 2001.

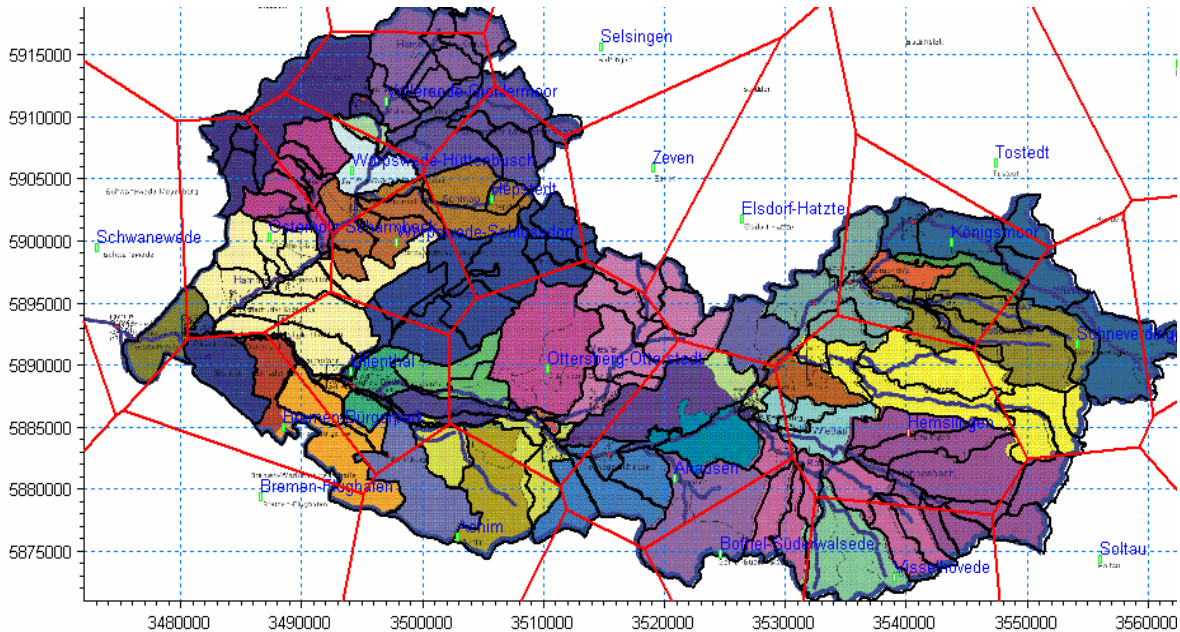


Abbildung 4-4: Thiessen-Polygone zur Berechnung der räumlichen Verteilung des Niederschlags

Neben der räumlichen Gewichtung der Stationen erfolgte durch Berücksichtigung der hauptamtlichen Stationen, welche eine höhere zeitliche Auflösung aufweisen, eine zeitliche Diskretisierung.

4.3 Zeitliche und räumliche Verteilung der Verdunstung

Unter den klimatischen Bedingungen im Einzugsgebiet der Lesum ist die Verdunstung eine bedeutende Größe im Wasserkreislauf. Jeder Verdunstungsprozess wird durch den Verdunstungsanspruch der Atmosphäre und durch verdunstungswirksame Eigenschaften der Geländeoberfläche gesteuert. So geht die Gebietsverdunstungshöhe mit zunehmender Versiegelung eines Gebietes zurück, da der überschüssige Niederschlag durch die Kanalisation abgeleitet wird. Die Folgen sind eine geringere Grundwasserneubildung und eine größere Häufigkeit erhöhter Wasserstände im Vorfluter [DWD, 2004].

Für das Bearbeitungsgebiet wurden Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration nach Haude verwendet, die an den hauptamtlichen Stationen Bremen Flughafen, Bremervörde und Soltau sowie an den Klimastationen Buchholz in der Nordheide und Woppswede-Hüttenbusch gemessen wurden. Die Verdunstungsmessungen erfolgen parallel zu den Niederschlagsmessungen zu den in Kapitel 4.2 genannten Zeiten. Die Ermittlung der Gebietsverdunstung erfolgte ebenfalls entsprechend der Ermittlung des Gebietsniederschlags.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration nach HAUDE an der automatischen Wetterstation (AWST) Soltau beispielhaft für das Jahr 2002. Der Verlauf der potentiellen Evapotranspiration nach HAUDE in den Kalibrierungszeiträumen an den weiteren automatischen Wetter- und Klimastationen ist qualitativ identisch.

Die Spitzenwerte der Verdunstungsraten liegen in den Monaten Mai bis September bei $ET_p = 6$ bis 7 mm/Tag. In den übrigen Zeiträumen liegt die Verdunstung mit $ET_p = 0,5 - 2,5$ mm/Tag deutlich darunter. Der Jahresdurchschnitt der potentiellen Verdunstung im Bereich Soltau lag 2001 bei $ET_p = 1,47$ mm/Tag und 2002 bei $1,57$ mm/Tag.

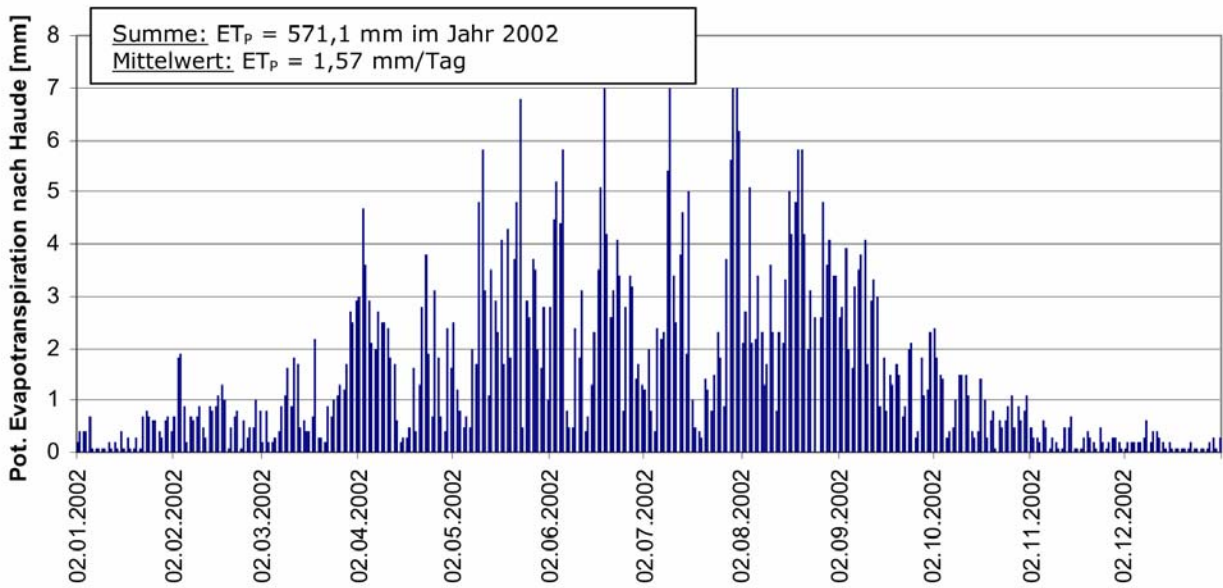


Abbildung 4-5: Tageswerte der potentiellen Evapotranspiration an der Station Soltau im Jahr 2002

4.4 Temperatur

Zur Vervollständigung und zum Vergleich mit den Zeitreihen der potentiellen Evapotranspiration zeigt Abbildung 4-6 die an der automatischen Wetterstation (AWST) Soltau gemessenen Temperaturverläufe (Stundenwerte) beispielhaft für das Jahr 2002. Die mittlere Temperatur in den Jahren 2001 und 2002 betrug in Soltau rund $T = 9,03$ °C bzw. $T = 9,46$ °C.

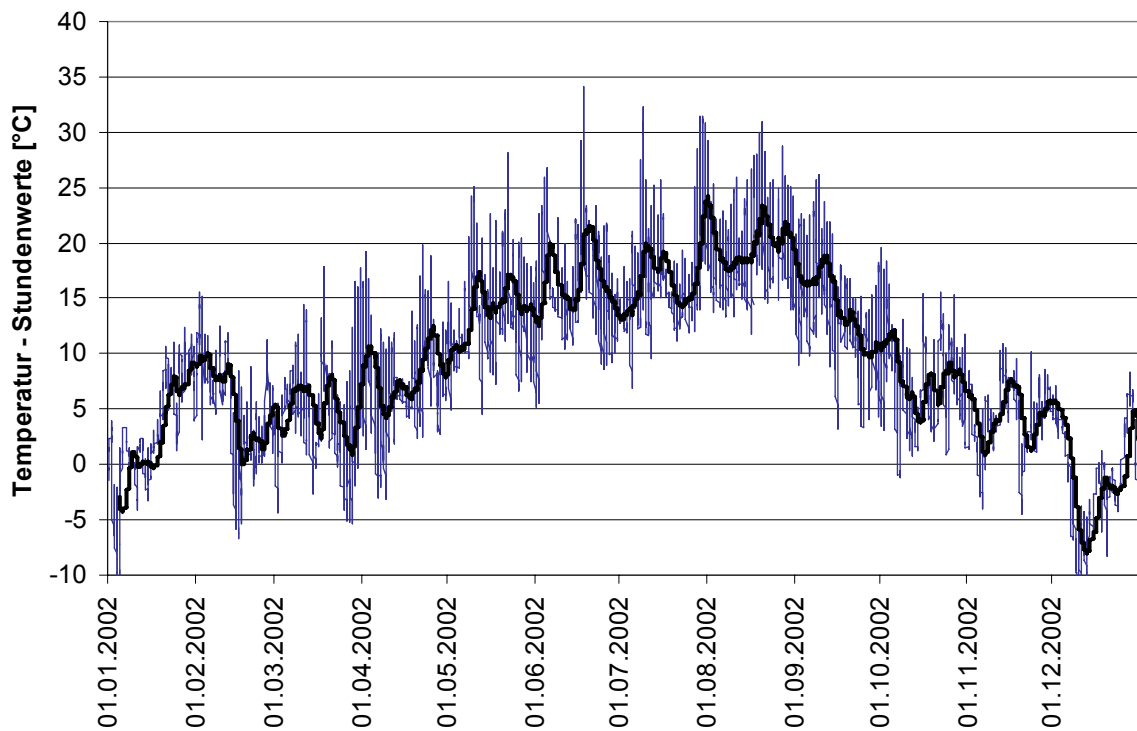


Abbildung 4-6: Stundenwerte der Temperatur mit Trendlinie an der Station Soltau im Jahr 2002

Temperaturzeitreihen werden in Mike 11 NAM benötigt, sofern die Schneeschmelze von Bedeutung ist. Das Niederschlagsaufkommen durch Schneefall ist in den vergangenen Jahren im norddeutschen Flachland sehr gering und die relevanten Kalibrierungszeiträume liegen im Juli und September. Wie bereits erläutert wird daher der Schneespeicher im Rahmen dieser Untersuchungen nicht näher betrachtet.

4.5 Abfluss

4.5.1 Eta-Verfahren nach Gils

In dem zu untersuchenden Gebiet werden keine kontinuierlichen Abflussmessungen durchgeführt. Da nur Wasserstandsmessungen vorlagen, wurden Abflüsse an den Pegeln mit Hilfe einer Wasserstands-Abfluss-Beziehung unter Berücksichtigung von Eta-Werten ermittelt. An den Pegeln der anderen Betreiber lagen keine Q-W-Beziehungen vor. An diesen Pegeln werden auch keine kontinuierlichen Abflussmessungen mit hoher zeitlicher Auflösung (alle 15min) durchgeführt.

Das Eta-Verfahren wird an Messstrecken mit wechselnden hydraulischen Verhältnissen eingesetzt. Grundlage des Eta-Verfahrens sind zwei Hüllkurven, die das Spektrum aller vorliegenden Eichmessungen umschließen [NLÖ, 1999].

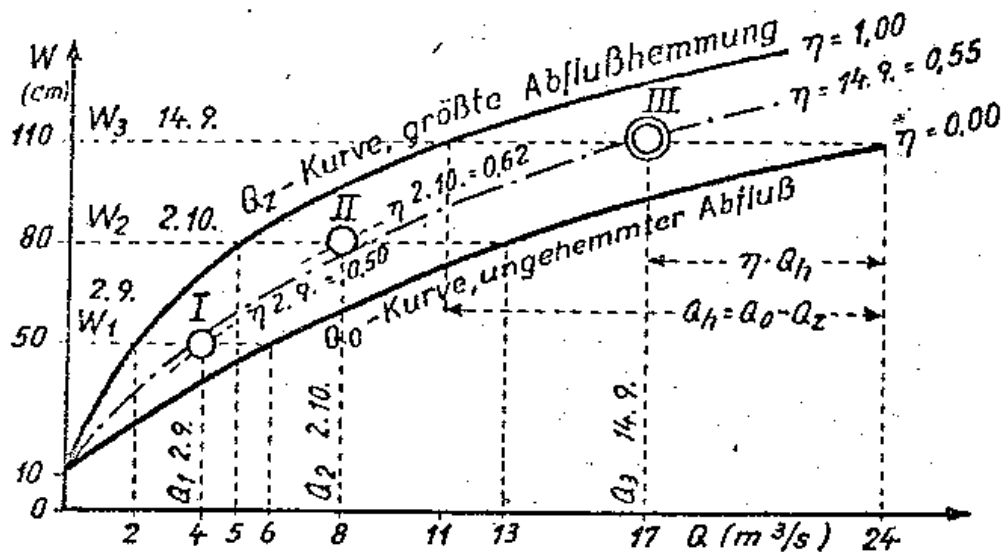


Abbildung 4-7: Grundlage des Eta-Verfahrens (Verfahren nach Gils) [Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, 1966]

Die untere Hüllkurve stellt die Kurve des ungehemmten Durchflusses Q_0 mit $\eta = 0,0$ dar. Die obere Hüllkurve ist die Kurve des Abflusses Q_z bei größter Abflusshemmung mit $\eta = 1,0$. Die Abszissendifferenz beider Kurven ist die Abflusshemmung $Q_h = Q_0 - Q_z$. Zur Umrechnung des Wasserstands in einen dazugehörigen Abfluss muss die aktuelle hydraulische Situation vorliegen, d.h. mit einer hinreichenden Anzahl von Eichmessungen ist eine Zeitreihe von Eta-Werten zu erzeugen. Diese Eichmessungen sollen in der Regel mindestens zweimal im Monat durchgeführt werden. Die ermittelten Eta-Werte werden für die zwischen den Messungen liegenden Tage linear interpoliert. Der tatsächliche Abfluss lässt sich nach folgender Gleichung ermitteln:

$$Q = Q_0 - \eta \cdot Q_h$$

Gleichung 4-1

Das Ziel des Eta-Verfahrens besteht darin, die systematischen Veränderungen der hydraulischen Verhältnisse im Gewässer, insbesondere die jahreszeitlichen Schwankungen der Abflusshemmung infolge der Verkrautung, zu berücksichtigen. Durch die lineare Interpolation zwischen den gemessenen Werten wird vorausgesetzt, dass sich die Durchflusshemmung zwischen den Eichmessungen gleichmäßig ändert [NLÖ, 1999].

Zusätzliche Messungen sind vor und nach Änderungen der hydraulischen Verhältnisse, zum Beispiel durch Entkrautung oder bei Hochwasserereignissen, notwendig. Insbesondere im Hochwasserfall ist die Anwendung des Eta-Verfahrens problematisch, da die Eta-Werte während des Ablaufs der Hochwasserwelle nicht konstant sind. Gründe sind unter anderem Hysteresiseffekte – eine anlaufende Hochwasserwelle erzeugt einen niedrigeren Wasserstand als eine ablaufende Welle bei gleichem Abfluss – sowie Erosions- und Sedimentationsvorgänge. Bei Pegeln mit veränderlicher Profilgeometrie, z.B. infolge Verkrautung oder Verlandung oder bei Rückstauinflüssen ist die Gültigkeit der anzuwendenden Abflusskurve zu prüfen.

4.5.2 Abflussverhalten im Bearbeitungsgebiet

Wie Abbildung 4-1 zu entnehmen ist, sind nicht in jedem Teileinzugsgebiet Pegel vorhanden. Im Niederschlag-Abfluss-Modell wird jedoch für die Kalibrierung am Auslass für jedes der zu untersuchenden 150 Teileinzugsgebiete eine Abflusszeitreihe benötigt. Daher wurde in den durch Pegel erfassten Gebieten für jedes oberhalb des Pegels gelegene Gebiet ein linearisierter Ansatz verwendet. Dabei wurde jeweils dieselbe Abflussspende wie am Pegel angesetzt. In diesem Zusammenhang wurde davon ausgegangen, dass in den betrachteten hydrologischen Landschaften die Teileinzugsgebiete jeweils ein ähnliches Abflussverhalten aufweisen. Um die Fließzeit vom Gebietsauslass bis zum Pegel zu berücksichtigen, wurden die ermittelten Abflussganglinien zusätzlich zeitlich verschoben. Zur Berechnung der Fließdauer wurde eine mittlere Fließgeschwindigkeit von $v = 0,35 \text{ m/s}$ angesetzt. Diese wurde anhand von Abflussmessungen des NLWKN VERDEN sowie durch Betrachtung der Abflusskurven benachbarter Pegel abgeschätzt und vom GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST bestätigt.

Da einige Pegel lediglich bis 1999 betrieben wurden, erfolgte eine Kalibrierung, insbesondere im Bereich der Rodau, am Hochwasserereignis im Jahr 1999. Die ermittelten Kalibrierungsparameter wurden dann für die Jahre 2001 und 2002 übertragen. Für dieses Gebiet liegen jedoch nur wenige Eta – Werte vor, so dass die Genauigkeit der Simulationsergebnisse in diesem Gebiet in Frage gestellt werden kann.

An mehreren Pegeln ergaben sich unplausible Abflussganglinien. Insbesondere an den Pegeln Grasberg und Schnakenmühlen an der Wörpe, am Pegel Hellwege-Schleuse, aber auch für den Pegel Ahrensdorf muss die Q-W-Beziehung in Frage gestellt werden. In diesen Bereichen war daher auch keine abgesicherte Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells möglich.

In nicht durch Pegel abgesicherten Einzugsgebieten wurden die Kalibrierungsparameter aus den benachbarten hydrologischen Landschaften übertragen. Anhand der Abbildung 4-8 soll beispielhaft der Zusammenhang zwischen einem Niederschlagsereignis und der zugehörigen Abflussganglinie erläutert werden. Die Abbildung zeigt das Niederschlagshistogramm an der Niederschlagsstation Ottersberg-Otterstedt, welche der Abflussganglinie am Pegel Sottrum im September 2001 gegenübergestellt ist. Die Niederschlagsstation liegt im unmittelbaren Bereich dieses Pegels.

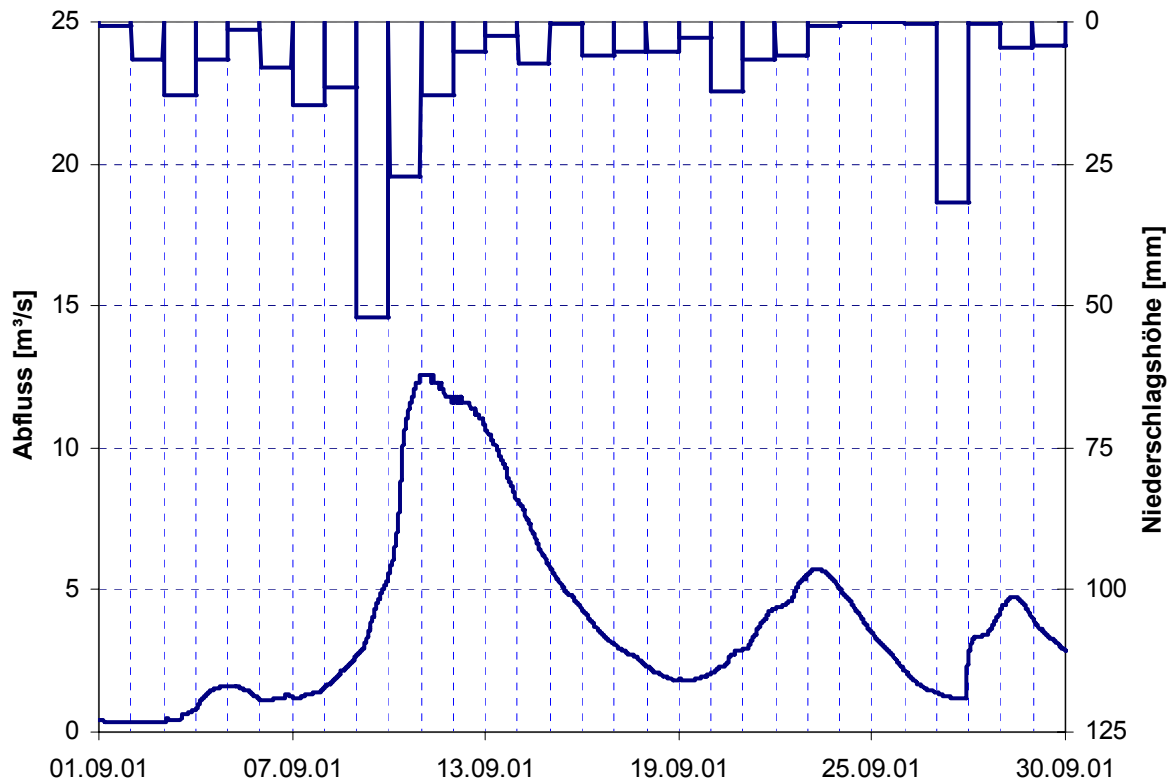


Abbildung 4-8: Niederschlagshistogramm an der Station Ottersberg-Otterstedt und Abflussganglinie am Pegel Sottrum im September 2001

Die Abhängigkeit der Ereignisse ist deutlich erkennbar. So folgt auf starke Niederschlagsereignisse ein zeitlich leicht verzögerter Anstieg des Abflusses. Vor- und Nachlaufwellen können dabei ereignisbedingt, d.h. durch den Verlauf des Niederschlages verursacht, oder systembedingt als typisches Merkmal des Abflussverhaltens des Einzugsgebietes, sein.

Wie bereits beschrieben, ermöglicht das NAM-Modul zusätzlich die Berücksichtigung von anthropogenen Eingriffen wie Bewässerungen oder Grundwasserentnahmen. Bei Betrachtung des gesamten Einzugsgebietes ist allerdings davon auszugehen, dass diese eine untergeordnete Rolle spielen. Weitere Auswirkungen auf die Abflussganglinie können insbesondere in Niedrigwasserzeiten Punkteinleiter, z.B. Klärwerke, ausüben. Da im Rahmen dieser Arbeit insbesondere die Hochwasserereignisse verbunden mit Starkniederschlägen zu betrachten waren, sind diese Optionen vernachlässigbar.

4.6 Boden und Flächennutzungsstrukturen

Das Bearbeitungsgebiet gehört zur Geestlandschaft des norddeutschen Tieflandes. Dieser Raum wird durch Sedimentablagerungen der letzten Eiszeiten geprägt. Es sind zum Teil sehr mächtige Schichten durch den Vortrieb der Gletscher abgelagert worden. In der letzten Eiszeit war diese Region nicht direkt von der Vereisung betroffen. Der Gletschervortrieb endete im Bereich des heutigen Elbeverlaufes. Es fand lediglich durch Wind- und Wassererosion eine Umlagerung der Sedimente und damit eine Abflachung der Landschaft statt. Die Eiszeiten formten das Relief der Landschaft und damit der Talräume, mit den heutigen Fließgewässern als Verbindungslinie der tiefsten Geländepunkte [NLWKN, 2005]. Das Gebiet liegt innerhalb der Fließgewässerlandschaft Tiefland (Geestlandschaft mit Hochmoorbereichen) und wird durch die Regionen Lüneburger Heide, Stader Geest und Watten und Marschen bestimmt. Die folgende Abbildung stellt die Bodenregionen und –großlandschaften in Niedersachsen schematisch dar. Anschließend werden die Bodenregionen im Bereich des Untersuchungsgebietes näher erläutert

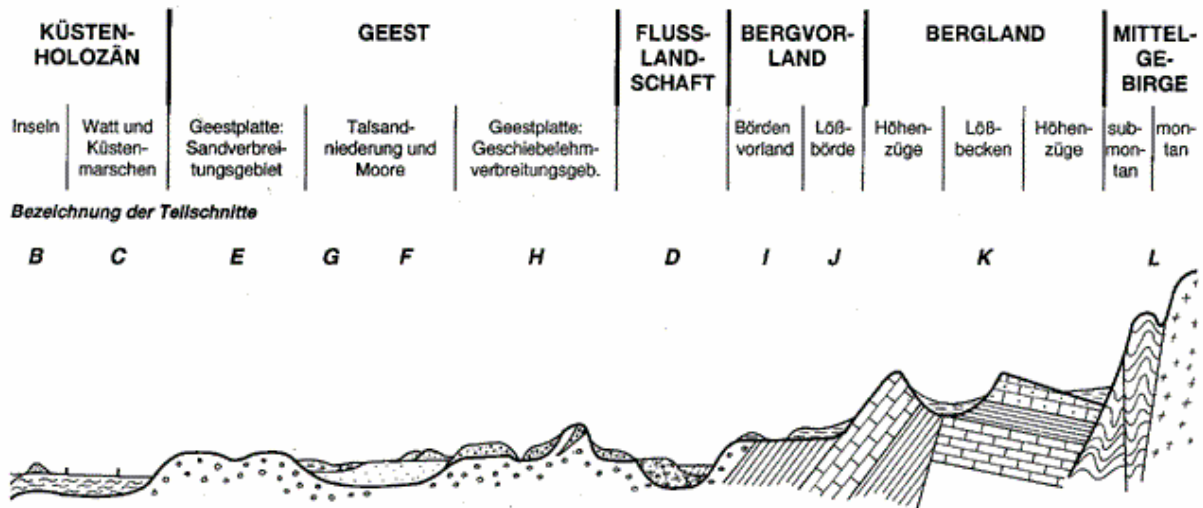


Abbildung 4-9: Schematische Darstellung der Bodenregionen und –großlandschaften in Niedersachsen [NLfB, 1997]

In Abhängigkeit von den Boden bildenden Faktoren Gestein, Klima, Relief, Grundwasser, Vegetation und menschlicher Einfluss entstehen Böden mit ganz unterschiedlichem Profilaufbau und damit verbundenen wechselnden Eigenschaften. Zudem treten die Böden in kleinräumigem Wechsel und komplizierter Vernetzung auf, was wiederum einen entscheidenden Einfluss auf die jeweiligen Eigenschaften und Nutzungspotentiale eines Landschaftsausschnittes hat [NLfB, 1997].

Größere Talauen bilden mit ihren besonderen Sedimenten, Oberflächenformen, dem Wasserhaushalt und einem spezifischen Lokalklima eine eigenständige Bodenregion, wobei diese Flusslandschaften nur gering von den umgebenden Bodenlandschaften beeinflusst werden. Die Talauen in den Nebenflüssen der Weser sind mit ihren fruchtbaren Böden in die wesentlich ärmeren Landschaften der Geest eingebettet. Diese Talauen sind fast lückenlos mit warmzeitlichen Auelehmdecken, welche in mehreren Phasen abgelagert wurden, bedeckt. Die Oberflächenformen sind durch die Dynamik des Flusses geprägt, wobei als Formen der Auelehmablagerung die terrassenförmige Lagerung aber auch vertikale Gliederungen zu unterscheiden sind.

Die Böden der Auen liegen im Schwankungsbereich des vom Fluss bestimmten Grundwassers. Typisch ist auch die Überflutung bei Hochwasser. In Gebieten, in denen der Grundwassereinfluss nur bei den kurzfristigen Überflutungen im Oberboden wirksam wird, finden sich Auenböden. Bei steigendem Grundwassereinfluss bildeten sich Gleye. In den tonigen, älteren Auelehmen ist auch ein Stauwassereinfluss erkennbar (Pseudovergleyung). Die Senken der Talauen und des Randbereiches zur Niederterrasse sind häufig sowohl durch Grundwassereinfluss und Pseudovergleyung als auch durch lang anhaltende Überflutung besonders vernässt und daher als Grünland genutzt [NLfB, 1997].

Mit der landwirtschaftlichen Nutzung der Talauen gingen intensive Eingriffe in den natürlichen Zustand einher. So sind in den meisten Flussauen die Grundwasserstände in mehreren Phasen abgesenkt. Häufig wurden das Oberflächenrelief eingeebnet und z.T. Altarme künstlich verfüllt.

Die Niederterrassen sind hochwasserfrei, wobei in tieferen Bereichen ein Grundwassereinfluss vorhanden ist. In alten Rinnen finden sich jüngere, kolluviale Sedimente oder Niedermoore. Auf den geringmächtigen Hochflutlehmdecken, die auch häufig auskeilen, entwickelten sich gut durchlüftete Braunerden und Parabraunerden. In den alten Rinnen finden sich vorwiegend Gleye [NLfB, 1997].

Die Geest ist eine Altmoränenlandschaft und wurde von den Gletschern der vorletzten Eiszeit geprägt. Sie ist als Folge ihrer Entstehungsgeschichte eine Landschaft mit vergleichsweise nährstoffarmen Böden und gliedert sich in Grundmoränen, Endmoränen, Sander und Urstromtäler. Aufgrund verschiedener Eisvorstöße und der anschließenden Überprägung ist der räumliche Zusammenhang zwischen

diesen Gliedern im Einzelnen schwer erkennbar. Aus bodenkundlicher Sicht werden der grundwasser-nahe Teil (Talsandniederungen und Urstromtäler) und der grundwasserferne Teil (Geestplatten und Grundmoränen, Endmoränen und Sander) getrennt. In der letzten Warmzeit wurden durch eine intensive Bodenbildung die Nährstoffe weitgehend ausgewaschen. In der darauf folgenden Kaltzeit sind die Sedimente und Böden unter Dauerfrostbedingungen stark verändert, verspült oder verweht worden.

Die Niedermoortorfe sind aufgrund eines hohen Grundwasserstandes oder durch die Verlandung von Gewässern entstanden. Sie haben durch den Grundwassereinfluss einen Eintrag an Mineral- und Nährstoffen. Durch Entwässerung und die damit verbundene Sackung und Vererdung sowie durch Torfabbau setzt eine weitergehende Bodenentwicklung der Niedermoore ein. Pro Jahr ist mit einem Verlust von ca. 1 bis 2 cm Torf durch Mineralisation zu rechnen [NLfB, 2004]. Die im Untersuchungsgebiet vorhandenen Hochmoortorfe entstehen ausschließlich unter dem Einfluss von Regenwasser. Da die organische Substanz nicht abgebaut wird, erheben sich die Hochmoortorfe über die umgebende Landschaft. Die Böden (natürliches Hochmoor HH) sind nährstoffarm und mit pH-Werten unter 3,5 bis 2,5 sauer. Landwirtschaftlich sind Hochmoore aufgrund der geringen Nährstoffpotentiale erst mit der Möglichkeit der Mineraldüngung nutzbar. Auch bei Hochmooren verändern sich die Eigenschaften des Torfes nach der Entwässerung irreversibel. Allein durch die Entwässerung kann die Gesamtmächtigkeit der Torfdecke um ein Drittel schrumpfen und wird dichter gelagert. Es kommt zur Vererdung und zum Abbau der organischen Substanz (1 bis 2 cm/a). Dadurch verschlechtern sich z.T. die bodenphysikalischen Eigenschaften [NLfB, 2004].

Für die Bodenentwicklung und -eigenschaften ergibt sich eine in Richtung Osten abnehmende Sickerwasserbildung und Vernässung, Torfbildung, Versauerung und Stoffverlagerung. Die Grundwasserneubildung liegt im Modellgebiet zwischen 0 und mehr als 300 mm/a [NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM, 1994]. Von besonderer Bedeutung für die Grundwasserneubildung und die Verlagerung von Stoffen ist die Sickerwasserrate. Diese hängt von der Nutzung (Acker, Grünland oder Forst), dem Klima und den Bodeneigenschaften ab. Insbesondere im Einzugsgebiet der Hamme sind geringe Neubildungsraten mit Ausnahme des Einzugsgebietes der Giehler Bachs, wo die Grundwasserneubildung zwischen 200 und 300 mm/Jahr beträgt, zu verzeichnen. Insbesondere Sande weisen hohe Infiltrationsraten auf und verfügen damit über ein sehr gutes Versickerungsvermögen.

Die Landnutzung im Einzugsgebiet wurde den Daten des amtlichen topographisch-kartographischen Informationssystems ATKIS entnommen. Das Untersuchungsgebiet wird hauptsächlich durch Acker-nutzung (41 %) und Grünlandnutzung (37 %) geprägt. Neben Waldgebieten (11 %) sind versiegelte Flächen (8 %) und Feuchtflächen (< 3 %) vorhanden. Zusammenhängende versiegelte Flächen über 10 km² sind nicht vorhanden.

Für den Aufbau des Niederschlag-Abfluss-Modells waren Anfangswerte und die zulässigen Intervallgrenzen der Kalibrierungsparameter vorzugeben bzw. abzuschätzen. Diese stellen jeweils Mittelwerte für eines der 150 Teileinzugsgebiete dar. In der Regel ist es nicht möglich, die Parameter aufgrund der Vielzahl von unterschiedlichen Bodentypen im Untersuchungsgebiet durch die bodenphysikalischen Eigenschaften des Gebietes eindeutig festzulegen.

Die vom NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG (NLfB) zur Verfügung gestellten Daten über die Bodentypen und die nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum wurden zur Abschätzung des maximalen Wassergehalts im Wurzelzonenspeicher L_{\max} herangezogen. Der Versiegelungsgrad diente der Abschätzung des Oberflächenabflusskoeffizienten CQ_{OF} .

In den Einzugsgebieten von Wümme, Hamme und Lesum sind vorwiegend folgende Bodentypen zu finden:

- Gley (Klei): Gleye zählen zu den Böden, die vom Grundwasser beeinflusst werden. Sie zählen zu den semiterrestrischen Böden. Klei weist eine geringe Wasserdurchlässigkeit auf. Dieser Bodentyp ist vorwiegend entlang der Flussschläuche zu finden.
- Pseudogley: Dieser Bodentyp ähnelt in seinen Eigenschaften dem Gley, ist jedoch gering wasserdurchlässig und zählt daher zu den Stauwasserböden.
- Hochmoor, Niedermoor: Moore sind durch Grundwasser bzw. Niederschlag ständig durchfeuchtet und bieten daher eine sehr geringe Infiltrationskapazität. Durch den hohen Torfgehalt weisen Moorböden ein hohes Wasserspeichervermögen auf.
- Podsol: Podsole entstehen in Gebieten mit hohem Niederschlag und verhältnismäßig niederen Temperaturen. Die Ausgangsgesteine sind leicht durchlässig, wie etwa Sande oder verwitterte Sandsteine.
- Braunerde: Braunerde weist ein geringes bis mittleres Wasserspeichervermögen auf [www.nlfb.de, 2005].

Böden reagieren in Abhängigkeit von der Bodenart, dem Humus- und Kalkgehalt unterschiedlich auf mechanische Beanspruchung, z. B. durch Starkregenereignisse. Durch eine Verschlammung des Oberbodens ist die Infiltration gehemmt, die Erosionsgefahr steigt und der Lufthaushalt der Böden ist gestört.

Die Einzugsgebiete weisen geringe Werte für die nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum auf. Sie liegen im Bereich von ca. 80 – 140 mm. Anhand dieser Daten wurden die untere Grenze, der Anfangswert und die obere Grenze für den Parameter L_{max} festgelegt. Der durchschnittliche Versiegelungsgrad in Niedersachsen beträgt 4,7 % [NLÖ, 2004]. Die Feldkapazität (FK) im effektiven Wurzelraum (W_e) ist die Wassermenge in mm, die ein Boden speichern kann (Retentionsvermögen), bezogen auf den effektiven Wurzelraum, Tabelle 4-3.

Tabelle 4-3: Kennwertklassifizierung der Feldkapazität

0 - 100 mm	sehr gering
101 - 200 mm	gering
201 - 300 mm	mittel
301 - 400 mm	hoch
> 400 mm	sehr hoch

Die effektive Durchwurzelungstiefe (W_e in cm) ist ein Bodenkennwert, der die potentielle Ausschöpfungstiefe von pflanzenverfügbarem Bodenwasser beschreibt. Als gering sind Tiefen zwischen 0 – 40 cm und als hoch Tiefen über 80 cm zu bezeichnen. Gegen die Wasserbindungskräfte des Bodens "saugen" die Pflanzen über ihre Wurzeln Wasser aus dem Boden. Die Saugspannung der Pflanzen ist begrenzt und vermag nicht das gesamte Wasser aus dem Boden zu entnehmen. Der Zustand, bis zu dem die Pflanzen Wasser entnehmen können, wird als Welkepunkt bezeichnet und wird in Volumen-% angegeben. Ein Welkepunkt von 10% bedeutet, dass die Pflanzen dem Boden kein Wasser mehr entziehen können, wenn nur noch 10% des Volumens mit Wasser gefüllt sind. Der Zustand, bei dem der Boden - vergleichbar zu einem Schwamm - Wasser in seinen Poren halten kann, wird Feldkapazität genannt und in Volumen-% angegeben. Die nutzbare Feldkapazität im effektiven Wurzelraum ist u.a. abhängig von der Bodenart, der Lagerungsdichte und dem Humusgehalt. Sie wird in mm/dm bzw. in Vol.-% angegeben und kennzeichnet die pflanzenverfügbare Bodenwassermenge in mm. Im Allgemeinen haben 50 % aller Böden eine nutzbare Feldkapazität zwischen 15 und 13 %.

Tabelle 4-4: Kennwertklassifizierung der Nutzbaren Feldkapazität im effektiven Wurzelraum

<= 60 mm	sehr gering
> 60 – 140 mm	gering
> 140 – 220 mm	mittel
> 220 – 300 mm	hoch
> 300 mm	sehr hoch

5 Aufbau des HN-Modells

5.1 Modellannahmen

Die für die eindimensionale instationäre Modellierung eines Abflussereignisses zu spezifizierenden Randbedingungen als Funktion der Zeit, sind die Wasserspiegellage am unterstromigen Modellrand, die Abflussmengen an den oberen Modellrändern (alternativ können hier auch die Wasserspiegellage eingesteuert werden, sofern die Entfernung zur unteren Modellgrenze groß genug ist – was hier vorausgesetzt werden kann) und die Zuflüsse in/aus den/dem Flussschlauch (z.B. Siele, Schöpfwerke und kleinere Vorfluter). Informationen über Wasserstände und/oder Abflussmengen im Modellgebiet existieren an den innerhalb des Modellgebiets gelegenen Pegeln, Tabelle 3-1. Für den Betrieb des hydrodynamisch-numerischen-Modells wurde an den oberen Modellgrenzen der aus der Niederschlags-Abflussmodellierung ermittelte Abfluss für das entsprechende Einzugsgebiet angesetzt. Über die weitere Fließstrecke wurde der Abfluss entsprechend den Ergebnissen aus dem NA-Modell erhöht. An der unteren Modellgrenze wurden jeweils die für das zu betrachtende Ereignis maßgebenden Wasserstände am Pegel Vegesack angesetzt.

5.2 Abflussmengen an den oberen Modellrändern

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells wurden die im September 2001 (01.09.2001 - 22.09.2001) und im Juli 2002 (25.06.2002 - 01.08.2002) abgelaufenen Hochwasserereignisse herangezogen. Die an den oberen Modellrändern angesetzten Abflusswerte sind dem NA-Modell entnommen worden.

Die Abflussmengen und seitlichen Zuflüsse für die Prognose des HQ₁₀₀-Ereignisses wurden aus den Pegelkurven bzw. aus den aus dem NA-Modell abgeleiteten, instationären Abflussganglinien des Hochwasserereignisses aus dem Juli 2002 generiert. Das angewandte Verfahren ist nachstehend erläutert:

Die zur Verfügung stehenden Abflussganglinien umfassten eine zu geringe Anzahl an Hochwasserereignissen, um die Hochwasser-Bemessungsganglinie anhand einer statistischen Analyse zu generieren. Zudem weichen die in den vorhandenen Abflussganglinien aufgetretenen Hochwasserspitzenabflüsse (im September 2001 und im Juli 2002) von vorgegebenen Spitzenabflüssen (HQ₁₀₀ und HQ_{5, Sommer}) ab, so dass diese nicht unverändert übernommen werden konnten. Aus diesem Grund war es notwendig, für die einzelnen Einzugsgebiete der Wümme, Hamme und Lesum neue, charakteristische Abflussganglinien durch Extrapolation bzw. Interpolation auf der Basis des bekannten Hochwasserereignisses aus dem Juli 2002 zu generieren.

Der Vorlauf der Bemessungshochwasser wird aus den Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Juli 2002 übernommen (beispielhaft für das Einzugsgebiet des Westerholzer Kanals in Abbildung 5-1 dargestellt).

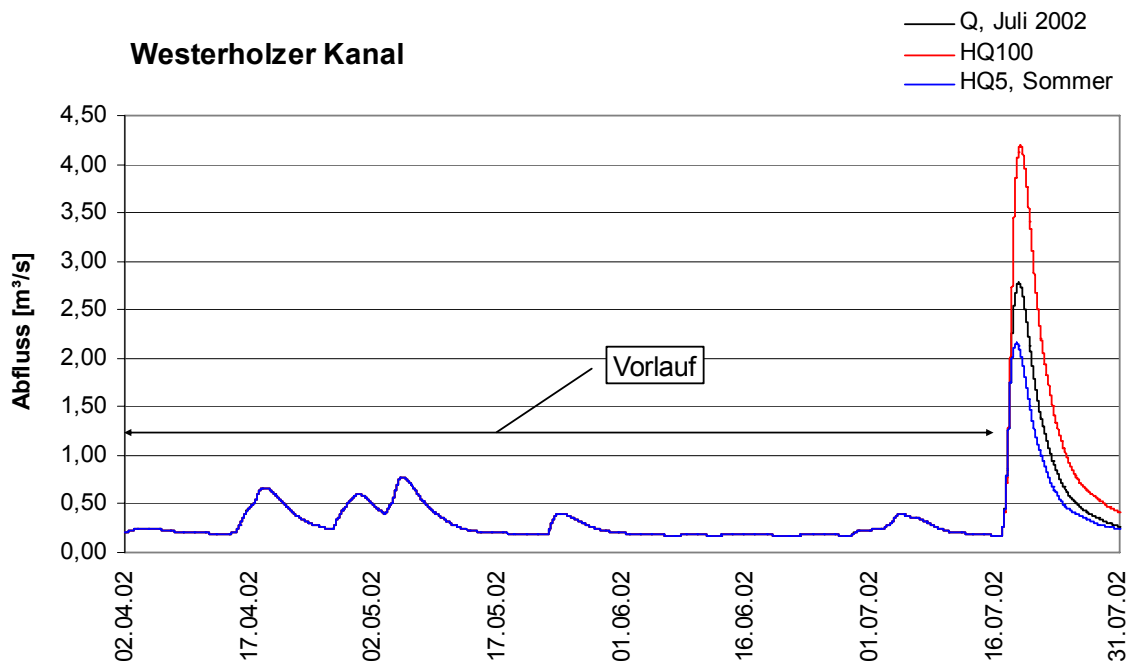


Abbildung 5-1: Vergleich der Abflussganglinie des Hochwasserereignisses im Juli 2002 mit den generierten Abflussganglinien für die Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ und HQ₅, Sommer am Beispiel des Westerholzer Kanals

Die Erstellung des Hochwasserscheitels erfolgt durch Extrapolation bzw. Interpolation aus den Abflussganglinien des gemessenen Hochwasserereignisses bei der Vorgabe eines Spitzenabflusses HQ₁₀₀ bzw. HQ_{5, Sommer}. Mit dieser Vorgehensweise wird sichergestellt, dass die Abflusscharakteristika (wie z.B. Direktabflussvolumen oder Anstiegszeit) der betrachteten Einzugsgebiete auf die Bemessungsganglinie übertragen werden. Eventuell auftretende Inkonsistenzen wie z.B. Gerätefehler oder Fehler bei der Anwendung des Eta-Verfahrens werden dabei ausgeglichen.

Bei sehr kleinen Einzugsgebieten wurde auf Grund ihres geringen Einflusses auf das Gesamtergebnis auf eine Anpassung verzichtet. Es wurden die jeweiligen Abflussganglinien des Hochwasserereignisses im Juli 2002 verwendet.

Einige Einzugsgebiete fielen vollständig aus der Berechnung heraus, da sie deichgeschützt sind und über Siele und Schöpfwerke entwässert werden. Diese Gebiete befinden sich vom Lesumsperrwerk an flussaufwärts bis zur Ortslage Ritterhude (an der Hamme) bzw. Bremen-Borgfeld (an der Wümme).

5.3 Wasserstände an der unteren Modellgrenze

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells wurden am Pegel „Vege sack“ die im September 2001 (01.09.2001 – 22.09.2001) und im Juli 2002 (25.06.2002 - 01.08.2002) gemessenen Wasserstände angesetzt.

Für die Untersuchung des HQ₁₀₀-Ereignisses waren in der Weser an der unteren Modellgrenze (Pegel Vege sack) drei Lastfälle zu untersuchen:

- (a) Auflaufende Sturmflut in der Weser. Das Lesum Sperrwerk (ohne Entlastung durch die vorhandenen Pumpen) schließt bei dem durch Planfeststellung vorgesehenen Wasserständen in der Wümme (Pegel „Borgfeld“) bzw. in der Weser (Pegel Vege sack bei zeitgleich eintreffenden Hochwasserwellen aus Hamme und Wümme).

(b) Windstau in der Weser. Das Lesum Sperrwerk (ohne Entlastung durch die vorhandenen Pumpen) schließt bei dem durch Planfeststellung vorgesehenen Wasserständen in der Wümme (Pegel „Borgfeld“) bzw. in der Weser (Pegel Vegesack bei zeitgleich eintreffenden Hochwasserwellen aus Hamme und Wümme).

(c) Mittlere Tideverhältnisse in der Weser. Das Lesum Sperrwerk (ohne Entlastung durch die vorhandenen Pumpen) schließt bei dem durch Planfeststellung vorgesehenen Wasserständen in der Wümme (Pegel „Borgfeld“) bzw. in der Weser (Pegel Vegesack bei zeitgleich eintreffenden Hochwasserwellen aus Hamme und Wümme).

Die anzusetzenden Randbedingungen für die Lastfälle (a) und (b) wurden aus den Untersuchungen des FRANZIUS-INSTITUTS [1986] übernommen. Für den Lastfall (c) wurde die aktuelle mittlere Tidekurve am Pegel „Vegesack“ durch das WSA BREMEN zur Verfügung gestellt [WSA BREMEN, 2002].

Die Wasserstandsganglinien der Lastfälle sind für eine Dauer von jeweils 34 Tiden in Abbildung 5-2 bis Abbildung 5-4 dargestellt. Die mittleren Tiden weisen ein Thw von NN + 2,24m und ein Tnw von NN – 1,65 m auf. Windstau und Sturmflut ähneln sich von der Charakteristik ihres Verlaufes, wobei die maximal erreichten Wasserstände unterschiedlich sind (Lastfall (a) „Sturmflut“: NN + 6,19 m; Lastfall (b) „Windstau“: NN + 3,98 m).

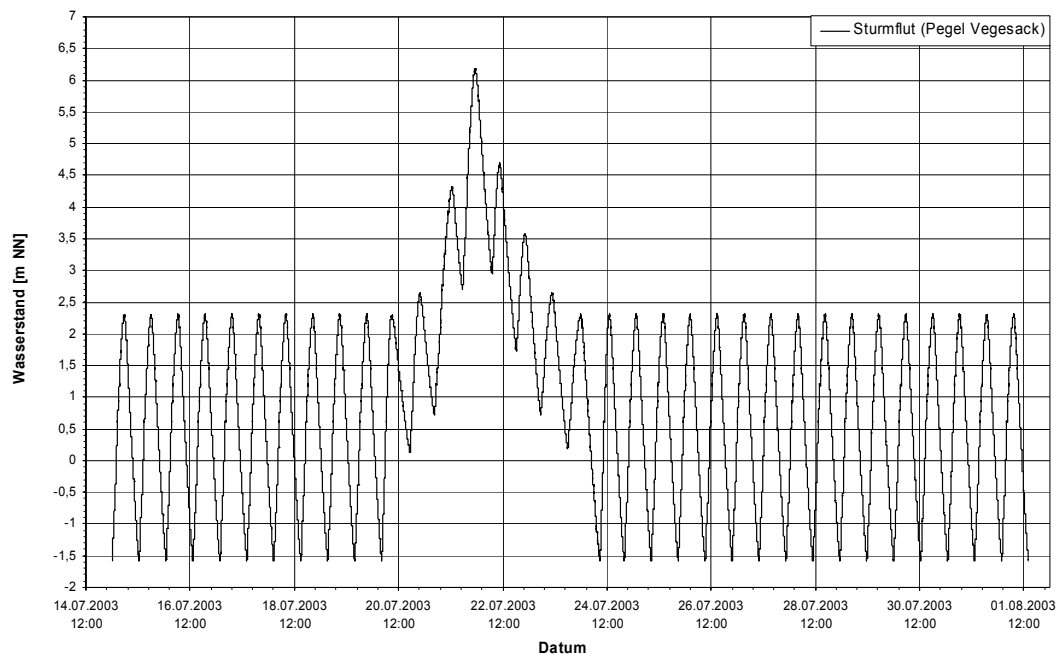


Abbildung 5-2: Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (a) „Auflaufende Sturmflut in der Weser“

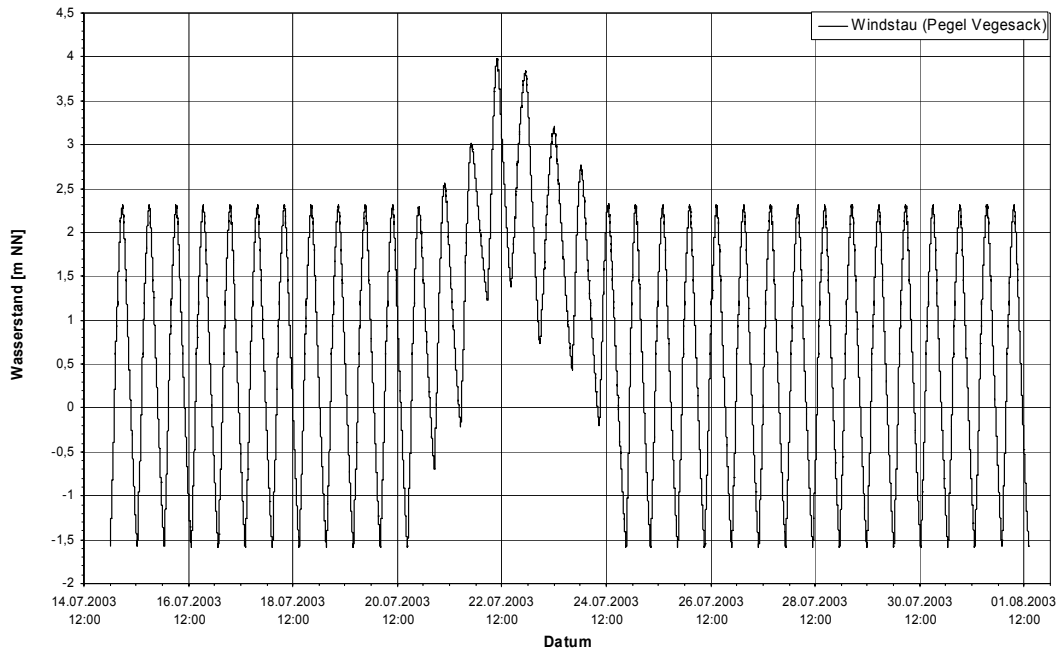


Abbildung 5-3: Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (b) „Windstau in der Weser“

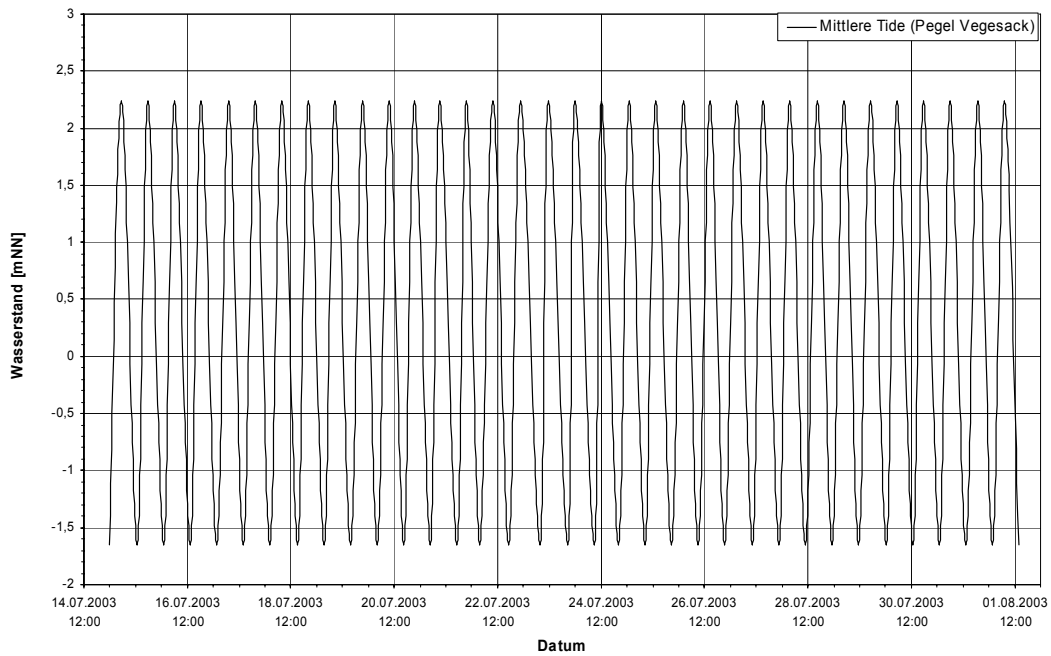


Abbildung 5-4: Wasserstände als untere Randbedingung in der Weser (Pegel Vegesack) für den Lastfall (c) „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“

5.4 Sperrwerkssteuerung

Einen signifikanten Einfluss auf die Wasserstände im Aussagegebiet hat die Steuerung des Lesumsperrwerkes und der Ritterhuder Schleuse.

Im Zuge der Modellkalibrierung wurde das Lesumsperrwerk gemäß Betriebsbuch gesteuert. Die Steuerung weicht nur für das HW-Ereignis Juli 2002 vom Betriebsplan ab. Hier wurden vier Vollsperrungen durchgeführt, während der Betriebsplan Teilsperrungen vorsah (Abbildung 5-5).

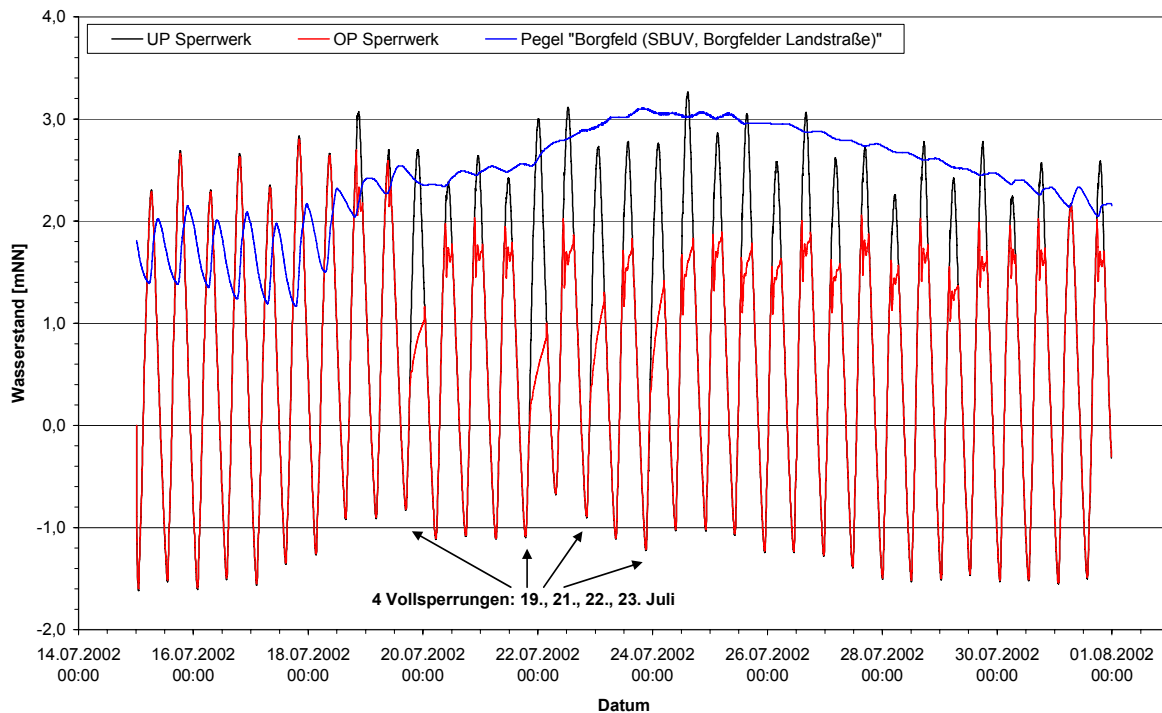


Abbildung 5-5: Sperrwerkssteuerung Juli 2002

Für die Untersuchung des HQ₁₀₀-Ereignisses und die Untersuchung von Maßnahmen erfolgte die Steuerung des Lesumsperrwerkes gemäß Betriebsplan:

Das Lesumsperrwerk wird laut Betriebsplan gesteuert. Damit das Sperrwerk und die Schleuse bei NN + 2,70 m geschlossen sind, ist die Schließung in folgenden Fällen sofort zu veranlassen:

- Im Winterbetrieb: Bei errechnetem Thw am Pegel Vegesack \geq NN+ 2,70 m und erreichtem Wasserstand von NN + 1,80 m am Sperrwerkspegel,
- Im Sommerbetrieb:
 - a) Bei errechnetem Thw am Pegel Vegesack zwischen NN+ 2,70 m bis NN + 2,99 m und erreichtem Wasserstand von NN + 1,80 m am Sperrwerkspegel,
 - b) Bei errechnetem Thw am Pegel Vegesack \geq NN+ 3,00 m und erreichtem Wasserstand von NN + 0,10 m am Sperrwerkspegel (damit sichergestellt ist, dass die Schleuse bei einem Wasserstand von NN + 1,00 m geschlossen ist).
- Zusätzliche Sperrungen: Ist am Pegel Borgfeld SBUV ein Thw von $>$ NN + 2,40 m im Sommer (1.4 bis 15.11) oder $>$ NN + 2,70 m im Winter (16.11 bis 31.3) zu erwarten bzw. wurden diese Wasserstände bei der Vortide überschritten, so sind zusätzliche Entlastungssperrungen durchzuführen (Sperrwerk geschlossen bei NN + 2,00 m)

Das am Lesumsperrwerk zusätzlich installierte Hochwasserentlastungsschöpfwerk mit einer Pumpleistung von insgesamt $45 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde nicht für eine Entlastung herangezogen. Laut Betriebsplan kommt es erst bei Erreichen des maximal zulässigen Binnenwasserstandes von NN + 3,20 m zum Einsatz. Dieser wurde jedoch seit der Sperrwerksinbetriebnahme noch nicht erreicht.

Das Sperrwerk Ritterhude wurde für die Modellkalibrierung gemäß Betriebsbuch gesteuert, wobei nur die Öffnungs- und Schließzeiten, aber nicht die Öffnungsweiten der Tore dokumentiert sind. Daher erfolgte eine iterative Steuerung anhand des Oberwasserpegels.

Für die Untersuchung des HQ_{100} -Ereignisses und die Untersuchung von Maßnahmen wurde das Sperrwerk geöffnet, sobald der Außenwasserstand unter den Binnenwasserstand fiel. Dieser Ansatz gewährleistet, dass aus der Hamme die maximale Wassermenge abgeführt wird.

5.5 Wehrsteuerung

Die Steuerung der Wehre und Stauanlagen erfolgt wie in Kapitel 3.4.2 beschrieben.

5.6 Seitliche Zuflüsse in das Untersuchungsgebiet

Die seitlichen Zuflüsse werden über das NA-Modell berücksichtigt und entweder als Punktquelle (Vorfluter mündet in einen Fließquerschnitt ein) oder verteilte Quelle (Direkteinzug) in das HD-Modell eingespeist. Bei den seitlichen Zuflüssen handelt es sich um die Vorfluter, die nicht als Gewässerabschnitt im Modell enthalten sind.

5.7 Steuerung der Siele und Schöpfwerke

Innerhalb der Modellkalibrierung wurden die Siele und Schöpfwerke gemäß den realen Verhältnissen gesteuert bzw. die entsprechenden Abschlagsmengen angesetzt (siehe Kapitel 3.4.4). Zur Simulation des HQ_{100} -Ereignisses und der Untersuchung von Maßnahmen wurden die Abschlagsmengen aus dem Juli 2002 angesetzt.

6 Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells

6.1 Kalibrierungszeiträume

Für die Kalibrierung des Niederschlag-Abfluss-Modells für das Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebiet wurden die Hochwasserereignisse September 2001 und Juli 2002 herangezogen. Im Juli 2002 lief ein Hochwasser ab, das in weiten Bereichen einem Ereignis mit hundertjähriger Wiederkehrzeit (HQ_{100}) entsprach.

Die Simulationszeiträume lagen in der Zeit vom 01.04.2002 bis 01.08.2002 sowie vom 01.06.2001 bis 01.10.2001. Um den Wassergehalt innerhalb des Oberflächenspeichers und vor allem in der Wurzelzone direkt vor dem Ereignis möglichst genau zu berechnen, wurde eine Vorlaufzeit benötigt, welche für beide Zeiträume rd. dreieinhalb Monate beträgt.

Die Kalibrierung des Modells für das Einzugsgebiet der Rodau erfolgte anhand von Pegelaufzeichnungen aus dem Jahr 1999, da der dort vorhandene Pegel Hastedt nur bis Ende 1999 betrieben wurde. Als Kalibrierungszeitraum wurde der Zeitraum 01.01.1999 bis 30.09.1999 gewählt. Die Simulationen wurden mit einer Zeitschrittweite von $t = 15$ min durchgeführt. Diese Zeitschrittweite ist aufgrund der beschriebenen Datengrundlage ausreichend.

6.2 Zielfunktionen und Effizienzkriterium

Zur Beurteilung der Berechnungsergebnisse wurde das im Jahr 1970 von NASH und SUTCLIFFE vorgeschlagene und im Folgenden beschriebene Effizienzkriterium zugrunde gelegt:

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n [Q_{\text{obs},i} - Q_{\text{sim},i}]^2}{\sum_{i=1}^n [Q_{\text{obs},i} - \bar{Q}_{\text{obs}}]^2} \quad \text{Gleichung 6-1}$$

mit: $Q_{\text{sim},i}$ simulierter Abfluss zur Zeit i [m^3/s]
 $Q_{\text{obs},i}$ korrespondierender gemessener Abfluss [m^3/s]
 \bar{Q}_{obs} mittlerer gemessener Abfluss [m^3/s]

Der Nash-Sutcliffe Koeffizient (mittlerer quadratischer Fehler) kann bei optimaler Übereinstimmung einen Wert von $R^2 = 1$ annehmen. Es ist darauf hinzuweisen, dass nur in durch Pegel kontrollierten Einzugsgebieten die Möglichkeit besteht die Effizienzwerte zu ermitteln und damit eine Einschätzung der Kalibrierung zu ermöglichen.

Eine absolute Übereinstimmung zwischen Simulation und Messung ist selten zu erwarten, da folgende Fehlerquellen die Güte des kalibrierten Modells beeinflussen können:

- Fehler/Lücken/Ausreißer in den zur Verfügung gestellten meteorologischen Daten
- Lücken/Ausreißer in den aufgenommenen hydrologischen Größen *Wasserstand* und *Abfluss*
- Verwendung nicht optimaler Kalibrierungsparameter

Im Rahmen der Kalibrierung sind insbesondere die sich durch den letztgenannten Punkt ergebenden Fehler bzw. Ungenauigkeiten durch den Modellanwender zu minimieren. Die zuvor genannten Punkte sind vor einer Simulation zu prüfen und zu beachten.

Um die Qualität der im Folgenden beschriebenen Simulationsergebnisse für das betrachtete Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebiet noch zu verbessern und eine optimale Kalibrierung zu erreichen soll-

ten kontinuierliche Abflussmessungen für jedes Teileinzugsgebiet auch in tidebeeinflussten Bereichen über einen Zeitraum von mindestens 3 Jahren vorhanden sein.

6.3 Untersuchungsergebnisse

Der Oberflächenabflusskoeffizient CQ_{OF} erreicht im Untersuchungsgebiet Werte zwischen 0,11 und 0,93. Der während der Autokalibrierung ermittelte maximale Wassergehalt im Oberflächenspeicher der Teileinzugsgebiete variiert zwischen $U_{max} = 10,1$ mm (Rodau EG_3) und $U_{max} = 19,7$ mm (Hahnenbach EG_2) und liegt damit im üblichen Bereich $U_{max} = 10 \div 20$ mm.

Die während der Kalibrierung bestimmten Werte für L_{max} liegen zwischen $L_{max} = 105$ mm (Wiedau_Rodau_Wümme) und $L_{max} = 298$ mm (Fintau EG_1). Insbesondere im Bereich der Oberen Wümme und der Fintau sind höhere Werte festzustellen, die an die vorgegebene und übliche obere Grenze von $L_{max} = 30$ cm heranreichen.

Die folgenden Abbildungen zeigen beispielhaft die simulierten Abflussganglinien an den Pegeln Hellwege-Schleuse für beide Kalibrierungszeiträume. Die simulierten Abflussganglinien an den übrigen Abflusspegeln sowie am Auslass der betrachteten Teileinzugsgebiete sind dem Anhang des Originalberichtes zu entnehmen [FRANZIUS-INSTITUT, 2006].

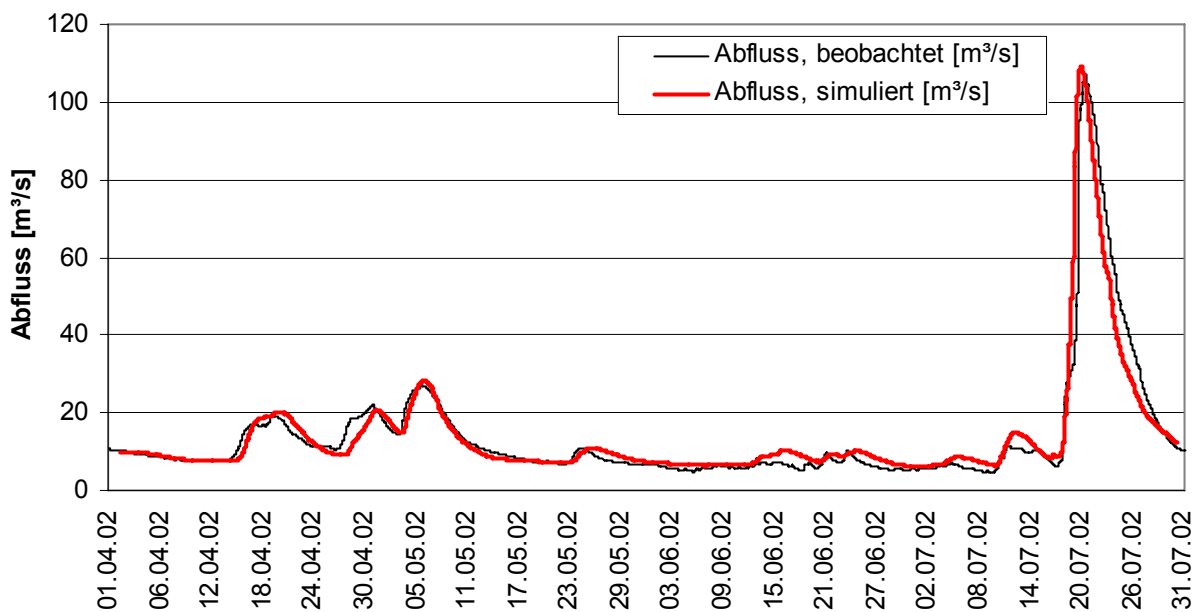


Abbildung 6-1: Ermittelte und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (April – Juli 2002)

Für das Juli 2002 – Ereignis zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Abflussganglinien. Die Höhe sowie der Verlauf der Ganglinien sind in Niedrigwasserphasen sowie in der Hochwasserperiode nahezu identisch. Die kleineren Vorwellen werden ebenso wie das Hauptereignis abgebildet. Ein Zeitversatz ist insbesondere im Nachlauf der Hochwasserwelle zu erkennen.

Die Kalibrierung für das Hochwasserereignis September 2001 zeigt ein ähnliches Ergebnis. Hier treten ebenfalls im Nachlauf der Hochwasserwelle Abweichungen, insbesondere ein Zeitversatz, auf.

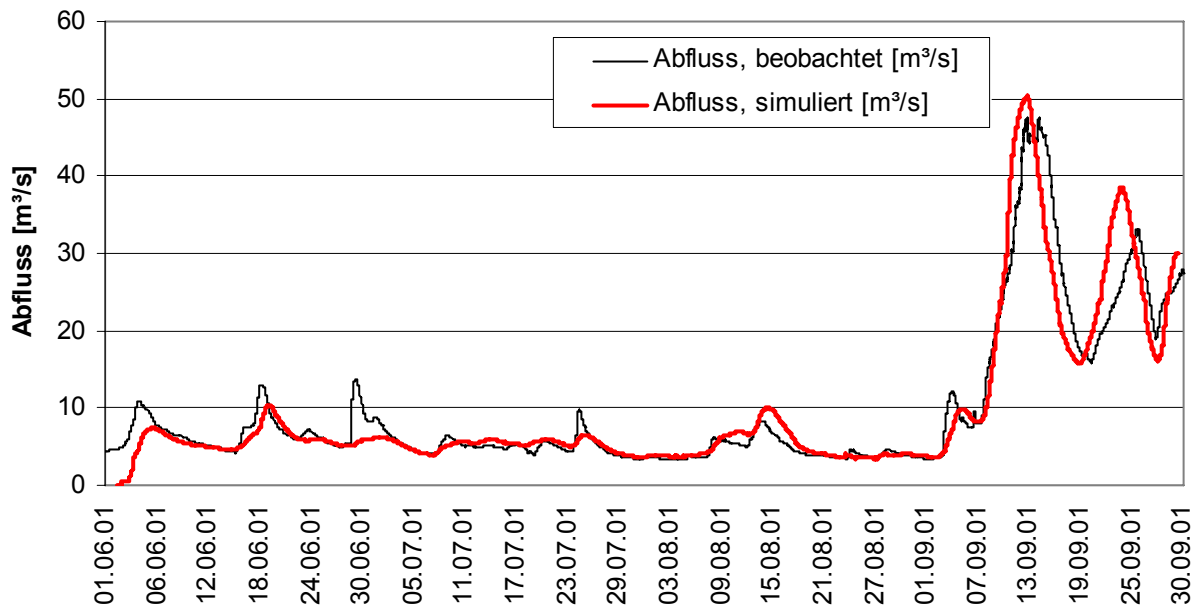


Abbildung 6-2: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (Juni – Sept. 2001)

Im Kalibrierungszeitraum September 2001 weisen die Teileinzugsgebiete im Bereich des Giehler Bachs und des Hahnenbachs die höchsten Abweichungen ($> 10\%$) auf. Im Simulationszeitraum Juli 2002 liegt die betragsmäßig größte Abweichung bei rd. 6% im Bereich der Wieste. Insgesamt sind die Abweichungen zwischen simuliertem und beobachtetem Abfluss kleiner 1% .

Zur Beurteilung ob eine Verlängerung der Vorlaufzeit zu einer Verbesserung der Simulationsergebnisse führt, erfolgte im Einzugsgebiet der Wiedau eine Simulation des Niederschlag-Abfluss-Prozesses für das gesamte Jahr 2001. Die Vorlaufzeit für das Hochwasserereignis im September 2001 verlängert sich auf acht Monate.

Es zeigte sich, dass die längere Vorlaufzeit die Hochwasserspitze nicht genauer abbildet, so dass der gewählte Simulationszeitraum als ausreichend betrachtet werden kann. Geringe Verbesserungen waren in Niedrig- und Mittelwasserperioden festzustellen.

Insbesondere in zu untersuchenden Gebieten, in denen keine Anhaltspunkte für Anfangsbedingungen (Basisabfluss, Füllgrad in den Bodenspeichern) vorliegen, ist eine ausreichend gewählte Vorlaufzeit sinnvoll.

Im Folgenden ist beispielhaft der Verlauf des relativen Wassergehalts im Oberflächenspeicher U/U_{\max} sowie im Wurzelzonenspeicher L/L_{\max} sowie des Basisabflusses für das rd. 40 km^2 große Teileinzugsgebiet Veerse EG_5 dargestellt. Es wird deutlich, dass der Oberflächenspeicher sofort auf Niederschlagsereignisse reagiert. In Trockenperioden ist der Wert $U/U_{\max} = 0$. Bei Betrachtung des relativen Wassergehaltes L/L_{\max} im Wurzelzonenspeicher zeigt sich, dass dieser in Wintermonaten ansteigt und Werte über $0,8$ annimmt, während in den Sommermonaten in diesem Einzugsgebiet Werte zwischen $0,5$ bis $0,6$ auftreten. Im Juli 2002 zeigt sich dann ein sprunghafter Anstieg der Kurve bedingt durch den extremen Niederschlag. An den Kurven wird auch deutlich, dass bei Vorhandensein von Langzeitsimulationen eine schnelle Abschätzung der Anfangsbedingungen einer Niederschlag-Abfluss-Simulation möglich ist.

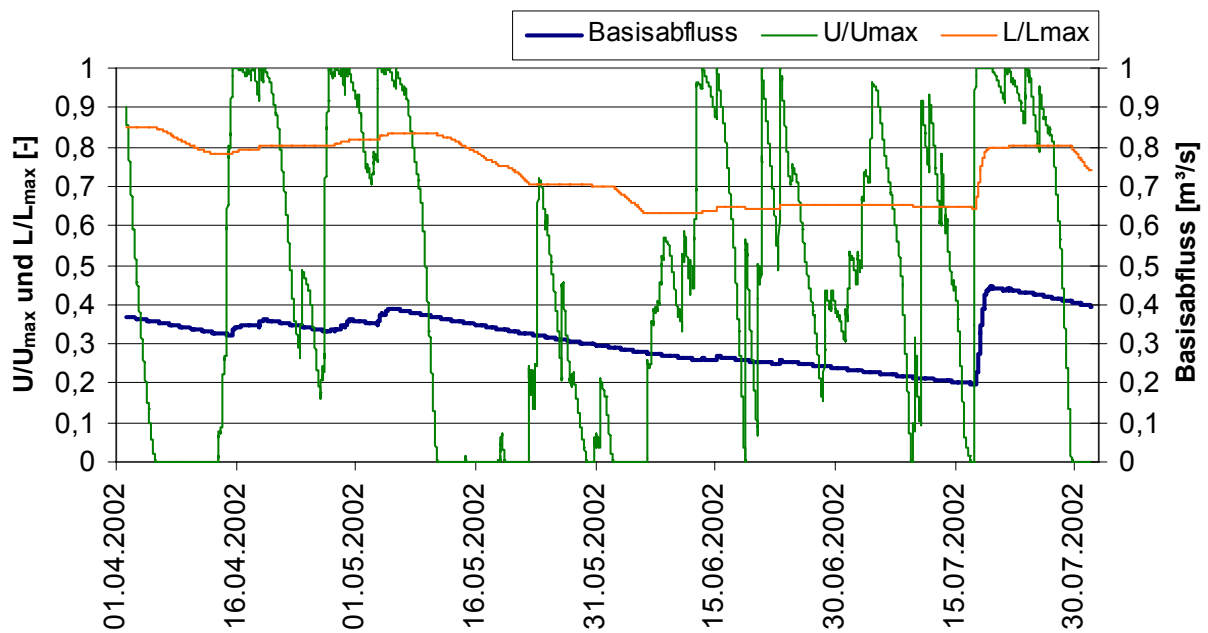


Abbildung 6-3: Relativer Feuchtegehalt U/U_{\max} und L/L_{\max} in den Bodenspeichern sowie Basisabfluss des Teileinzugsgebietes Veerse EG_5 im Kalibrierungszeitraum 2002

6.4 Analyse der Simulationsergebnisse

Mögliche Gründe für die Abweichungen der simulierten zu den gemessenen bzw. ermittelten Abflussganglinien sollen im Folgenden aufgezeigt werden:

- Als Anfangsbedingung der Simulation ist der Füllgrad der einzelnen Speicher abzuschätzen. Zur Hochwassermodellierung sollten die Anfangsbedingungen (insbes. Wassergehalt der Bodenspeicher) durch Langzeitsimulationen ermittelt werden. Dadurch würden auch Niederschlagsereignisse in Wintermonaten erfasst, was hierfür eine Abschätzung der Anfangsbedingungen erleichtern würde.
- Zurzeit werden keine Abflussmessungen im tidebeeinflussten Gebiet und im Einzugsgebiet der Hamme (bis auf den Pegel Ahrensdorf) durchgeführt. Daher ist eine modellunabhängige Kontrolle der berechneten Durchflüsse nicht möglich. Wir empfehlen daher dringend derartige Messungen durchzuführen, um neben den Wasserständen an den bekannten Pegeln auch den Durchfluss – und damit auch die über den Querschnitt gemittelten Strömungsgeschwindigkeiten – kontrollieren zu können. Nur so wird die Volumenbilanz und ihre Veränderlichkeit über den Längsschnitt beurteilbar.
- In den tidefreien Bereichen wurden Abflussganglinien aus Wasserstandsmessungen an den Pegeln mit Hilfe des Eta-Verfahrens bestimmt. Dieses Verfahren basiert auf der Annahme, dass sich die Durchflusshemmung zwischen den Eichmessungen stetig und gleichmäßig ändert und daher alle Zwischenwerte über geradlinige Interpolation zu ermitteln sind. Als wesentliche Fehlerquelle ist die Ermittlung und Anwendung von Reduktionswerten im Hochwasserbereich zu nennen. Es ist problematisch Eta-Werte für die Tage der HW-Welle aus Eichmessungen abzuleiten, welche bei hydraulisch völlig anderen Situationen ermittelt wurden. Wir empfehlen daher Dauermessstellen (z.B. auf der Grundlage eines ADCP) für die Messung des Abflusses einzurichten. Diese müssen nicht dauerhaft an einem Pegel verbleiben, sondern könnten nach 2-3 Jahren an andere Pegel verlegt werden, um dann dort die Abflussganglinie – auch in ihrer jahreszeitlichen Abhängigkeit – aufzunehmen und zu verbessern.

- Die Abflüsse an den Pegeln wurden nach Rücksprache mit dem GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST über einen linearisierten Ansatz sowie eine Flächengewichtung auf die jeweiligen Teileinzugsgebiete übertragen, um den dort einzusteuern den Abfluss zu berechnen. Da nicht alle Teileinzugsgebiete oberhalb des betreffenden Pegels die gleiche Gebiets- und Abflusscharakteristik aufweisen, können durch eine reine flächengewichtete Aufteilung Verteilungsfehler entstehen, die sich im ersten Schritt in einer falschen räumlichen Zuordnung der Teilabflüsse widerspiegeln. Wir empfehlen für eine verbesserte Verteilung der Abflüsse an den bekannten Pegeln Abflussmessungen in den Teileinzugsgebieten.
- Für den zuvor genannten Ansatz wurde eine mittlere Fließgeschwindigkeit von $v = 0,35 \text{ m/s}$ von den Teileinzugsgebieten zu den Kontrollpegeln angesetzt. Diese Fließgeschwindigkeit ergibt sich aus Abflussmessungen des NLWKN sowie der Betrachtung des Ablaufs von Hochwasserwellen im Bearbeitungsgebiet. Mit Hilfe dieser Fließgeschwindigkeit und dem Abstand der Teileinzugsgebiete zum jeweiligen Pegel wurden die zugehörigen Abflussganglinien phasenverschoben. Der sich ergebende zeitliche Abstand zwischen Scheitelabfluss und entsprechendem Niederschlagsereignis kann fehlerbehaftet sein. Wir empfehlen daher Geschwindigkeitsmessungen während ablaufender Hochwasserereignisse in Teileinzugsgebieten durchzuführen.
- Zudem kam es in den betrachteten Zeiträumen zu Ausfällen an Pegeln. Die Datenlücken wurden mit Hilfe von Tagesmittelwerten ergänzt bzw. linear interpoliert.

Um die Genauigkeit der Simulationsergebnisse deutlich zu verbessern, ist der Einsatz von Ultraschallmessgeräten in Gewässerabschnitten zu empfehlen.

Trotz der genannten Punkte weist das kalibrierte Niederschlag-Abfluss-Modell eine Qualität auf, die Hochwasservorhersagen auf Basis gemessener bzw. zu erwartender Niederschläge ermöglicht.

7 Kalibrierung des HN-Modells

7.1 Vorgehen bei der Modellkalibrierung

Für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells im Bereich Lesum, Hamme und Wümme wurden die in Kapitel 5.1 beschriebenen Randbedingungen in Ansatz gebracht.

Die Kalibrierung ist für die Hochwasserereignisse September 2001 (01.09.2001 0.⁰⁰ -30.09.2001 0.⁰⁰) und Juli 2002 (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰) durchgeführt worden. Für die Kalibrierung des HD-Modells reichen kürzere Zeiträume aus, da keine Parameter verwendet werden, die eine längere Vorlaufzeit benötigen, wie die Bodenparameter bei der Kalibrierung des NA-Modells. Zur Kalibrierung wurden die Abflusswerte aus der Kopplung mit N-A-Modell verwendet.

Als Eichparameter dient die Sohlreibung in Form des MANNING-Beiwertes k_{st} . Dieser wird in den drei Bereichen der für die Simulation des Abflussvorganges eingesetzten Querprofile spezifiziert. Die Zone 1 ist der ständig durchflossene Teil des Querschnitts. Die Zone 2 stellt den Uferbereich bzw. den teilweise durchflossenen Bereich dar. Die Zone 3 bildet die Vorländer ab, die nur bei HW-Ereignissen überströmt werden.

Bei der Kalibrierung werden zuerst die Zonen definiert und anschließend die Rauigkeiten anhand der Bewuchsform eingegeben. Durch Variation des k_{st} -Wertes wird die Rauigkeit des Gewässers angepasst. Im Querprofil kommt es zu einer Rauigkeitsverteilung von glatt nach rau von Zone 1 nach Zone 3. Die Rauigkeit kann dabei für einzelne HW-Ereignisse variieren, was aus einer jahreszeitlichen Änderung des Bewuchses resultiert.

Weitere wichtige Parameter für die Modellkalibrierung sind in Tabelle 7-1 aufgeführt. Delta ist dabei eine Variable, die Schwingungen im System dämpft. Für die Kalibrierung ist sie auf eine mittlere Empfindlichkeit eingestellt worden. Der Wert Delh kennzeichnet den Bereich des Niedrigwasserabflusses. Er stellt ein Stabilitätskriterium dar, durch das eine Trockenfallen von Berechnungsknoten und der damit verbundene Simulationsabbruch verhindert wird. Mit der Variablen Nolter wird die Anzahl der Iterationen pro Zeitschritt definiert. Als Voreinstellung ist 1 definiert. Für die Kalibrierung wurde der Wert auf 2 hochgesetzt. Die erste Iteration startet für diesen Fall mit dem vorherigen Zeitschritt und setzt dann zweimal auf den jeweils errechneten Wert auf.

Die Zeitschrittweite wurde so gewählt, dass das Courant-Kriterium erfüllt wurde. Dies besagt, dass die Zeitschrittweite nicht größer sein darf, als die Zeit die ein Wasserpartikel (oder eine Welle) braucht, um von einem Gitterpunkt zum nächsten zu wandern.

Tabelle 7-1: Kalibrierungsparameter für das HD-Modell

	Wertebereich	Werte Modelkalibrierung
Delta	0,5 – 1,0	0,8 [-]
Delh	0,1 – 1,0	0,2 [m]
Nolter	1 oder 2	2
Zeitschrittweite	variabel	1 [min]

Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Modellkalibrierung ist die Steuerung der regelbaren Bauwerke. Diese wurden auf die vorgegebenen Stauziele eingestellt bzw. anhand der Betriebsbücher gesteuert. Eine iterative Bestimmung der angewandten Steuerung musste hier nur für den Fall durchgeführt werden, dass Steuerzeiten aber keine Öffnungsweiten vorhanden waren.

7.2 Ergebnisse der Modellkalibrierung

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells in Hinblick auf einen naturähnlichen Tideablauf erfolgte nach den Tidewasserständen bzw. Binnenwasserständen und den Eintrittszeiten der Scheitelwerte der Tiden. Die Erläuterung der Ergebnisse wird in diesem Kapitel beispielhaft für das Kalibrierungsereignis Juli 2002 ausgeführt, ist aber auch für das Ereignis September 2001 gültig.

Beispielhaft für das obere Einzugsgebiet der Wümme sind die Wasserstände und der Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 in Abbildung 7-1 und Abbildung 7-2 dargestellt.

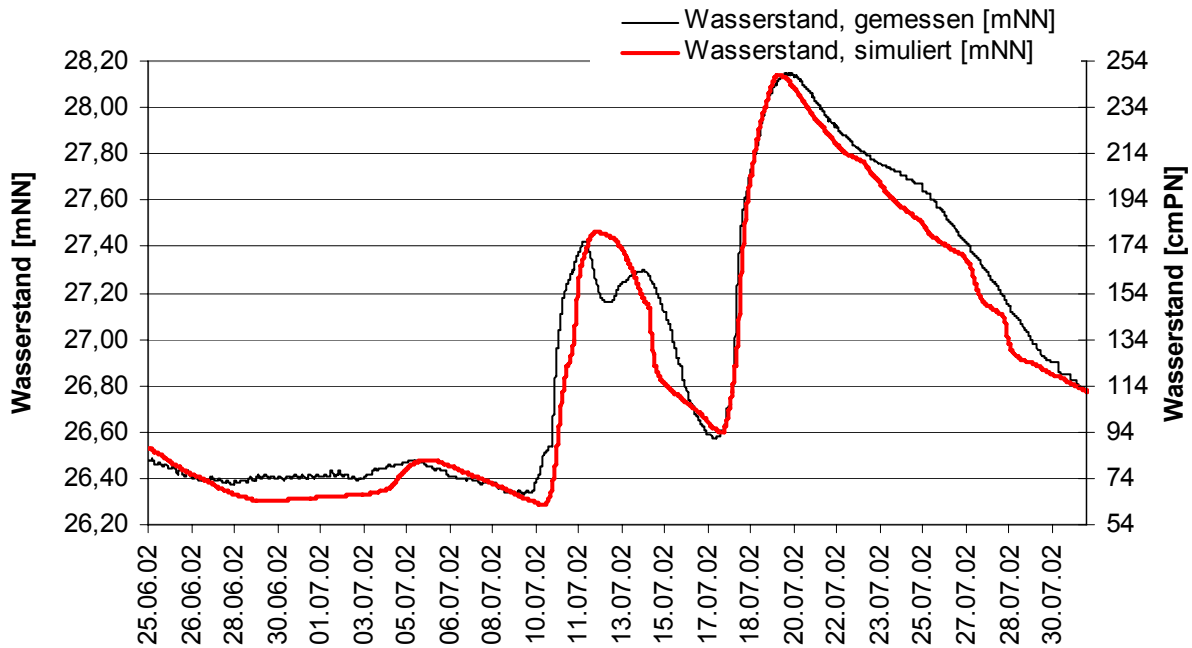


Abbildung 7-1: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Lauenbrück B75 (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Es ist zu erkennen, dass sowohl der Abfluss als auch der Wasserstand gut abgebildet werden. Es kommt zu einer leichten zeitlichen Verschiebung die im Hochwasserscheitel 15 Minuten beträgt. Der Maximalwasserstand wird mit einer Abweichung von rund 1 cm abgebildet. Abweichungen im Vorlauf der Hochwasserwelle resultieren aus den eingesteuerten Abflusswerten des NA-Modells. Dies ist am 12.07.2002 gut zu erkennen. Das NA-Modell liefert eine Abflusskurve mit einem Peak, währenddessen der mittels eta-Verfahren ermittelte Abfluss zwei Peaks aufweist. Abweichungen im Abstromast, die sich als Knickstellen bemerkbar machen, werden durch die Rauigkeitsübergänge induziert. Die Rauigkeiten variieren hier stark (Zone 1: 30, Zone 2: 15, Zone 3: 10), um den vorherrschenden Bewuchs im Flussschlauch und auf den Vorländern abzubilden.

Ähnlich verhalten sich die anderen Pegel im oberen Einzugsgebiet. In Abbildung 7-3 sind die Wasserstände am Pegel Hellwege Schleuse dargestellt, der alle Pegel einflüsse des oberen Einzugsgebietes widerspiegelt. Er ist der letzte Kontrollpegel vor der Aufspaltung der Wümme in Nord- und Südam und der anschließenden Auffächerung in das stark verzweigte Binnendelta der Wümme.

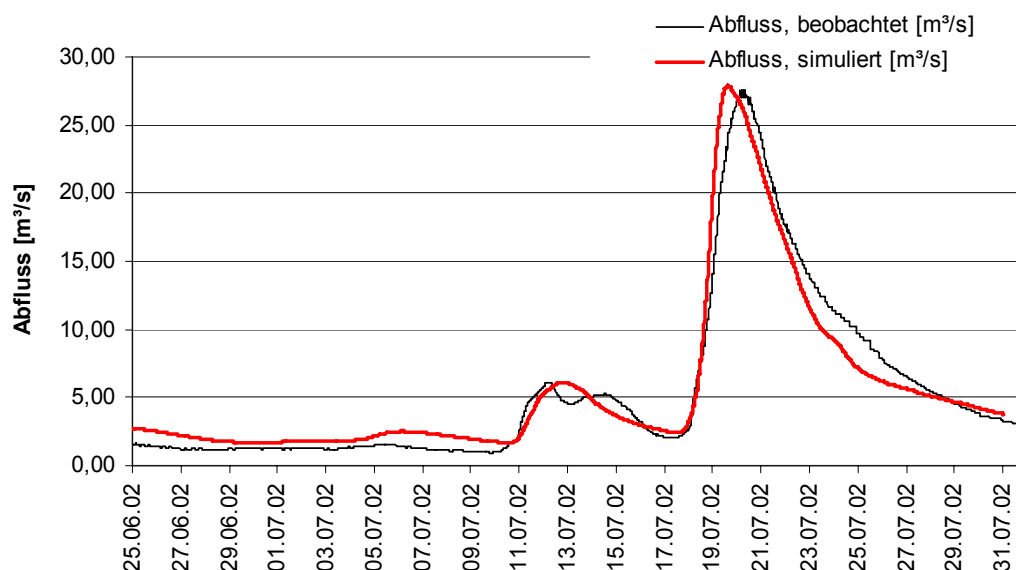


Abbildung 7-2: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Lauenbrück B75 (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Am Pegel Hellwege Schleuse wird deutlich, dass die Wasserstände im Vorlauf der Welle zu hoch ausfallen, was sich aus den Abflüssen des NA-Modells, Abbildung 7-4 ableitet, die im Vorlauf oberhalb der ermittelten Werte liegen. So ergibt sich am 12.07.02 die maximale Abweichung von ca. 45 cm, da der simulierte Abfluss ca. 4 m³/s höher ist als der ermittelte Abfluss. Der Scheitelwasserstand wird mit einer Genauigkeit von ca. 3 cm getroffen. Es kommt jedoch zu einer Verschiebung des Eintrittszeitpunktes des Hochwasserscheitels in der Abflusskurve von etwa 6 Stunden, der in der Wasserstandskurve mit ca. 2 Stunden deutlich geringer ausfällt. Dies hängt mit dem Ausuferungsprozess und den in diesem Bereich verwendeten Rauigkeiten zusammen. Weiterhin ist Abbildung 7-3 und Abbildung 7-4 zu entnehmen, dass die Standzeit der Hochwasserwelle in der Simulation kürzer ausfällt. Dies wird durch einen gezielten Rückhalt in der Fläche ausgeglichen, so dass es keine Auswirkung auf die unterstrom gelegenen Pegel hat. Die Knickstellen, die die simulierte Wasserstandskurve im Abstromast aufweist, hängen mit der Wahl der Rauigkeiten zusammen. An den jeweiligen Knickstellen befinden sich die Übergänge zwischen den Rauigkeitsbereichen.

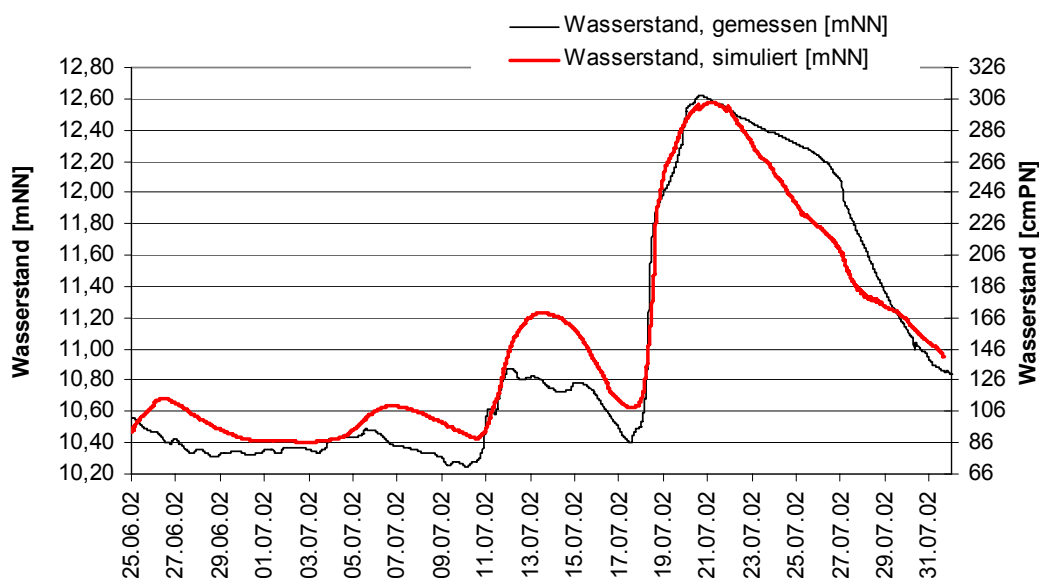


Abbildung 7-3: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

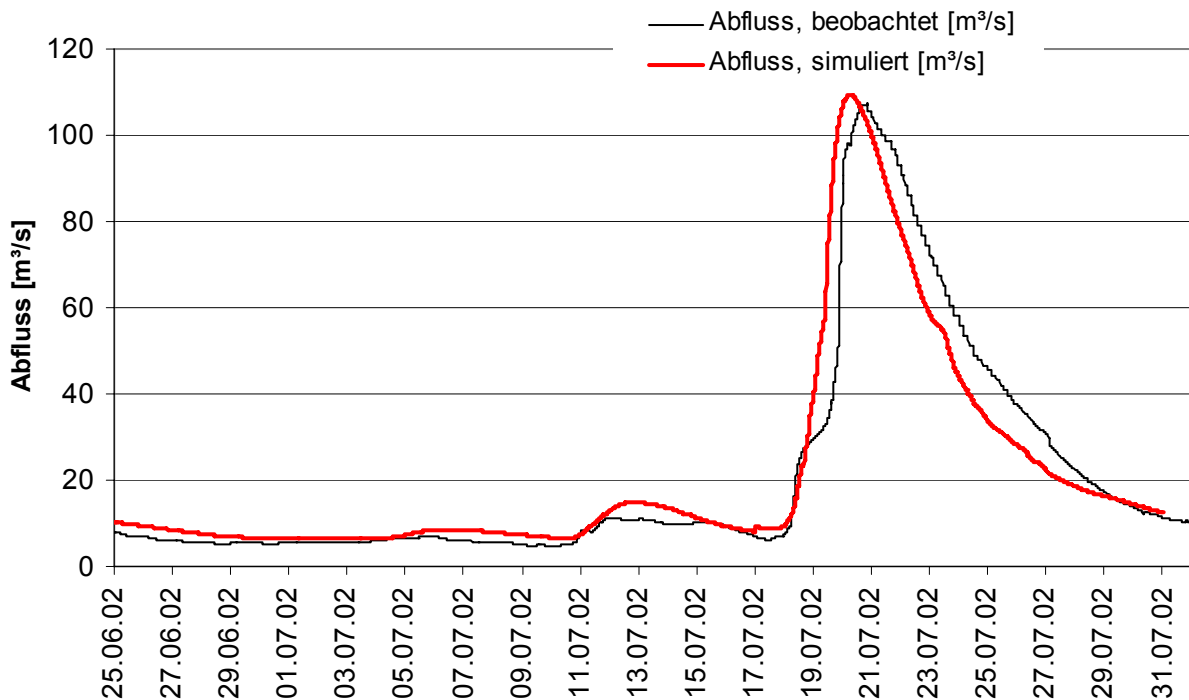


Abbildung 7-4: Ermittelter und simulierter Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Die für den Pegel Hellwege Schleuse beschriebenen Charakteristika spiegeln sich auch am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) wieder (Abbildung 7-5). Hier ist zu erkennen, dass im Vorlauf der Hochwasserwelle (12.07-16.07.2002) die Tideniedrigwasserstände nicht bis auf den ermittelten Wert absinken, was mit dem vermehrten Oberwasserzufluss zu begründen ist. Bei der Betrachtung der Hochwasserwelle am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ist zu erkennen, dass sich die Scheitelwasserstände mit einer Abweichung von ca. 2 cm decken. Des Weiteren ist der Wasserstandskurve zu entnehmen, dass die simulierte Standzeit der Hochwasserwelle mit der gemessenen übereinstimmt. Diese wurde durch einen gezielten Rückhalt in der Fläche erreicht. Zu Abweichungen bzgl. des Eintrittszeitpunktes der Hochwasserwelle kommt es am 22.07.02 um 6.00 Uhr. Hier steigt die Wasserstandskurve in der Simulation etwa 6 Stunden früher stark an, der Scheitelwert verschiebt sich nur um etwa 15 Minuten. Um die Standzeit und den Eintrittszeitpunkt der Hochwasserwelle und damit den Rückhalt in der Fläche genauer modellieren zu können, wäre es notwendig, die in den letzten Jahrzehnten eingetretenen Geländesackungen und das Grabensystem zwischen Südarms und Nordarm im Modell vollständig abzubilden. Eine Kontrolle der Abflussganglinien am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ist nicht möglich, da es für den Pegel keine Q-h-Beziehung gibt (Tidebereich).

Bei der Steuerung der Wehre ist besonders das Ritterhuder Sperrwerk hervorzuheben. Für dieses liegen keine genauen Sperrpläne vor. Zwar waren die Öffnungszeiten der Sperrwerkstore bekannt, jedoch wurden keine Öffnungsweiten festgehalten. Auch war unbekannt, wie viele Sperrwerkstore geöffnet wurden. Für die Kalibrierung wurden die Sperrwerkstore so gesteuert, dass der Oberwasserpegel eingehalten wurde. Das Ergebnis der Kalibrierung ist in Abbildung 7-6 dargestellt. Mit der verwendeten Steuerungsmethode werden so mittlere Abweichungen von ca. 2 cm und eine Abweichung im Hochwasserscheitel von ca. 4 cm erreicht.

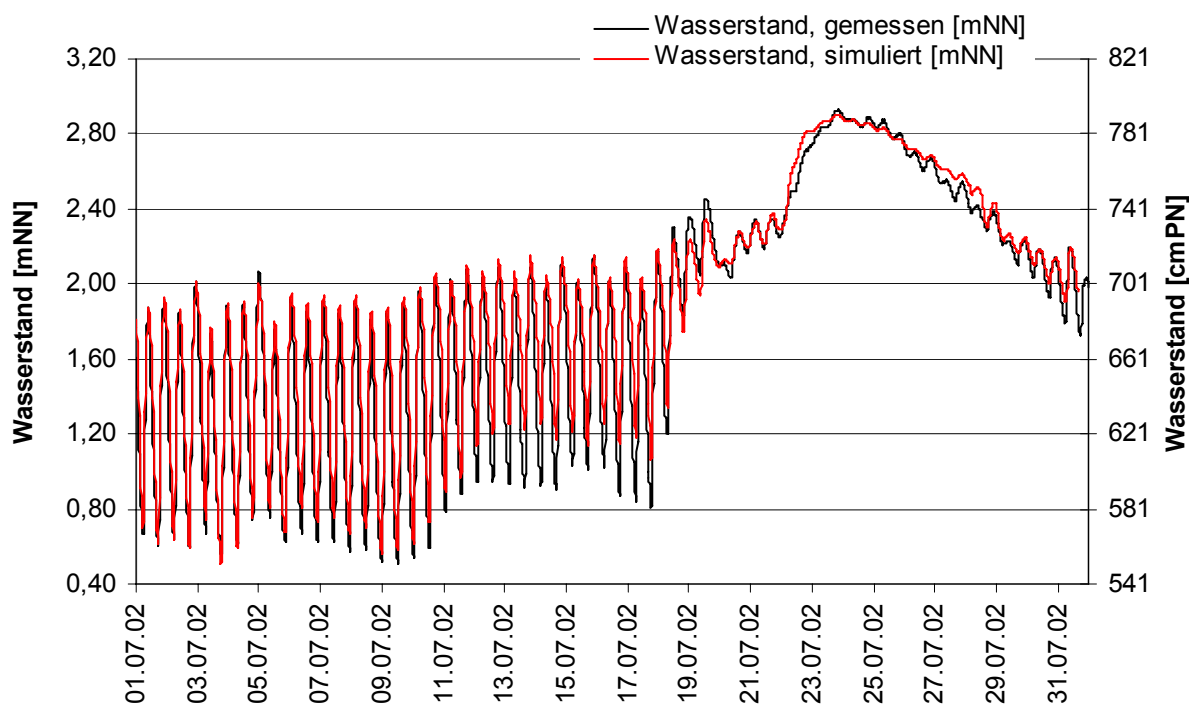


Abbildung 7-5: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

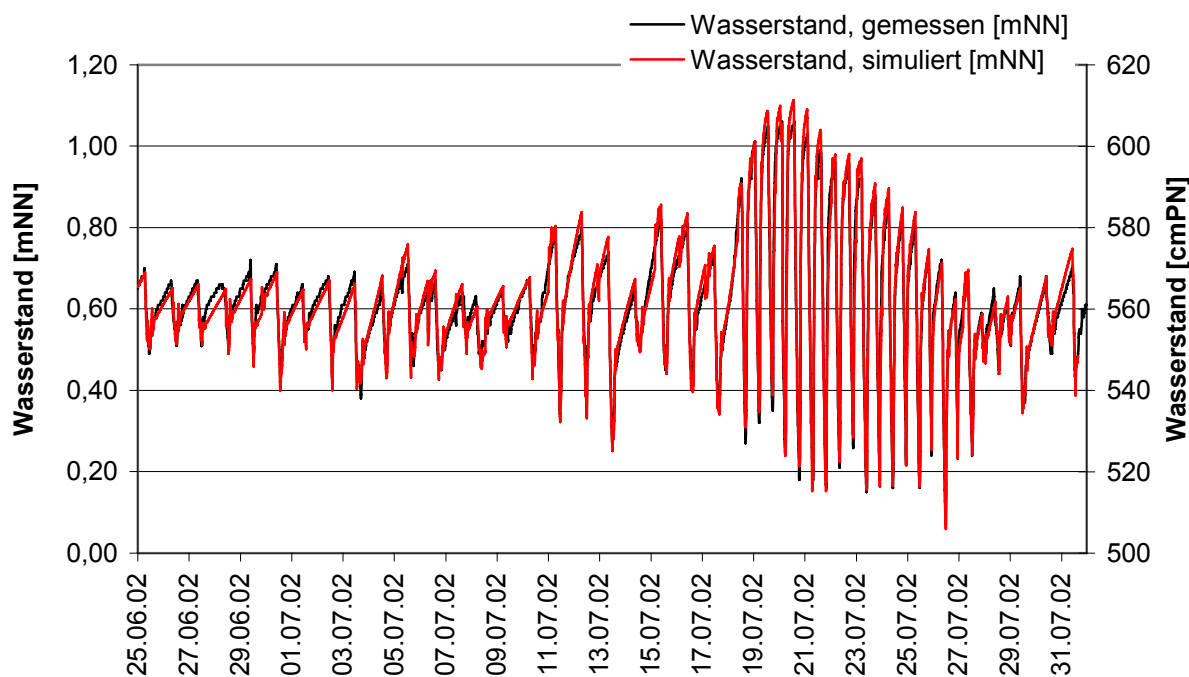


Abbildung 7-6: Gemessener und simulierter Wasserstand am Pegel Ritterhuder Schleuse OP (25.06.2002 0.⁰⁰ -31.07.2002 0.⁰⁰)

Die Abweichungen für die Kalibrierungsereignisse 2001 und 2002 sind zusammenfassend in Tabelle 7-2 aufgeführt. Die relativ hohen mittleren Abweichungen resultieren aus einer ca. 15-minütigen Phasenverschiebung. Diese wird durch die mit Hilfe des N-A-Modells induzierten Abflüsse hervorgerufen, die im Modell etwa 15 Minuten zu früh auftreten. Im Bereich des Hochwasserscheitels 2001 kommt es

für die Pegel Wasserhorst, Niederblockland und Kuhsiel zu Abweichungen, die in Zusammenhang mit der Steuerung des Lesumsperrwerkes stehen. Die Öffnungs- und Schließzeiten sind mit einer Genauigkeit von 5 min. dokumentiert, so dass sich Abweichungen aus der zeitlichen Differenz ergeben können.

Die starken mittleren Abweichungen von ca. 18 cm am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) ergeben sich aus dem erhöhten Oberwassereinfluss der Hochwasserwelle (12.07. - 16.07.2002) der die Tideniedrigwasserstände nicht bis auf den ermittelten Wert absinken lässt. Dies wird wie oben beschrieben durch das NA-Modell hervorgerufen. Am Pegel Hellwege Schleuse treten Abweichungen von ca. 15 bzw. 13 cm auf. Hierbei handelt es sich wiederum um einen Zeitversatz der im gesamten oberen Einzugsgebiet zu verzeichnen ist. Der charakteristische Verlauf der Wasserstandskurve wird jedoch gut abgebildet.

Am Pegel Rotenburg kommt es zu mittleren Abweichungen von ca. 18 cm. Um am Pegel den Hochwasserpeak zu erreichen, musste eine Rauigkeit von $10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Zone 3 und $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Zone 2 eingesetzt werden. Während der Hochwasserwelle legt sich üblicherweise der Bewuchs, so dass das Wasser besser abfließen kann. Dies kann nur durch glattere Zonen berücksichtigt werden, was während der Simulation nicht durchgeführt werden kann. Zusätzlich kommt hinzu, dass der Pegel direkt hinter einer Brücke angeordnet ist, so dass es auch hier zu einer Beeinträchtigung des Abflussgeschehens kommen kann.

Der Bereich Wörpe weist für beide Kalibrierungsereignisse starke Abweichungen im Mittelwasser auf. Die für die Ermittlung des Abflusses vorgegebenen Eta-Werte liegen hier zwischen 1,3 und 23, was den normalen Wertebereich (0–1) deutlich überschreitet. Die Abminderung der Abflüsse ist also so stark, dass von einer kompletten Verkrautung des Gewässers ausgegangen werden kann. Diese kann nicht durch extrem hohe Rauigkeit nachgebildet werden.

Bei der weiteren Betrachtung der Tabelle 7-2 fällt für den Pegel Ahrensdorf auf, dass es im Kalibrierungsereignis 2001 zu einer mittleren Abweichung von ca. 18 cm und einer Abweichung im Hochwasserscheitel von ca. 10 cm kommt. Zu der Abweichung im Hochwasserscheitel kann es kommen, da sich kurz unterhalb des Pegels ein regelbares Sohlbauwerk befindet, für das es keine Steuerpläne gibt.

Die Abweichungen an den Pegeln Tietjenshütte, Teufelsmoor, Beek und Ritterhude stehen in direktem Bezug zur Steuerung der Sperrwerke und Schleusen, die wie oben beschrieben auf den Oberpegel bzw. auf Stauwasserstände erfolgte. Die im Bedarfsfall durchgeführte Nachsteuerung an der Ritterhuder Schleuse ist nicht dokumentiert. Wir empfehlen daher die Steuerung der Ritterhuder Schleuse zukünftig im operativen Betrieb zu erfassen und auch nachträglich durchgeführte Teilöffnungen zu protokollieren.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die Abweichungen der Scheitelwerte mit einer Genauigkeit von 1 bis 10 cm erfasst wurden. Die Wasserstände an den zur Verfügung stehenden Pegeln konnten damit mit einer für die Aufgabenstellung ausreichenden Genauigkeit reproduziert werden. Diese Genauigkeit konnte nur erreicht werden, indem die ausgedehnten Vorlandbereiche mit ihrer Retentionswirkung durch das eingangs beschriebene Verfahren erfasst wurden. Für die Verbesserung der Modellqualität wäre eine synoptische Aufnahme im gesamten Einzugsgebiet - insbesondere jedoch im Einzugsgebiet der Hamme und im Binnendelta der Wümme - sinnvoll. Im Falle eines größeren Hochwasserereignisses empfehlen wir diese Aufnahme für das gesamte Lesum-Hamme-Wümme-System. Aufbauend auf den Ergebnissen des NA-Modells und des hydrodynamischen Modells kann diese Aufnahme detailliert vorbereitet werden.

Tabelle 7-2: Genauigkeiten der reproduzierten Pegelwerte im Zuge der Kalibrierung

	Mittlere Abweichung* 2001 [cm]	Abweichung* im Hochwasserscheitel [cm]	Mittlere Abweichung* 2002 [cm]	Abweichung* im Hochwasserscheitel [cm]
Lesumsperrwerk Unterwasser	4,6	3,0	6,2	3,4
Lesumsperrwerk Oberwasser	9,6	4,7	6,9	4,0
Wasserhorst	12,4	9,8	4,9	3,6
Dammsiel	13,9	1,2	6,4	4,9
Niederblockland	11,8	5,2	8,9	1,0
Kuhsiel	10,9	8,1	9,3	1,8
Borgfeld WSA	8,8	7,1	18,2	1,6
Grasberg	1		12,8	0,4
Schnackemühlen	14,3	2,3	9,7	6,6
Borgfeld SBUV	8,8	7,2	9,8	Pegelausfall
Hellwege Schleuse	15,0	3,4	12,8	3,2
Sottrum	7,8	0,6	6,3	2,1
Rotenburg	18,2	0,6	-	-
Worth	12,0	2,0	6,3	9,7
Veerse	10,9	1,9	11,0	4,5
Lauenbrück B75	10,7	1,7	10,0	1,1
Lauenbrück Fintau	5,6	6,7	2,7	5,1
Wümme	7,9	5,5	9,3	3,3
Ritterhuder Sperrwerk Oberwasser	3,3	15	2,3	3,9
Ritterhuder Sperrwerk Unterwasser	8,5	0,8	9,4	2,3
Tietjenshütte	4,8	15	2,4	5,4
Teufelsmoor	11,0	20,0	3,8	9,2
Beek	6,8	20,0	-	-
Ahrensdorf	17,5	9,8	5,0	2,7
* Abweichung = gemessener Wert – simulierter Wert				

¹ keine Kalibrierung für das Ereignis 2001, da eta-Werte zwischen 1,3 und 23

8 Prognoserechnungen

8.1 Wiederkehrzeiten bei der Bemessung wasserbaulicher Anlagen

Für das Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebiet wurden unter Verwendung der kalibrierten Modelle Prognoserechnungen durchgeführt. Es wurde eine Wiederkehrzeit von einhundert Jahren sowohl für den Niederschlag als auch für den Abfluss angesetzt. Wasserbauliche Anlagen oder Ausbaumaßnahmen werden in der Regel für Ereignisse mit einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren bemessen.

Zu beachten ist, dass die Häufigkeit des Niederschlages größer als einmal in einhundert Jahren sein muss, da oftmals die Randbedingungen (trotz ausreichender Niederschlagshöhe) für die Erzeugung eines HQ_{100} nicht gegeben sind. So kann es zum Beispiel vorkommen, dass trotz ausreichenden Niederschlages die Vorsättigung zu gering ist. Auch ein einhundertjähriges Niederschlagsereignis löst daher nicht zwangsläufig ein HQ_{100} aus.

Für die Wiederkehrzeit eines Abflusses sind neben der Niederschlagshöhe noch weitere Größen, u.a. die Bodenverhältnisse und die Zugrichtung der Niederschlagsgebiete, von Bedeutung. Sofern der Boden mit Wasser gesättigt oder gefroren ist, kann dieser kein zusätzliches Wasser aufnehmen und der gesamte Niederschlag kommt zum Abfluss. Im Jahresverlauf kann es daher aufgrund der veränderlichen Speicherfüllung bei gleich bleibenden Niederschlagsereignissen zu unterschiedlichen Abflüssen kommen. Die Zugrichtung der Niederschlagsfelder kann ebenfalls eine Auswirkung auf die Höhe des Abflusses ausüben. Zieht ein Niederschlagsgebiet über das Einzugsgebiet, wird der Abfluss bei einer Zugrichtung gegen die Fließrichtung im Regelfall geringer ausfallen als bei entgegengesetzter Zugrichtung.

In wenigen Fällen sind diese Bemessungswerte aus langjährigen Messungen bekannt, so dass diese zunächst synthetisch aus Daten vorhandener, kürzerer Zeiträume erzeugt werden müssen. Dies ist möglich, wenn Zeitreihen für mehr als 30 Jahre vorliegen. Ein Ereignis mit einer Wiederkehrzeit von einhundert Jahren wird dann durch statistische Extrapolation der vorhandenen Daten ermittelt.

8.2 Simulation von Niederschlagsereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (N100)

8.2.1 Entwicklung von Niederschlagsdauer und -höhe

Bisherige Forschungen und Untersuchungen haben ergeben, dass im kommenden Jahrhundert auf Grund der anthropogenen Zunahme strahlungsaktiver Spurenstoffe in der Atmosphäre, insbesondere CO_2 und Methan, mit einer Zunahme der globalen Temperatur um 1,5 bis 5 °C zu rechnen ist. Dies könnte längerfristig auch eine Zunahme und Verstärkung der Starkniederschlagsereignisse ergeben, wobei die regionale Verteilung der Klimatrends derzeit sehr unsicher ist. Starkniederschläge können sowohl Niederschläge kurzer Dauer und hoher Intensität als auch lang anhaltende hohe Niederschläge mit einer Dauer von mehreren Stunden oder Tagen sein. Ein Bemessungsniederschlag wird im Allgemeinen durch folgende Parameter definiert:

- Wiederkehrzeit T [a]
- Niederschlagsdauer D [min, h]
- Niederschlagshöhe h_N [mm]
- Zeitlicher Verlauf des Niederschlags
- Räumliche Verteilung des Niederschlags

Laut Aussage des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES kann für ein Niederschlagsereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (N_{100}) von einem flächendeckend gleichen Niederschlagsdargebot ausgegangen werden, d.h. im gesamten Einzugsgebiet der Lesum, Hamme und Wümme kann es durch so genannte Vb-Wetterlagen zu einer gleichmäßigen und flächendeckenden Überregnung kommen [DWD, 2004].

Um einen maximalen Scheitelabfluss zu erzeugen, sollte der Niederschlag länger andauern als die maximale Fließzeit t_{max} eines Wasserteilchens im untersuchten Gebiet. Die ungünstigste Niederschlagsdauer D , welche mit verschiedenen Niederschlagsintensitäten verbunden sein kann, ist durch Proberechnungen zu ermitteln.

Eine Möglichkeit zur Bestimmung der maßgeblichen Niederschlagshöhe (h_N) bietet der KOSTRA – Atlas² des DWD. Aufgrund der Datengrundlage von 30 Jahren können mit dem KOSTRA-Atlas derzeit keine Aussagen zu Wiederkehrzeiten größer als 100 Jahren gemacht werden [DWD, 2004].

Der Starkregenatlas wird in digitaler Form vom Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie (ITWH) in Hannover in Kooperation mit dem DWD vertrieben. In diesem sind Karteninformationen der Starkniederschlagshöhen für Deutschland in Abhängigkeit der Wiederkehrzeit ($T = 0,5 \div 100,0$ a) und der Niederschlagsdauer ($D = 5,0 \text{ min} \div 72,0 \text{ h}$) in insgesamt 52 Farbkarten dargestellt. Auf Punktauswertungen aufbauend wurde eine flächendeckende Regionalisierung des extremen Niederschlagsgeschehens vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Rasterdarstellungen mit einer Auflösung von ca. $8,5 \times 8,5$ km pro Rasterfeld erfasst. Das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland setzt sich somit aus ca. 5350 Rasterfeldern zusammen (Abbildung 8-1).

Für jedes Raster kann eine Tabelle aufgerufen werden, anhand derer z.B. einem Tageswert der Niederschlagshöhe (Dauerstufe 24 Stunden) eine Wiederkehrzeit zugeordnet werden kann. Für das KOSTRA-Verfahren wurden 5-Minutenwerte und Tageswerte als Basis verwendet. Diese wurden prozentual angehoben, da ein zusammenhängendes Niederschlagsereignis auf zwei Messwerte aufgeteilt sein kann.

In Abbildung 8-1 ist zu erkennen, dass im Bearbeitungsgebiet bei einer Dauer $D = 72$ h und einer Wiederkehrzeit $T = 100$ Jahre mit maximalen Niederschlagshöhen zwischen $h_N = 80 - 120$ mm zu rechnen ist. Zum Vergleich betragen die größten sommerlichen Starkniederschläge in Deutschland bei gleichen Zeitspannen $h_N = 377,7$ mm [ATV-DVWK, 2003].

Zurzeit wird die KOSTRA-Auswertung fortgeschrieben. Bisher basierte die Auswertung auf Niederschlagszeitreihen aus dem Zeitraum 1951-1980. Da sich bei länger anhaltenden Niederschlägen ab 24 Stunden, die überwiegend im Winter auftreten, ein Trend hin zu höheren Niederschlägen ergeben hat, ist es notwendig, den Auswertezeitraum zu verlängern, um auch aktuellere Messdaten mit einzu beziehen. Der Zeitraum, der der Fortschreibung zugrunde liegt, wird somit die Jahre 1951-2000 überdecken. Die Ergebnisse dieser Überarbeitung (KOSTRA-DWD 2000) sollen Ende Jahr 2005 vorliegen.

Für den Bereich der extremen Niederschläge mit einer Wiederkehrzeit deutlich über 100 Jahren wurde vom DWD das Projekt „Maximierte Gebietsniederschlagshöhen in Deutschland“ durchgeführt. Die Ergebnisse liegen in der DVWK-Mitteilung 29 vor.

² KOSTRA steht für Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen

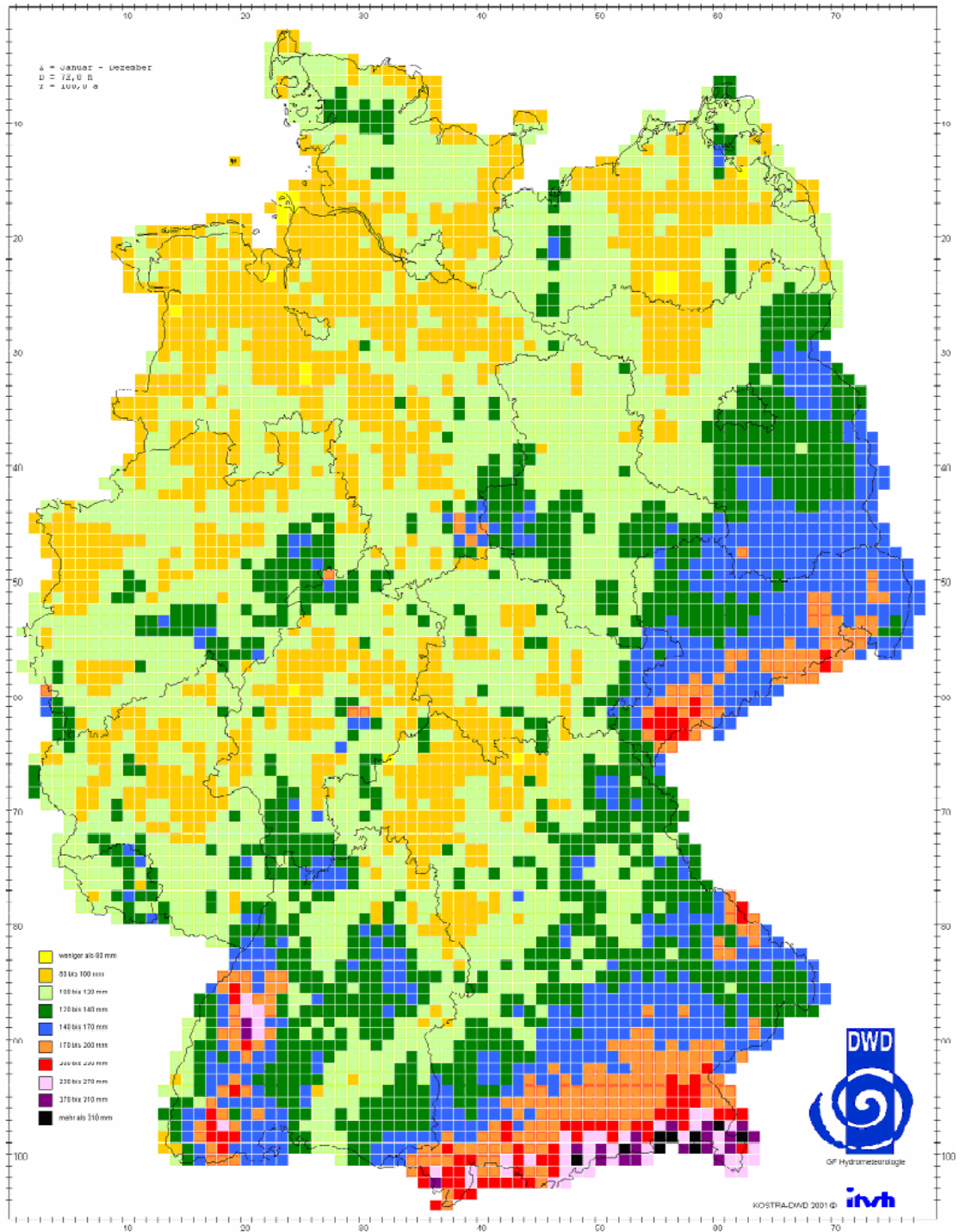


Abbildung 8-1: Auszug aus dem KOSTRA - Atlas für eine Dauerstufe von $D = 72$ h und einer Wiederkehrzeit von $T = 100$ Jahren

Die für das Bearbeitungsgebiet ermittelten maximalen Niederschlagsereignisse mit einer Wiederkehrzeit von $T = 0,5 - 100$ a und Dauern von $D = 5$ min bis $D = 72$ h sind in Tabelle 8-1 beispielhaft für den östlichen Bereich des Bearbeitungsgebietes aufgeführt.

Tabelle 8-1: Niederschlagshöhen h_N und –spenden r_N für den Bereich Soltau (Spalte 34 und Zeile 29 des KOSTRA-Atlas in der Zeitspanne von Jan. bis Dez.)

T	0,5		1,0		2,0		5,0		10,0		20,0		50,0		100,0	
	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN	hN	rN
5 min	5,7	190,1	7,7	255,2	9,6	320,3	12,2	406,4	14,1	471,5	16,1	536,6	18,7	622,7	20,6	687,8
10 min	6,9	115,0	9,5	158,1	12,1	201,2	15,5	258,2	18,1	301,3	20,7	344,4	24,1	401,4	26,7	444,5
15 min	7,7	85,6	10,8	119,4	13,8	153,3	17,8	198,1	20,9	231,9	23,9	265,8	28,0	310,6	31,0	344,5
20 min	8,3	69,4	11,7	97,9	15,2	126,5	19,7	164,2	23,1	192,7	26,6	221,3	31,1	259,0	34,5	287,5
30 min	9,3	51,6	13,3	74,0	17,4	96,4	22,7	126,1	26,7	148,5	30,8	170,9	36,1	200,5	40,1	222,9
45 min	10,3	38,3	15,1	55,9	19,9	73,5	26,1	96,8	30,9	114,4	35,7	132,0	41,9	155,3	46,7	172,9
60 min	11,2	31,0	16,5	45,8	21,8	60,7	28,9	80,3	34,3	95,1	39,6	110,0	46,7	129,6	52,0	144,4
90 min	12,3	22,7	17,9	33,1	23,5	43,5	30,9	57,2	36,5	67,6	42,1	78,0	49,6	91,8	55,2	102,2
2 h	13,1	18,2	18,9	26,3	24,7	34,4	32,4	45,0	38,2	53,1	44,1	61,2	51,7	71,9	57,5	79,9
3 h	14,4	13,3	20,5	19,0	26,6	24,6	34,7	32,1	40,8	37,8	46,9	43,4	55,0	50,9	61,1	56,6
4 h	15,4	10,7	21,7	15,1	28,0	19,5	36,4	25,3	42,7	29,7	49,0	34,1	57,4	39,9	63,7	44,3
6 h	16,9	7,8	23,5	10,9	30,2	14,0	39,0	18,0	45,6	21,1	52,2	24,2	61,0	28,3	67,7	31,3
9 h	18,5	5,7	25,5	7,9	32,5	10,0	41,7	12,9	48,7	15,0	55,7	17,2	64,9	20,0	71,9	22,2
12 h	19,8	4,6	27,0	6,3	34,2	7,9	43,8	10,1	51,0	11,8	58,2	13,5	67,8	15,7	75,0	17,4
18 h	21,8	3,4	29,8	4,6	37,7	5,8	48,2	7,4	56,1	8,7	64,1	9,9	74,6	11,5	82,5	12,7
24 h	23,8	2,8	32,5	3,8	41,2	4,8	52,6	6,1	61,3	7,1	69,9	8,1	81,3	9,4	90,0	10,4
48 h	36,7	2,1	45,0	2,6	53,3	3,1	64,2	3,7	72,5	4,2	80,8	4,7	91,7	5,3	100,0	5,8
72 h	35,2	1,4	45,0	1,7	54,8	2,1	67,7	2,6	77,5	3,0	87,3	3,4	100,2	3,9	110,0	4,2

Neben diesen Angaben für den Zeitraum Januar bis Dezember sind auch Angaben speziell für den Winter- oder Sommerzeitraum verfügbar.

Es wird eine Niederschlagsdauer D gewählt, so dass der resultierende Scheitel möglichst hoch ist. Dies kann in einer ersten Näherung approximiert werden, indem die Dauer D der Konzentrations- bzw. Fließzeit gleichgesetzt wird. Die längste Fließzeit in den Nebengewässern von Hamme und Wümme wurde mit einer mittleren Fließgeschwindigkeit von $v = 0,35 \text{ m/s}$ berechnet. Als maßgebend wurde dabei die Veerse mit einer Gesamtlänge von $L \approx 31 \text{ km}$ angesehen.

$$t_{\max} = \frac{L}{v \cdot 3600} = \frac{31000}{0,35 \cdot 3600} = 24,6 \text{ h} \quad \text{Gleichung 8-1}$$

Die maßgebende Niederschlag, wurde ermittelt, indem drei Varianten mit $D = 24,0 \text{ h} / 48,0 \text{ h} / 72,0 \text{ h}$ betrachtet wurden. Damit ist gewährleistet, dass die Niederschlagsdauer jeweils größer als die berechnete längste Fließzeit t_{\max} bis zu den jeweiligen Pegeln ist.

Aus dem KOSTRA – Atlas ergaben sich für das Untersuchungsgebiet somit Niederschlagshöhen von $h_N = 90,0 / 100,0 / 110,0 \text{ mm}$, Tabelle 8-1.

8.2.2 Zeitlicher Verlauf des Niederschlags

Um den zeitlichen Verlauf des Niederschlags festzulegen, gibt es verschiedene Modellregen. Der einfachste Typ ist der Blockregen mit konstantem zeitlichen Intensitätsverlauf. Daraus resultieren meist kleinere Scheitelabflüsse als bei anderen Intensitätsverläufen. Der DWA empfiehlt einen Nieder-

schlagsverlauf mit drei unterschiedlichen Intensitätsstufen (Abbildung 8-2). Dabei werden in den ersten 30 % der Niederschlagsdauer 20 %, in den folgenden 20 % der Dauer 50 % und in den restlichen 50 % der Dauer die verbleibenden 30 % der Gesamtniederschlagshöhe angesetzt.

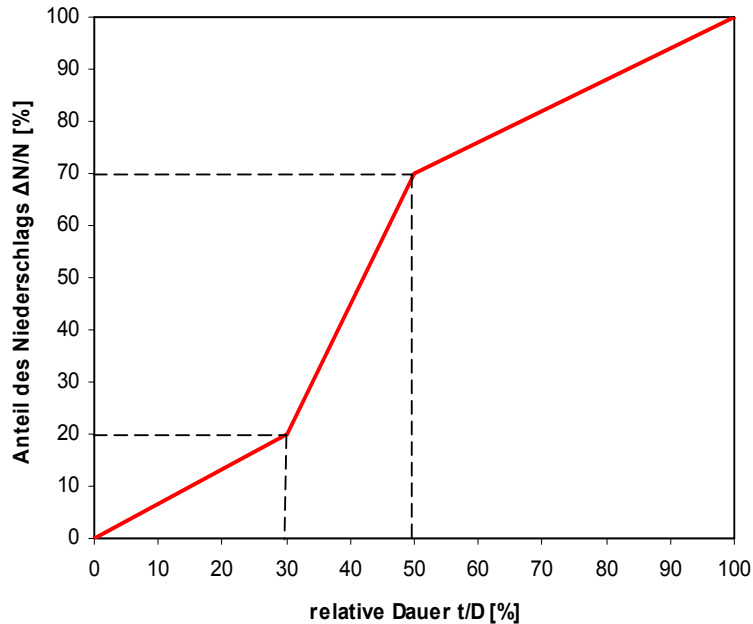


Abbildung 8-2: Empfohlener Niederschlagsverlauf [DVWK, 1984]

Bei der Anwendung dieses so genannten „DVWK – Regens“ ist darauf zu achten, dass die Niederschlagshöhe in dem maximal belasteten Intervall keine größere Wiederkehrzeit aufweist als der gesamte Bemessungsregen der Niederschlagsdauer [DVWK, 1984].

Abbildung 8-2 zeigt den Intensitätsverlauf des hundertjährigen DVWK-Regens mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm:

Tabelle 8-2: Berechnung der Niederschlagsintensitäten des synthetisch erzeugten DVWK - Regens

Dauer	24 h		48 h		72 h	
Intervall	Dauer	h_N [mm]	Dauer	h_N [mm]	Dauer	h_N [mm]
1	0,0 - 7,2 h	18	0,0 - 14,4 h	20	0,0 - 21,6 h	22
2	7,2 - 12,0 h	45	14,4 - 24,0 h	50	21,6 - 36 h	55
3	12,0 - 24,0	27	24,0 - 48,0	30	36,0 - 72,0	33

Bei der Simulation des N_{100} wurden, um eine zur Berechnung der Vorbodenfeuchte ausreichende Vorlaufzeit zu berücksichtigen, die im Zeitraum vom 01.06. bis 31.08.2001 bzw. 01.04. bis 16.07.2002 an den in Tabelle 4-2 beschriebenen Niederschlagsstationen gemessenen Niederschlagszeitreihen angesetzt. Ab dem 01.09.2001 bzw. 17.07.2002 wurde der synthetisch erzeugte „DVWK – Regen“ mit den jeweiligen Dauern von 24 h, 48 h und 72 h eingefügt. Im anschließenden Verlauf wurde kein weiterer Niederschlag vorgegeben. Der Mittelniederschlag wurde, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, ermittelt.

Für die Verdunstung wurden die Daten der während die Kalibrierung berücksichtigten Stationen für den Zeitraum 01.06. bis 30.09. 2001 bzw. 01.04. bis 31.07.2002 angesetzt und wie in Kapitel 4.3 beschrieben gewichtet.

Aufgrund des höheren Füllgrades der Bodenspeicher (vgl. Abbildung 6-3) resultiert in den Teileinzugsgebieten ein größerer Abfluss bei Ansatz des hundertjährigen Niederschlages Anfang Juli.

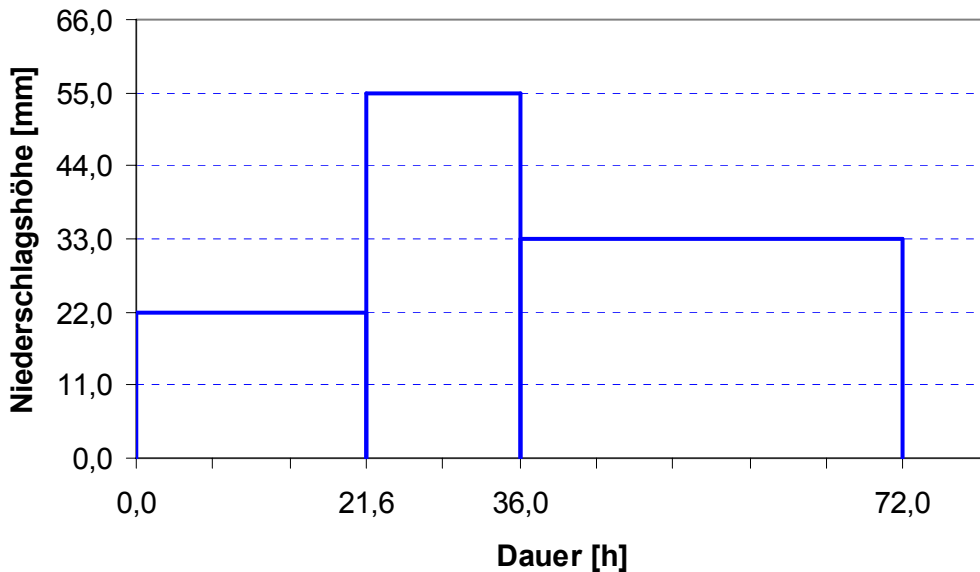


Abbildung 8-3: Intensitätsverlauf des hundertjährigen „DVWK-Regens“ mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm

8.2.3 Räumliche Verteilung des Niederschlags

Nach Aussage des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES kann grundsätzlich eine Niederschlagshöhe mit hundertjähriger Wiederkehrzeit einzelner Stationen bzw. Rasterfelder für eine Berechnung des gesamten Einzugsgebietes "Wümme und Hamme" angesetzt werden. Auch wenn es sich bereits um hohe Niederschlagshöhen handelt, können jedoch durchaus noch höhere Werte auftreten, wie die Aufzeichnungen an den Niederschlagsstationen belegen.

Im Rahmen der Untersuchungen wurden die anzusetzenden Niederschlagshöhen für eine Wiederkehrzeit von 100 Jahren dem KOSTRA-Atlas entnommen und anschließend räumlich gewichtet (vgl. Kapitel 4.2).

8.2.4 Ergebnisse der Prognoserechnungen

Durch Nutzung des zuvor kalibrierten Niederschlag-Abfluss-Modells wurden resultierende Abflussganglinien berechnet. Aus den Ergebnissen lässt sich der maßgebende Bemessungsregen mit der Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm ableiten.

Abbildung 8-4 zeigt beispielhaft für den Pegel Sottrum die resultierenden Ganglinien für verschiedene Dauerstufen und Intensitäten bei Berücksichtigung einer Vorbodenfeuchte, welche den Verhältnissen Anfang September 2001 entspricht. Die dargestellten Ergebnisse sind qualitativ auf das gesamte Untersuchungsgebiet zu übertragen.

Am Pegel Sottrum tritt bei dem 24-stündigen Niederschlag ein maximaler Abfluss $Q_{\max} = 5,39$ m³/s auf, was einer Wiederkehrzeit von rund einem Jahr entspricht. Der 48-stündige Niederschlag erzeugt einen maximalen Abfluss $Q_{\max} = 9,23$ m³/s mit einer entsprechenden Wiederkehrzeit von fünf Jahren. Der größte Spitzenabfluss tritt bei dem 72-stündigen Niederschlag auf. Der maximale Abfluss beträgt in diesem Fall $Q_{\max} = 10,77$ m³/s mit einer Wiederkehrzeit von rd. zehn Jahren.

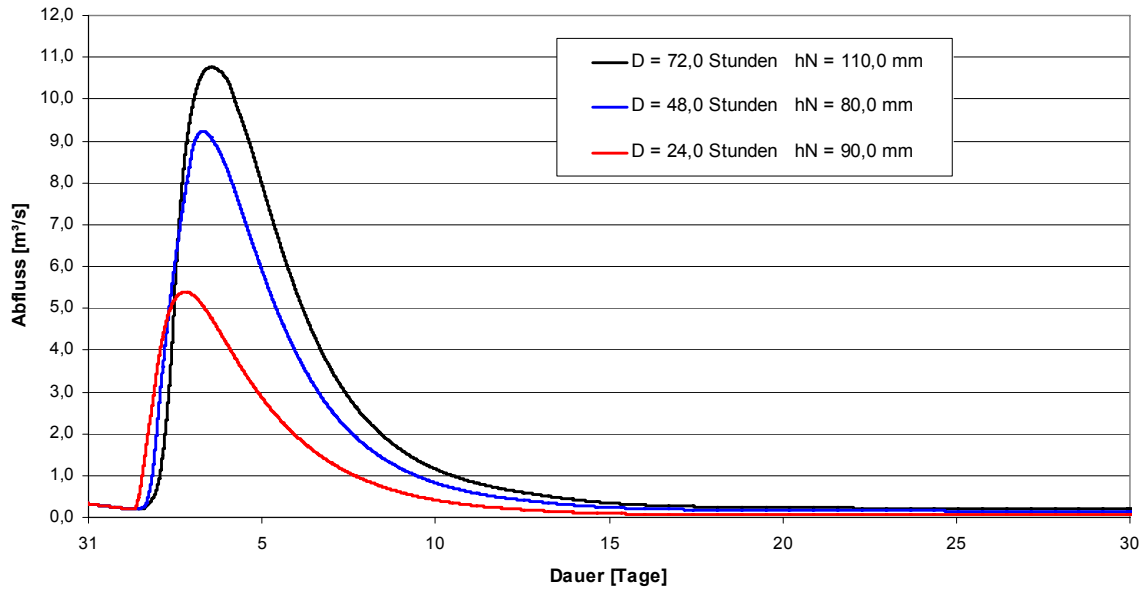


Abbildung 8-4: Abflussganglinien der „DVWK-Regen“ mit hundertjähriger Wiederkehrzeit am Pegel Sottrum

Einen Vergleich der Abflussganglinien des synthetisch erzeugten „DVWK-Regens“ und der zur Kalibrierung verwendeten Ereignisse im September 2001 und im Juli 2002 für den Pegel Sottrum ermöglicht folgende Abbildung.

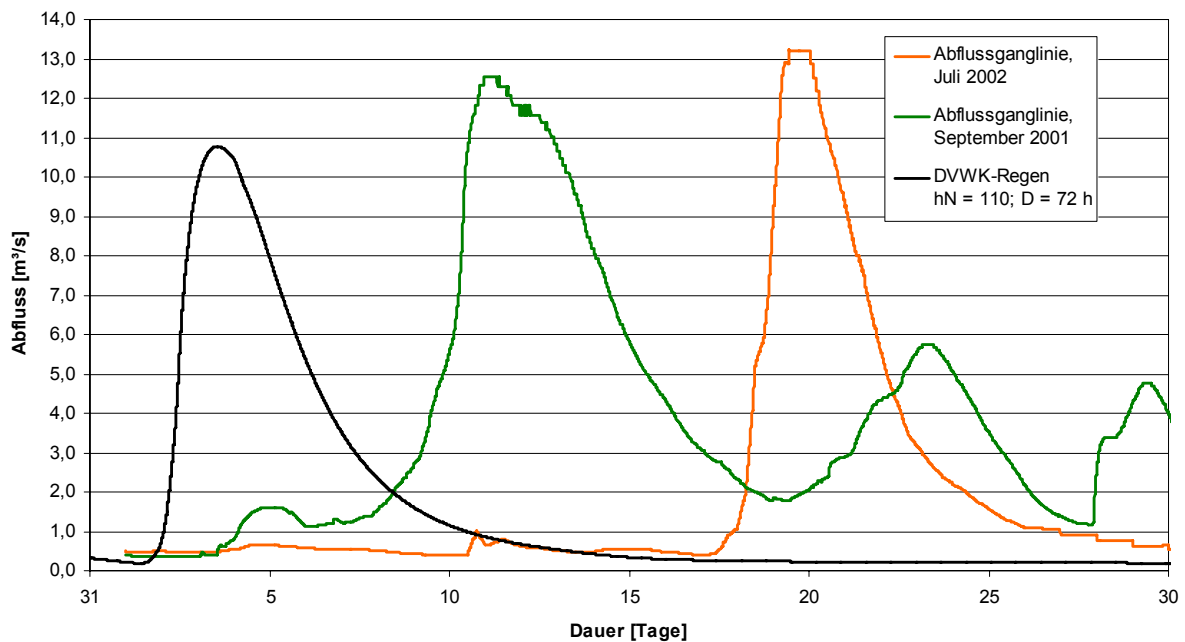


Abbildung 8-5: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ (D = 72,0 h; hN = 110,0 mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Sottrum

Der im Juli 2002 gemessene maximale Abfluss am Pegel Sottrum ist mit rd. 13,2 m³/s etwa 2,4 m³/s größer als der des synthetisch erzeugten Regens mit hundertjähriger Wiederkehrzeit und einer Dauer von D = 72 h. Die an den benachbarten Stationen gemessenen Niederschlagshöhen bestätigen dies.

An der Niederschlagsstation Ahausen, welche sich im angrenzenden Bereich des Einzugsgebietes der Wieste und damit des Pegels Sottrum befindet, wurde vom 09.09.2001 bis 11.09.2001 innerhalb von 72 Stunden eine Niederschlagshöhe von h_N = 103,8 mm gemessen. In dem davor liegenden 72 h-

Intervall waren es $h_N = 40,6$ mm, in dem anschließenden Intervall $h_N = 5,6$ mm. Die Niederschlags-summe betrug innerhalb von 216 Stunden bzw. neun Tagen $h_N = 150,0$ mm.

Vom 17.07.2002 bis 18.07.2002 wurde an der in der Nähe befindlichen Niederschlagsstation Elsdorf-Hatzte innerhalb von 48 Stunden eine Niederschlagshöhe von $h_N = 123,5$ mm gemessen. Das bedeutet, dass die zur Kalibrierung des Modells verwendeten Niederschlagsereignisse eine Wiederkehrzeit von deutlich über 100 Jahren aufweisen.

Die folgende Abbildung zeigt ein Histogramm des hundertjährigen „DVWK-Regens“ mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm und die daraus resultierende Abflussganglinie am Pegel Sottrum.

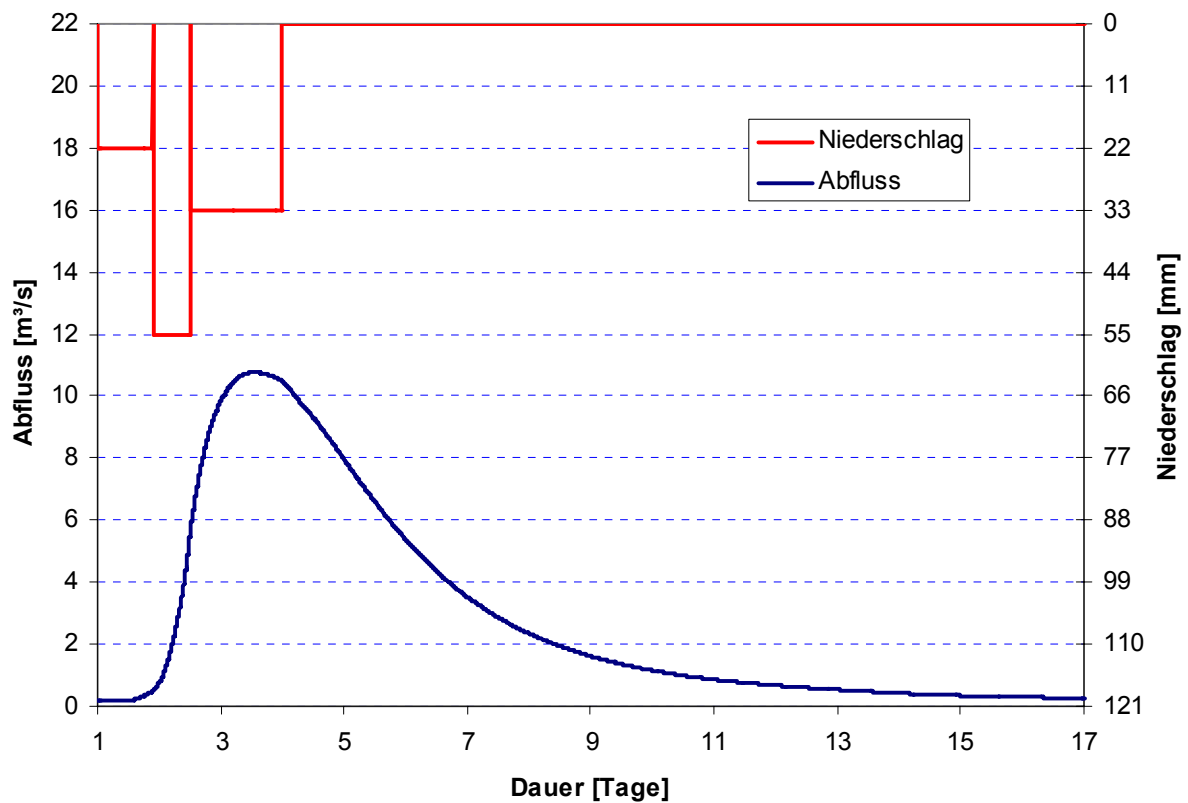


Abbildung 8-6: Histogramm des hundertjährigen DVWK-Regens mit einer Dauer von $D = 72,0$ h und einer Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm und die daraus resultierende Abflussganglinie am Pegel Sottrum

Abbildung 8-7 zeigt einen Vergleich der Abflussganglinien des synthetisch erzeugten „DVWK-Regens“ und der zur Kalibrierung verwendeten Ereignisse im September 2001 und im Juli 2002 für den Pegel Hellwege-Schleuse.

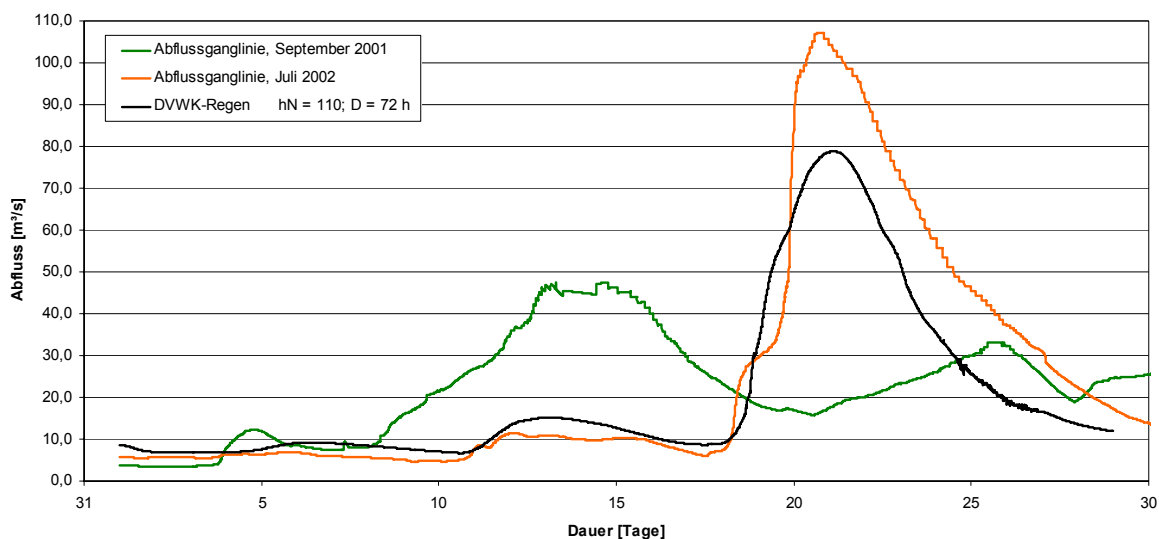


Abbildung 8-7: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ (D = 72,0 h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Hellwege-Schleuse

Es zeigt sich, dass das Regenereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren bei ansonsten gleichen Bodenparametern und Sättigungseigenschaften eine Abflussganglinie mit einer Spitze von rd. 80 m^3/s hervorruft und damit etwa 25 m^3/s geringer ausfällt als das Hochwasserereignis vom Juli 2002 mit einer Höhe von rd. 107 m^3/s . Das Abflussverhalten ist qualitativ identisch mit einem steilen ansteigendem Ast und einem flacher werdenden abfallenden Ast. Die Zeitspanne, in welcher ein bestimmter Abfluss erreicht wird, ist beim angesetzten Regenereignis N_{100} etwa 2,5 – 3 Tage kürzer als beim realen Ereignis aus dem Juli 2002.

Damit zeigt sich, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, dass die im Juli 2002 gefallenen Niederschläge im Einzugsgebiet der Wümmе Jährlichkeiten von über 100 Jahren hatten.

Im Einzugsgebiet der Hamme wurden im September 2001 deutlich höhere Niederschläge verzeichnet, die dann zu wesentlich größeren Abflussereignissen geführt haben, als durch einen hundertjährigen Niederschlag resultierend. Deutlich wird dies bei Betrachtung der Abflussganglinien aus dem September 2001 und dem Juli 2002 im Vergleich zum Abfluss bei einer gleichmäßigen Überregnung des Einzugsgebietes mit einem N_{100} am Pegel Ahrendorf (Abbildung 8-8).

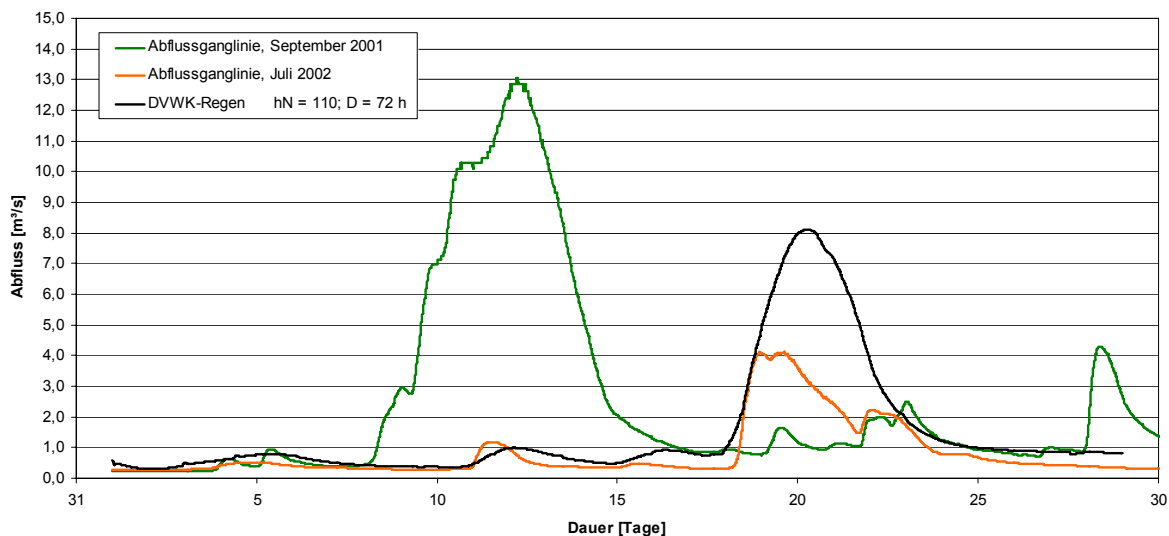


Abbildung 8-8: Abflussganglinien des „DVWK-Regens“ (D = 72,0 h; $h_N = 110,0$ mm) und der Ereignisse im September 2001 und Juli 2002 am Pegel Ahrendorf

Durch die durchgeführten Prognoserechnungen liegt für jedes der 150 betrachteten Teileinzugsgebiete (Abbildung 4-1), eine Ganglinie vor, welche aus einem Niederschlag mit einer Wiederkehrzeit von einhundert Jahren resultiert. Damit können die Höhe und Fülle der Abflussganglinien aller 150 Einzugsgebiete miteinander und in Bezug auf die Kalibrierungszeiträume verglichen werden.

8.3 Simulation von Hochwasserereignissen in Teileinzugsgebieten mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (HQ_{100/stationär}) und hieraus resultierende Überschwemmungsgebiete

8.3.1 Hydronumerische Simulation

Für die Simulation der Hochwasserereignisse mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren wurden auf der Grundlage des beschriebenen Regionalmodells in den Teileinzugsgebieten der Oberen Wümme, der Veerse, der Wiedau, der Rodau, der Fintau, der Wörpe und der Wieste Teilmodelle betrieben.

Die für die stationäre Berechnung zu spezifizierenden Randbedingungen sind die Wasserspiegellage am unterstromigen Modellrand, die Abflussmengen an den oberen Modellrändern und die Zuflüsse in/aus den/dem Flussschlauch (z.B. Siele, Schöpfwerke, kleinere Vorfluter und Direkteinzug).

Die durch den GEWÄSSERKUNDLICHEN LANDESDIENST für den HQ₁₀₀-Fall gegebenen Abflussmengen und Wasserstände an den Pegeln des Modellgebietes sind in Tabelle 8-3 aufgeführt („Soll“ – Werte).

Tabelle 8-3: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für ein Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren

Pegel	Gewässer	Abfluss [m³/s]		Abweichung [%]	Wasserstand [mNN]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Grasberg	Wörpe	10,3	10,22	1,00	4,37	4,35	0,46
Hellwege-Schleuse	Wümme	105,3	105,41	-0,08	12,59	12,59	0,00
Lauenbrück B75	Wümme	27,0	26,92	0,42	28,14	28,12	0,07
Lauenbrück Fintau	Fintau	12,5	12,48	0,00	30,49	30,49	0,01
Schnakenmühlen	Wörpe	5,1	5,10	0,32	18,98	18,96	0,09
Sottrum	Wieste	16,5	16,42	0,51	15,90	15,90	-0,01
Veerse	Veerse	13,8	14,02	-1,90	26,57	26,58	-0,04
Worth	Wiedau	20,3	19,96	1,91	23,06	23,08	-0,10
Wümme	Wümme	8,2	8,18	0,19	34,42	34,41	0,03
Rotenburg	Wümme	53,0	52,33	1,29		19,89	
Mündung des Gewässers	Wiedau	22,2	22,02	0,83		18,76	
	Veerse	14,6	14,66	-0,14		22,23	
	Wieste	17,4	17,66	-1,46		11,07	
	Wörpe	13,9	14,10	-1,42		2,93	
	Fintau	12,7	12,75	-0,39		28,74	
	Rodau	19,9	19,82	0,31		20,19	

Für die im Modellgebiet vorhandenen Wehre wurde von einer vollständigen Staulegung ausgegangen.

8.3.2 Überschwemmungsgebiete

Beispielhaft werden im Folgenden die Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wörpe und der Rodau/ Wiedau dargestellt. Im Einzugsgebiet der Wörpe wurden in den Bereichen Schnakenmühlen und Grasberg - Lilienthal Überschwemmungsgebiete berechnet. In den Bereichen Schnakenmühlen und Grasberg - Heidberg sind ausschließlich landwirtschaftlich genutzte Flächen betroffen. Es besteht keine Gefährdung von Objekten (Wohn-, Gewerbe- und Industriegebäude) oder anderen schützenswerten Infrastrukturanlagen mit hohen Sachwerten.

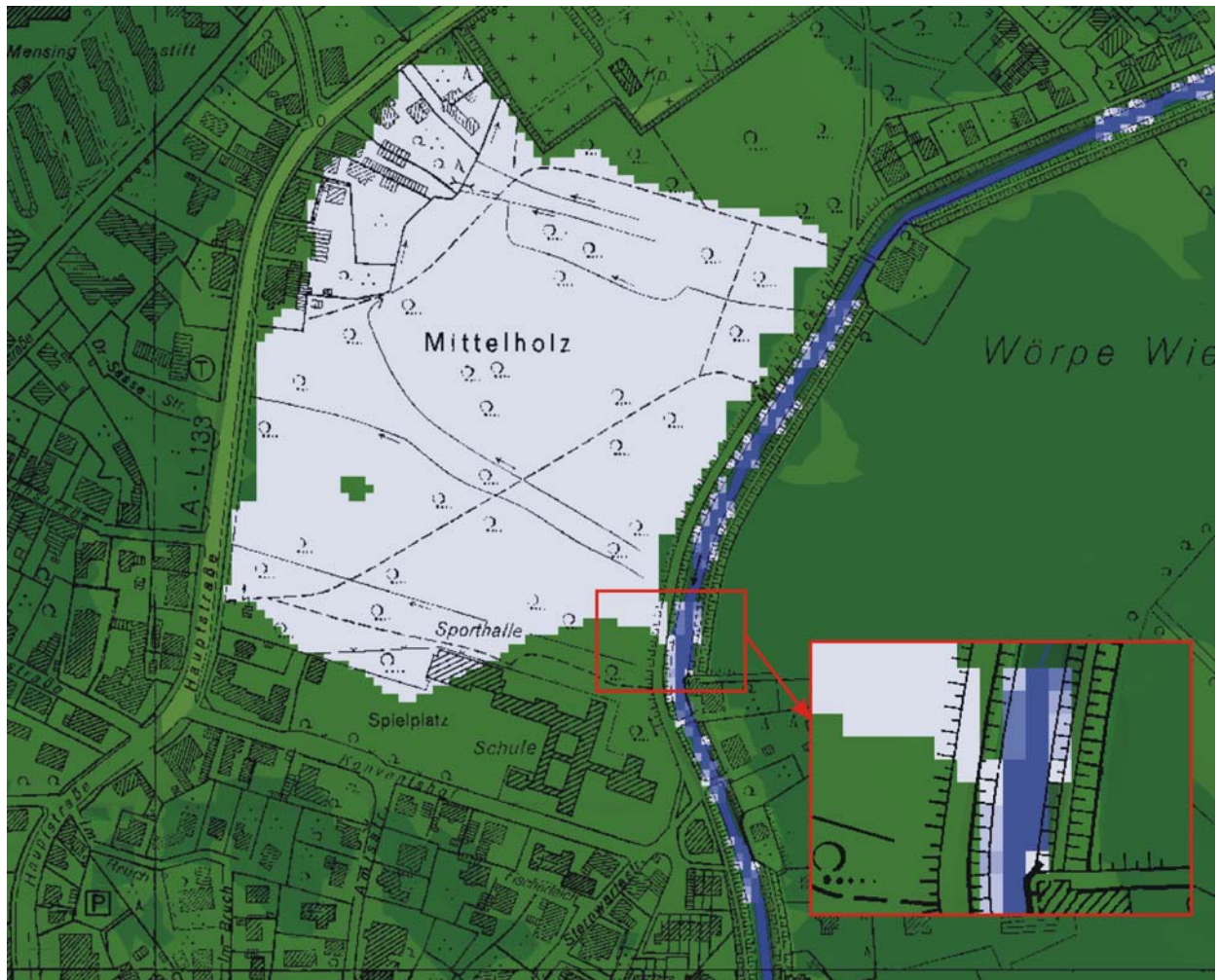


Abbildung 8-9: Überschwemmungsgebiet der Wörpe im Bereich der Ortslage Lilienthal

Die Überschwemmungsgebiete bei Heidberg (östlich des Weidendamms) und unterhalb der Landstraße 154 sind auf ihre Plausibilität zu prüfen. Sie resultieren aus einer Problematik bei der Verschneidungstechnik. Liegt eine Zelle des digitalen Geländemodells unterhalb der berechneten Wasserspiegellage (Abbildung 8-9), so wird das gesamte tiefer gelegene Hinterland als Überschwemmungsgebiet berechnet. Speziell für größere Senkungsgebiete ergeben sich so deutlich höhere Überschwemmungsvolumina als das Abflussvolumen des betrachteten Flusses. Für die Erzielung einer höheren Genauigkeit wird eine Betrachtung mittels eines engeren Rasters (z.B. 1 m) empfohlen, da in diesem Fall die Geländetopographie (insbesondere Schutzbauten wie z.B. Deiche) genauer dargestellt wird.

In den Einzugsgebieten der Rodau und Wiedau sind bis zum Zusammenfluss beider Gewässer oberhalb Rotenburgs keine Siedlungen bzw. Infrastrukturanlagen gefährdet. Die Überschwemmungsgebiete

te betreffen auf Grund der Topographie (Kerbtal) nur kleine Flächen von maximal 100 – 200 m Breite. Im Bereich der Ortslage Rotenburg, Abbildung 8-10, fächert das Überschwemmungsgebiet auf eine Breite von rund 300 m auf. Es befinden sich einige Infrastrukturanlagen sowie unter anderem die ROTENBURGER WERKE DER INNEREN MISSION und das DIAKONIEKRANKENHAUS in diesen Gebieten.

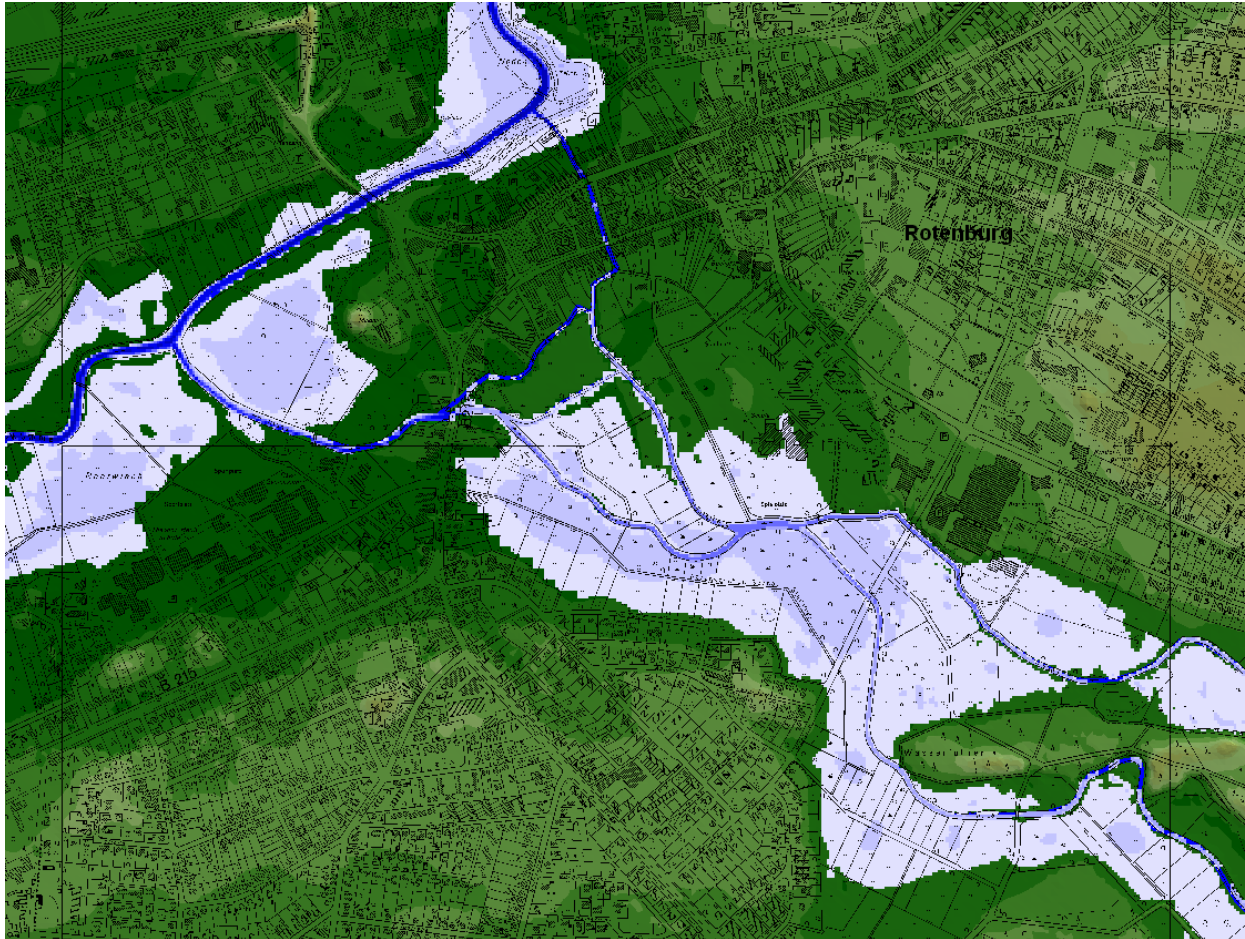


Abbildung 8-10: Überschwemmungsgebiet von Rodau und Wiedau im Bereich der Ortslage Rotenburg

8.4 Bestimmung der überschwemmungsgefährdeten Gebiete für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀/instationär und HQ₅, Sommer/instationär)

8.4.1 Hydronumerische Simulation

Für die Bestimmung des Gefährdungspotentials bzw. der überschwemmungsgefährdeten Gebiete im gesamten Einzugsgebiet wurden charakteristische Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀ und HQ₅, Sommer) untersucht, die auf der Grundlage des zuvor beschriebenen Regionalmodells instationär simuliert wurden. Die durch eine horizontale Verschneidung der Wasserspiegellagen mit dem digitalen Geländemodell (1 * 1 m-Raster) berechneten Überschwemmungsgebiete sind dem Anhang des Originalberichts zu entnehmen [FRANZIUS-INSTITUT, 2006].

Infolge des instationären Strömungszustandes treten im Verlauf der Hochwasserwelle die maximalen Überschwemmungen nicht zeitgleich auf. Die Überschwemmungsgebiete wurden daher für die verschiedenen Lastfälle als diejenigen Gebiete ermittelt, die sich während des zu betrachtenden Hochwasserereignisses maximal einstellen.

Für die charakteristischen Ereignisse wurden jeweils die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ (Lastfall 1) und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ (Lastfall 2) berechnet.

Die für den HQ₁₀₀-Fall vorgegebenen („Soll-Werte“) und simulierten Spitzenabflüsse und Wasserstände an den Pegeln des Modellgebietes sind in Tabelle 8-4 (Lastfall 1) und Tabelle 8-5 (Lastfall 2) aufgeführt.

Tabelle 8-4: Lastfall 1: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ100/instationär)

Pegel	Gewässer	Abfluss [m³/s]		Abweichung [%]	Wasserstand [mNN]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Ahrendorf	Giehler Bach	14,7	14,35	2,56	k.A.	4,38	-
Grasberg	Wörpe	10,3	10,32	-0,04	4,37	4,32	1,05
Hellwege-Schleuse	Wümme	105,3	102,80	2,40	12,59	12,58	0,09
Lauenbrück B75	Wümme	27,0	26,75	1,04	28,14	28,10	0,14
Lauenbrück Fintau	Fintau	12,5	13,19	-5,66	30,49	30,51	-0,06
Schnakenmühlen	Wörpe	5,1	5,30	-3,65	18,98	19,02	-0,18
Sottrum	Wieste	16,5	16,25	1,57	15,90	15,90	0,00
Veerse	Veerse	13,8	13,34	3,00	26,57	26,60	-0,10
Worth	Wiedau	20,3	20,13	1,02	23,06	23,07	-0,06
Wümme	Wümme	8,2	8,00	2,40	34,42	34,47	-0,14

Tabelle 8-5: Lastfall 2: Wasserstände und Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ₁₀₀/instationär)

Pegel	Gewässer	Abfluss [m³/s]		Abweichung [%]	Wasserstand [mNN]		Abweichung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Ahrendorf	Giehler Bach	14,7	14,35	2,56	k.A.	4,44	-
Grasberg	Wörpe	10,3	10,32	-0,04	4,37	4,33	1,03
Hellwege-Schleuse	Wümme	105,3	102,80	2,40	12,59	12,58	0,09
Lauenbrück B75	Wümme	27,0	26,75	1,04	28,14	28,10	0,14
Lauenbrück Fintau	Fintau	12,5	13,19	-5,66	30,49	30,49	0,00
Schnakenmühlen	Wörpe	5,1	5,30	-3,65	18,98	19,02	-0,19
Sottrum	Wieste	16,5	16,25	1,57	15,90	15,90	0,00
Veerse	Veerse	13,8	13,34	3,00	26,57	26,60	-0,10
Worth	Wiedau	20,3	20,13	1,02	23,06	23,07	-0,06
Wümme	Wümme	8,2	8,00	2,40	34,42	34,47	-0,14

Für den HQ_{5, Sommer}-Fall wurden keine Wasserstände vorgegeben. Die Soll-Werte und die simulierten Werte der Spitzenabflüsse an den Pegeln des Modellgebietes sind in Tabelle 8-6 (Lastfälle 1 und 2) aufgeführt.

Tabelle 8-6: Lastfall 1 und 2: Abflüsse an den Pegeln des Modellgebietes für charakteristische Hochwasserereignisse (HQ_{5, Sommer}/instationär)

Pegel	Gewässer	Lastfall 1: Abfluss [m ³ /s]		Abwei- chung [%]	Lastfall 2: Abfluss [m ³ /s]		Abwei- chung [%]
		Soll	Simuliert		Soll	Simuliert	
Ahrendorf	Giehler Bach	5,8	6,00	-3,48	5,8	6,00	-3,48
Grasberg	Wörpe	4,3	4,60	-6,93	4,3	4,60	-6,93
Hellwege-Schleuse	Wümme	33,0	33,87	-2,63	33,0	33,87	-2,63
Lauenbrück B75	Wümme	8,5	8,20	3,53	8,5	8,20	3,53
Lauenbrück Fintau	Fintau	6,1	6,40	-4,93	6,1	6,40	-4,93
Schnakenmühlen	Wörpe	2,6	2,58	0,77	2,6	2,58	0,69
Sottrum	Wieste	4,5	4,49	0,33	4,5	4,49	0,27
Veerse	Veerse	7,0	6,91	1,23	7,0	6,91	1,23
Worth	Wiedau	9,4	8,86	5,72	9,4	8,86	5,80
Wümme	Wümme	3,4	3,25	4,50	3,4	3,25	4,50

Im Folgenden werden beispielhaft die Überschwemmungsgebiete bei einem HQ₁₀₀ für ausgewählte Bereiche dargestellt. Die Darstellungen für die weiteren Einzugsgebiete sowie für das HQ_{5, Sommer} sind dem Originalbericht zu entnehmen.

8.4.2 Überschwemmungsgebiete bei einem HQ₁₀₀

8.4.2.1 Einzugsgebiet der Hamme und Lesum

Ab der Einmündung der Rummeldeisbeek ufert die Hamme über ihren kompletten Verlauf bis zum Ritterhuder Sperrwerk beidseitig aus. Abbildung 8-11 zeigt vergleichend die Überschwemmungsgebiete beider Lastfälle. Da beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“ ein rund 35 cm höherer Wasserstand am Oberpegel Ritterhuder Schleuse berechnet wurde, ergeben sich teils gravierende Unterschiede in der Ausdehnung der Flächen. Diese sind insbesondere im Oberlauf der Beek und im Unterlauf der Hamme zu bemerken.

Die Breite der Überschwemmungsgebiete variiert zwischen 500 m und 1.500 m (linksseitig der Hamme) bzw. 1.000 m bis 3.000 m (rechtsseitig der Hamme). Diese Unterschiede sind einerseits durch das tiefere Geländenniveau rechtsseitig und andererseits durch den rechtsseitigen Zufluss der Beek begründet. Im weiteren Verlauf der Hamme folgt der Waakhauser Polder. Die Polderfläche ist durch den noch vorhandenen Freibord der Deiche von rund 40 cm (Lastfall: Sturmflut in der Weser) bzw. 70 cm (Lastfall: Mittlere Tideverhältnisse in der Weser) nicht gefährdet. Unterhalb des Ritterhuder Sperrwerkes verhindern die Hammedeiche eine Überschwemmung. Im Lastfall „Sturmflut in der Weser“ ist, insbesondere rechtsseitig der Hamme, der Freibord der Deiche bei einem Wasserstand von 3,19 mNN unterhalb des Sperrwerks sehr gering (minimale Deichhöhe: 3,30 mNN).

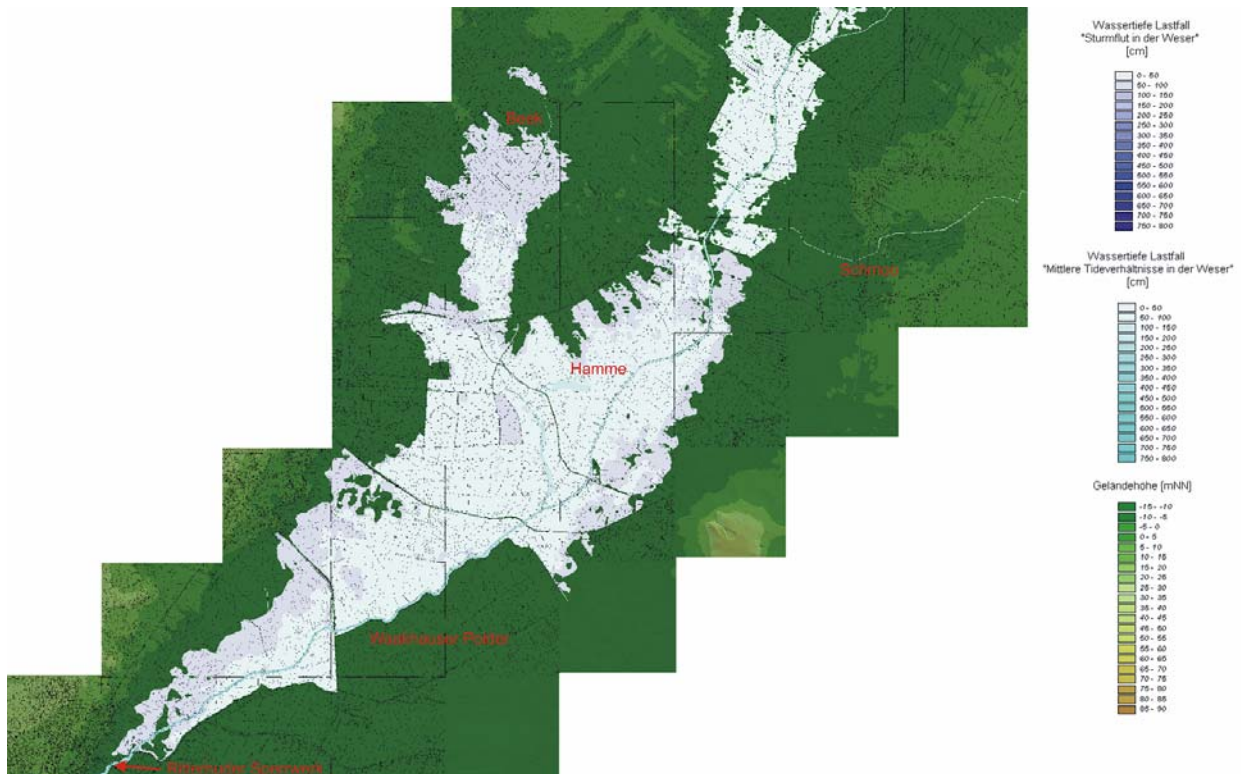


Abbildung 8-11: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Hamme bei einem HQ100 (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])

Im Verlauf der **Lesum** ist der Einfluss der Lastfälle am größten. Der Wasserspiegelunterschied der Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ – „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ beträgt am Unterpegel Lesumsperwerk 3,83 m bzw. 0,94 m am Oberpegel Lesumsperwerk.

Im Lastfall „Sturmflut in der Weser“ verhindern die Deichstrecken beiderseits der Lesum eine Überflutung des Werderlandes und der nördlich der Lesum liegenden Bremer Stadtteile Vegesack und Burglesum. Die drei Polderflächen „Schönebecker Sand“, „Im Sack“ und „Auf dem Bauernhocke“ werden geflutet und stehen bis zu drei Meter unter Wasser (Abbildung 8-12). Da sich die Grenze des numerischen Modells zur Simulation des Einflusses des Lesumsperwerkes im Bereich des Pegels Vegesack befindet, liegen auch für den Bereich unterhalb des Sperrwerkes Überschwemmungsflächen vor. Die Überschwemmungsgebiete oberhalb des Vegesacker Hafens sind auf Grund fehlender Liniendaten („Friedrich-Klippert Strasse“ und „Zur Vegesacker Fähre“) im Bereich Vegesack nicht gesichert.

Im Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ wird der Polder „Schönebecker Sand“ nicht geflutet, die Polder „Im Sack“ und „Auf dem Bauernhocke“ stehen nur teilweise unter Wasser. Im Gegensatz zum Lastfall „Sturmflut in der Weser“ tritt die Lesum nur an vereinzelten Stellen über die Ufer.

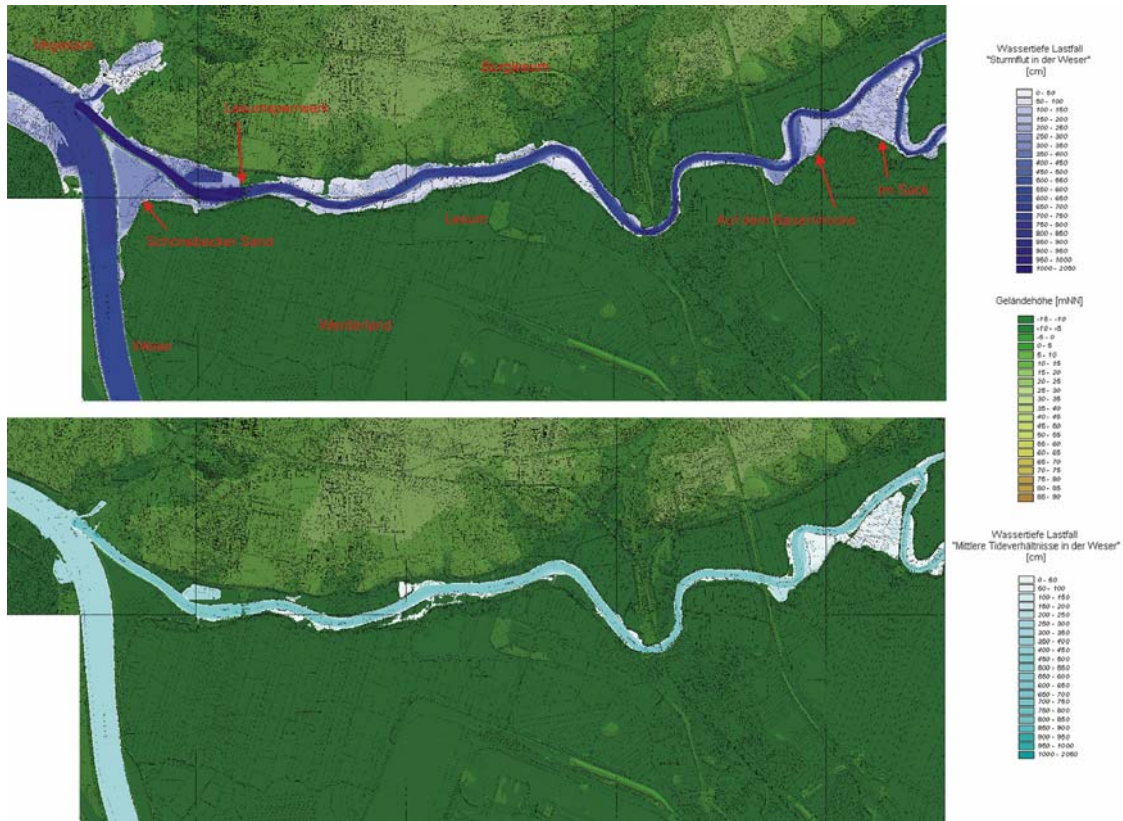


Abbildung 8-12: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Lesum bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“ [Blau], „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ [Cyan])

8.4.2.2 Einzugsgebiet der Wümme

Im Bereich zwischen Borgfeld und dem Zusammenfluss der Wümme und der Hamme zur Lesum bei Ritterhude werden die Überschwemmungsgebiete durch Deiche (Wümmesieder Deich, Wümmesieder Deich, Niederblockländer Deich, Oberblockländer Deich, Kreuzdeich und Borgfelder Deich) begrenzt (Abbildung 8-13).

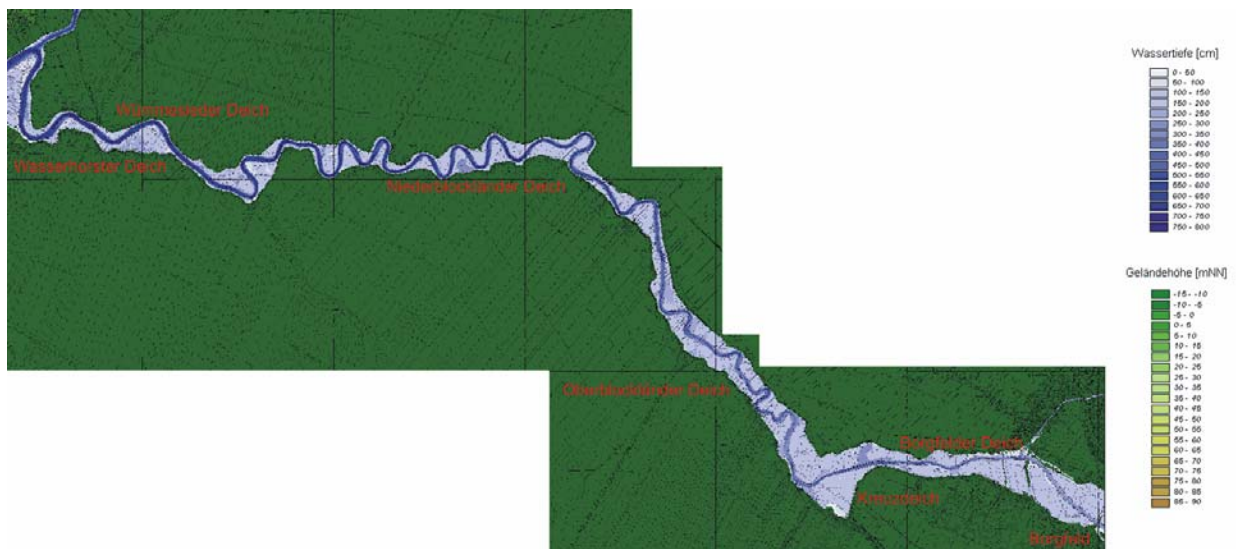


Abbildung 8-13: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Deichstrecke Borgfeld - Ritterhude bei einem HQ_{100} (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Die Deiche haben eine Kronenhöhe von 4,00 -4,50 mNN. Da die maximalen Wasserstände in diesem Bereich zwischen 3,18 mNN und 3,25 mNN liegen, (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“) ist ein minimaler Freibord von rund 75 cm garantiert.

Im Bereich der Ortslagen Borgfeld und Lilienthal mündet die Wörpe in die Wümme. Im Einzugsgebiet der Wörpe wurden im Bereich Schnakenmühlen und im unteren Flusslauf Überschwemmungsgebiete berechnet. Im Bereich Schnakenmühlen beschränken sie sich auf ein landwirtschaftlich genutztes Gebiet von rund 250 m Breite und 1 km Länge. Die Überschwemmungsgebiete am Unterlauf der Wörpe lassen sich in zwei Gebiete aufteilen (Abbildung 8-14). Das Gebiet nordöstlich der L 154 resultiert aus der Wörpe. In diesem Bereich wurde im digitalen Geländemodell die neueste Geometrie eingebaut, daher sind auch die Moorsackungen der letzten Jahrzehnte berücksichtigt. Im rechtsseitigen Bereich der Wörpe, km 6,5 - 8, in dem das Hochwasserereignis im Februar 2002 über die Ufer trat, wurden keine Überschwemmungsgebiete berechnet, da sich an dieser Stelle eine 30 – 50 cm hohe Uferrehne gebildet hat.

Die Überschwemmungen südwestlich der L 154 resultieren aus einem Rückstau des Großen Grabens. Die Wörpe uferf in diesem Bereich nicht aus. Die Polder- bzw. Warf-Flächen Butendiek und Timmersloh bleiben hochwasserfrei.

Im Mündungsbereich der Wörpe ist der Wasserstand beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“ rund 30 cm höher als im Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“, aber dieser Einfluss ist bereits am Pegel Grasberg/Wörpe nicht mehr messbar. Daher lassen sich Unterschiede beider Lastfälle in der Ausdehnung und Wassertiefe der Überschwemmungsgebiete nicht ausmachen.



Abbildung 8-14: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wörpe bei einem HQ100 (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

Der Einfluss der Lastfälle ist am Pegel Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) noch deutlich messbar. Die Differenzen in den Wasserspiegellagen betragen bis zu 70 cm (Abbildung 8-15). Da der

maximale Wasserstand bei dem Lastfall „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ ca. 1,5 Tage später auftritt als beim Lastfall „Sturmflut in der Weser“, beträgt der Unterschied der maximalen Wasserspiegellagen jedoch nur rund 33 cm. Oberstrom des Pegels Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke) verringert sich der Einfluss des Lastfalls „Sturmflut in der Weser“ jedoch rasch, sodass am Pegel Borgfelder Landstrasse der Unterschied nur noch rund 17 cm und an der Vereinigung vom Wümmenord- und Südark noch rund 5 cm beträgt. Am Pegel Hellwege Schleuse, oberhalb der Wümmewiesen, sind keine Abweichungen mehr messbar (Abbildung 8-16). Im gesamten oberen Einzugsgebiet der Wümme sind daher keine Unterschiede in der Abmessung und der Wassertiefe der Überschwemmungsgebiete beider Lastfälle auszumachen.

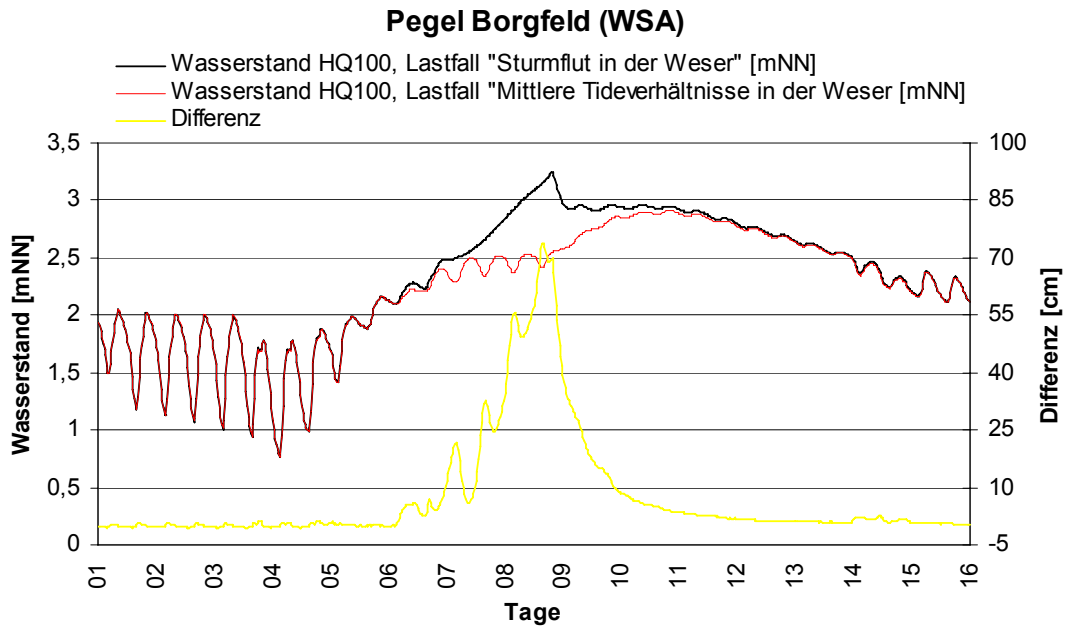


Abbildung 8-15: Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ₁₀₀ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Borgfeld

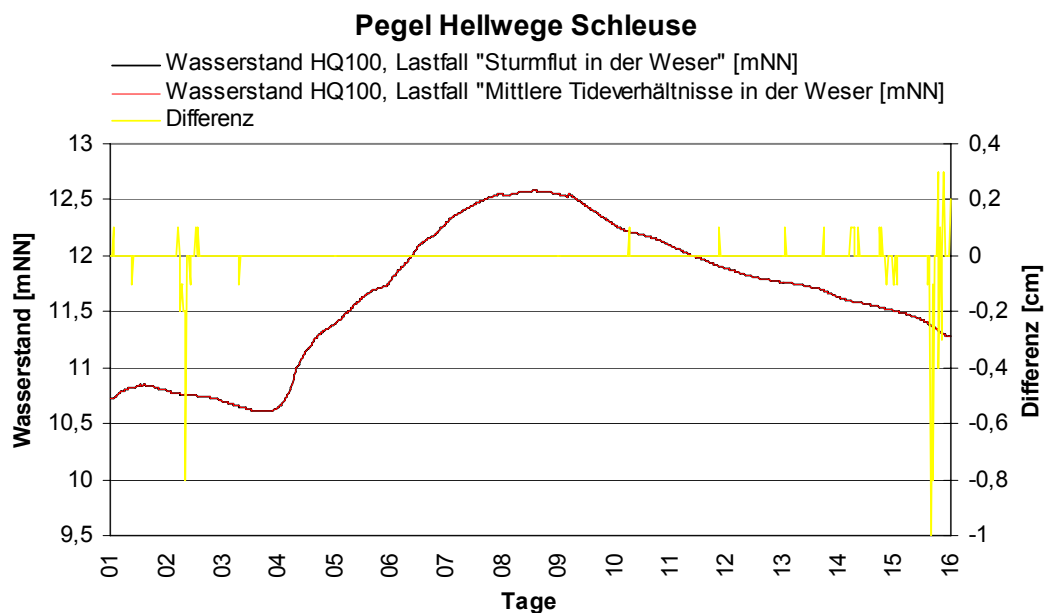


Abbildung 8-16: Vergleich der simulierten Wasserstände bei einem HQ₁₀₀ für die Lastfälle „Sturmflut in der Weser“ und „Mittlere Tideverhältnisse in der Weser“ am Pegel Hellwege Schleuse

Das Naturschutzgebiet Borgfelder Wümmewiesen zwischen dem Hexenbergzuleiter und der Wümme wird um bis zu 1,5 – 1,8 m überschwemmt. Im „Nassen Dreieck“ steht das Wasser noch rund 1 bis 1,2 m hoch.

Das Binnendelta der Wümmewiesen zwischen dem Wümme-Nordarm und Wümme-Südarm ist mit Ausnahme weniger Flächen (große Teile Fischerhudes, Ebbensiek, das Burgfeld nordwestlich von Fischerhude und das Bauleuteweidefeld südwestlich von Fischerhude) vollständiges Überschwemmungsgebiet (Abbildung 8-17).

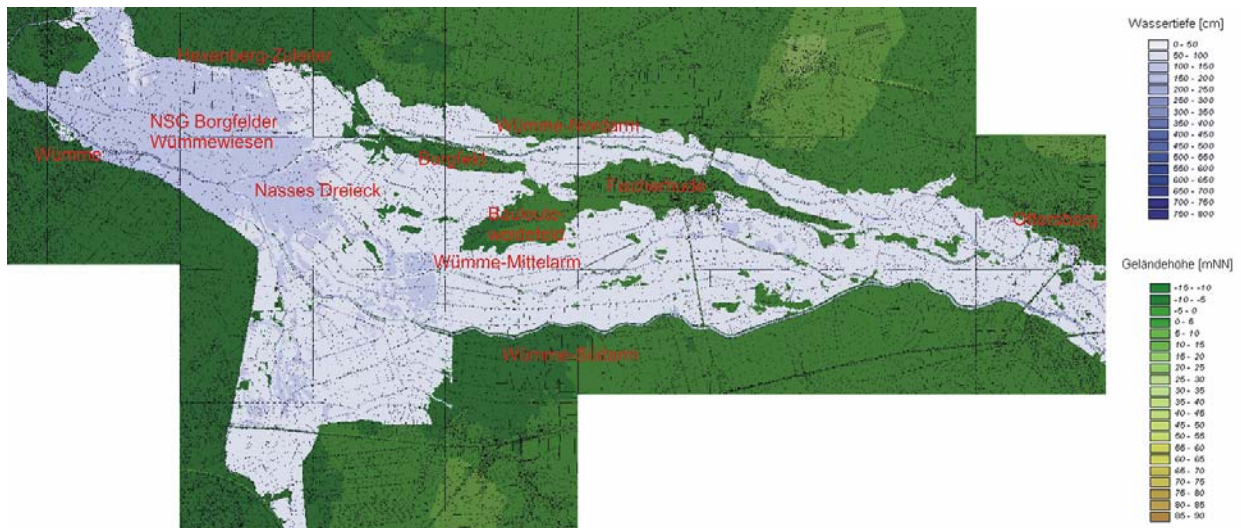


Abbildung 8-17: Überschwemmungsgebiete im Bereich der Wümmewiesen bei einem HQ₁₀₀ (Lastfall: „Sturmflut in der Weser“)

9 Simulation und Analyse von Maßnahmen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes im Einzugsgebiet der Wümme

9.1 Allgemeines

Für die Abschätzung des Gefährdungspotentials bzw. der überschwemmungsgefährdeten Gebiete und die Entwicklung von Maßnahmen des Hochwasserschutzes wurden die Randbedingungen durch das NA-Modell ermittelt. Hierfür wurden für die hydrologischen Teilräume „Hamme“ (ab dem Ritterhuder Sperrwerk), „Lesum Mündung bis Hellwege Schleuse“ und „Obere Wümme oberhalb Hellwege Schleuse“ anhand der vorhandenen Pegelwerte die für das jeweilige Hochwasserereignis ($HQ_{5, \text{Sommer}}$ und HQ_{100}) anzusetzenden Maximalwerte ermittelt und im Bedarfsfall extrapoliert.

Aus den vorhandenen Pegelwerten wurden für diese Hochwasserereignisse die zugehörigen Niederschlagsverteilungen in Größe und Verteilung für die diesen Maximalwerten nahe kommenden Hochwasserereignisse abgeleitet. Aus dieser Auswahl an Hochwasserereignissen wurde ein charakteristisches Hochwasserereignis ausgewählt und die entsprechende Niederschlagsverteilung, sofern dies erforderlich ist, extrapoliert, um die zu untersuchende Jährlichkeit abzubilden.

Nachfolgend sollen die Auswirkungen von Maßnahmen, also die Änderung von Hochwasserscheitel und -volumen sowie Anstiegszeiten und Eintrittszeitpunkt des Hochwasserscheitels in Abhängigkeit gebiets- und ereignisspezifischer Merkmale untersucht werden.

Zur Untersuchung der Effektivität der im Nachfolgenden beschriebenen Maßnahmen wurde das instationäre Gesamtmodell des Gewässernetzes Hamme, Wümme und Lesum mit dessen Nebenflüssen verwendet. Als Randbedingungen wurden die generierten Hochwasser-Bemessungsganglinien (siehe Kapitel 5.2) angesetzt. Hierbei wurde jeweils ein Modell für die Berechnung des hundertjährigen Hochwasserereignisses HQ_{100} und ein Modell für die Berechnung des fünfjährigen Hochwasserereignisses $HQ_{5, \text{Sommer}}$ betrieben, um die Auswirkungen auch bei verschiedenen Jährlichkeiten beurteilen zu können. Im Folgenden nicht aufgeführte Untersuchung zur Rückhaltung im Bereich der Oberen Wümme durch vorhandene Retentionsräume, zur Retention im Bereich Vahlde, Bothel und Worth sowie Rotenburg sind dem Originalbericht zu entnehmen [FRANZIUS-INSTITUT, 2006].

9.2 Einfluss geänderter Landnutzung auf den Hochwasserabfluss

Zur Analyse des Einflusses geänderter Landnutzung auf den Hochwasserabfluss wurde exemplarisch für das Einzugsgebiet der Wieste eine Variation der maßgebenden Modellparameter, insbesondere der maximale Wassergehalt im Oberflächen- sowie im Wurzelzonenspeicher und der Oberflächenabflusskoeffizient, durchgeführt.

Dabei wurde angenommen, dass anstatt Ackerflächen Grünlandflächen und anstatt Wiesen dichter bewachsenes Gebiet bzw. Waldflächen vorhanden sind. Trotz der deutlich geänderten Boden- und Landnutzungsverhältnisse, zeigte sich nur eine geringe Abnahme des Abflusses im Hochwasserscheitel.

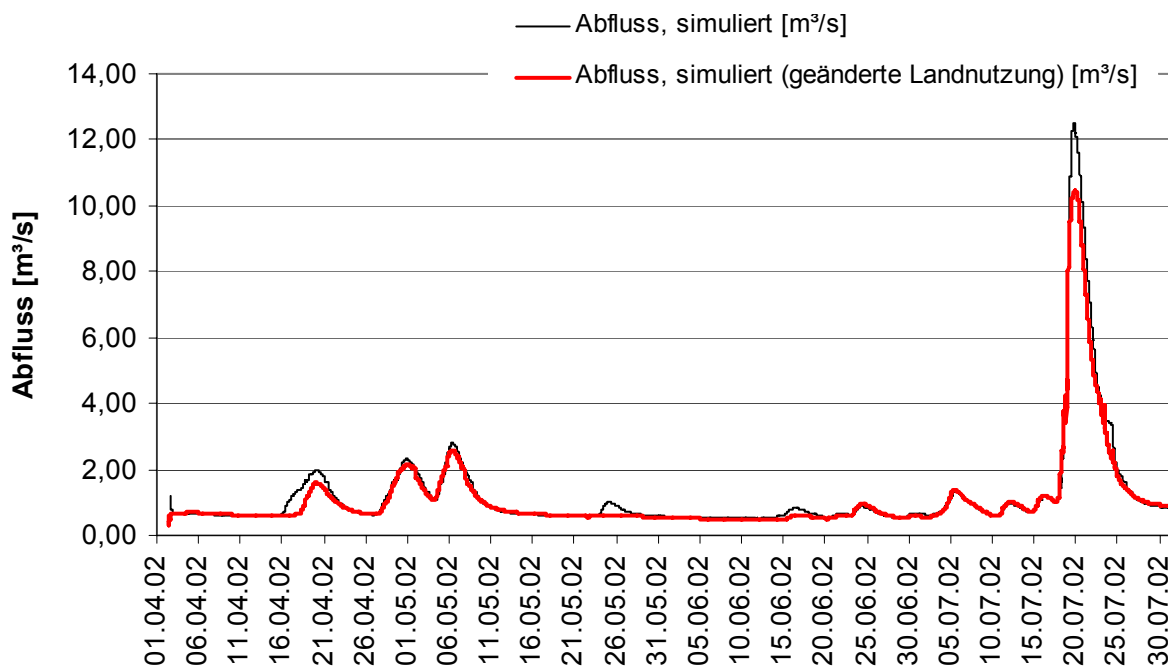


Abbildung 9-1: Simulierte Abflussganglinien am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung

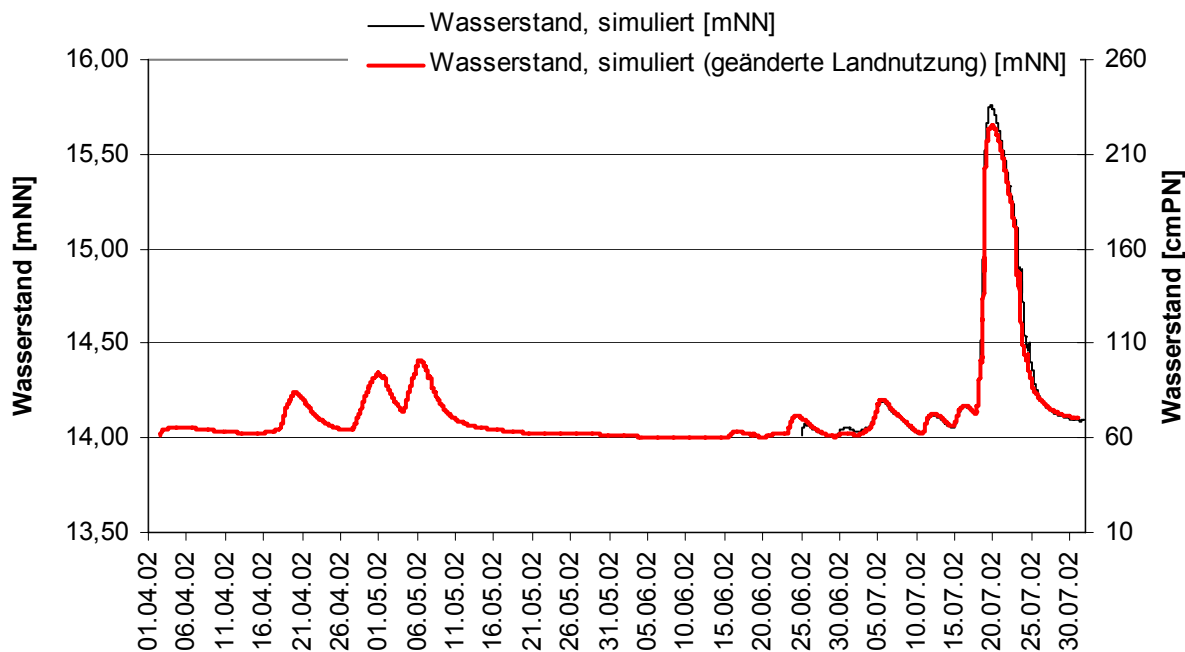


Abbildung 9-2: Simulierter Wasserstand am Pegel Sottrum für das Hochwasserereignis im Juli 2002 bei vorhandener und geänderter Landnutzung

Durch die beschriebene Flächennutzungsänderung wurde der Abfluss während der Hochwasserwelle um rd. 2 m³/s bzw. rd. 16% abgemindert. Von April bis Mitte Juli trat Basisabfluss und vereinzelt durch Regenereignisse hervorgerufener Oberflächenabfluss auf. Der Beginn, der Anstieg und die Fülle der Ganglinien sind nahezu gleich.

Die simulierten Wasserstände am Pegel Sottrum sind bis auf den Höchstwasserstand am 20.07.2002 identisch. Anstatt eines Wasserstandes von 15,76 mNN wird bei geänderter Landnutzung ein Wasserstand von 15,65 mNN erreicht. Dies entspricht einer Abnahme von rd. 10 cm bzw. weniger als 1 %.

9.3 Rückhaltung durch geförderte Ausuferung

9.3.1 Beschreibung der Maßnahme

Im Maßnahmenkatalog des Gewässerentwicklungsplans Wörpe wurde unter anderem die Förderung der Überschwemmung im Bereich zwischen der Wilstedter Mühle und Steinfeld gefordert. Dies ist zu erreichen durch eine tolerierte und geförderte Rückhaltung sowie das Zulassen von Sukzession in diesem Bereich.

Durch den Einbau eines gesteuerten, unterströmten Wehres auf Höhe der Kreisstraße 113 (oberhalb der Wilstedter Mühle, Wörpe-km 16,864, Abbildung 9-3) soll die Wörpe bei Hochwasserereignissen aufgestaut werden, um den Wasserrückhalt in den Wörpeauen erheblich zu verstärken. Die Überschwemmungen in diesem Bereich haben den Zweck, die Hochwasserwelle für die Unterlieger (insbesondere die Gemeinden Grasberg, Heidberg und Lilienthal) zu verzögern und die Hochwasserspitze zu dämpfen.

Einerseits können so an der Wörpe regionale Ausuferungen zwischen Grasberg und Lilienthal vermieden bzw. reduziert werden, andererseits entlastet der Rückhalt im oberen Einzugsgebiet der Wörpe auch den Hochwasserabfluss der Wümme.



Abbildung 9-3: Verlauf der Wörpe [LGN, 2002] Ausschnitt: Brücke der K113 über die Wörpe im Bereich der Wilstedter Mühle [NLWKN, 2004]

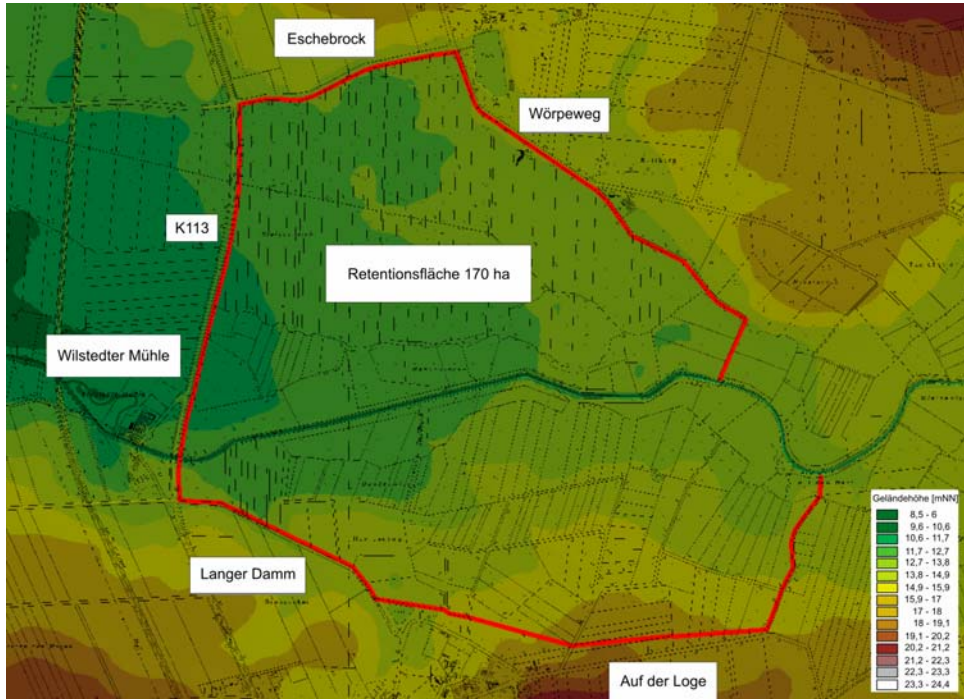


Abbildung 9-4: Retentionsfläche oberhalb der Wilstedter Mühle im Einzugsgebiet der Wörpe

Die Größe der Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle beträgt rund 170 ha bzw. 1,7 km². Sie wird begrenzt durch die Kreisstraße 113 und die Straßen Eschebrook, Wörpeweg, Langer Damm und Auf der Loge (Abbildung 9-4).

In Abbildung 9-5 ist das Einzugsgebiet der Wörpe dargestellt. Für die Berechnung der Maßnahme werden die in Tabelle 9-1 aufgeführten charakteristischen Abflusswerte zu Grunde gelegt.

Tabelle 9-1: Abflüsse der Wörpe an den Pegeln Schnackemühlen und Grasberg [NLWKN,2005]

Pegel	A _{EO} [km ²]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	HQ ₅ [m ³ /s]	HQ _{5Sommer} [m ³ /s]
Schnackemühlen	22,8	5,1	2,8	2,6
Grasberg	93,8	10,5	7,5	4,3

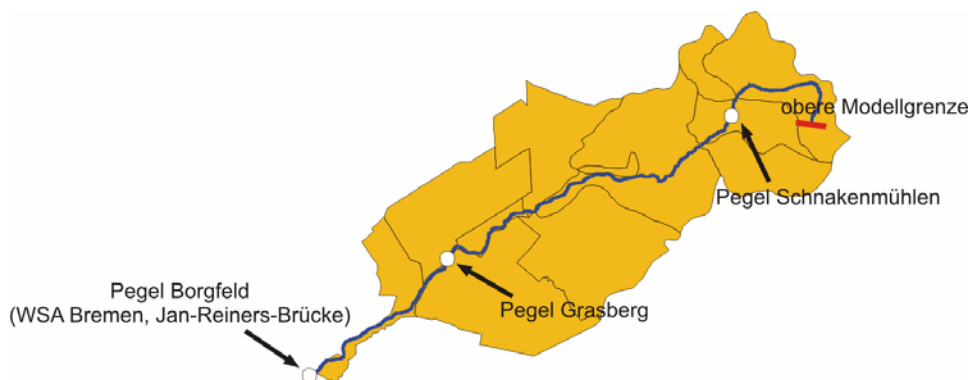


Abbildung 9-5: Einzugsgebiet der Wörpe mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze

Um die Wörpe oberhalb der Wilstedter Mühle bei Hochwasserereignissen aufzustauen und die in Abbildung 9-4 dargestellte Retentionsfläche von 170 ha einzustauen, wurde ein geregeltes, unterströmtes Wehr implementiert (Tabelle 9-2).

Tabelle 9-2: Parameter für die Wehrsteuerung an der Wörpe

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehreneiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	12,00	0,001	5	0,1
HQ _{5, Sommer}	12	0,001	5	0,1

Der Schieberstand des Wehres wird vom Programm iterativ anhand einer vorgegebenen Regelkurve berechnet. Diese Steuerungsdatei enthält die am Ort des Einbaus zu erreichende Abflussganglinie.

Zur Erstellung der Steuerungsdatei wurde zunächst das Rückhaltevolumen ermittelt. Der Spitzenabfluss des HQ₁₀₀-Ereignisses beträgt am Einbauort des Wehres rund 7 m³/s. Bei einem Abfluss von 2 m³/s sollte die Hochwasserwelle abgeschnitten werden. Daraus ergab sich das Rückhaltevolumen zu 1.000.000 m³. Sinkt der Abfluss des Bemessungshochwassers wieder unter 2 m³/s, so wird in der Steuerungsdatei dieser Abfluss gehalten, bis das zurückgehaltene Volumen wieder abgegeben ist (Abgabezeitraum). Im Fall des hundertjährigen Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ ergab sich eine Zeit von 5 Tagen und 13,6 h (Abbildung 9-6).

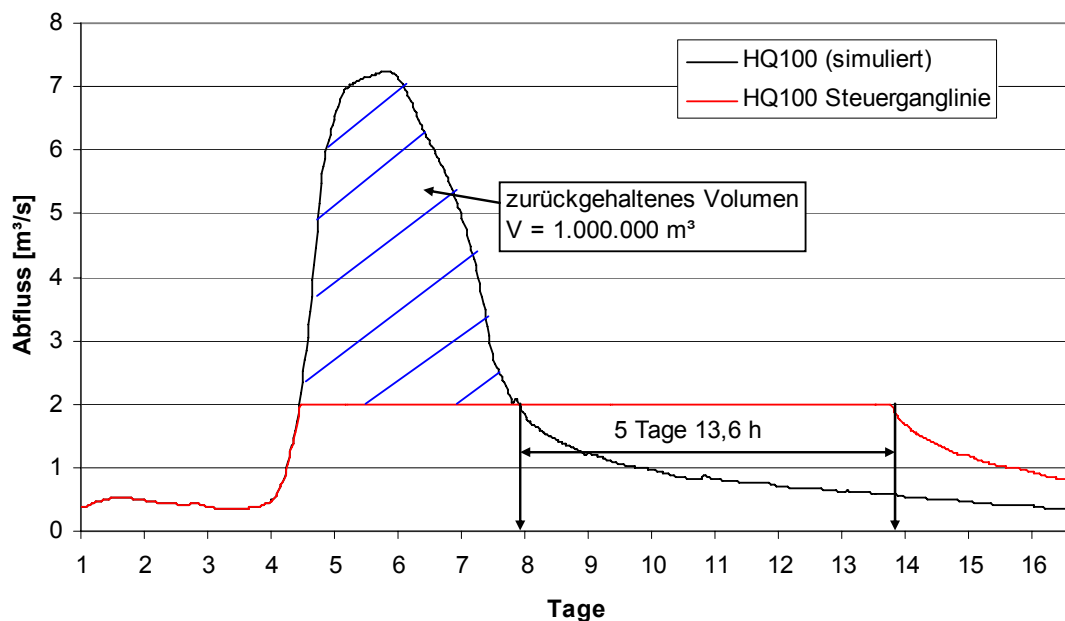


Abbildung 9-6: Steuerungsganglinie des Wehres an der Wilstedter Mühle im Vergleich zur Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀

Im Fall des fünfjährigen Hochwasserereignisses HQ_{5, Sommer} wurde die Abflussganglinie (ursprünglicher Spitzenabfluss: HQ_{5, Sommer} = 3,3 m³/s) bei einem Abfluss von 1 m³/s abgeschnitten. Daraus ergab sich ein Rückhaltevolumen von rund 325.000 m³. Nach dem Absinken des Bemessungshochwassers unter 1 m³/s wird in der Steuerungsdatei dieser Abfluss noch über einen Zeitraum von 3 Tagen und 18,5 h gehalten.

9.3.2 Ergebnisse der Maßnahme

Die Rückhaltemaßnahme ergab im Fall des hundertjährigen Bemessungshochwassers eine Abminderung des Spitzenabflusses an der Wilstedter Mühle von $7 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $2 \text{ m}^3/\text{s}$ (dies entspricht einer Reduzierung um ca. 71 % (Abbildung 9-7). Die simulierte Maßnahme erzielte damit die durch die Wehrsteuerung vorgegebenen Ergebnisse. Im Fall des fünfjährigen Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ wurde eine Absenkung des Spitzenabflusses von $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $1 \text{ m}^3/\text{s}$ erzielt (dies entspricht einer Reduzierung um ca. 70 %).

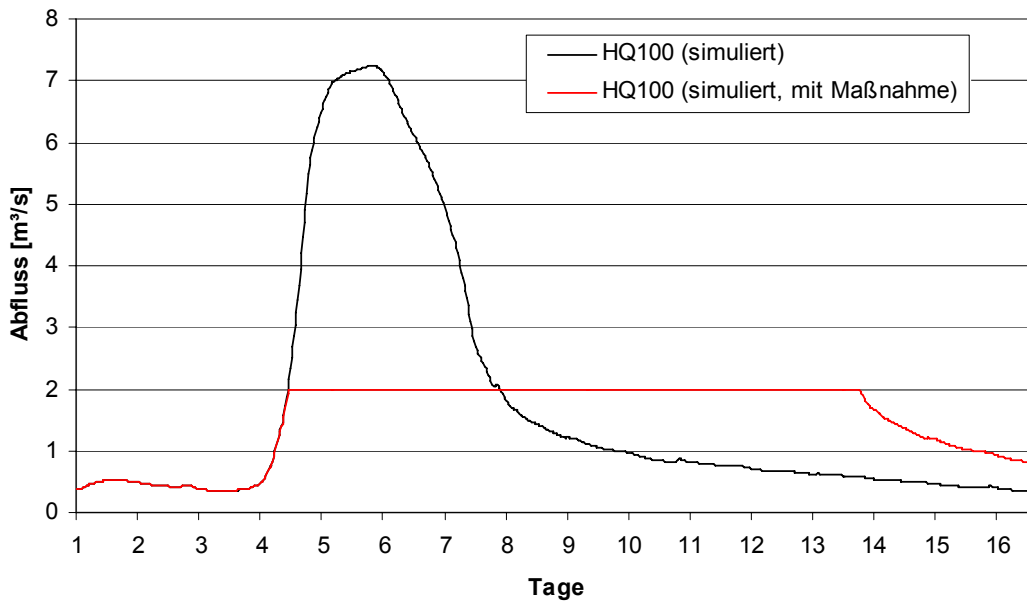


Abbildung 9-7: Vergleich der Abflussganglinien am Wehr Wilstedter Mühle mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}

Am Pegel Grasberg bewirkt die Rückhaltemaßnahme eine Absenkung des Spitzenabflusses (HQ_{100}) von $10,32 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $5,14 \text{ m}^3/\text{s}$ (ca. 50 %, Abbildung 9-8) bzw. bei einem $HQ_{5, \text{Sommer}}$ von $4,60 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $2,31 \text{ m}^3/\text{s}$ (ca. 50 %).

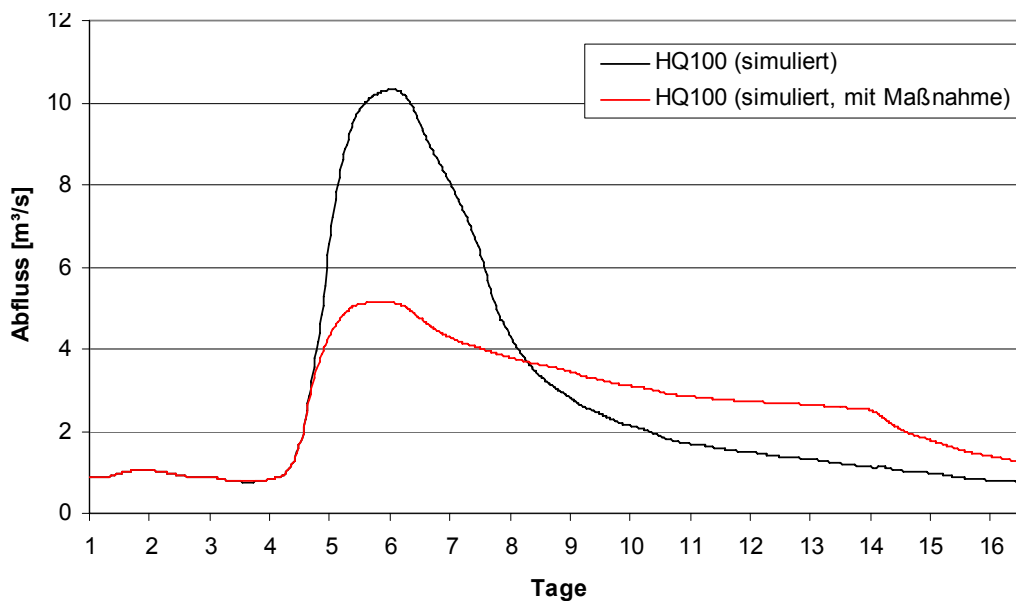


Abbildung 9-8: Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Grasberg mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100}

Die durch das Wehr hervorgerufene Rückstauwirkung hat eine lokale Erhöhung des Wasserstandes im Bereich der Wilstedter Mühle von rund 1,5 m (HQ_{5, Sommer}: 1 m) zur Folge. Der Rückstau ist bis ca. 3 km oberhalb der Wilstedter Mühle sichtbar.

Die Erhöhung der lokalen Wasserstände bewirkt eine Ausuferung des Gewässers oberhalb der Wilstedter Mühle. Die so geschaffene Retentionsfläche (Abbildung 9-9, Abbildung 9-10) wird im Westen begrenzt durch die Kreisstraße 113, im Norden durch den Eschebrook und im Süden durch den Langer Damm und bleibt somit innerhalb der vorgegebenen Grenzen. Bewohnte Gebiete, insbesondere der Ort Wilstedt südlich der Wilstedter Mühle, werden durch die Maßnahme nicht gefährdet. Das Retentionsvolumen beträgt bei einem hundertjährigen Hochwasserereignis rund 1.000.000 m³ (HQ_{5, Sommer}: 325.000 m³). Bei einem Abfluss von 2 m³/s würde eine Abgabe des zurückgehaltenen Volumens rund 5,5 Tage andauern (Tabelle 9-3).

Tabelle 9-3: Daten zur Rückhaltung an der Wilstedter Mühle

Hochwasserereignis	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus [m ³ /s]	max. Abfluss nach Einbau des Wehres [m ³ /s]	Rückhaltevolumen [m ³]
HQ ₁₀₀	7	2	1.000.000
HQ _{5, Sommer}	3,3	1	325.970

Im Unterlauf uferd die Wörpe bei Hochwasserereignissen im Bereich Heidberg aus und überschwemmt größere Bereiche. Durch die Rückhaltemaßnahme können die lokalen Wasserstände in dem Maße abgemindert werden, dass die Überschwemmungsflächen erheblich kleiner ausfallen (Abbildung 9-11, Abbildung 9-12). Die Rückhaltemaßnahme an der Wilstedter Mühle ist somit eine wirksame Hochwasserschutzmaßnahme für den Bereich Heidberg bei relativ geringem Aufwand. Im Bereich Grasberg waren bei den simulierten Hochwasserereignissen keine Ausuferungen festzustellen.

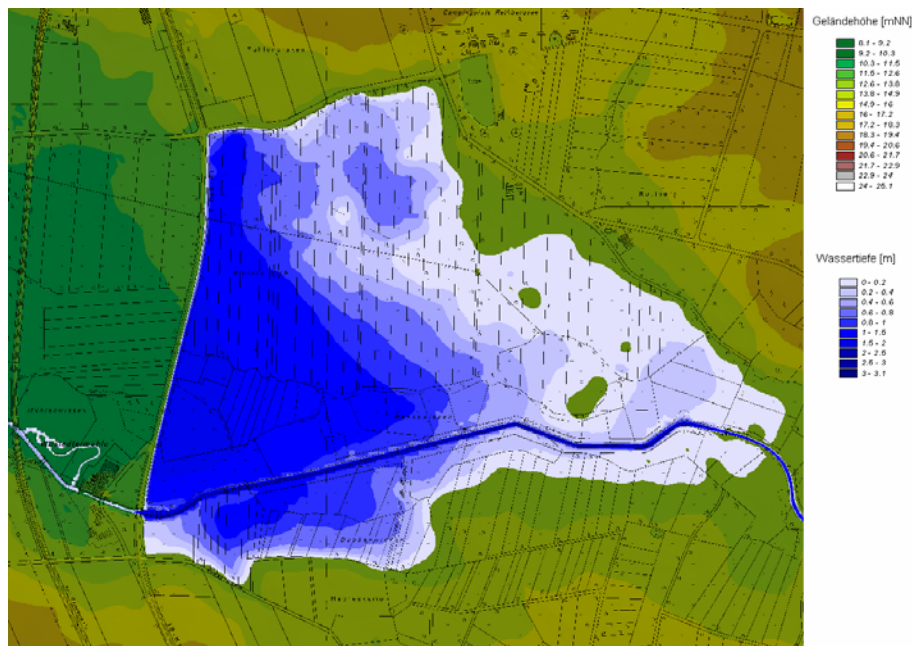


Abbildung 9-9: Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ₁₀₀

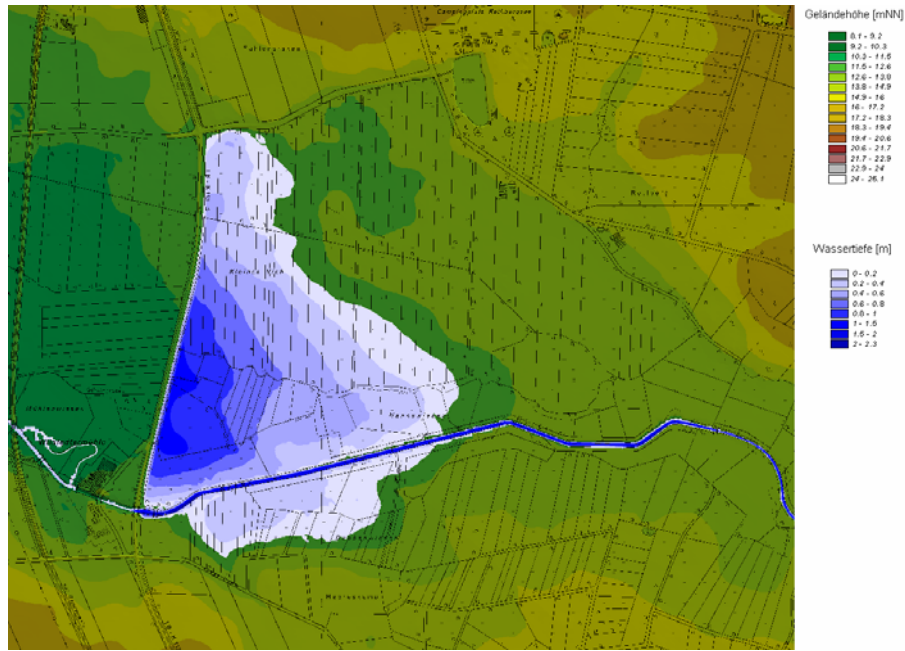


Abbildung 9-10: Retentionsfläche an der Wilstedter Mühle bei einem HQ_5 , Sommer



Abbildung 9-11: Überschwemmungsfläche bei einem HQ_{100} im Bereich Heidberg (ohne Maßnahme)

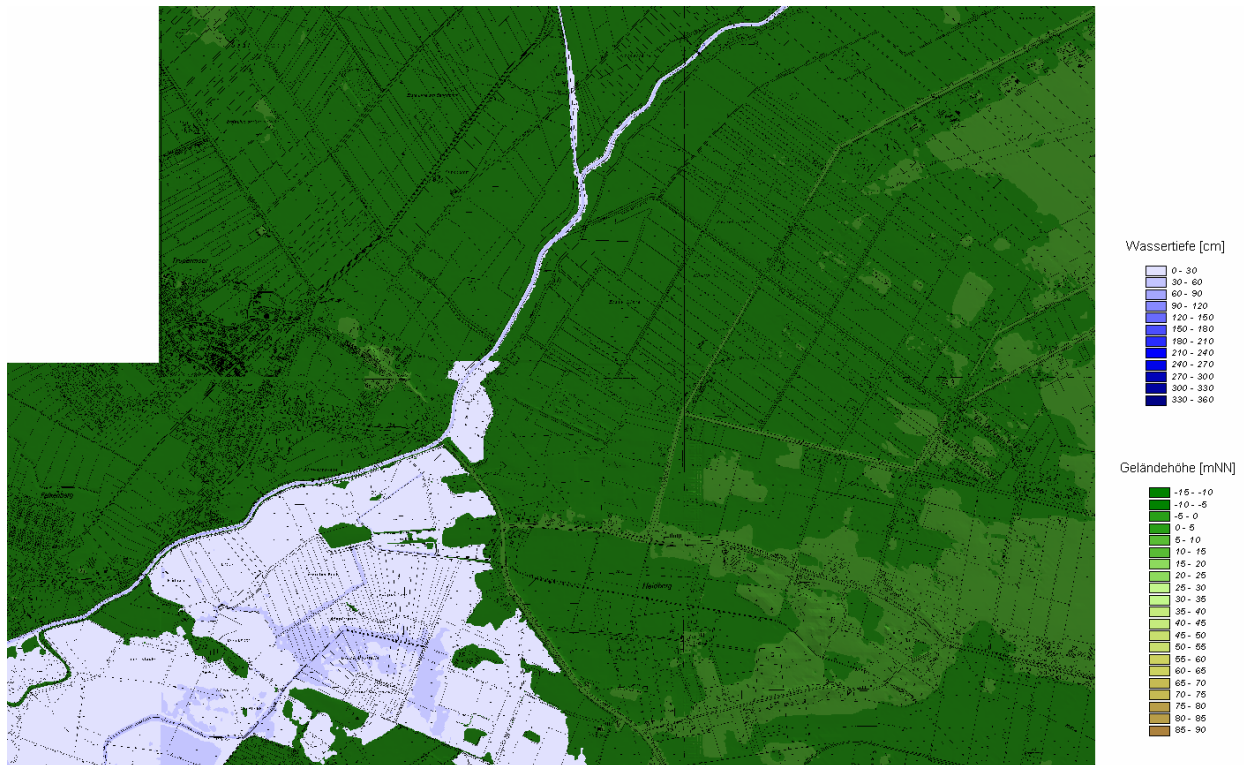


Abbildung 9-12: Überschwemmungsfläche bei einem HQ_{100} im Bereich Heidberg (mit Maßnahme)

9.4 Retention durch einen Querdamm

9.4.1 Beschreibung der Maßnahme

An der Fintau, oberhalb von Lauenbrück, ist der Bau eines Querdamms zur Nutzung durch Fußgänger und Radfahrer zwischen den Straßen „Am Sportplatz“ und „Benkeloher Weg“ in Planung (Abbildung 9-13). An dieser Stelle soll durch den zusätzlichen Einbau eines regelbaren unterströmten Wehres das Retentionspotential oberhalb der Baumaßnahme ausgenutzt werden (Abbildung 9-14). Ziel dieser Maßnahme ist die Dämpfung der Hochwasserwelle und eine Steuerung des Abflusses.



Abbildung 9-13: Fintau im Bereich Lauenbrück [LGN, 2002]; Ausschnitt: südliche begrenzen-
de Straße der Maßnahme [Franzius-Institut, 2005]

Begrenzt wird der Retentionsraum durch die nördlich gelegene Straße Am Sportplatz und den südlich gelegenen Benkeloher Weg (Abbildung 9-14).

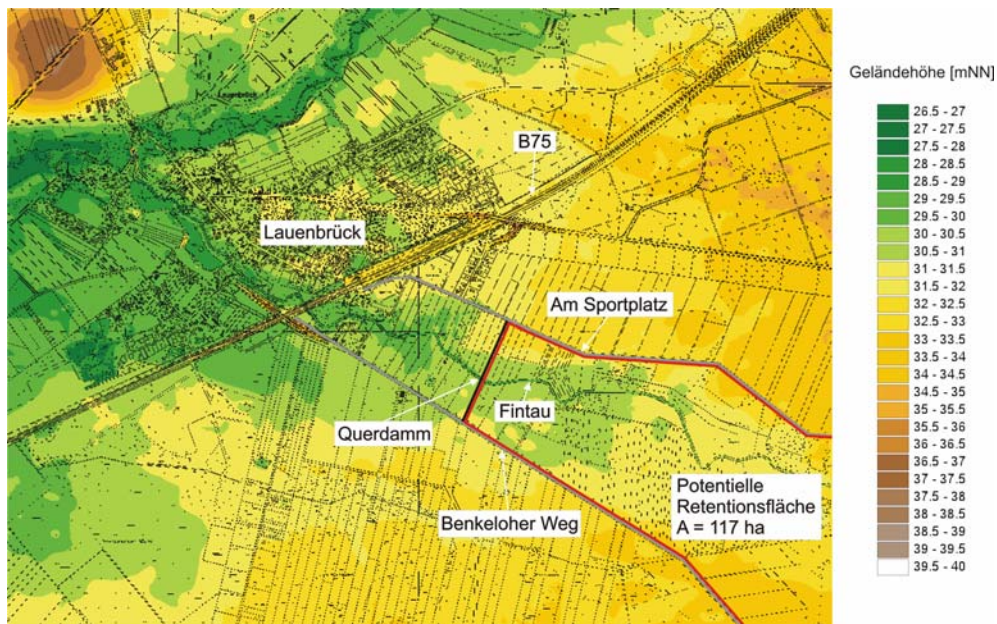


Abbildung 9-14: Übersicht der Maßnahme „Querdamme“ an der Fintau

Um die in Abbildung 9-14 dargestellte Retentionsfläche von etwa 117 ha einzustauen, wurde ein reguliertes unterströmtes Wehr eingebaut. Zusätzlich musste der geplante Querdamme in das DGM und anschließend in das Berechnungsprogramm integriert werden. Aus diesem Grund wurden die Querschnitte für den Bereich des Retentionsraums bis über die begrenzenden Straßen hinaus verbreitert und die Modellgeometrie im Bereich des Querdammes durch weitere Querschnitte diskretisiert. Zur Steuerung des Wehres wurden die in Tabelle 9-4 aufgeführten Parameter benutzt.

Tabelle 9-4: Parameter für die Wehrsteuerung an der Fintau

Bemessungshochwasser	Anfangswert	max. Wehrgeschwindigkeit	Wehrbreite	max. Änderung des Wehرنiveaus pro Iterationszeitschritt
	[mNN]	[m/s]	[m]	[m]
HQ ₁₀₀	30	0,005	1,3	0,55
HQ _{5, Sommer}	30	0,005	2,4	0,55

Die Erstellung der Steuerungsdateien erfolgte analog zu den Beschreibungen aus Kapitel 9.3.1.

9.4.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Rückhalt im Einzugsgebiet der Fintau hat in der Simulation des hundertjährigen Hochwasserereignisses eine Abminderung des Spitzenabflusses von 12,61 m³/s auf 9,50 m³/s an der Maßnahme (Querdamme) ergeben. Dies entspricht einer Reduzierung um 25 % (Abbildung 9-15).

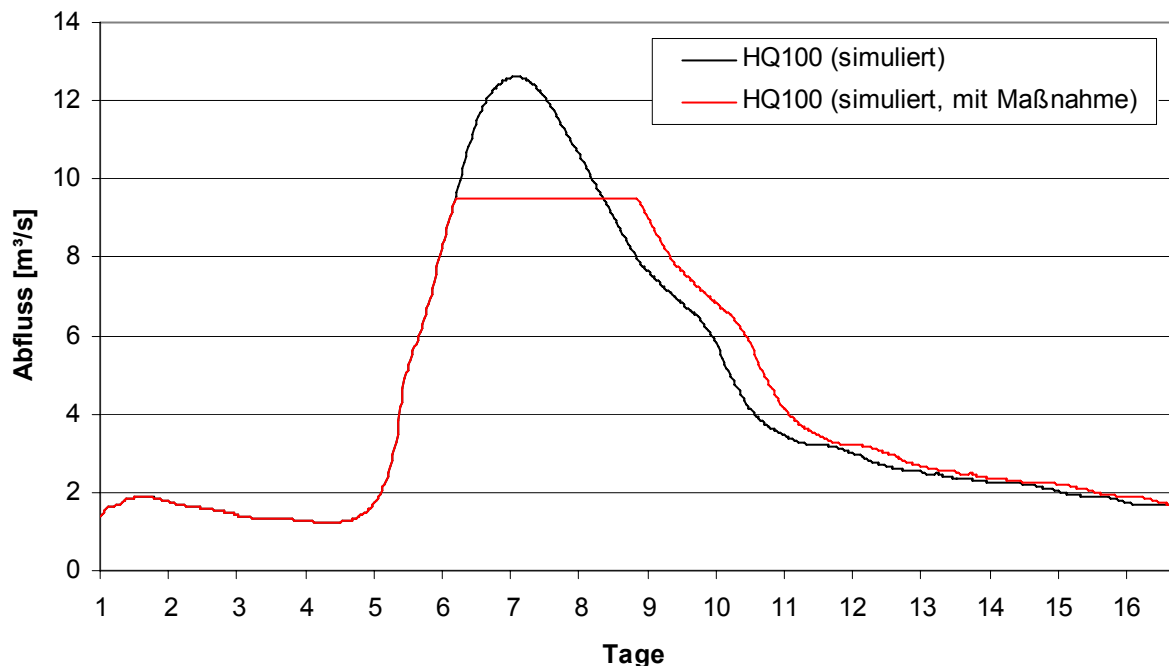


Abbildung 9-15: Vergleich der Abflussganglinien an der Maßnahme (Querdamm) mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

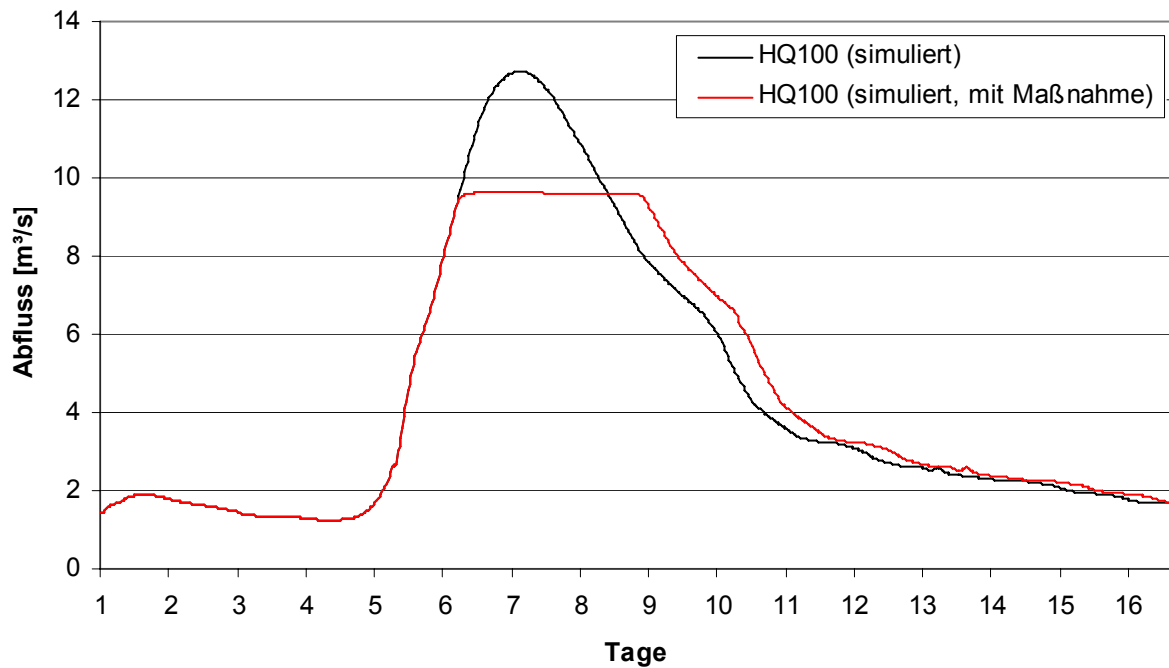


Abbildung 9-16: Vergleich der Abflussganglinien am Pegel Lauenbrück Fintau mit und ohne Retention bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} wurde an der Orstlage eine Absenkung des Spitzenabflusses von 6,35 m³/s auf 3,80 m³/s erzielt. Dies entspricht einer Reduzierung um 40 %.

Am Pegel Lauenbrück Fintau bewirkt die Rückhaltemaßnahme eine Reduktion des hundertjährigen Spitzenabflusses um 24 % von 12,72 m³/s auf 9,63 m³/s (Abbildung 9-16).

Bei der Simulation des fünfjährigen Bemessungshochwassers $HQ_{5, \text{Sommer}}$ ergab sich eine Verringerung von $6,40 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $3,86 \text{ m}^3/\text{s}$. Dies entspricht einer Abminderung um 40 %.

Das gesamte Retentionsvolumen ergibt sich im hundertjährigen Hochwasserereignis zu rund 369.500 m^3 . Bei einem fünfjährigen Hochwasserereignis zu rund 367.500 m^3 . Die Abgabezeiträume (Dauer um das zurückgehaltene Volumen wieder an das Gewässer abzugeben) sind in der Tabelle 9-5 aufgeführt.

Tabelle 9-5: Daten zur Rückhaltung an der Fintau

Hochwasserereignis	Wehr	Spitzenabfluss am Ort des Einbaus	max. Abfluss nach Einbau des Wehres	Abgabezeitraum	Rückhaltevolumen
		[m^3/s]	[m^3/s]	[h]	[m^3]
HQ_{100}	1	12,61	9,50	10,8	369.500
$HQ_{5, \text{Sommer}}$	1	6,35	3,80	26,9	367.500

Die Rückhaltemaßnahme an der Fintau im Bereich des Querdamms erzielt gute Ergebnisse, die sich in einer Absenkung des Spitzenabflusses von 25 % bei einem HQ_{100} bzw. von 40 % für ein $HQ_{5, \text{Sommer}}$ widerspiegeln. Das Retentionspotential von rund 370.000 m^3 reicht aus, um den Hochwasserscheitel eines fünfjährigen Hochwasserereignisses um fast die Hälfte und den eines hundertjährigen Hochwasserereignisses um ein Viertel zu senken. Für die Ortslage Lauenbrück sind die Auswirkungen ähnlich, da sich die Maßnahme in unmittelbarer Nähe der Ortslage befindet und belaufen sich auf eine Abminderung von 24 % (HQ_{100}) bzw. 40 % ($HQ_{5, \text{Sommer}}$). Das entspricht im Falle des HQ_{100} einer Drosselung auf ein HQ_{20} .

9.5 Anschluss von Altarmen

9.5.1 Beschreibung der Maßnahme

Diese Maßnahme beruht auf dem 1996 aufgestellten Gewässerentwicklungsplan für den Abschnitt der Wümme zwischen Rotenburg (Amtsbrücke) und der Bundesautobahn 1 im Landkreis Rotenburg. Zwischen 1927 und 1936 wurde die Wümme in diesem Bereich unter Zugrundelegung einer Abflussspende von $29 \text{ l/s} \cdot \text{km}^2$ (entspricht einem Abfluss von ca. $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$) ausgebaut und begradigt. Dies hat ein größeres Längsgefälle und damit eine höhere Fließgeschwindigkeit zur Folge. Zur Vermeidung hoher Fließgeschwindigkeiten wurden fünf Stauschleusen gebaut. Sie haben die zusätzliche Funktion über Bewässerungsbauwerke und ein Bewässerungsgrabensystem die Wümmeniederung mit Wasser zu versorgen [NLWKN, 2000].

Als Entwicklungsziel wird für diesen Bereich unter anderem die Förderung und / oder Wiederherstellung naturnaher Abflussverhältnisse genannt. Eine mögliche Maßnahme ist die Anbindung noch vorhandener Altarme (Abbildung 9-17) und die Wiederherstellung einzelner großer Flussschleifen und Nebenarme im Bereich der Oberen Wümme [NLWKN, 2000].

Im Rahmen dieser Maßnahme werden acht noch vorhandene Altarme der Wümme wieder an das ursprüngliche Gewässer angebunden. Der Fließweg in der Wümme wird dadurch um rund 2 km verlängert. Die Abzweigung und der Wiederanschluss an das Hauptgerinne erfolgen über Sohlgleiten. Die ausgebauten und begradigten Fließstrecken werden zusätzlich durchflossen.

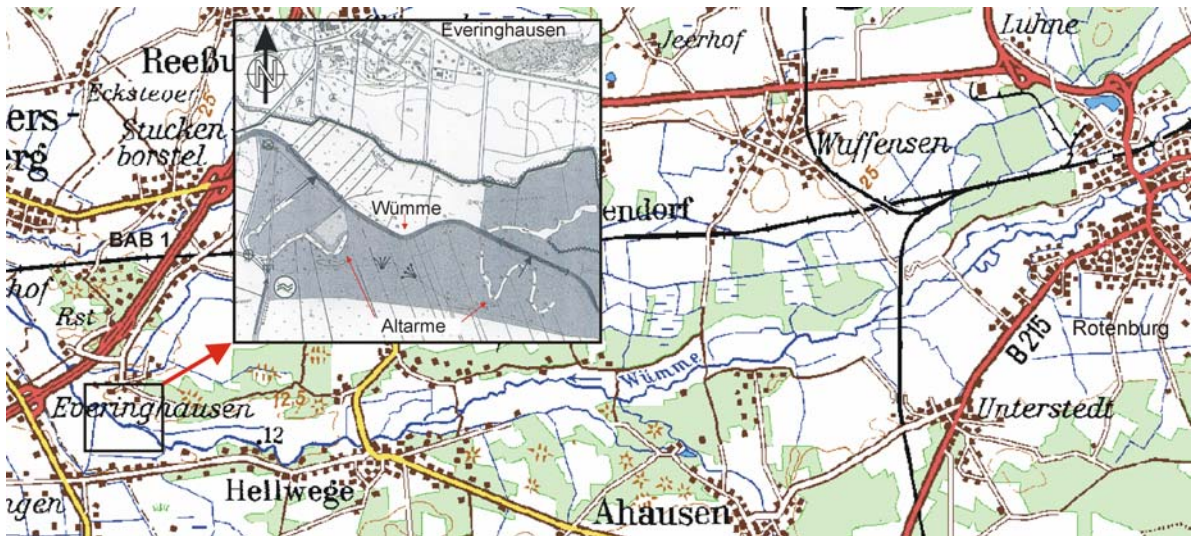


Abbildung 9-17: Obere Wümme zwischen Rotenburg und der Bundesautobahn 1 [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Altarme der Wümme im Bereich Everinghausen [NLWKN, 2000]

Zur Untersuchung der Effektivität dieser Maßnahme wurde das instationäre Gesamtmodell des Gewässernetzes Hamme, Wümme und Lesum mit dessen Nebenflüssen verwendet.

Der Verlauf der acht Altarme wurde aus dem Gewässerentwicklungsplan Wümme entnommen. Da für die Altarme keine Querschnittsprofile zur Verfügung standen, wurde die Geometrie des Hauptgerinnes an den beiden Anschlussstellen der jeweiligen Altarme übernommen (Abbildung 9-18). Zwischen den Anschlussstellen wurden die Profile der Altarme linear interpoliert.

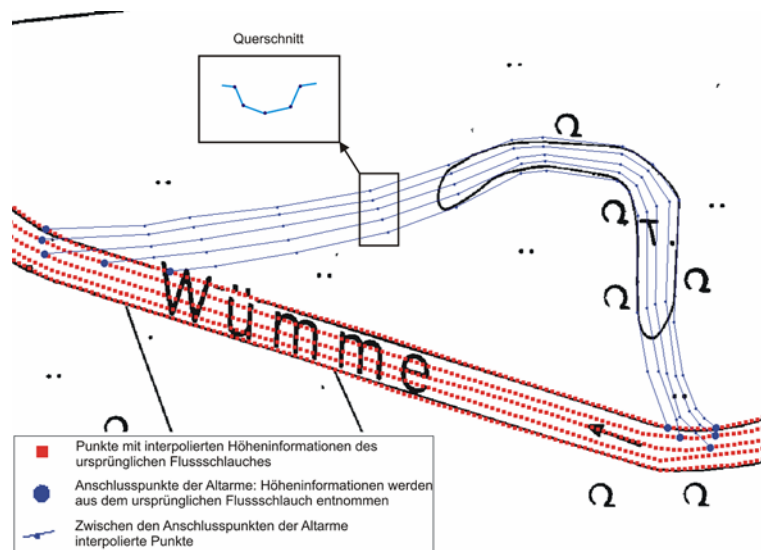


Abbildung 9-18: Anbindung der Wümme-Altarme

Anschließend wurden die acht Altarme in das digitale Geländemodell (DGM) der Oberen Wümme eingebettet. Abbildung 9-19 zeigt das resultierende DGM im Bereich der Bundesautobahn 1 und Everinghausen.

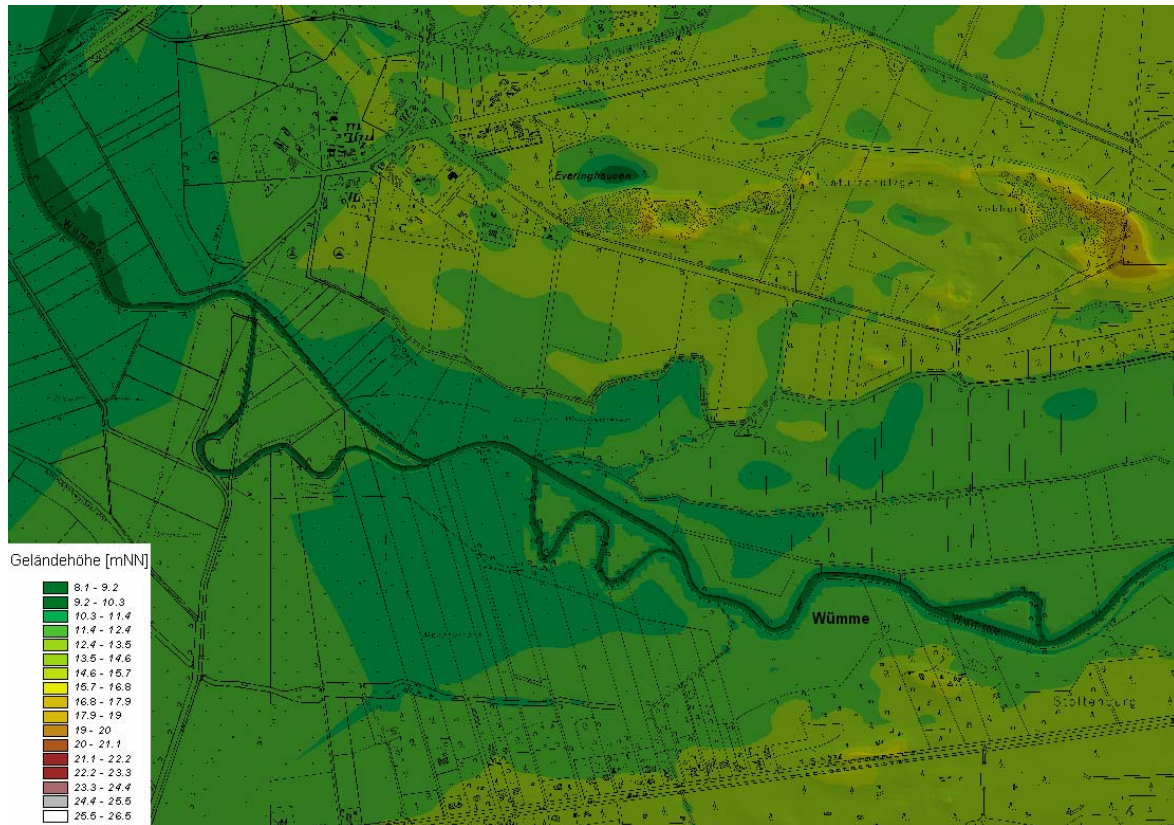


Abbildung 9-19: Digitales Geländemodell der Wümme mit angeschlossenen Altarmen im Bereich Everinghausen

9.5.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Anschluss der acht Altarme zwischen Rotenburg und der Bundesautobahn 1, hatte auf das Abflussverhalten nur geringe Auswirkungen. Bei einem Vergleich der Abflussganglinien des hundertjährigen Bemessungshochwassers am Pegel Hellwege-Schleuse ergab sich nur ein beschleunigter Abfluss des Hochwasserscheitels um ca. 1 Stunde. Das gleiche Ergebnis wurde für das HQ_{5, Sommer} erzielt.

9.6 Vermehrte Rückhaltung in Regenrückhaltebecken und Mühlenteichen

Im Untersuchungsgebiet sind im Bereich der Nebenflüsse der Wümme kleine Staubecken wie vorhandene Mühlenteiche zu finden. Diese Mühlenteiche könnten, sofern eine hinreichende Vorwarnzeit vor dem Eintreffen der Hochwasserrückhaltung herangezogen werden. Im Einzugsgebiet der Wümme sollten daher der mit Hilfe dieser Maßnahmen erzielbare Effekte für verschiedene Mühlenteiche und Regenrückhaltebecken untersucht werden (Tabelle 9-6).

Tabelle 9-6: Mühlenteiche und Regenrückhaltebecken im Einzugsgebiet der Wümme

Einzugsgebiet	Teich	Größe [m²]
Fintau	Mühlenteich Eggersmühlen	43.000
Veerse	Lünzener Mühle	28.000
Ahauser Bach	Ahauser Mühle	20.000
Westerholzer Kanal	RRB an der B 75	68.000
Visselbach	RRB in Visselhövede	33.380

Für die Schaffung von Retentionsvolumen wurde der Wasserspiegel im jeweiligen Mühlenteiche vor einem Hochwasserereignis abgesenkt. Die Tiefe der Mühlenteiche und damit die maximal mögliche Absenkung des Wasserspiegels waren nicht bekannt. Daher wurde von einer möglichen Absenkung um 2 m ausgegangen.

Zudem wurde bei der Berechnung des potentiellen Retentionsvolumens angenommen, dass die Uferböschungen der Teiche senkrecht abfallen.

9.6.1 Mühlenteich an der Fintau

9.6.1.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Mühlenteich Eggersmühlen liegt in der Nähe der Ortschaft Eggersmühlen und wird von der Fintau durchflossen. Der Mühlenteich hat eine Fläche von 4,3 ha, dient als Wasserspeicher und wird für den Betrieb der Mühle bewirtschaftet.



Abbildung 9-20: Fintau im Bereich Eggersmühlen [LGN, 2002]; vergrößerte Darstellung: Mühlenteich Eggershausen [NLWKN, 2004]

Der Mühlenteich Eggersmühlen liegt oberhalb der Modellgrenze des numerischen Simulationsmodells (Abbildung 9-22). Aus diesem Grund wird die Maßnahme nicht über eine Veränderung der Geometrie, sondern über eine modifizierte Randbedingung in das Modell eingebunden. Die für die Untersuchung angesetzten Abflüsse sind in Tabelle 9-7 dargestellt.

Tabelle 9-7: Abflüsse der Fintau am Pegel Lauenbrück [NLWKN, 2005] und oberhalb von Eggersmühlen (flächengewichtet)

Gewässer	A_{EO} [km ²]	HQ_{100} [m ³ /s]	HQ_5 [m ³ /s]	$HQ_{5Sommer}$ [m ³ /s]
Fintau	96	12,5	7,5	6,1
oberhalb Eggersmühlen	18,9	2,463	1,478	1,202

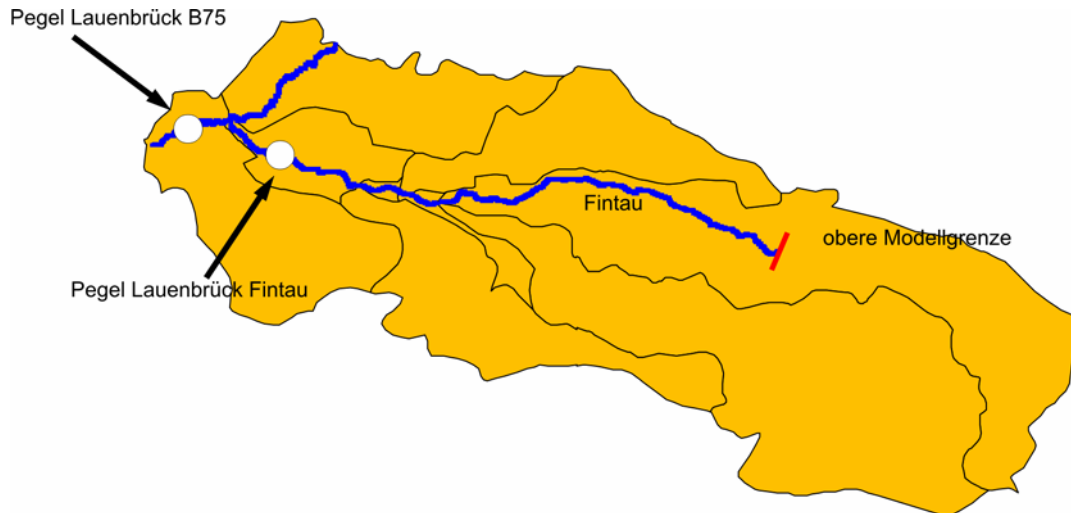


Abbildung 9-21: Einzugsgebiete der Fintau mit Lage des Pegels Lauenbrück und der oberen Modellgrenze

Für die Untersuchung wurden die Abflussganglinien der HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$ Ereignisse im Einzugsgebiet EG1 (Fintau) verändert. Im Folgenden wird die Vorgehensweise am Beispiel der Abflussganglinie des Bemessungshochwassers HQ_{100} erläutert. Abbildung 9-23 zeigt die zu modifizierende Abflusskurve für den Simulationszeitraum.

Die Erzeugung der neuen Randbedingungen für die Bemessungshochwasser HQ_{100} und $HQ_{5, \text{Sommer}}$ erfolgt in zwei Schritten:

Im ersten Schritt wird eine Trennlinie durch die Ausgangsabflussganglinie gelegt und das oberhalb dieser Trennlinie liegende Volumen berechnet (Abbildung 9-24). Ziel ist dabei einen Abflusswert zu ermitteln, auf dessen Höhe die Trennlinie gesetzt werden muss, um ein im Vorhinein festgelegtes Volumen abzuschneiden zu können. Je nach Zielsetzung und Absenkung der Wasserspiegellage ergeben sich unterschiedliche Volumina.

Am Mühlenteich „Eggersmühlen“ ergibt sich für eine Absenkung der Wasserspiegellage um zwei Meter ein Retentionsvolumen von ca. 86.000 m³. Aus Gründen der Sicherheit wurde mit einem verringertem Volumen von $V_2 = 82.500 \text{ m}^3$ gerechnet.

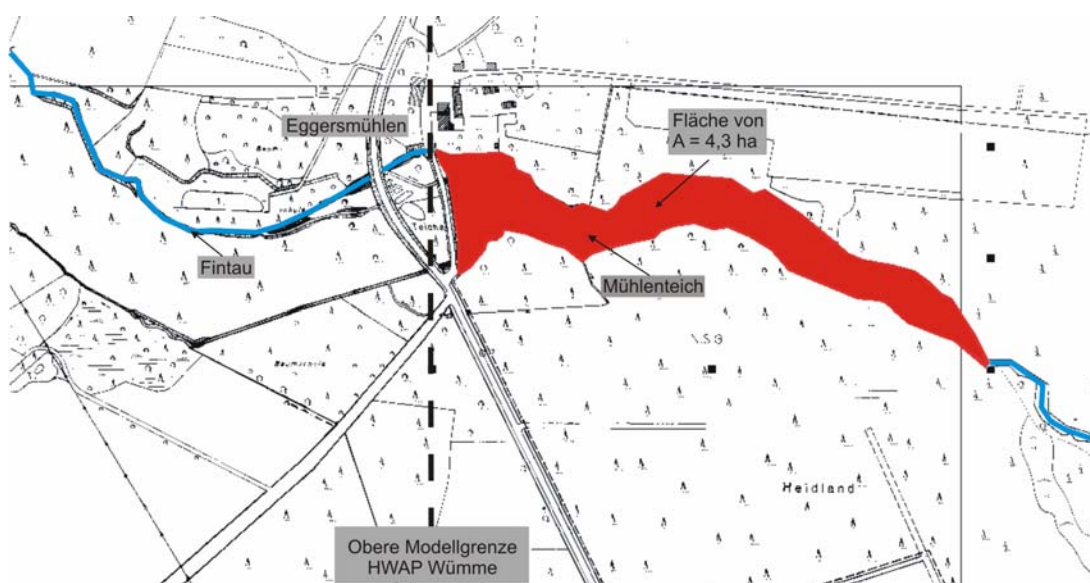


Abbildung 9-22: Mühlenteich „Eggersmühlen“ [DGK5 Blattschnitt, LGN]

Im zweiten Schritt wird das im Hochwasserscheitel abgeschnittene Volumen der Abflussganglinie wieder zugeführt. Da die Absenkung der Wasserspiegellage des Teiches vor Eintreffen der Hochwasserwelle geschehen muss, wird das abgeschnittene Volumen vor das Ereignis umverteilt (Abbildung 9-25). Ausgehend vom Zeitpunkt an dem die Trennlinie die Abflusskurve zum ersten Mal schneidet, wird das Volumen stückweise rückwärts der ursprünglichen Abflusskurve aufaddiert, bis es der Kurve wieder vollständig zugeführt wurde. Der Abflusswert auf Höhe der Trennlinie darf dabei nicht überschritten werden.

Für die Berechnung wurde ein sprunghafter Anstieg des Abflusses angesetzt (von mittleren Abfluss auf Entleerungsabfluss). Bei ausreichender Vorwarnzeit vor einem Hochwasserereignis sollte jedoch eine für das Gewässer verträglichere Steigerung des Abflusses und somit Entleerung des Teiches durchgeführt werden. Da im Rahmen dieser Untersuchung jedoch in erster Linie die Fragestellung nach dem Retentionspotential der Mühlenteiche im Vordergrund stand, wurde auch bei der Untersuchung der anderen Teiche die oben beschriebene Variante verwendet.

Abbildung 9-26 zeigt die modifizierte Abflussganglinie des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau ausgehend vom zugehörigen Bemessungshochwasser HQ_{100} bei einer Absenkung der Wasserspiegellage im Teich von zwei Metern. Diese modifizierte Abflussganglinie dient als neue Randbedingung.

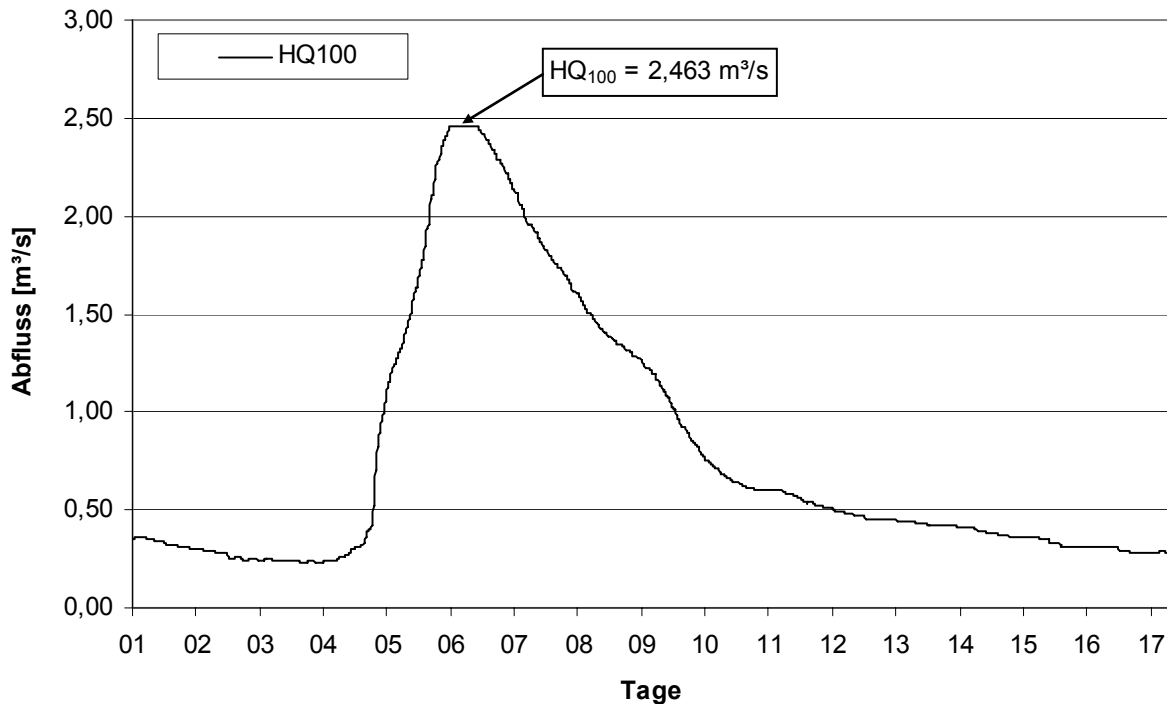


Abbildung 9-23: Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ_{100} des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau

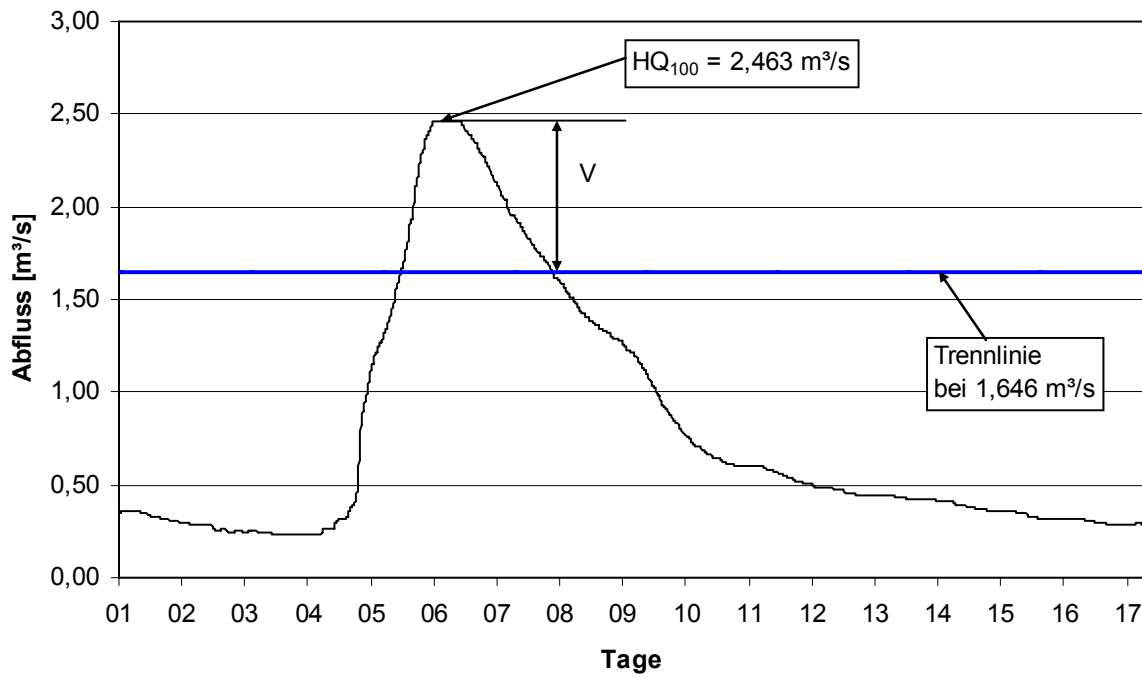


Abbildung 9-24: Bestimmung des abzutrennenden Volumens V (Absenkung des Wasserspiegels um 2 m)

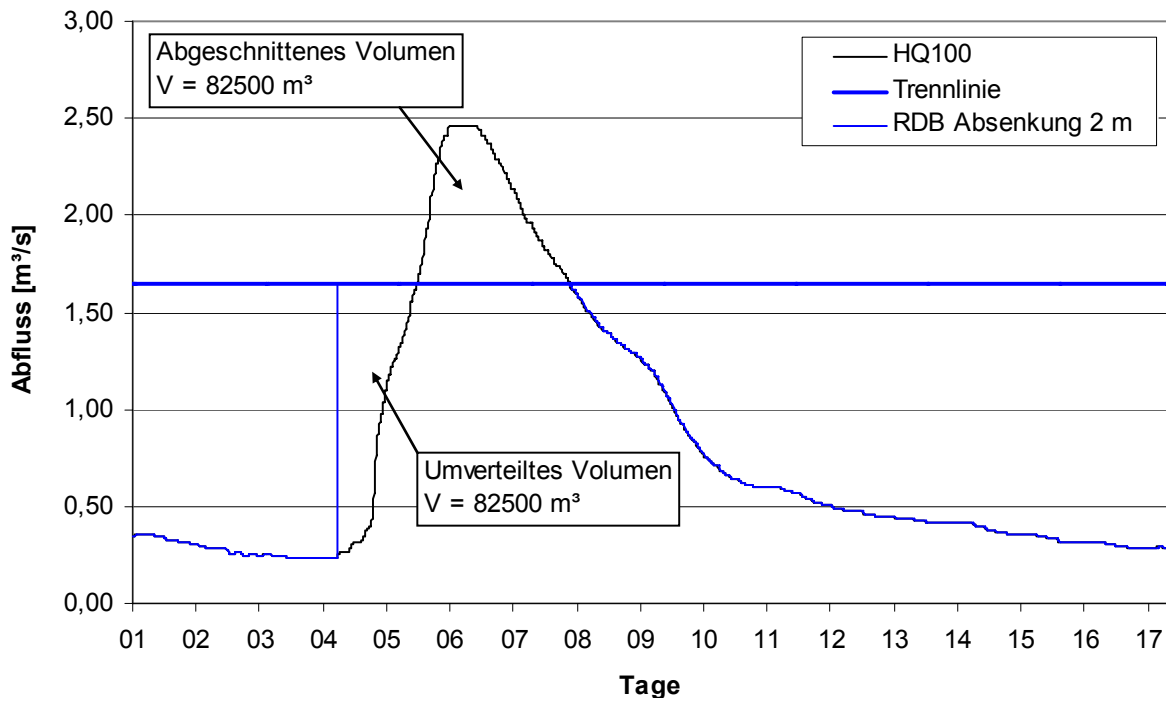


Abbildung 9-25: Prinzip der Umverteilung des abgeschnittenen Volumens V

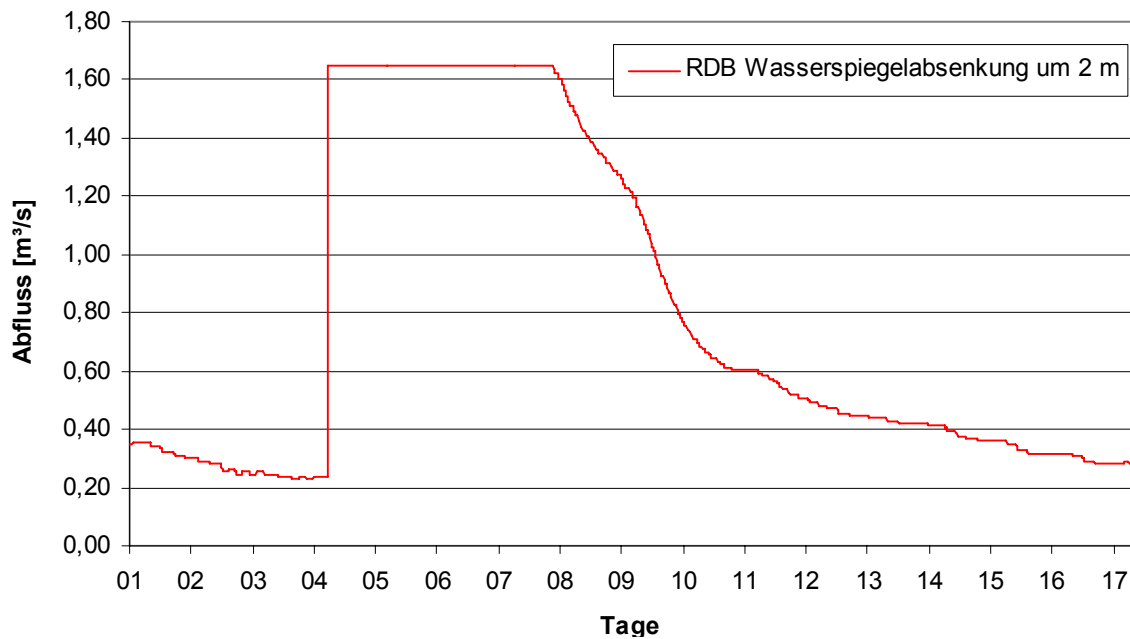


Abbildung 9-26: Modifizierte Abflusskurve des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau bei einer Absenkung der Wasserspiegellage im Teich von zwei Meter

9.6.1.2 Ergebnisse der Maßnahme

Der Mühlenteich „Eggersmühlen“ befindet sich direkt am Übergang des ersten in das zweite Teileinzugsgebiet der Fintau. Wie bereits in Kapitel 6.1.1 erläutert, bildet dieser Bereich die obere Grenze des Modellgebiets. Das bedeutet, dass die im Zuge dieser Maßnahme veränderten Abflussganglinien des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀ als obere Randbedingung für das Modell der Fintau dienen. Die Simulationsergebnisse decken sich entsprechend mit den modifizierten Abflussganglinien des Teileinzugsgebiets EG1 der Fintau (Abbildung 9-26). Abbildung 9-27 zeigt den Einfluss der Maßnahme auf den Abfluss für das Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ am Auslass des Mühlenteiches.

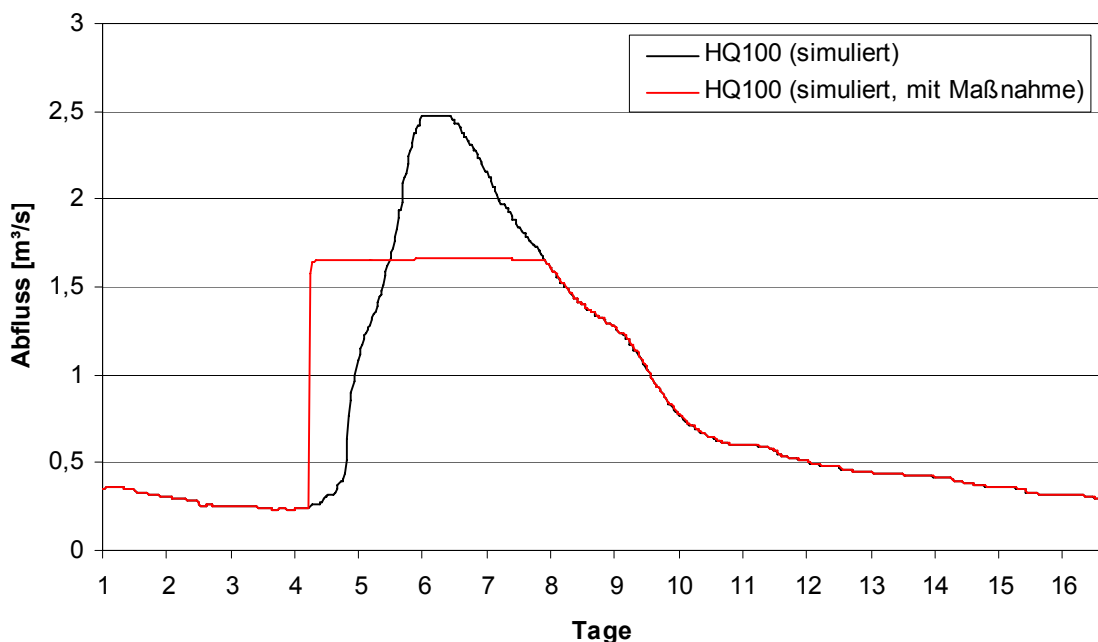


Abbildung 9-27: Abfluss am „Mühlenteich Eggersmühlen“ bei einer Wasserspiegellabsenkung um zwei Meter (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

Den am Pegel Lauenbrück mit der gleichen Maßnahme erzielten Effekt zeigt Abbildung 9-29.

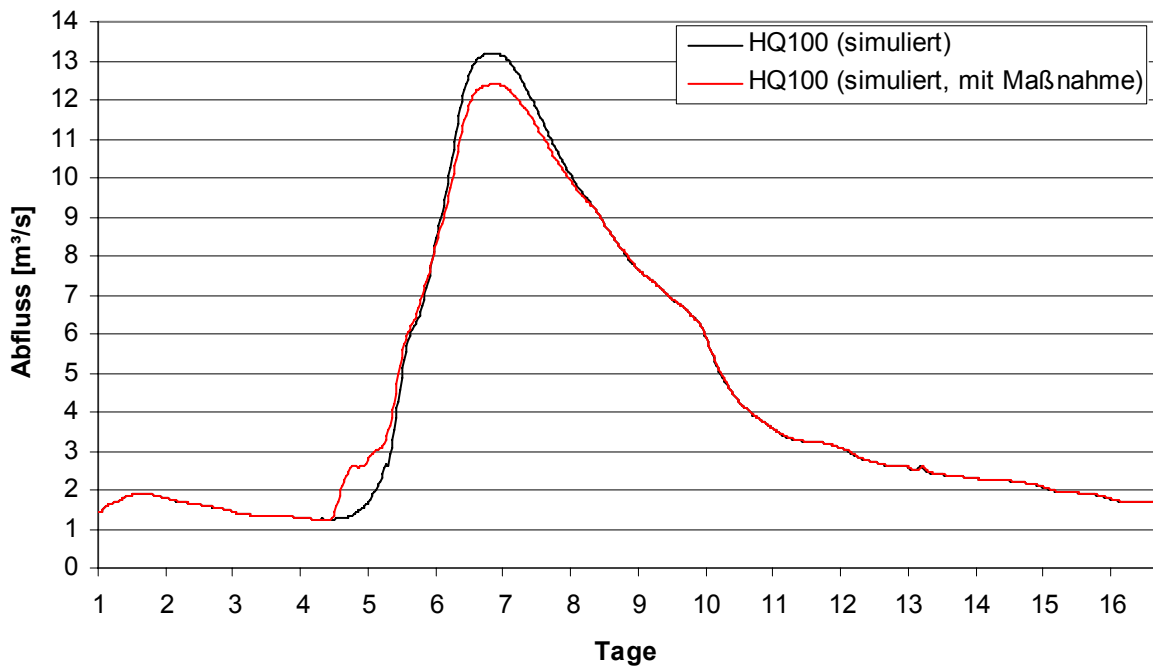


Abbildung 9-28: Abfluss am Pegel Lauenbrück bei einer Wasserspiegelabsenkung um zwei Meter am „Mühlenteich Eggersmühlen“ (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

In Tabelle 9-8 sind die erzielten Veränderungen des Abflusses am Auslass des Mühlenteiches und am Pegel Lauenbrück für das Bemessungshochwasser HQ₁₀₀ aufgeführt.

Tabelle 9-8: Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ₁₀₀

Ort	HQ100 [m³/s]	QMaßnahme [m³/s]	Differenz [m³/s]
Auslass	2,46	1,65	0,82
Pegel Lauenbrück	13,19	12,40	0,79

Die für ein Bemessungshochwasser HQ_{5, Sommer} am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück erzielten Simulationsergebnisse sind in Tabelle 9-9 zusammengestellt.

Tabelle 9-9: Abflussreduzierung am Auslass des „Mühlenteiches Eggersmühlen“ und am Pegel Lauenbrück für ein HQ_{5, Sommer}

Ort	HQ5,Sommer [m³/s]	QMaßnahme [m³/s]	Differenz [m³/s]
Auslass	1,20	0,67	0,53
Pegel Lauenbrück	6,40	5,89	0,51

Aus Abbildung 9-28 und Tabelle 9-8 bzw. Tabelle 9-9 ist zu entnehmen, dass der durch die Maßnahme erzielte Effekt im Hinblick auf den Abfluss auch am Pegel Lauenbrück noch vorhanden ist.

Die Differenzen in den Ergebnissen im Vergleich zum HQ₁₀₀ erklären sich dadurch, dass im Gegensatz zu allen anderen Abflussganglinien die des Bemessungshochwassers HQ_{5, Sommer} an der Fintau nicht synthetisch erzeugt wurde. Stattdessen wurde ein an der Fintau real abgelaufenes Ereignis mit

gleichem Spitzenabfluss wie ein $HQ_{5, Sommer}$ angesetzt. Dieses Ereignis war in der Fülle etwas breiter als eine synthetisch erzeugte Abflussganglinie des Bemessungshochwassers $HQ_{5, Sommer}$, so dass bei gleicher Absenkung im Teich der erzielte Effekt geringer ausfiel. Der Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Eggersmühlen“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück für die Bemessungshochwasser HQ_{100} und $HQ_{5, Sommer}$ sind in Tabelle 9-10 zusammengefasst.

Tabelle 9-10: Einfluss der Maßnahme „Mühlenteich Eggersmühlen“ auf den Wasserstand am Auslass des Teiches und am Pegel Lauenbrück für ein HQ_{100} bzw. $HQ_{5, Sommer}$

Ort	W HQ_{100} [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Auslass	45,70	45,53	0,17
Pegel Lauenbrück	30,51	30,48	0,03
Ort	W $HQ_{5, Sommer}$ [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Auslass	45,38	45,23	0,15
Pegel Lauenbrück	30,23	30,19	0,04

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Maßnahme kaum Einfluss auf den Wasserstand im Bereich des Pegels Lauenbrück hat. Die Verringerung des Wasserstandes am Auslass des Teiches hat sich am Pegel nahezu ausgeglichen.

Die Simulationsergebnisse stellen das erreichbare Optimum dar, da die Abflussganglinien der Ereignisse schon bekannt waren und somit der ideale Zeitpunkt zum Ablassen des Teiches berechnet werden konnte. Es ist davon auszugehen, dass der Teich unter realen Verhältnissen ohne frühzeitige Kenntnis über die Entstehung eines Hochwassers nicht rechtzeitig vor Anlaufen der Hochwasserwelle abgesenkt worden wäre, da damit schon bei Mittelwasserverhältnissen hätte begonnen werden müssen.

Die Maßnahme hat keine Bedeutung für den überregionalen Hochwasserschutz. Auch regional ist kaum ein Einfluss zu erzielen. Um mit dieser Maßnahme effektiven Hochwasserschutz betreiben zu können, müsste der Wasserspiegel im Mühlenteich „Eggersmühlen“ stärker abgesenkt werden. Für eine Reduzierung des Spitzenabflusses des HQ_{100} – Ereignisses am Auslass des Teiches von 2,46 m^3/s auf z.B. etwa 1,0 m^3/s wird ein Retentionsvolumen von ca. 260.000 m^3 benötigt. Um dieses Volumen bereitstellen zu können müsste der Wasserspiegel im Mühlenteich „Eggersmühlen“, bei senkrechten Uferböschungen, um mehr als 6 m abgesenkt werden. Eine in der Realität nur schwer umzusetzende Bedingung. Senkrechte Uferböschungen in dieser Größenordnung werden sich nicht ohne einen massiven Eingriff standsicher herstellen lassen. Zudem wird eine sehr lange Vorwarnzeit benötigt um den Teich vor der Hochwasserwelle rechtzeitig absenken zu können. In dem oben genannten Beispiel wären mindestens 36 Stunden Vorwarnzeit nötig.

9.6.2 Auswirkung eines Regenrückhaltebeckens im Einzugsgebiet

9.6.2.1 Beschreibung der Maßnahme

Das Regenrückhaltebecken befindet sich nordwestlich des Stadtkerns von Visselhövede im oberen Visseltal (Abbildung 9-29). Im Zuge einer Renaturierung des Visseltals wurden fünf Retentionsflächen mit einem vorgeschalteten Absetzbecken gebaut. Über einen geschwungen angelegten Graben gelangt das Wasser in die in unterschiedlicher Höhenlage liegenden Retentionsflächen. Die Retentionsflächen wurden auf geneigten Flächen durch Herstellung von Verwallungen geschaffen. Die Drosselung des Abflusses in diesen Flächen bewirkt eine Reduzierung der Abflussspitzen.

Tabelle 9-11: Speichervolumen, Oberfläche und Stauziel des RRB Visselhövede [IDN, 1997]

Retentionsfläche	Oberfläche	Stauziel	derzeitiges Speichervolumen	Speichervolumen bei einem Ausbau auf eine mittlere Tiefe von 2,0 m
	[m ²]	[mNN]	[m ³]	[m ³]
1	10.450	52.55	3.615	20.900
2	6.750	52.05	2.208	13.500
3	5.800	51.55	1.633	11.600
4	3.730	51.05	971	7.460
5	3.550	50.55	797	7.100
Absetzbecken	3.100	53.75	2.700	6.200
Gesamt	33.380	-	11.924	66.760

Die von der Anlage des Absetzbeckens und den Retentionsflächen betroffene Fläche beträgt 80.300 m² (Abbildung 9-29), grün. Von den Rückhaltebecken wird dabei eine Fläche von 33.380 m² (Abbildung 9-29), blau, abgedeckt. Die vorhandenen Stauziele, Oberflächen und Speichervolumen sind in dargestellt.

Im Rahmen des Ausbaus des Regenrückhaltebeckens Visselhövede wird vorgesehen, die unteren Verwallungen zu erhöhen und die Retentionsflächen zu vertiefen, so dass sie im Mittel eine Tiefe von 2,0 m erreichen. Durch diese bauliche Veränderung vergrößert sich das Retentionsvolumen von derzeit rund 12.000 m³ auf rund 67.000 m³. Des Weiteren wird eine Steuerung des Rückhaltebeckens vorgesehen, so dass es im Fall eines Hochwassers gezielt zum Hochwasserschutz an der Wümme beitragen kann.

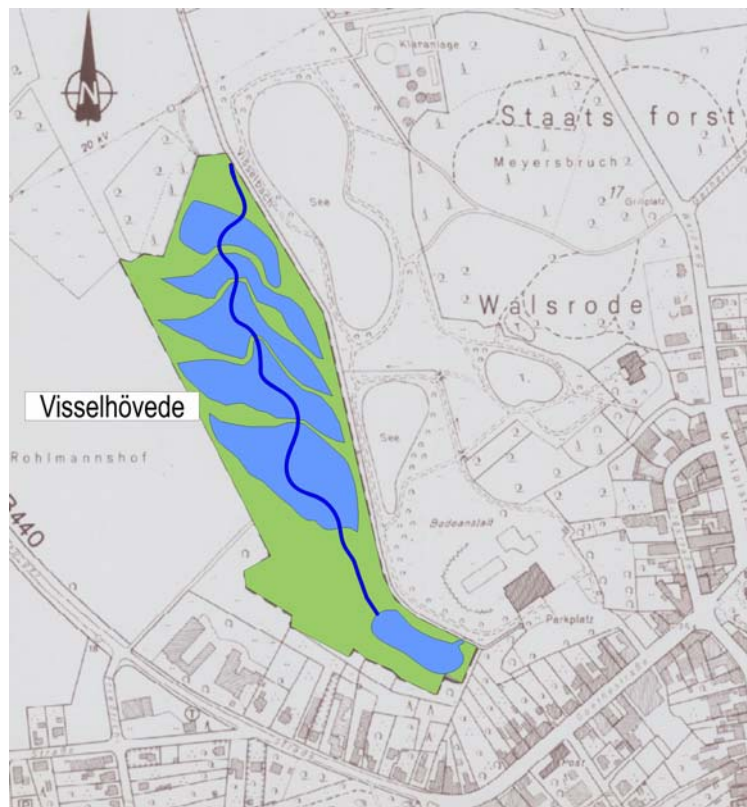


Abbildung 9-29: Übersichtsplan des Regenrückhaltebeckens Visselhövede

Der Visselbach ist nicht Bestandteil des Gesamtmodells der Wümme. Er wird über eine Randbedingung an der Mündung des Visselbachs in die Rodau (bei Rodau-km 9) berücksichtigt. Das Einzugsgebiet des Visselbachs ist dazu in Abbildung 9-30 blau dargestellt. Das Regenrückhaltebecken wird daher nicht über eine veränderte Geometrie, sondern über eine veränderte Randbedingung berücksichtigt. Abbildung 9-31 zeigt die Abflussganglinie, die ursprünglich als Randbedingung angesetzt wurde und die modifizierte Abflussganglinie für das HQ_{100} .

Tabelle 9-12: Abflüsse der Rodau am Pegel Hastedt und des Visselbachs an der Mündung in die Rodau [NLWKN Verden, 2005]

Gewässer	A_{EO} [km ²]	HQ_{100} [m ³ /s]	HQ_5 [m ³ /s]	$HQ_{5Sommer}$ [m ³ /s]
Rodau	142	19,9	14,5	9,0
Visselbach	50	8,7	6,3	4,8



Abbildung 9-30: Teileinzugsgebiete der Rodau mit der Lage des Pegels Hastedt und der oberen Modellgrenze

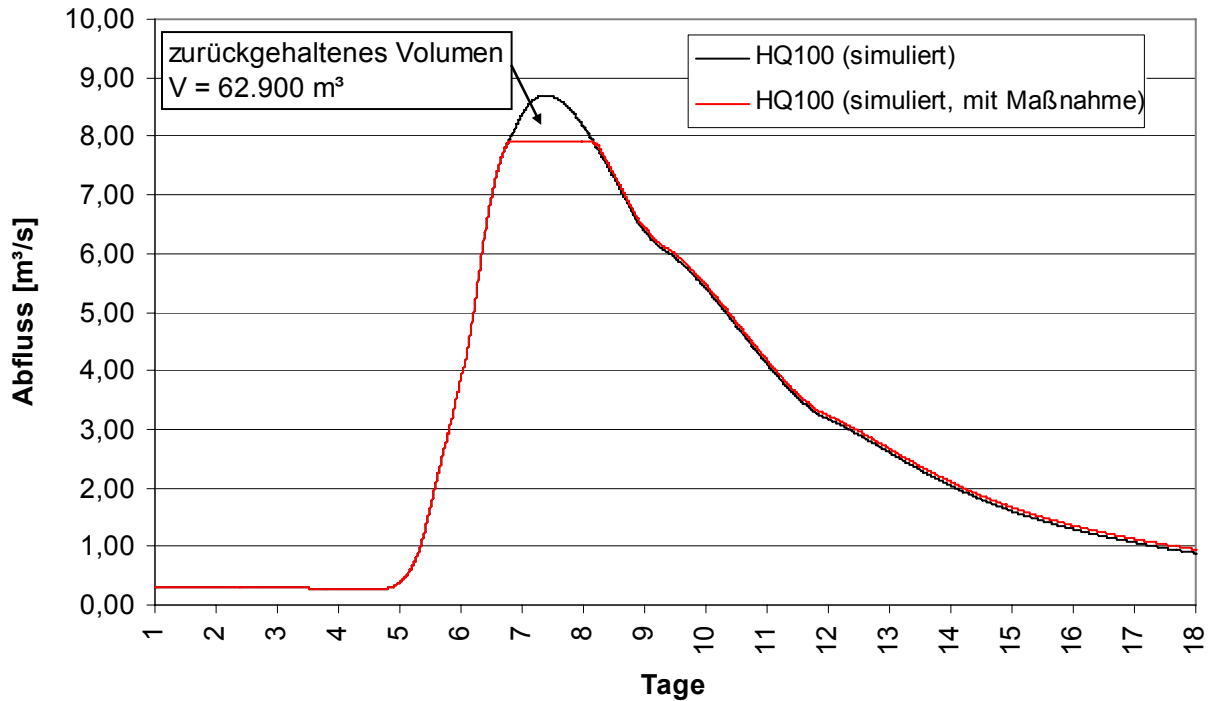


Abbildung 9-31: Abfluss des Visselbachs mit und ohne gesteuertes RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

9.6.2.2 Ergebnisse der Maßnahme

Die Nutzung des Regenrückhaltebeckens Visselhövede bewirkt bei einem HQ₁₀₀ eine Abminderung des Hochwasserscheitels an der Mündung des Visselbachs in die Rodau (Abbildung 9-32) um 0,8 m³/s. Dies entspricht einer Reduzierung um rund 9 %.

Tabelle 9-13: Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ₁₀₀)

Ort	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]	Q _{Maßnahme} [m ³ /s]	Differenz [m ³ /s]
Mündung in die Rodau	13,72	12,92	0,80

Tabelle 9-14: Abfluss an der Mündung der Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ_{5, Sommer})

Ort	HQ _{5,Sommer} [m ³ /s]	Q _{Maßnahme} [m ³ /s]	Differenz [m ³ /s]
Mündung in die Rodau	6,87	6,22	0,65

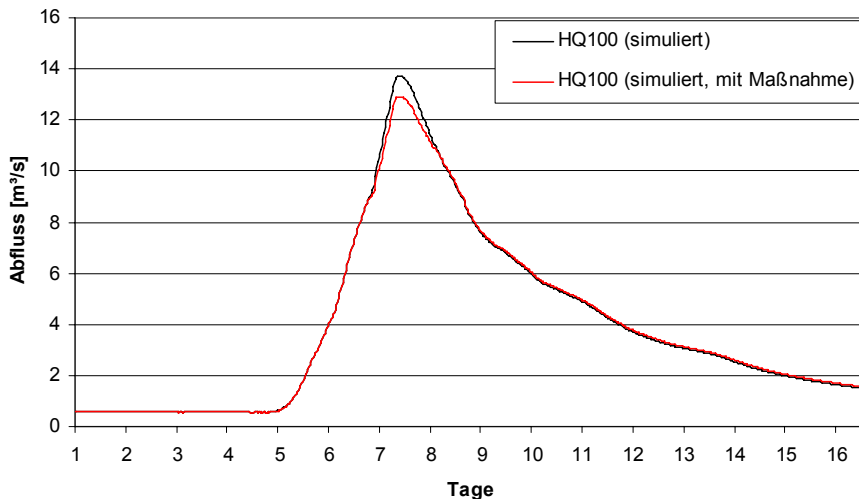


Abbildung 9-32: Abfluss an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

Abbildung 9-33 zeigt die Auswirkungen der Maßnahme auf die Wasserstandsganglinie. Es ist eine Absenkung des Wasserstandes um 2 cm zu erkennen, die eine überregionale Auswirkung ausschließt. Tabelle 9-15 zeigt die Auswirkung der Maßnahme auf die Wasserstände.

Tabelle 9-15: Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des „Regenrückhaltebeckens Visselhövede“ (HQ₁₀₀ bzw. HQ₅, Sommer)

Ort	W HQ ₁₀₀ [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Mündung in die Rodau	26,96	26,94	0,02
Ort	W HQ ₅ , Sommer [mNN]	W Maßnahme [mNN]	Differenz [mNN]
Mündung in die Rodau	26,75	26,73	0,02

Somit hat diese Maßnahme keine Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss in der Rodau.

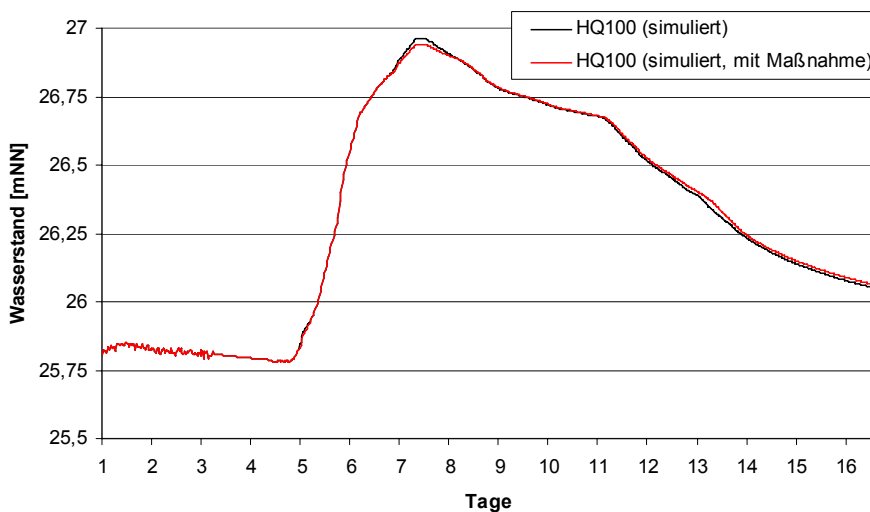


Abbildung 9-33: Wasserstand an der Mündung in die Rodau mit und ohne Ausbau des RRB Visselhövede (Bemessungshochwasser HQ₁₀₀)

9.7 Hochwasserentlastung durch Ausbau eines Umleitungskanals

9.7.1 Beschreibung der Maßnahme

Der Everinghäuser-Scheeßeler-Kanal entspringt westlich der Ortslage Scheeßel und mündet in Everinghausen wieder in die Wümme. Dabei verläuft er parallel zur Wümme. Grundidee dieser Maßnahme ist es, einen Teil des Abflusses aus der Wümme hinter Scheeßel in den Everinghäuser-Scheeßeler Kanal abzuleiten, um eine Entlastung der Ortslage Rotenburg zu erreichen.



Abbildung 9-34: Everinghäuser-Scheeßeler-Kanal [LGN, 2002]

Die Abmessungen des Kanals wurden aus einem Detailplan des Regenrückhaltebeckens an der B75 entnommen und über die gesamte Länge von ca. 23,5 km (ermittelt aus DGK5 Karten) als konstant angenommen.

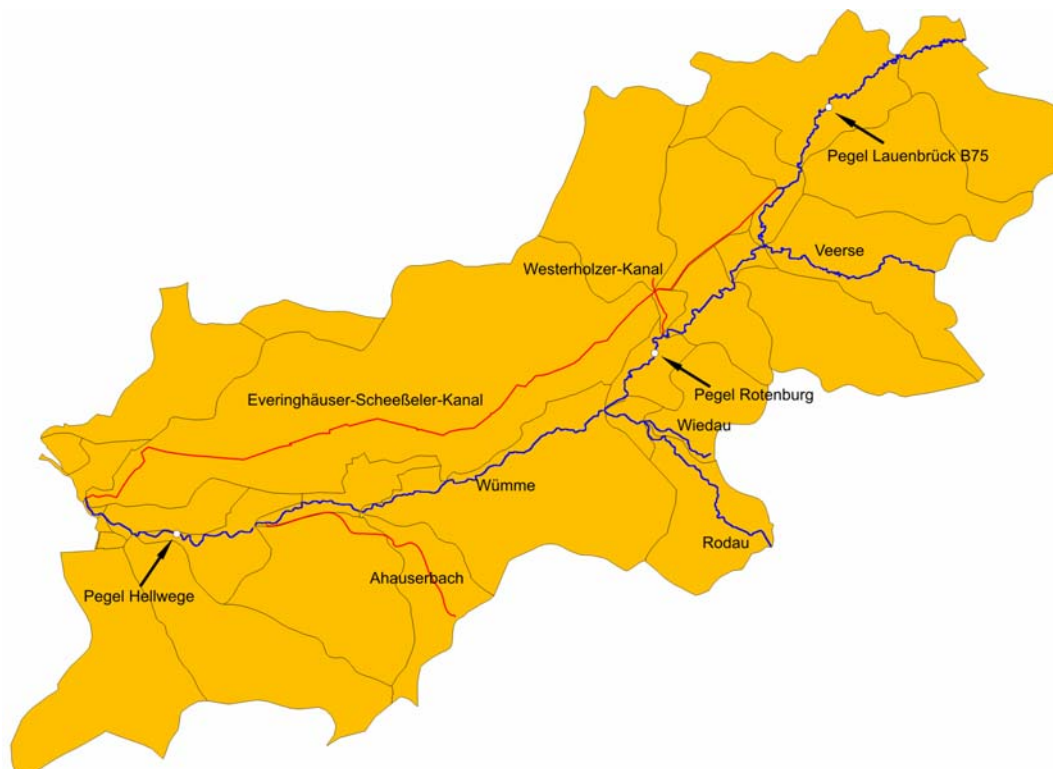


Abbildung 9-35: Einzugsgebiete der Fintau mit Lage der Pegel und der oberen Modellgrenze

Die Forderung den Querschnitt so auszubauen, dass zusätzlich 5 m³/s aus der Wümmе aufgenommen werden können, führt zu einer benötigten Querschnittsfläche von ca. 16,5 m². Dies kann mit einer Sohlbreite von fünf Meter und eine Vertiefung auf zwei Meter bei gleich bleibender Böschungsneigung erreicht werden (A = 18 m²).

Unterhalb Scheeßel tritt die Wümmе etwa ab einem Durchfluss von Q = 18 m³/s über die Ufer. Im Fall des HQ₁₀₀ wird ab einem Durchfluss von Q = 15 m³/s an dieser Stelle der Everinghausen – Scheeßeler Kanal als Entlastung der Wümmе eingesetzt. Da bei einem HQ_{5, Sommer} dort keine 15 m³/s in der Spitze erreicht werden, wurde hier mit einer Variante gerechnet, bei der eine Entlastung schon bei 8 m³/s stattfindet.

9.7.2 Ergebnisse für den Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanals

Abbildung 9-36 zeigt den Abfluss unterhalb von Scheeßel bei Entlastung durch den Everinghausen - Scheeßeler Kanal.

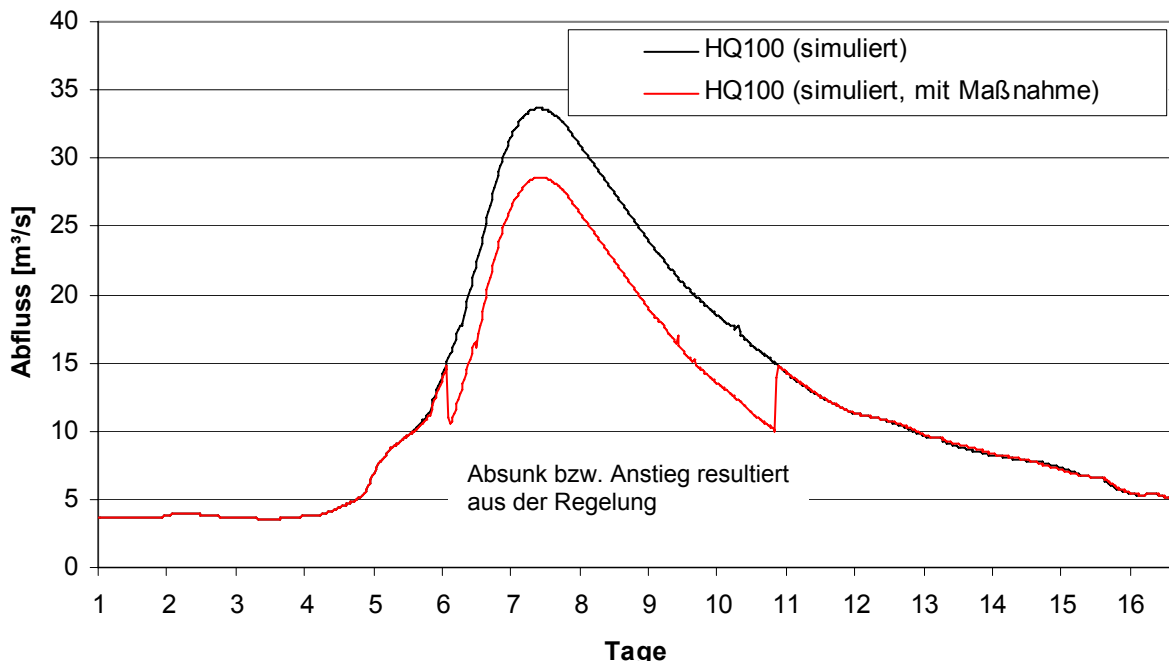


Abbildung 9-36: Abfluss unterhalb von Scheeßel bei Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals (HQ₁₀₀)

Der über den Kanal umgeleitete Abfluss wird bei Everinghausen der Wümmе wieder zugeführt. Der Peak der Hochwasserwelle in der Wümmе benötigt von der Umleitung unterhalb von Scheeßel bis zur Wiedereinleitung bei Everinghausen etwa 17,5 Stunden. Bei der bereits in Kapitel 6 gewählten Fließgeschwindigkeit von v = 0,4 m/s im Kanal, benötigen die umgeleiteten 5 m³/s im Vergleich dazu nur rund 16,5 Stunden.

Das bedeutet, dass der Spitzenabfluss bei Everinghausen nicht beeinflusst wird. Das Differenzvolumen zwischen Mittel- und Hochwasser beträgt etwa 330.000 m³. Wird das in den Kanal umgeleitete Wasservolumen nicht unmittelbar wieder an die Wümmе abgegeben, könnte der Spitzenabfluss bei Everinghausen um etwa 4 m³/s verringert werden.

Die Abbildung 9-37 stellt die Simulationsergebnisse der Entlastung für das Bemessungshochwasser $HQ_{5, \text{Sommer}}$ dar. Sie zeigt klar den Effekt der Umleitung des Abflusses aus der Wümmе. In der Spitze wird nur noch ein Abfluss von rund $8 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht.

Auch im Falle eines $HQ_{5, \text{Sommer}}$ kann der Spitzenabfluss bei Everinghausen nur beeinflusst werden, wenn das Speichervolumen des Kanals genutzt wird.

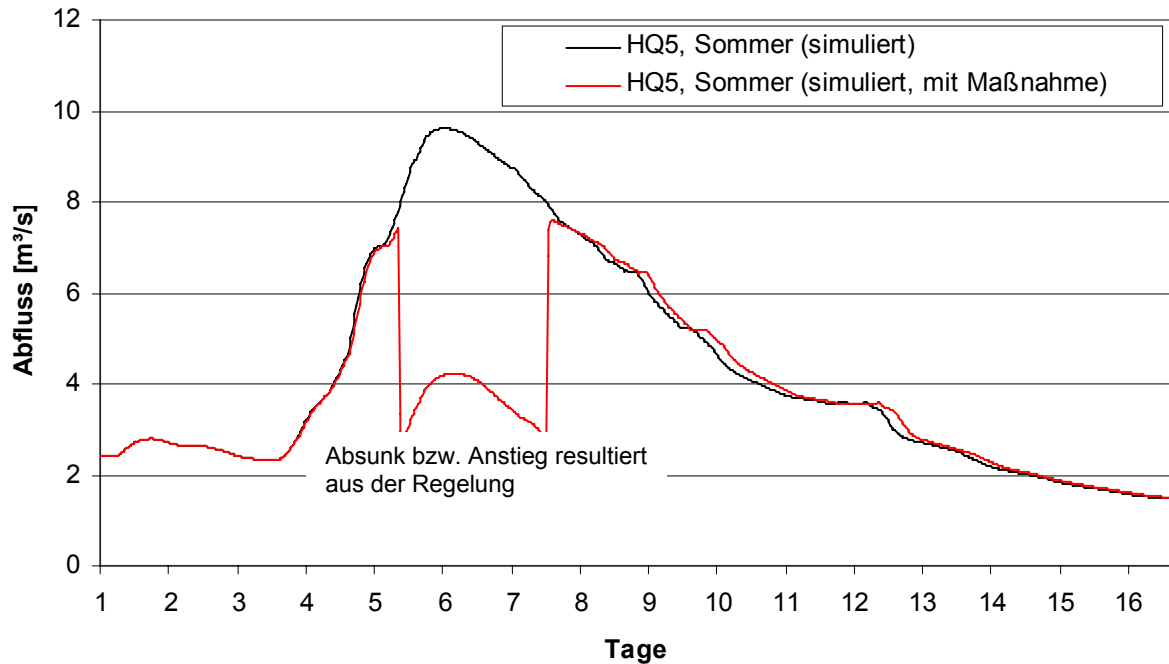


Abbildung 9-37: Einfluss der Maßnahme „Ausbau und Erweiterung des Everinghausen - Scheeßeler Kanals“ auf den Abfluss für den Fall eines $HQ_{5, \text{Sommer}}$ an der Wümmе unterhalb von Scheeßel

9.8 Überregionale Auswirkungen untersuchter Maßnahmen

Um die überregionalen Auswirkungen der zuvor beschriebenen Maßnahmen zu untersuchen, wurden die an den Regionalmodellen untersuchten und optimierten Maßnahmen in das Gesamtmodell der Wümmе, Hamme und Lesum implementiert und die vier Lastfälle neu berechnet. Die Ergebnisse werden an drei repräsentativen Pegeln des Modellgebietes (Lauenbrück B75, Hellwege Schleuse und Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke)) ausgewertet (Tabelle 9-16, Tabelle 9-17).

Der Einfluss der Tide ist oberhalb der Wümmewiesen nicht mehr nachzuweisen. Daher werden die Ergebnisse beider Lastfälle an den Pegeln Lauenbrück B75 und Hellwege Schleuse jeweils unter dem Oberbegriff HQ_{100} bzw. $HQ_{5, \text{Sommer}}$ zusammengefasst.

Tabelle 9-16: Reduzierung der Spitzenabflüsse durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle

Lastfall	Pegel	Q _{simuliert}		Differenz [m ³ /s]	Differenz [%]
		Ausgangszu-stand [m ³ /s]	mit Maßnah-men [m ³ /s]		
HQ ₁₀₀ + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	26,8	18,1	8,7	-32,4
	Hellwege Schleuse	102,8	91,9	10,9	-10,6
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	112,9	109,1	3,8	-3,4
HQ ₁₀₀ + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	26,8	18,1	8,7	-32,4
	Hellwege Schleuse	102,8	91,9	10,9	-10,6
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	107,3	102,0	5,3	-4,9
HQ _{5, Sommer} + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	8,2	4,7	3,5	-42,8
	Hellwege Schleuse	33,9	27,6	6,2	-18,4
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	56,7	52,4	4,2	-7,5
HQ _{5, Sommer} + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	8,2	4,7	3,5	-42,8
	Hellwege Schleuse	33,89	27,6	6,2	-18,4
	Borgfeld (WSA BREMEN, Jan-Reiners-Brücke)	46,7	43,5	3,3	-7,0

Tabelle 9-17: Reduzierung der Wasserstände durch die Kombination aller Maßnahmen an ausgewählten Pegeln des Modellgebietes für die zu untersuchenden Lastfälle

Lastfall	Pegel	hsimuliert		Differenz [m]
		Ausgangszustand [mNN]	mit Maßnahmen [mNN]	
HQ100 + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	28,10	27,90	-0,20
	Hellwege Schleuse	12,58	12,44	-0,14
	Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke)	3,24	3,21	-0,03
HQ100 + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	28,10	27,90	-0,20
	Hellwege Schleuse	12,58	12,44	-0,14
	Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke)	2,91	2,86	-0,05
HQ5, Sommer + Sturmflut in der Weser	Lauenbrück B75	27,59	26,99	-0,60
	Hellwege Schleuse	12,02	11,83	-0,19
	Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke)	2,85	2,77	-0,08
HQ5, Sommer + mittlere Tideverhältnisse in der Weser	Lauenbrück B75	27,59	26,99	-0,60
	Hellwege Schleuse	12,02	11,83	-0,19
	Borgfeld (WSA Bremen, Jan-Reiners-Brücke)	2,18	2,14	-0,04

Am Pegel Hellwege Schleuse ist die summative Wirkung folgender Maßnahmen erkennbar:

- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Oberen Wümme (Dreihausen und an der K 41)
- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Fintau (Vahlde und im Bereich des geplanten Querdammes)
- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Wiedau (Bothel und Worth)
- Rückhaltung im Einzugsgebiet der Rodau (Stockfortsweg, nur bei einem HQ_{5, Sommer})
- Anschluss von Altarmen im Bereich der Oberen Wümme
- Hochwasserentlastung durch den Ausbau des Everinghausen - Scheeßeler Kanals
- Vermehrte Rückhaltung in Regenrückhaltebecken und Mühlenteichen (Mühlenteiche: Eggersmühlen an der Fintau, Lünzener Mühle an der Veerse und Ahauser Mühle am Ahauser Bauch; Regenrückhaltebecken: am Westerholzer Kanal an der B75, in Visselhövede)

Daher ist die absolute Reduzierung des hundertjährigen Spitzenabflusses im Vergleich zum Pegel Lauenbrück B75 größer. Auf Grund des rund 4-mal so großen Spitzenabflusses am Pegel Hellwege Schleuse beträgt die relative Verringerung nur noch rund 10,6 % (Abbildung 9-38).

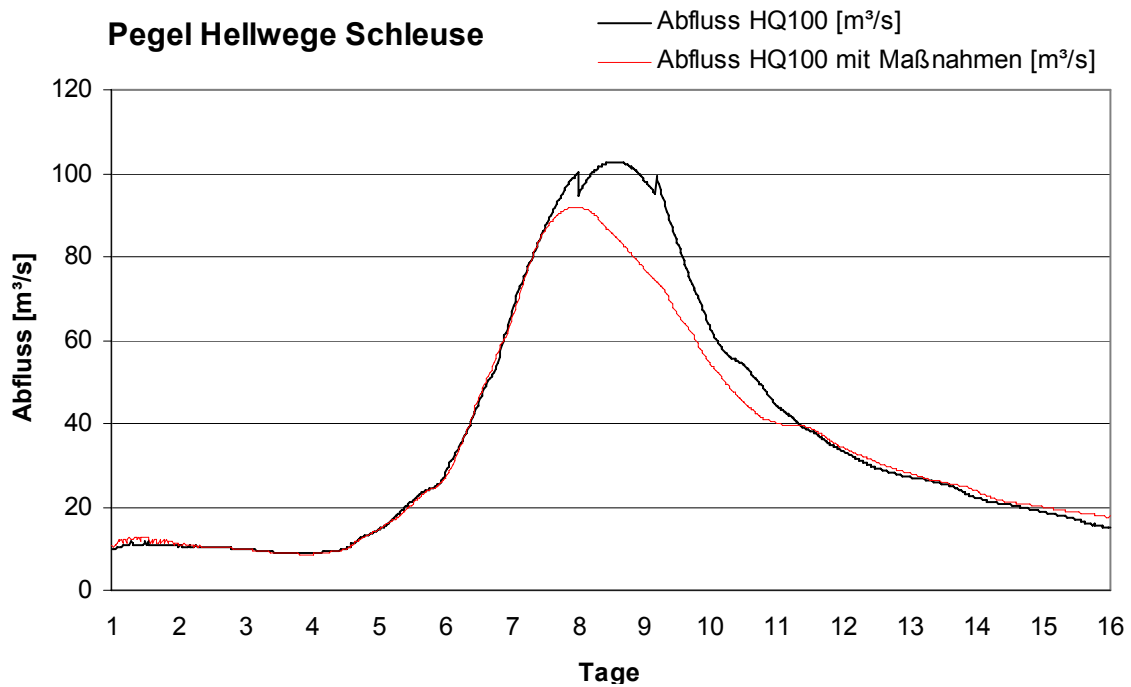


Abbildung 9-38: Abfluss am Pegel Hellwege Schleuse mit und ohne Maßnahmen bei einem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀

Der Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse wird durch die Kombination aller Maßnahmen um 14 cm auf rund 12,44 mNN abgesenkt (Abbildung 9-39).

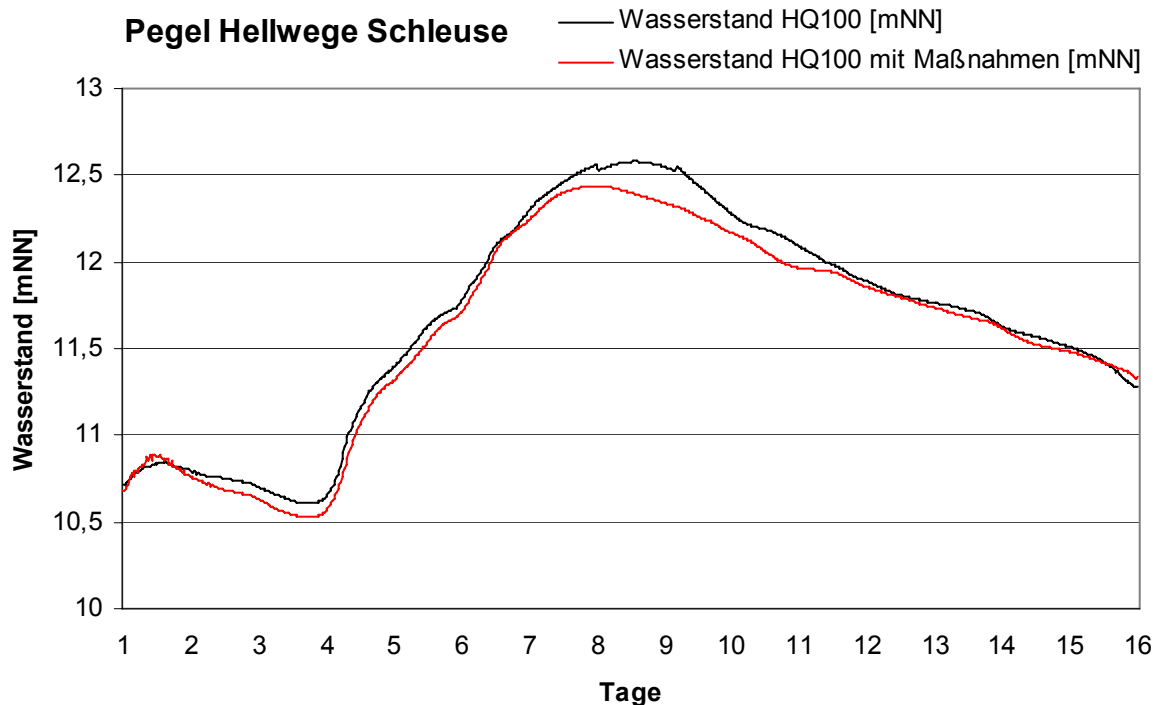


Abbildung 9-39: Wasserstand am Pegel Hellwege Schleuse mit / ohne Maßnahmen bei einem HQ₁₀₀

Abbildung 9-40 stellt die Überschwemmungsgebiete mit und ohne Maßnahmen gegenüber. Es ist zu erkennen, dass sich die Ausbreitung der Überschwemmungsgebiete geringfügig verringert hat. Die Wasserstandsreduzierung entlastet somit den Großraum Rotenburg, ist jedoch noch nicht ausrei-

chend, um die besonders gefährdeten Bereiche Rotenburgs (Mühlenstrasse, Aalter Allee) vor einem hundertjährigen Hochwasser zu schützen. Für eine deutliche Verbesserung der Hochwassersituation bei einem hundertjährigen Hochwasser in Rotenburg ist eine Wasserstandsreduzierung von weiteren 50 bis 60 cm nötig. Dieses Ziel ist mit den untersuchten Maßnahmen nicht zu erreichen.

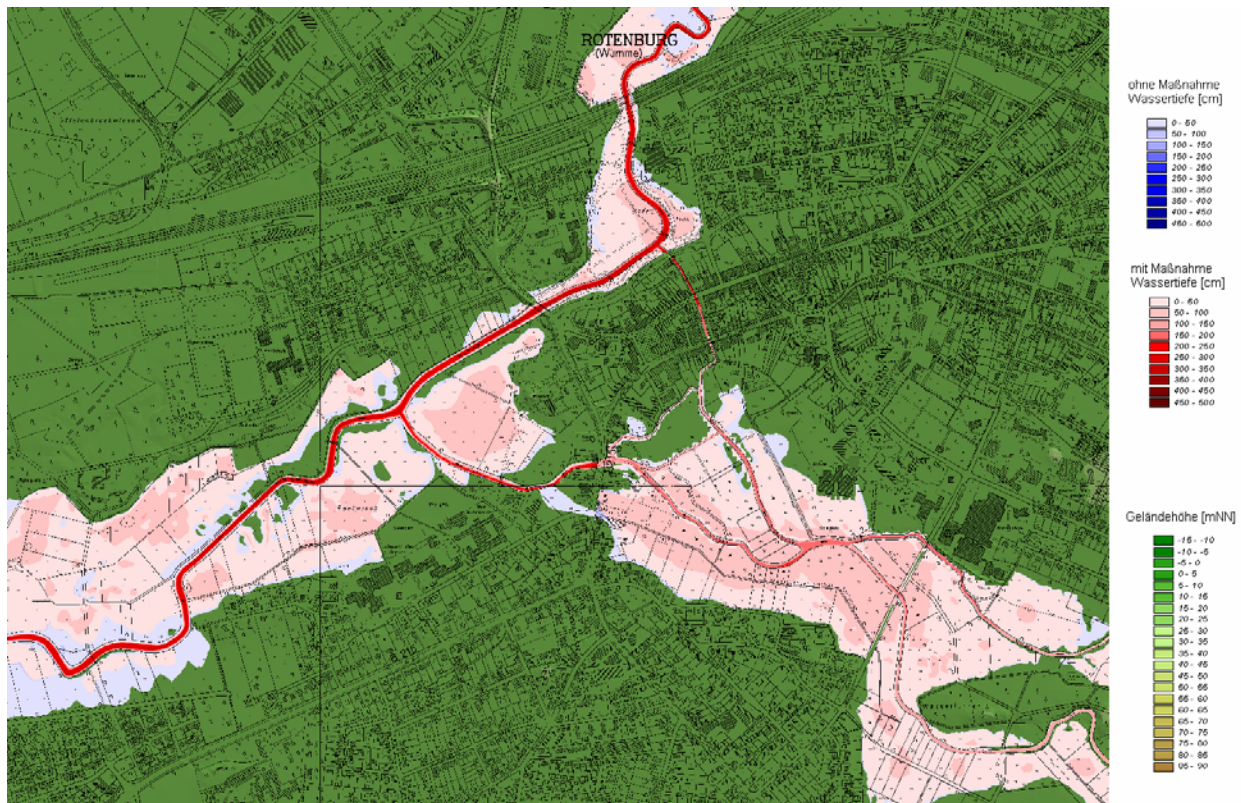


Abbildung 9-40: Vergleich der Überschwemmungsgebiete im Bereich der Ortslage Rotenburg bei einem Bemessungshochwasser HQ_{100} mit und ohne Maßnahme

9.9 Zusammenfassung und Bewertung der Maßnahmen

Die untersuchten Hochwasserschutzmaßnahmen, insbesondere die Rückhaltungen an der Oberen Wümme, der Fintau, der Wiedau und an der Wörpe, wirken auch am Gesamtsystem eindeutig hochwasserreduzierend. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Regionalmodelle sind die Auswirkungen der Maßnahmen am Gesamtsystem aber entsprechend dem im Verhältnis zur Fülle der Hochwasserwelle der Wümme eher kleinen Rückhaltevolumen gering.

Die Rückhaltemaßnahmen bewirken in den Nebengewässern eine starke Verbesserung der Hochwassersituation. Die Ortslagen Lauenbrück (an der Fintau), Grasberg, Lilienthal und Heidberg (an der Wörpe) und der Wümme-Park (an der Oberen Wümme) werden durch die im Oberlauf der Flüsse vorgenommenen Rückhaltemaßnahmen nachhaltig vor einem hundertjährigen Hochwasserereignis geschützt. Für die gefährdete Ortslage Rotenburg (an der Einmündung der Wiedau in die Wümme) konnte die Hochwassersituation zwar verbessert, jedoch nicht endgültig gelöst werden. In diesem Bereich sind weitere Überlegungen notwendig. Es bieten sich z.B. technische Hochwasserschutzmaßnahmen an, da die Ausuferungen in der Stadt lokal begrenzt sind (Aalter Allee, Mühlenstrasse).

Die Rückhaltemaßnahmen sind mit geringem technischem und personellem Aufwand realisierbar. Des Weiteren sind die gewählten Retentionsflächen ausschließlich Waldgebiete und landwirtschaftliche Flächen, sodass das zurückgehaltene Volumen so lange in der Fläche gehalten werden kann, bis sich

die Hochwassersituation in den Unterliegergemeinden entschärft hat. Daher bietet sich eine Umsetzung dieser Maßnahmen an.

Die vermehrte Rückhaltung in Mühlenteichen und Regenrückhaltebecken hingegen ist zum einen technisch schwieriger umzusetzen (Ausbau von Regenrückhaltebecken, Bestimmung des Zeitpunktes an dem die Mühlenteiche zu entleeren sind) und bewirken zum anderen nur eine geringe Absenkung des Spitzenabflusses.

Die Hochwasserentlastung durch den Everinghausen-Scheeßeler Kanal ist eine weitere sinnvolle Hochwasserschutzmaßnahme. Durch die Umleitung eines Teilvolumens der Hochwasserwelle in der Wümme wird der Bereich Rotenburg direkt entlastet. Die einfache technische Umsetzung ist ein weiterer positiver Aspekt dieser Maßnahme. Bei entsprechendem Ausbau könnte die Hochwassersituation in Rotenburg weiter verbessert werden.

Der Anschluss von Altarmen an die Wümme hat keinen Effekt auf die Hochwassersituation in der Wümme, da in diesem Bereich die angrenzenden Auen auch ohne den Anschluss der Altarme überschwemmt sind.

10 Zusammenfassung

Dem FRANZIUS-INSTITUT FÜR WASSERBAU UND KÜSTENINGENIEURWESEN wurde am 15.04.2004 vom damaligen NIEDERSÄCHSISCHEN LANDESBETRIEB FÜR WASSERWIRTSCHAFT UND KÜSTENSCHUTZ (NLWK), Betriebsstelle Verden, der Auftrag für ein Forschungs- und Entwicklungsvorhaben im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme erteilt. Dieser Hochwasserschutzplan wurde im Auftrag der ehemaligen BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG, AUßENSTELLE VERDEN, sowie des SENATORS FÜR BAU, UMWELT UND VERKEHR BREMEN erstellt und ist Teil der Küsten- und Hochwasserschutzprogramme der Länder Bremen und Niedersachsen.

Die Aufgabe des FRANZIUS-INSTITUTS umfasste:

- die Erweiterung eines bereits bestehenden hydronumerischen Modells des Lesum-Hamme-Wümme-Einzugsgebietes,
- die Verbesserung der modelltechnischen Grundlagen dieses Regionalmodells durch die Einarbeitung der durch den NLWKN aufgenommenen Querschnitte, Geländehöhen und Bauwerksdaten,
- die instationäre Kalibrierung des Regionalmodells für die Hochwasserereignisse September 2001 (01.09.2001 – 22.09.2001) und Juli 2002 (15.07.2002 – 01.08.2002),
- den Aufbau eines Niederschlag-Abfluss-Modells für das gesamte Einzugsgebiet der Lesum-Hamme-Wümme,
- die Kalibrierung dieses NA-Modells anhand der o.g. Hochwasserereignisse,
- die Kopplung des NA-Modells mit dem hydrodynamischen Modell,
- die Ermittlung und Darstellung der Überschwemmungsflächen und maximalen Wasserstände für das stationäre HQ_{100} -Ereignis in Teileinzugsgebieten,
- die Ermittlung und Darstellung der Überschwemmungsflächen und maximalen Wasserstände für die instationären Hochwasserereignisse $HQ_{5, \text{Sommer}}$ und HQ_{100} für die Bestimmung des Gefährdungspotentials und
- die Untersuchung und Simulation von Maßnahmen in Teileinzugsgebieten und im gesamten Untersuchungsgebiet.

Für die Untersuchung der o.g. Fragestellungen wurde zunächst das bereits vorhandene hydrodynamische 1D-Modell des Lesum-Hamme-Wümme-Flussgebietes bis in das Quellgebiet der Wümme erweitert und um die Nebenflüsse Rodau, Fintau, Veerse, Wiedau, Wieste und Wörpe ergänzt. An der Hamme wurden die Schmoor, die Rummeldeiksbeek, der Giehler Bach und die Kollbeck in das Modell integriert. Für die Nebengewässer wurden vornehmlich Ausbauunterlagen ausgewertet, die durch eine Neuvermessung ausgewählter Querschnitte ergänzt wurden.

Die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells für die o.g. Hochwasserereignisse ergab Abweichungen der Wasserstände im Hochwasserscheitel von 1 bis 10 cm. Diese Genauigkeit konnte nur erreicht werden, indem die ausgedehnten Vorlandbereiche oberhalb von Hellwege, an der Hamme sowie insbesondere im Binnendelta der Wümme mit ihrer Retentionswirkung durch eine entsprechende Stromaufteilung auf den Vorländern erfasst wurden. Der Prozess der Ausuferung in den sehr flachen Niederrungsbereichen konnte mit Hilfe des verfügbaren 1D-Modells nur näherungsweise erfasst werden. Für Untersuchungen in Teilbereichen wäre eine Ergebnisverbesserung durch den Aufbau eines zweidimensionalen Modells verbunden mit genaueren Angaben zur Steuerung der Ritterhuder Schleuse und der Wehre im Wümme-Südarml erzielbar.

Die Wasserstände an den zur Verfügung stehenden Pegeln konnten mit einer für die Aufgabenstellung ausreichenden Genauigkeit reproduziert werden. Das naturähnliche Ein- und Ausschwingen der

Tide hat gezeigt, dass die Ergebnisse des hydrodynamischen Modells auch die dynamischen Eigenschaften des Systems ausreichend genau abbilden.

Für die Vorhersage der Abflussverhältnisse wurde ein NA-Modell für das gesamte Lesum-Hamme-Wümme Gebiet aufgebaut. Für die Beschickung dieses Modells mit Anfangs- und Randbedingungen (Vorsättigung des Bodens, Niederschlagsverteilung etc.) wurde ein halb-automatisiertes Verfahren entwickelt, das es gestattet, zukünftig beliebige Niederschlagsereignisse bzgl. ihrer Auswirkungen auf das Abflussgeschehen zu untersuchen bzw. die prognostizieren. Eine Weiterentwicklung dieser Methodik würde die Vorhersage der Abflussverhältnisse in Echtzeit ermöglichen. Die erreichbaren Genauigkeiten wären sehr hoch und würden in der Größenordnung der innerhalb der Kalibrierung des NA-Modells erreichten Genauigkeiten liegen.

Die Kalibrierung des NA-Modells wurde anhand der o.g. Hochwasserereignisse durchgeführt. Der mittlere quadratische Fehler der im Rahmen der Kalibrierung berechneten Abflüsse lag in etwa 90% der Teileinzugsgebiete zwischen 0,75 und 1,0, was insgesamt ein gutes Ergebnis darstellt. Dies dokumentiert, dass die erzielte Modellqualität ausreicht, um Scheitelabflüsse im Einzugsgebiet der Lesum mit einer maximalen Abweichung von 1-2 m³/s in den Nebengewässern bzw. einer maximalen Abweichung von 5-10 m³/s am Pegel Hellwege-Schleuse zu prognostizieren.

Die Modellqualität könnte durch gezielte Abflussmessungen weiter verbessert werden. Insbesondere die genauere Kenntnis über die Fließgeschwindigkeiten an den Pegeln im tidebeeinflussten Gebiet würde eine exaktere Volumenbilanz des Abflusses ermöglichen. Weiterhin wäre durch die vorübergehende Einrichtung von Dauermessstellen an Gewässern mit starker Verkrautungsintensität eine bessere Absicherung des Eta-Wertes als Maß für die Durchflusshemmung zu erzielen. Schließlich könnten zusätzliche Messungen in bestimmten Teileinzugsgebieten und während ablaufender Hochwasserereignisse die Fehlerquote infolge unterschiedlicher Fließzeiten mindern bzw. die Kalibrierung verbessern.

Für die im Rahmen der NA-Modellierung durchzuführenden Prognoserechnungen wurde zunächst ein synthetisch erzeugtes Niederschlagsereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren simuliert. Untersucht wurden drei Varianten mit Niederschlagsdauern von 24, 48 und 72 Stunden. Die Niederschlagshöhen der entsprechenden Niederschlagsdauern wurden dem KOSTRA - Atlas des DEUTSCHEN WETTERDIENSTES entnommen. Der zeitliche Verlauf des Niederschlags wurde nach der Empfehlung des DVWK gewählt. Es zeigte sich, dass eine Dauer von $D = 72,0$ h und eine zugehörige Niederschlagshöhe von $h_N = 110,0$ mm die ungünstigste Variante ist.

Für die Bestimmung des Gefährdungspotentials im gesamten Einzugsgebiet wurden charakteristische Hochwasserereignisse (HQ_{100} und $HQ_{5, Sommer}$) untersucht, die auf der Grundlage des zuvor beschriebenen Regionalmodells simuliert wurden. Die Ergebnisse der Simulationen zeigen, dass im oberen Einzugsgebiet die Unterschiede der stationären und instationären Simulation im Bereich des Hochwasserscheitels minimal sind. Im tidebeeinflussten Bereich des Einzugsgebietes ist die Wahl des Lastfalles in der Weser entscheidend für die Wasserstände bis zum Pegel Hellwege Schleuse. Die höchsten Wasserstände treten ohne Zweifel für den Lastfall „Sturmflut in der Weser“ auf. Es wäre zu untersuchen wie wahrscheinlich dieser Extremlastfall in Überlagerung mit einem HQ_{100} -Ereignis ist.

Für die Entwicklung von Maßnahmen des Hochwasserschutzes wurden die Randbedingungen durch das NA-Modell ermittelt. Hierfür wurden für die hydrologischen Teilräume „Hamme“ (ab dem Ritterhuder Sperrwerk), „Lesum Mündung bis Hellwege-Schleuse“ und „Obere Wümme oberhalb Hellwege-Schleuse“ anhand der vorhandenen Pegelwerte die für das jeweilige Hochwasserereignis ($HQ_{5, Sommer}$ und HQ_{100}) anzusetzenden Maximalwerte ermittelt und im Bedarfsfall extrapoliert. Zur Untersuchung der Effektivität der untersuchten Maßnahmen wurde das instationäre Gesamtmodell des Gewässernetzes Hamme-Wümme-Lesum mit dessen Nebenflüssen verwendet.

Die untersuchten Hochwasserschutzmaßnahmen, insbesondere die Retentionsmaßnahmen an der Oberen Wümme, der Fintau, der Wiedau und an der Wörpe, wirken auch am Gesamtsystem eindeutig hochwasserreduzierend. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Modelle in Teileinzugsgebieten, sind die Auswirkungen der Maßnahmen am Gesamtsystem aber entsprechend dem im Verhältnis zur Fülle der Hochwasserwelle der Wümme eher kleinen Rückhaltevolumen gering.

Die Rückhaltemaßnahmen bewirken in den Nebengewässern eine Verbesserung der Hochwassersituation. Die Ortslagen Lauenbrück (an der Fintau), Grasberg, Lilienthal und Heidberg (an der Wörpe) und der Wümme-Park (an der Oberen Wümme) werden durch die im Oberlauf der Flüsse vorgenommenen Rückhaltemaßnahmen nachhaltig vor einem hundertjährigen Hochwasserereignis geschützt. Für die gefährdete Ortslage Rotenburg (an der Einmündung der Wiedau in die Wümme) konnte die Hochwassersituation zwar verbessert, jedoch nicht endgültig gelöst werden. In diesem Bereich sind weitere Überlegungen notwendig. Es bieten sich z.B. technische Hochwasserschutzmaßnahmen an, da die Ausuferungen in der Stadt lokal begrenzt sind (Aalter Allee, Mühlenstrasse). Die Rückhaltemaßnahmen sind mit geringem technischen und personellen Aufwand realisierbar. Des Weiteren sind die gewählten Retentionsflächen ausschließlich Waldgebiete und landwirtschaftliche Flächen, sodass das zurückgehaltene Volumen so lange in der Fläche gehalten werden kann, bis sich die Hochwassersituation in den Unterliegergemeinden entschärft hat. Daher bietet sich eine Umsetzung dieser Maßnahmen an. Die vermehrte Rückhaltung in Mühlenteichen und Regenrückhaltebecken hingegen ist zum einen technisch schwieriger umzusetzen (Ausbau von Regenrückhaltebecken, Bestimmung des Zeitpunktes an dem die Mühlenteiche zu entleeren sind) und bewirken zum anderen nur eine geringe Absenkung des Spitzenabflusses.

Die Hochwasserentlastung durch den Everinghausen-Scheeßeler Kanal ist eine weitere sinnvolle Hochwasserschutzmaßnahme. Durch die Umleitung eines Teilvolumens der Hochwasserwelle in der Wümme wird der Bereich Rotenburg direkt und nachhaltig entlastet. Die einfache technische Umsetzung ist ein weiterer positiver Aspekt dieser Maßnahme. Bei entsprechendem Ausbau könnte die Hochwassersituation in Rotenburg weiter verbessert werden. Der Anschluss von Altarmen an die Wümme hat keinen Effekt auf die Hochwassersituation in der Wümme, da in diesem Bereich die angrenzenden Auen auch ohne den Anschluss der Altarme überschwemmt sind.

Die im Rahmen des Hochwasserschutzplanes Wümme durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, dass es mit Hilfe hochqualitativer hydronumerischer Modelle möglich ist, das Systemverhalten auch ausgedehnter Flusssysteme hinreichend genau zu beschreiben und auf dieser Grundlage effiziente Maßnahmen für einen nachhaltigen Hochwasserschutz zu erarbeiten.

11 Literatur

ATV-DVWK (2003)

Ursache-Wirkungsbeziehungen zu Hochwasserereignissen, ATV-DVWK-Arbeitsbericht, ISBN 3-924063-67-2, August 2003

BEZIRKSREGIERUNG BRAUNSCHWEIG (2003)

Leitfaden Hochwasserschutz, Göttingen

BEZIRKSREGIERUNG LÜNEBURG (2004)

Bestandsaufnahme zur Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie - Bearbeitungsgebiet Wümme, Verden

BFG (2002)

Mathematisch-numerische Modelle in der Wasserwirtschaft, Handlungsempfehlungen, Koblenz

BMU (2004)

Hochwasserereignisse an großen Seen und Flüssen

BMU (2000)

Hydrologischer Atlas von Deutschland, Bonn, 2000

BWK (1999)

Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern, Teil 1, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau, e.V. (BWK)

BWK (2000)

Grundlage für stationäre eindimensionale Wasserspiegelberechnungen, Technischer Bericht 2/97, Düsseldorf

DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (2002)

MIKE 11 A Modelling System for Rivers and Channels, Reference Manual, Horsholm, Dänemark

DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (2002)

MIKE 11 A Modelling System for Rivers and Channels, User Guide, Horsholm, Dänemark

DEUTSCHER WETTERDIENST (1996)

Klimadaten von Deutschland, Zeitraum 1961-1990, Offenbach

DVWK (1996)

Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen, DVWK-Merkblatt 238, Bonn

DVWK (1984)

Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil II: Synthese, DVWK-Regeln 113, Bonn

DVWK (1962)

Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Gewässern, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Heft 5

DVWK (1999)

Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern, DVWK-Merkblatt 127, Bonn

DVWK (1985)

Niederschlag, Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer, DVWK-Regeln 124, Hamburg

DVWK (1999)

Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK-Merkblatt 251, Bonn

DWD (2003)

Klimastatusbericht 2003

DWD (1997)

KOSTRA-DWD 1.0.3 (2002), vom Deutschen Wetterdienst autorisierte digitale Datenbank des ITWH (Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie) auf Datenbasis des DWD, Offenbach

ELSHOLZ, M., SELLHEIM, P. (2000)

Pegel an kleinen Fließgewässern, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim

ESRI, 1996 (1) (1996)

Manual ArcView, Version 3.1, Environmental System Research Institute, 1996

ESRI, 1996 (2) (1996)

Manual Spatial Analyst, Version 1.1, Environmental System Research Institute

ESRI (1997)

Manual 3D Analyst, Version 1.0, Environmental System Research Institute

FRANZIUS-INSTITUT (2006)

Hydrodynamische numerische Simulation von Hochwasserereignissen im Einzugsgebiet der Wümme, Hamme und Lesum unter Berücksichtigung der Niederschlag-Abfluss-Verhältnisse, Bericht Nr. 685, Franzius-Institut, Hannover

FRANZIUS-INSTITUT (2004)

Untersuchungen zum nachhaltigen und umweltverträglichen Hochwasserschutz im Bereich der Borgfelder Wümmewiesen, Franzius-Institut, Hannover

FRANZIUS-INSTITUT (2002)

Ausweisung von Überschwemmungsgebieten im Bereich von Lesum, Hamme und Wümme, Franzius-Institut, Hannover

FRANZIUS-INSTITUT (1972)

Hydraulische Modellversuche für Lesum Hamme und Wümme, Franzius-Institut, Hannover

FREIE HANSESTADT BREMEN - DER SENATOR FÜR BAU UND UMWELT (2003)

Hochwasserschutz im Land Bremen, Broschüre

GFZ POTDSAM (2005)

Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse RIMAX, Tagungsband, Potsdam

GILS, H. (1962)

Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Gewässern, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Jg. 6, H. 5, Koblenz

GILS, H. (1966)

Der Abfluss in verkrauteten Gewässern – eine Gegenüberstellung der Verfahren Pantle, Gils und Schenk, Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen, Jg. 10, H.2, Koblenz

LAWA (2004)

Handlungskonzept zur Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie

LAWA

Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen - Konzepte und Strategien: Oberirdische Gewässer, Schwerin

LAWA

Pegelvorschrift – Anlage A, Teil 1 und Teil 2 / Anlage B / Anlage D, Anhang II / Anlage F

MÜLLER-WESTERMEIER, G. (1996)

Klimadaten von Deutschland Zeitraum 1961-1990, DWD, Offenbach am Main

NIEDERSÄCHSISCHER MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1982)

Verzeichnis der Niederschlagsmessstellen in Niedersachsen und Bremen

NIEDERSÄCHSISCHER MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1983)

Flächenverzeichnis zur Hydrographischen Karte Niedersachsen

NIEDERSÄCHSISCHER MINISTER FÜR ERNÄHRUNG, LANDWIRTSCHAFT UND FORSTEN (1983)

Hydrographische Karte Niedersachsen

NIEDERSÄCHSISCHES LANDESAMT FÜR BODENFORSCHUNG (1997)

Böden in Niedersachsen, Niedersächsisches Bodeninformationssystem NIBIS, Hannover

NIEDERSÄCHSISCHES UMWELTMINISTERIUM (1994)

Wasserwirtschaftlicher Rahmenplan Wümme-Unterweser, Hannover

NLÖ (1999)

Anwendung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehung, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim

NLÖ (2002)

Gewässerüberwachungssystem Niedersachsen – GÜN Pegelmessnetz – Messnetzkonzeption, Messstrategie, Hildesheim

NLÖ (2003)

Hochwasserbemessungswerte für die Fließgewässer in Niedersachsen, Abflüsse in Hydrologischen Landschaften über Regionalisierungsansätze, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie, Hildesheim

NLÖ (1999)

Oberirdische Gewässer - Anwendung der Wasserstands-Durchfluss-Beziehung, Hildesheim

INTERNET:

www.dhisoftware.com: Danish Hydraulic Institut

www.dwd.de: Deutscher Wetterdienst

www.hydroskript.de: Vorlesung zum Thema Hydrologie und Wasserwirtschaft

www.mu.niedersachsen.de: Niedersächsisches Umweltministerium

www.nlfb.de: Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung

www.nloe.de: Niedersächsisches Landesamt für Ökologie

www.umweltbundesamt.de: Umweltbundesamt

www.wasserblick.net: Bund- Lander- Informations- und Kommunikationsplattform

www.lesumsperrwerk.de: Deichverband Rechtes Weserufer, 2003

www.wabo-teufelsmoor.de: Wasser- und Bodenverband Teufelsmoor

ANHANG A-1

A1 Theoretische Grundlagen des hydrodynamischen Modells Mike11 (HD-Modul)

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.

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad \text{Gleichung A-1-1}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(\beta * Q^2/A)}{\partial x} + g * A * \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g * Q * |Q|}{C^2 * A * r_{hy}} = 0 \quad \text{Gleichung A-1-2}$$

$$C = k_{st} * r_{hy}^{1/6} \quad \text{Gleichung A-1-3}$$

mit:

Q	Abfluss [m ³ /s]
A	durchströmte Querschnittsfläche [m ²]
x	Längskoordinate in Fließrichtung [m]
r _{hy}	hydraulischer Radius [m]
β	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 Rauheitsbeiwertes angenommen. Der Unterschied zwischen der Chezy- und Manning-Beschreibung des Rauheitsbeiwertes 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]:

$$y_2 = \frac{1}{2} * y_s (\sqrt{1 - 8Fr^2} - 1) \quad \text{Gleichung A-1-4}$$

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:

$$Q = C_d * bw * \sqrt{2g * y_1} \quad \text{Gleichung A-1-5}$$

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

$$C_d = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c \frac{w}{y_1}}} \quad \text{Gleichung A-1-6}$$

$$C_c = \frac{y_s}{w} \quad \text{Gleichung A-1-7}$$

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:

$$C = k_{st} * r_{hy}^{1/6} \quad \text{Geichung A-1-8}$$

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.

Der MANNING-Beiwert ist hingegen von r_{hy} weitgehend unabhängig und für verschiedene Beschaffenheiten der Gerinnewandungen in Versuchen ermittelt worden. Zu bedenken bleibt, dass der k_{st} -Wert der errechneten Fließgeschwindigkeit bzw. dem Durchfluss direkt proportional ist, so dass seine Quantifizierung das Rechenergebnis signifikant beeinflusst.