

**Gemeinsames Gutachten der Länder Brandenburg und
Sachsen-Anhalt zur Flutung der Havelniederung
bei Hochwasserereignissen (größer HQ100)**

Los 3: Optimierung der Flutung

Auftraggeber: Landesumweltamt Brandenburg
Seeburger Chaussee 2
14476 Potsdam / Groß Glienicke

und

Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft
des Landes Sachsen-Anhalt
Otto-von-Guericke-Straße 5
39104 Magdeburg

Auftragnehmer: Arbeitsgemeinschaft der Firmen

WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und
Systemforschung mbH
Waltersdorfer Straße 105
12526 Berlin

IaG Institut für angewandte Gewässerökologie GmbH
Schlunkendorfer Straße 2e
14554 Seddin

Berlin, August 2007

.....
Prof. Dr. S. Kaden
Geschäftsführer WASY GmbH

Inhaltsverzeichnis

1	Zielstellung und Inhalt des Berichtes	11
2	Datengrundlagen.....	14
2.1	Topografie.....	16
2.1.1	Flusslinien.....	16
2.1.2	Deichlinien.....	16
2.1.3	Poldergrenzen.....	16
2.2	Digitales Geländemodell (DGM).....	21
2.3	Fernerkundungsdaten.....	26
2.4	Oberflächenwasserdaten.....	27
2.4.1	Bauwerke und Schöpfwerke.....	27
2.4.2	Wasserspiegel- und Durchflussganglinien	28
2.4.3	Deichbreschen	30
2.5	Grundwasserdaten.....	32
3	Methodik- und Modellaufbau.....	34
3.1	Einführung.....	34
3.2	Hydrodynamisches Modell MIKE 11.....	35
3.2.1	Komponente „Fließendes Oberflächengewässer“.....	35
3.2.2	Komponente „Polder“	37
3.2.3	Komponente „Bauwerke/Deichbreschen“	43
3.2.4	Randbedingungen.....	44
3.3	3D-Grundwasserströmungsmodell.....	46
3.3.1	Hydrogeologisches Strukturmodell	47
3.3.2	Geometrisches Modell.....	50
3.3.3	Modellrandbedingungen.....	54
3.3.4	Anfangswasserstände	55
3.3.5	Modellparameter.....	56
3.4	Modellkopplung FEFLOW-MIKE11 mit IFMMIKE11	57
4	Modellunterstützende GIS-Arbeiten	62
4.1	Aufteilung der Polder in Teileinzugsgebiete.....	62
4.2	Berechnung der wasserstandsabhängige Poldervolumen und Polderflächen.....	63
4.3	Berechnung der Überstaudauer in den Poldern	65
5	Modellkalibrierung anhand des HW2002	67
5.1	Oberflächenwassermodell MIKE11	67
5.1.1	Abflusstafel Tangermünde	67
5.1.2	Verifikation der Wasserstandsganglinien	74
5.1.3	Verifikation der Durchflussganglinien.....	87
5.1.4	Verifikation der gefluteten Flächen anhand von Fernerkundungsdaten.....	88
5.2	Grundwassermodell FEFLOW	96
6	Szenarioanalyse	101
6.1	Ableitung von Szenarien für die Untersuchung von Möglichkeiten und Grenzen der Flutung der Havelniederung bei Extremereignissen	101
6.1.1	Aufgabenstellung	101
6.1.2	Zweidimensionale Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik für die Pegel Wittenberge/Elbe und Ketzin/Havel.....	102
6.1.3	Zu untersuchende Szenarien	110

6.2	Ableitung einer veränderten Ganglinie zum Hochwasser 2002 für den Pegel Tangermünde für die Szenarien 1 und 3	110
6.3	Ableitung einer veränderten Ganglinie zum Hochwasser 2002 für den Pegel Tangermünde für die Szenarien 2 und 4	112
6.4	Ableitung einer veränderten Ganglinie zum Hochwasser 2002 für den Pegel Tangermünde für das Szenario 5.....	113
7	Modellanwendung/Szenarienberechnungen	116
7.1	Weitere Untersuchungen auf Basis der maximal möglichen Kappung der Polderöffnungsvariante Polder 1 bis 6	116
7.1.1	Zusätzliches Öffnen der Polder 7 bis 10	117
7.1.2	Erweiterungen Havelberg und Kümmernitz	122
7.1.3	Das neue Bauwerk am Schöpfwerk Vehlgast Ost.....	124
7.1.4	Die geplanten Bauwerke in Polder Warnau	127
7.2	Szenarien für Extemereignisse	132
7.2.1	Szenario 1	133
7.2.2	Szenario 2	139
7.2.3	Szenario 3	147
7.2.4	Szenario 4	151
7.2.5	Szenario 5	154
7.2.6	Zusammenfassung der Szenarien.....	161
7.3	Darstellung und Analyse der historischen Varianten	169
7.3.1	Variantenbeschreibung.....	169
7.3.2	Ergebnisse.....	170
8	Sonstiges	176
8.1	Standsicherheitsprüfung Polderdeiche	176
8.1.1	Allgemeine Standsicherheit	176
8.1.2	Nachweis der allgemeinen Standsicherheit:	177
8.1.3	Suffusion und Erosionsgrundbruch	178
8.1.4	Sicherheit gegen Auftrieb	178
8.1.5	Nachweis der Gleitsicherheit	179
8.1.6	Notwendige Parameter	179
8.1.7	Standsicherheitsuntersuchung mit Annahmen	179
8.1.8	Fazit	183
8.2	Kostengegenüberstellung Deichsprengung bzw. -schlitzung/Einlassbauwerk.....	185
8.2.1	Allgemeines.....	185
8.2.2	Kostenzusammenstellung	185
8.2.3	Kosten-Nutzen-Analyse.....	187
8.2.4	Fazit	188
8.3	Untersuchung zu einem möglichen Deichbruch zwischen Havelberg und Sandau	188
9	Zusammenfassung der modellgestützten Untersuchungen zur Flutung der Havelniederung (Mengenaspekte).....	193
9.1	Kalibrierung / Verifizierung des Modells	193
9.2	Analyse des HW2002 (Band 2).....	193
9.3	Optimierung des HW2002 (Band 2).....	195
9.4	Weitere Untersuchungen auf Basis der maximal optimierte Variante (Band 3)	197
9.5	Szenarien für extreme Hochwasserereignisse in Elbe und Havel	197
10	Schlussfolgerungen und Empfehlungen zur Flutung der Havelniederung aus der Bearbeitung des gesamten Gutachtens	200
10.1	Flutung der Havelniederung zur Kappung des Hochwasserscheitels in der Elbe ..	200
10.2	Optimierung der Flutung aus der Sicht des Hochwasserschutzes.....	201

10.3	Standsicherheit der Deiche	202
10.4	Flutungsbauwerke, Deichschlitzungen	202
10.5	Flutung der Havelniederung aus der Sicht der Gewässergüte	203
10.6	Flutung der Havelniederung aus der Sicht der Landwirtschaft	204
10.7	Integrale Betrachtung zur Flutung der Havelniederung	204
10.8	Hochwasserangepasste Grünlandvegetation / ökologische Flutungen	205
11	Literatur	206

Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Aktuelle Poldergrenzen (Karte 1 bis 12)
Anlage 2	Kalibrierungsergebnisse Grundwassermodell

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Datengrundlagen	14
Tabelle 2-2:	Polderflächenvergleich	18
Tabelle 2-3:	Flächen der Polder 7 bis 10	19
Tabelle 2-4:	DGM-Grundlagendatenübersicht	23
Tabelle 2-5:	Fernerkundungsdaten / Orthofotos (Bronstert u.a. (2004)).....	27
Tabelle 3-1:	Randbedingungen an den Nebenflüssen	45
Tabelle 3-2:	Übersicht zum vertikalen Aufbau des Grundwassermodells	52
Tabelle 3-3:	Effektive Porositäten	57
Tabelle 4-1:	Flächen der Teileinzugsgebiete.....	62
Tabelle 5-1:	Fernerkundungsdaten / Orthofotos (Bronstert u.a. (2004)).....	88
Tabelle 5-2:	Wasserstände an den Polderschöpfwerken am 27.08.2002.....	89
Tabelle 6-1:	Korrelationskoeffizienten zwischen den transformierten Scheiteln und Füllen am Pegel Wittenberge	105
Tabelle 6-2:	Parameter der PNV für Füllen und Scheitel am Pegel Wittenberge	105
Tabelle 6-3:	Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitel-/füllenstatistik für den Pegel Wittenberge/Elbe	106
Tabelle 6-4:	Korrelationskoeffizienten zwischen den transformierten Maximalabflüssen an den Pegeln Wittenberge und Ketzin.....	107
Tabelle 6-5:	Parameter der PNV der Maximalabflüsse an den Pegeln Ketzin und Wittenberge	107
Tabelle 6-6:	Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitelstatistik für den Pegel Ketzin/Havel	108
Tabelle 6-7:	Abflussvolumina der Szenarien bei verschiedenen angenommenen Mindestabflusswerten (m ³ /s).....	114
Tabelle 7-1:	Minimale Höhen der Deichbreschen und maximale Zuflussraten zu den Poldern 7 bis 10	121
Tabelle 7-2:	Zusammenfassung der Volumenaufteilung der Variante Polder 7-10 zum Zeitpunkt der maximalen Füllung der Havelniederung	122
Tabelle 7-3:	Beschreibung der Varianten für die Berücksichtigung der geplanten Bauwerke in Warnau	127
Tabelle 7-4:	Beschreibung der weiteren Varianten für die Berücksichtigung der geplanten Bauwerke in Warnau....	130
Tabelle 7-5:	Öffnungszeiten der Polder.....	132
Tabelle 7-6:	Berechnung der Überflutungsdauer in den Poldern für Szenario 1	136
Tabelle 7-7:	Berechnung der Überflutungsdauer in den Poldern für Szenario 2.....	142

Tabelle 7-8:	Absenkung der Wasserstände bei Szenario 2 als Folge der Einbindung der Polder 7 bis 10	146
Tabelle 7-9:	Absenkung der Wasserstände bei Szenario 4 als Folge der Einbindung der Polder 7 bis 10	154
Tabelle 7-10:	Berechnung der Anteile der einzelnen Zu- und Abflusskomponenten am insgesamt gespeicherten Volumen, Szenario 5	160
Tabelle 7-11:	Hauptwerte der berechneten Szenarien.....	161
Tabelle 7-12:	Berechnung der Anteile der einzelne Zu- und Abflusskomponenten am insgesamt gespeicherten Volumen, alle Szenarien	168
Tabelle 7-12:	Zusammenfassung der Ergebnisse der historischen Varianten.....	175
Tabelle 8-1	Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für einen homogenen Erddeich mit Bodenparametern nach DIN 1055	180
Tabelle 8-2	Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für einen homogenen Erddeich mit angenommenen Bodenparametern.....	183
Tabelle 8-3:	Kostenzusammenstellung Bauwerk Vehlgest.....	186
Tabelle 8-4:	Kostenzusammenstellung Bauwerk Warnau.....	186
Tabelle 8-5:	Kostenzusammenstellung Deichsprengung	187
Tabelle 8-6:	Kostenzusammenstellung Deichschlitzung	187
Tabelle 8-7:	Kostenzusammenstellung für zwei Deichsprengungen	188
Tabelle 9-1:	Selektierte Ergebnisse der berechneten Szenarien.....	198

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Regulierungssystem Havelniederung.....	11
Abbildung 2-1:	Alte und neue Poldergrenzen.....	17
Abbildung 2-2:	Aktuelle Grenzen für die Polder 7 bis 10	18
Abbildung 2-3:	Polderflächenvergrößerung für den Polder 1 – Trübengraben (Havelberg).....	20
Abbildung 2-4:	Polderflächenvergrößerung für den Polder 2 - Kümmernitz	20
Abbildung 2-5:	Grenzen der vom Auftraggeber bereitgestellten DGM und des Untersuchungsgebietes.....	22
Abbildung 2-6:	DGM-Grundlagen.....	24
Abbildung 2-7:	Integrierte Deiche und Flussprofile im DGM5_B.....	25
Abbildung 2-8:	DGM5	26
Abbildung 2-9:	Luftbilder vom LHW Sachsen-Anhalt im GIS-Informationssystem	27
Abbildung 2-10:	Berücksichtigte wasserbauliche Anlagen im Oberflächenwassermodell.....	28
Abbildung 2-11:	Oberflächenwasserpegel im Untersuchungsgebiet	29
Abbildung 2-12:	Abflussganglinien an den Pegeln Albertsheim und Havelberg-Stadt und am Wehr Neuwerben	30
Abbildung 2-13:	Lage der Deichbreschen beim HW2002.....	31
Abbildung 2-14:	Verwendete Längsprofile der Deichbreschen.....	31
Abbildung 2-16:	Grundwasserstandsgang 01.11.01 bis 31.10.02 an havelnahen Standorten.....	32
Abbildung 2-17:	Grundwasserstandsgang 01.11.01 bis 31.10.02 an havelfernen Standorten.....	33
Abbildung 3-1:	Modellsystem	35
Abbildung 3-2:	Extrahierung der Profile	36
Abbildung 3-3:	Komponente „Fließendes Oberflächengewässer“.....	36

Abbildung 3-4:	Modellierung der Teileinzugsgebiete	37
Abbildung 3-5:	Zusätzliche Profilfläche	38
Abbildung 3-6:	Quadratische Fläche	39
Abbildung 3-7:	Grunddaten der Kante	40
Abbildung 3-8:	Integration in MIKE11	41
Abbildung 3-9:	Durchlasskurve	42
Abbildung 3-10:	Lage der Durchlässe.....	42
Abbildung 3-11:	Beispiel Komponente „Bauwerke/Deichbreschen“	43
Abbildung 3-12:	WQ-Beziehung Wittenberge	44
Abbildung 3-13:	Überblick des gesamten Modells der Havel.....	46
Abbildung 3-14:	Bearbeitete Profilschnitte und vorhandene Bohrungen.....	48
Abbildung 3-15:	Bsp. Profilschnitt 2	49
Abbildung 3-16:	Modellgebietsübersicht	51
Abbildung 3-17:	Mächtigkeit oberer Grundwasserleiter im Modell.....	52
Abbildung 3-18:	Horizontale Diskretisierung in Superelemente zum Modellaufbau FEFLOW einschließlich Finite-Elemente-Modellnetz	53
Abbildung 3-19:	Vergleich Randbedingungsbelegung in FEFLOW mit Überflutungsflächen am 05.08.02 und am 25.08.02 im Bereich der Polder Trübengraben und Kümmernitz	55
Abbildung 3-20:	Anfangswasserstand für die instationären Modellverifizierungen	56
Abbildung 3-21:	Wechselwirkung IFMMIKE11	58
Abbildung 3-22:	Implementierung der Teileinzugsgebiete in den FEFLOW-Referenz Verteilungen.....	60
Abbildung 3-23:	Implementierung der Vorländer in den FEFLOW-Referenzverteilungen.....	60
Abbildung 3-24:	Gesamtübersicht des gekoppelten Modells	61
Abbildung 4-1:	Verlauf Teileinzugsgebietsgrenzen (Beispiel Twerl).....	63
Abbildung 4-2:	Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Polder 1 bis 6 (Grundlage: DGM5).....	64
Abbildung 4-3:	Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Poldererweiterungen 1.1, 2.1, 2.2 und 2.3 (Grundlage: DGM5)	64
Abbildung 4-4:	Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Polder 7 bis 10 (Grundlage: DGM5).....	65
Abbildung 4-5:	Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Teileinzugsgebiete im Polder 4.2 - Twerl (Grundlage: DGM5)	65
Abbildung 4-6:	Überstaudauer in den Poldern beim HW2002.....	66
Abbildung 5-1:	Vergleich zwischen der alten und neuen Abflusstafel Tangermünde.....	68
Abbildung 5-2:	Vergleich zwischen den anhand der beiden Abflusstafeln ermittelten Abflussganglinien am Pegel Tangermünde.....	68
Abbildung 5-3:	Vergleich zwischen den anhand der beiden Abflusstafeln ermittelten Abflussganglinien am Pegel Quitzöbel.....	69
Abbildung 5-4:	Vergleich der gemessenen und der anhand der neuen Abflusstafel und Korrektur der K-Werte berechneten Wasserstände an den Elbepegeln	70
Abbildung 5-5:	Bestimmung des Zeitpunktes des Scheitels an den Pegeln Parey OP, Tangermünde und Storkau.....	71
Abbildung 5-6:	Instationärer Abfluss beim HW2002 am Pegel Tangermünde auf Basis der neuen Abflusstafel bei einer Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 0,35 m/s	72

Abbildung 5-7:	Vergleich der gemessenen Modelle anhand der neuen Abflusstafeln Tangermünde bei Berücksichtigung der Hysterese, berechnete Wasserstände an den Elbepegeln	73
Abbildung 5-8:	Stationärer sowie instationärer Abfluss beim HW2002 am Pegel Tangermünde auf Basis der neuen Abflusstafel bei unterschiedlichen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten sowie stationärer Abfluss auf Basis der alten Abflusstafel	74
Abbildung 5-9:	Ergebnisse der Kalibrierung der Elbewasserstände, Tangermünde bis Havelberg EP	75
Abbildung 5-10:	Ergebnisse der Kalibrierung der Elbewasserstände, Neuwerben EP bis Wittenberge.....	76
Abbildung 5-11:	Ergebnisse der Kalibrierung der Elbewasserstände, Neuwerben EP bis Wittenberge.....	77
Abbildung 5-12:	Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Gnevsdorf.....	78
Abbildung 5-13:	Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Quitzöbel.....	78
Abbildung 5-14:	Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Havelberg-Stadt.....	79
Abbildung 5-15:	Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Garz	79
Abbildung 5-16:	Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Grütz	80
Abbildung 5-17:	Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Albertsheim	80
Abbildung 5-18:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Trübengraben.....	81
Abbildung 5-19:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Kümmernitz.....	82
Abbildung 5-20:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Vehlgest.....	82
Abbildung 5-21:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Flöthgraben.....	83
Abbildung 5-22:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Schafhorst	83
Abbildung 5-23:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Twerl	84
Abbildung 5-24:	Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Warnau.....	84
Abbildung 5-25:	Ergebnisse der Kalibrierung der Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse, Bültgraben	85
Abbildung 5-26:	Ergebnisse der Kalibrierung der Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse, Mühlenrhin.....	86
Abbildung 5-27:	Ergebnisse der Kalibrierung der Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse, Alte Jäglitz.....	86
Abbildung 5-28:	Vergleich zwischen den aus der Wehrbedienungsvorschrift ermittelten und den berechneten Abflüssen über das Wehr Neuwerben	87
Abbildung 5-29:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Landsat ETM+) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 20. August.....	91
Abbildung 5-30:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Orthofotos) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 21. August.....	92
Abbildung 5-31:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (ERS2) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 22. August.....	92
Abbildung 5-32:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Landsat ETM+) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 27. August.....	93
Abbildung 5-33:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Radarsat) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 3. September.....	94
Abbildung 5-34:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Landsat ETM+) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 12. September.....	95
Abbildung 5-35:	Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Daedalus) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 13. September.....	95
Abbildung 5-36:	kf-Wert-Verteilung Grundwasserleiter und angenommene Verbreitung der bindigen Deckschicht im Modellgebiet.....	97
Abbildung 5-37:	Vergleich berechneter und gemessener Ganglinienverlauf an der Messstelle 3239 2410 für den Zeitraum 01.08. bis 30.09.02.....	98

Abbildung 5-38:	Berechneter Flurabstand für den 28.08.02 in der Havelniederung.....	99
Abbildung 5-39:	Berechnete Grundwassergleichen für den 28.08.02.....	100
Abbildung 6-1:	Prinzipdarstellung zur Ableitung von worst-case-Szenarien	101
Abbildung 6-2:	Vorgehensweise bei der Datenaufbereitung für die zweidimensionale Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik am Pegel Wittenberge.....	103
Abbildung 6-3:	Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitel-/füllenstatistik für den Pegel Wittenberge/ Elbe.....	109
Abbildung 6-4:	Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitelstatistik für den Pegel Ketzin/Havel	110
Abbildung 6-5:	Ergebnisse der beiden WAVOS-Modelle sowie die im WASY Modell angesetzte Abflussganglinie am Pegel Tangermünde	111
Abbildung 6-6:	Bestimmung der Abflussganglinie für die Szenarien 1 und 3	112
Abbildung 6-7:	Bestimmung der Abflussganglinie für die Szenarien 2 und 4	113
Abbildung 6-8:	Bestimmung der Abflussganglinie für das Szenario 5	114
Abbildung 6-9:	Abflussvolumen über $Q = 1000$ und $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Szenarien.....	115
Abbildung 7-1:	Polder 7 bis 10	118
Abbildung 7-2:	Ergebnisse der Anbindung der Polder 7 bis 10, Pegel Havelberg-Stadt.....	119
Abbildung 7-3:	Ergebnisse der Anbindung der Polder 7 bis 10, Wasserstände in den Poldern 7 bis 10	119
Abbildung 7-4:	Ergebnisse der Anbindung der Polder 7 bis 10, Zuflüsse zu den Poldern 7 bis 10.....	120
Abbildung 7-5:	In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen für die optimierte Basisvariante mit zusätzlicher Öffnung von Polder 7 bis 10.....	120
Abbildung 7-6:	Fließweg der Flutung des Polders 2.2	123
Abbildung 7-7:	Auswirkung der Erweiterungen Havelberg und Kümmernitz auf die optimierte Variante	124
Abbildung 7-8:	Auswirkung des neuen Bauwerks am SW Vehlgest Ost im Wellenanlauf	125
Abbildung 7-9:	Auswirkung des neuen Bauwerks am SW Vehlgest Ost im Wellenablauf	126
Abbildung 7-10:	Auswirkung des neuen Bauwerks am SW Vehlgest Ost, falls gleichzeitig nicht auf die Deichsprengung verzichtet wird.....	126
Abbildung 7-11:	Gesamtzuffluss der Varianten Warnau (i) bis Warnau (iv)	128
Abbildung 7-12:	Auswirkung der Varianten Warnau (i) bis (iv) auf den Pegel Havelberg-Stadt	128
Abbildung 7-13:	Auswirkung der Varianten Warnau (i) bis (iv) auf den Pegel SW Warnau BP	129
Abbildung 7-14:	Gesamtzuffluss der Varianten Warnau (iv) bis (vi).....	130
Abbildung 7-15:	Auswirkung der Varianten Warnau (iv) bis (vi) auf den Pegel Havelberg-Stadt.....	131
Abbildung 7-16:	Auswirkung der Varianten (iv) bis (vi) Warnau auf den Pegel SW Warnau BP.....	131
Abbildung 7-17:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Wasserstände in Quitzöbel	134
Abbildung 7-18:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Wasserstände in Havelberg-Stadt	134
Abbildung 7-19:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Wasserstände in Wittenberge	135
Abbildung 7-20:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Durchflüsse am Wehr Neuwerben	135
Abbildung 7-21:	Optimierung der Entleerung in Havelberg-Stadt, Szenario 1	137
Abbildung 7-22:	Optimierung der Entleerung in Polder Schafhorst, Szenario 1	138
Abbildung 7-23:	Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 1	138
Abbildung 7-24:	In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen , Szenario 1	139

Abbildung 7-25:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 2, Wasserstände in Quitzöbel OP und Havelberg-Stadt	140
Abbildung 7-26:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 2, Wasserstände in Wittenberge	141
Abbildung 7-27:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 2, Abflussvolumen in Neuwerben	141
Abbildung 7-28:	Optimierung der Entleerung in Quitzöbel, Szenario 2	143
Abbildung 7-29:	Optimierung der Entleerung in Polder Flöthgraben, Szenario 2	143
Abbildung 7-30:	Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 2	144
Abbildung 7-31:	In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen , Szenario 2	145
Abbildung 7-32:	Optimierung der Kappung bei einem maximalen Wasserstand von 27,0 m DHHN92 in Havelberg-Stadt, Szenario 2	146
Abbildung 7-33:	Anpassung der Zuflussrate Albertsheim für die Szenarien 3 und 4	147
Abbildung 7-34:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 3, Wasserstände in Quitzöbel OP	148
Abbildung 7-35:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 3, Wasserstände in Havelberg-Stadt	148
Abbildung 7-36:	Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 3, Wasserstände in Wittenberge	149
Abbildung 7-37:	Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 3	149
Abbildung 7-38:	In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen , Szenario 3	150
Abbildung 7-39:	Ergebnisse der maximalen Kappung des Szenarios 4, Wasserstände in der Havel und Polder Schafhorst	151
Abbildung 7-40:	Ergebnisse der maximalen Kappung des Szenarios 4, Wasserstände in der Havel und Polder Schafhorst	152
Abbildung 7-41:	Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 4	152
Abbildung 7-42:	In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen , Szenario 4	153
Abbildung 7-43:	Ergebnisse der untersuchten Kappungswasserstände des Szenarios 5, Havelberg-Stadt	155
Abbildung 7-44:	Ergebnisse der untersuchten Kappungswasserstände des Szenarios 5, Quitzöbel OP	156
Abbildung 7-45:	Ergebnisse der untersuchten Kappungswasserstände des Szenarios 5, Wittenberge	156
Abbildung 7-46:	Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 5	158
Abbildung 7-47:	In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen , Szenario 5	159
Abbildung 7-48:	Über den unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossenen Volumen, Szenario 5	159
Abbildung 7-49:	Entwicklung der Wasserstände in Quitzöbel OP bei maximal erreichbarer Kappung für die unterschiedlichen Szenarien	162
Abbildung 7-50:	Entwicklung der Wasserstände in Havelberg-Stadt bei maximal erreichbarer Kappung für die unterschiedlichen Szenarien	163
Abbildung 7-51:	Über die unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossene Volumina, Szenario 1, 2 und 3	166
Abbildung 7-52:	Über die unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossene Volumina, Szenario 2, 3 und 4	167

Abbildung 7-53:	Über die unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossene Volumina, Szenario 1, 5 und Basisvariante	167
Abbildung 7-54:	Lageplan zu historischen Varianten	169
Abbildung 7-55:	Varianten Var I HW2002a und Var II HW2002a, Wasserstand (WSP) Havelberg-Stadt.....	171
Abbildung 7-56:	Varianten Var I HW2002a und Var II HW2002a, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel	171
Abbildung 7-57:	Varianten Var II HW2002a und Var II SZ2a, Wasserstand Havelberg-Stadt.....	172
Abbildung 7-58:	Varianten Var II HW2002a und Var II SZ2a, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel	172
Abbildung 7-59:	Varianten Var II HW2002a und Var II HW2002b, Wasserstand Havelberg-Stadt.....	173
Abbildung 7-60:	Varianten Var II HW2002a und Var II HW2002b, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel	173
Abbildung 7-61:	Varianten Var II HW2002a und Var II HW2002b, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel	174
Abbildung 7-62:	Varianten Var II SZ2a und Var II SZ2b, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel.....	174
Abbildung 8-1:	Lamellenverfahren nach Bishop/Krey	176
Abbildung 8-2:	Grenzwerte der hydraulischen Gradienten	178
Abbildung 8-3:	Nachweis hydraulischer Grundbruch	179
Abbildung 8-4:	Exemplarische Standsicherheitsuntersuchung für einen homogenen Erddeich mit einem Reibungswinkel $\varphi' = 32,5^\circ$ und einer Kohäsion von 0 kN/m ² (entsprechend laufender Nr. 1)	181
Abbildung 8-5:	Exemplarische Standsicherheitsuntersuchung für einen homogenen Erddeich mit einem Reibungswinkel $\varphi' = 32,5^\circ$ und einer Kohäsion von 5 kN/m ² (entsprechend laufender Nr. 3)	182
Abbildung 8-6:	Gemessene Wasserstände an den Pegeln Havelberg-Stadt, Garz UP und Flöthgraben	184
Abbildung 8-7:	Standort des möglichen Deichbruches am rechten Elbedeich	189
Abbildung 8-8:	Analyse eines möglichen Deichbruches der Elbe, Breite des Deichbruches 100 m und geschlossene Havelpolder.....	191
Abbildung 8-9:	Analyse eines möglichen Deichbruches der Elbe, Breite des Deichbruches 100 m und geöffnete Havelpolder.....	191
Abbildung 8-10:	Analyse eines möglichen Deichbruches der Elbe, Breite des Deichbruches 200 m und geöffnete Havelpolder.....	192

Abkürzungen

AML	Arc Makro Language
ATKIS	Amtliches Topographisch-Kartographisches Informationssystem
B	Brandenburg
D	Anpassungsmaß (Kolmogorov)
DGM	Digitales Geländemodell (DGM1, DGM2, DGM5, DGM10 Angabe zur Auflösung in m)
DHHN92	Deutsche Haupthöhennetz
DLL	Dynamic Link Library
DLM25W	Digitales Landschaftsmodell, Maßstab 1 : 25.000, Objektbereich Wasser
DPO	Digitale Orthofotos
DTM	Digital Terrain Model
E	Erwartungswert
ERS2	European Remote Sensing Satellite 2
ETM+	Enhanced Thematic Mapper

ETRS89	European Terrestrial Reference System; Ellipsoid GRS80
exp	Exponent
F	Fülle
f	transformierte Fülle
GOK	Geländeoberkante
GWL	Grundwasserleiter
H	Wasserstand
HN	Höhennull
HQ _s	Scheitelabfluss eines Hochwassers
HQ _{5/10}	5-/ 10-jähriger Hochwasserabfluss
HW	Hochwasser
HYKA50	Hydrogeologische Karte der DDR, Maßstab 1 : 50.000
k _f	Durchlässigkeitsbeiwert
LHW	Landesbetrieb für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft
LUA	Landesumweltamt
M	Mächtigkeit
m NN	Meter über Normalnull
N	Anzahl der Werte
NHN	Normalhöhennull (Normalhöhe im Deutschen Haupthöhennetz)
OK	Oberkante
P*	Wahrscheinlichkeit
PNV	Potenznormalverteilung
Q	Abfluss
r	Korrelationskoeffizient
RGB	Rot Grün Blau
S	Scheitel
s	transformierter Scheitel
SA	Sachsen-Anhalt
Saw	Standardabweichung
T	Zeit
tBr	Transformierte Breite
TIN	Triangulated Irregular Network
TK10/25	Topographische Karte, Maßstab 1 : 10.000 / 1 : 25.000
UG	unterer Grenzwert
UK	Unterkante
UP	Unterpegel
üPN	über (den) Pegel Null
WbVor	Wehrbedienungs Vorschrift
X	beobachteter Wert

1 Zielstellung und Inhalt des Berichtes

An der Unteren Havel wurde im vergangenen Jahrhundert ein Hochwasserregulierungssystem aus Kanälen, Wehren und Poldern geschaffen, das zum Hochwasserschutz der Havelniederung, zugleich aber zur Kappung von Elbehochwässern einsetzbar ist. Um bei Elbehochwasser einen Havelrückstau zu verhindern, wurde zuerst die Mündung der Havel unterhalb von Havelberg durch einen parallel zur Elbe laufenden Kanal, den Gnevsdorfer Vorfluter, weiter flussabwärts verlegt. Unter Nutzung der später errichteten Wehre Quitzöbel und Neuwerben und der 1955 errichteten und später als Überschwemmungsgebiete rechtlich festgesetzten Polder rechts und links der Havel ist es damit möglich, bei Extremereignissen Hochwasserregulierungsmaßnahmen für Elbe und Havel durchzuführen. Das Spektrum möglicher Hochwasserereignisse reicht dabei vom alleinigen Havel- bis zum alleinigen Elbehochwasser. Das Regulierungssystem ist in Abbildung 1-1 schematisch dargestellt.

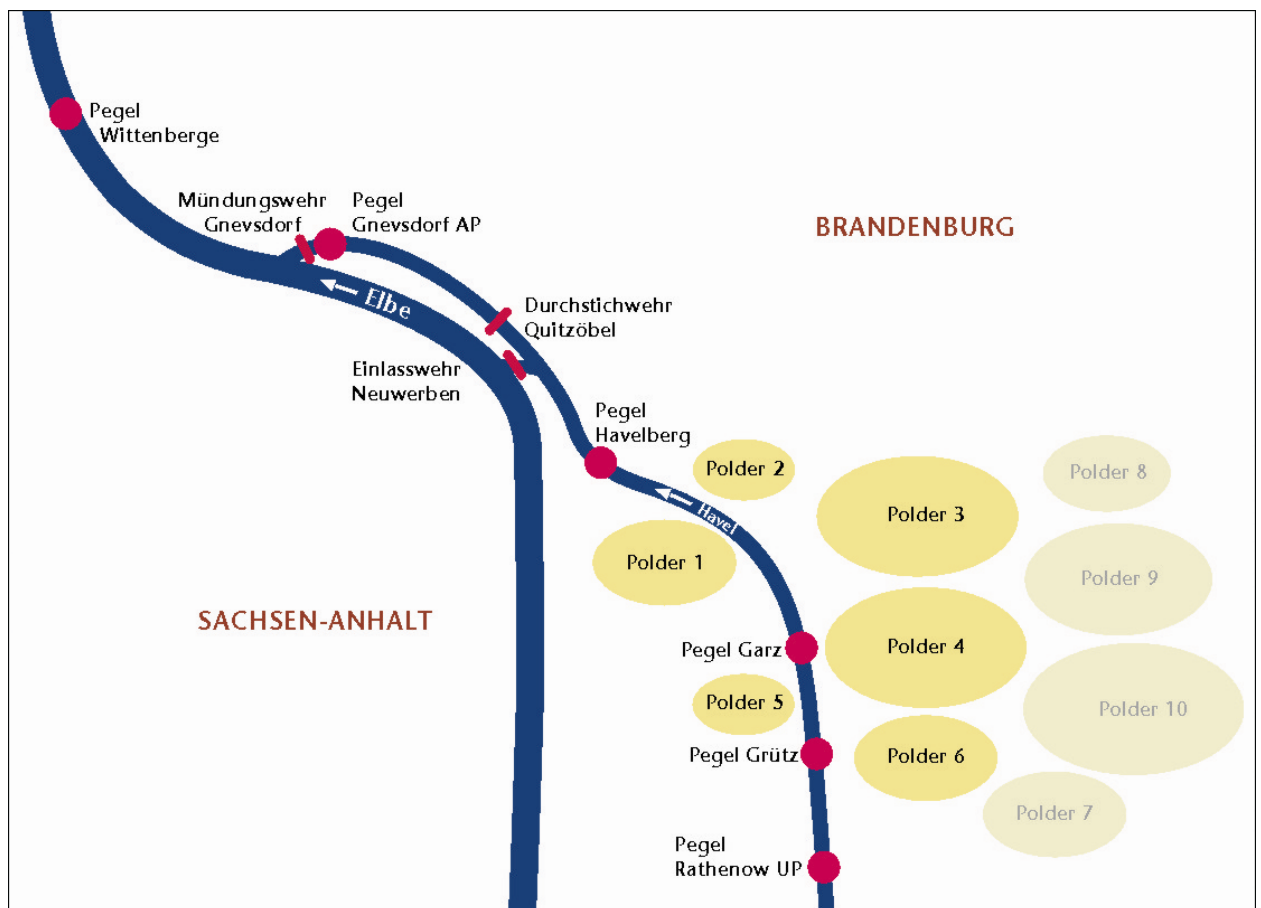


Abbildung 1-1: Regulierungssystem Havelniederung

Beim Elbehochwasser August 2002 wurden die Polder 1 bis 5 dieses Regulierungssystems erstmals umfassend und erfolgreich genutzt. Dabei wurden die Havel und die erwähnten Polder über das Wehr Neuwerben mit Elbwasser beschickt, wodurch das Hochwasser in der Elbe gekappt werden konnte. Ersten Berechnungen zufolge wurde hiermit erreicht, dass der Wasserstand in Wittenberge um ca. 41 cm weniger angestiegen ist (IKSE, 2004).

Veranlassung	<p>Veranlassung für das Gutachten ist das genannte Katastrophenhochwasser im August 2002, das in Tschechien und Sachsen als größtes jemals registriertes Hochwasserereignis an der Elbe gilt. In Sachsen-Anhalt, Brandenburg und für die weiteren Unterlieger wurde das Ausmaß des Hochwassers durch die Öffnung des Pretziener Wehrs, die Nutzung der Havelniederung als Retentionsraum sowie mehrere Deichbrüche gemindert.</p>
Zielstellung	<p>Die Flutung der Havelniederung während des Hochwassers 2002 hat deren Potential hinsichtlich einer Kappung eines Extremhochwassers für den Unterlauf der Elbe deutlich gemacht. Andererseits zeigten sich ökologische und ökonomische Probleme für die gefluteten Polder.</p> <p>Die Arbeitsgemeinschaft der Unternehmen WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH und laG Institut für Angewandte Gewässerökologie GmbH wurde beauftragt, ausgehend von einer detaillierten Analyse des Elbehochwassers 2002 und dessen Managements im Bereich der Havelniederung, die Optimierung einer Polderflutung unter besonderer Beachtung der damit verbundenen ökologischen und ökonomischen Aspekte zu untersuchen. Auf dieser Grundlage sollte die „Richtlinie für die Berechnung der Entlastung des Elbehochwasserscheitels in der Havel zur Steuerung der Wehrgruppe Quitzöbel“ überarbeitet werden.</p> <p>Die Bearbeitung erfolgt in enger Abstimmung mit einem Fachbeirat aus Vertretern der Auftraggeber und des MLUV Brandenburg.</p>
Lose	<p>Die Gesamtaufgabe ist in 6 Lose gegliedert:</p> <ul style="list-style-type: none">Los 1: Analyse des Hochwasserverlaufes 2002Los 2: Analyse der Scheitelkappung durch Flutung der HavelniederungLos 3: Optimierung der FlutungLos 4: Ökologische Aspekte der FlutungLos 5: Prüfung und Überarbeitung der "Richtlinie ... Steuerung der Wehrgruppe Quitzöbel"Los 6: Computerprogramm zur Steuerung der Wehrgruppe Quitzöbel (Bearbeiter: Institut für Wasserwirtschaft, Siedlungswasserbau und Ökologie GmbH, Weimar); wurde gesondert dokumentiert <p>Die Dokumentation des Gutachtens erfolgt in einzelnen Bänden entsprechend den o. g. Losen.</p> <p>Gegenstand des vorliegenden Bandes ist Los 3.</p>
Inhalt Band 3	<p>Grundlage des Gutachtens sollte eine hydrodynamische Modellierung des Abflusses in der Elbe (zwischen Tangermünde und Wittenberge) und des Gewässersystems in der Havelniederung, einschließlich der Polder, bis zum Wehr Grütz unter Berücksichtigung aller relevanten hydrotechnischen Bauwerke sein. Das Modell wird detailliert im vorliegenden Band 3 vorgestellt.</p> <p>Zu Los 3 gehört auftragsgemäß auch die Optimierung der Flutung am Beispiel des Hochwasserereignisse 2002. Aus pragmatischen Gründen erfolgte dies aber in Band 2 (Los 2). Im vorliegenden Band sind die ausführliche Modellbeschreibung sowie Szenariountersuchungen prognostischer HW-Ereignisse und Untersuchungen zu den Deichen dokumentiert.</p> <p>In Abschnitt 2 werden die Datengrundlagen für den Modellaufbau beschrieben. Die Modellierungsmethodik und der Modellaufbau sind in Abschnitt 3 dokumentiert. Im Abschnitt 4 werden GIS-Arbeiten als Grundlage für den Modellaufbau und die Modellanwendung erläutert.</p>

Modellkalibrierung	<p>Nach der Modellkalibrierung (Abschnitt 5) wurde das Hochwasser 2002 detailliert untersucht. Auf Basis der daraus gewonnenen Erkenntnisse erfolgte eine Optimierung der Flutung 2002. Dies ist beides in Band 2 (Los 2) dokumentiert.</p>
Szenarien extremer Hochwasserereignisse	<p>In Abschnitt 6 wird die Ableitung von Szenarien extremer Hochwasserereignisse in Elbe und Havel erläutert. Die Untersuchung dieser Szenarien ist im Abschnitt 7 dokumentiert. Die Szenarien berücksichtigen lediglich den aktuellen Ausbauzustand der Havel (teilweise jedoch auch die Erweiterung des Systems um die in Abbildung 1-1 dargestellten Polder 7 bis 10). In Abschnitt 7 sind zusätzlich Varianten dokumentiert, wobei die Auswirkungen von sowohl geplanten als auch bereits realisierten Deichbauwerke im System als auch der Polder 7 bis 10 auf das HW2002 untersucht wurden.</p>
Standsicherheit der Deiche	<p>Anschließend wird in Abschnitt 8 detailliert auf die Ermittlung der Standsicherheit der Deiche und die Vor- und Nachteile von Deichbreschen oder Bauwerke eingegangen. Ergänzend hierzu sind Modelluntersuchungen zu möglichen Deichbrüchen an der Elbe zwischen Havelberg und Sandau dargestellt.</p> <p>Nach einer Zusammenfassung in Abschnitt 9 werden in Abschnitt 10 die Schlussfolgerungen und Empfehlungen zur Flutung der Havelniederung gegeben.</p>

2 Datengrundlagen

Folgende Grundlagen wurden vom Auftraggeber sowie weiteren Einrichtungen zur Verfügung gestellt (Tabelle 2-1). Die Tabelle ist kategorisiert in verschiedene Komplexe, die einzeln im Anschluss an die Tabelle besprochen werden. In der Tabelle sind grundsätzlich nur die relevanten Daten aufgelistet, nicht aber gelieferte bzw. verfügbare und dann doch nicht verwendete Daten.

Tabelle 2-1: Datengrundlagen

Kategorie	Datei	Beschreibung	Herkunft
Topografie	Karten		
	TK25	<i>Blattschnitt:</i> Regelblattschnitt <i>Maßstab:</i> 1:25 000 <i>Bezugssystem:</i> ETRS89 <i>Stand:</i> 1986 - 1994	LUA Brandenburg
	TK25	<i>Blattschnitt:</i> Regelblattschnitt <i>Bezugssystem:</i> Bessel40/83 GK34 <i>Stand:</i> 1990 - 1995	LHW Sachsen-Anhalt
	Geologische Karten	<i>Blätter:</i> 3138 bis 3140; 3239, 3240, 3339, 3340 <i>Maßstab:</i> 1:25 000 <i>Bezugssystem:</i> Bessel40/83 GK34 <i>Stand:</i> 1888, 1895, 1899	LBGR Brandenburg
	Geologische Karte	<i>Blatt:</i> 3238 <i>Maßstab:</i> 1:25 000 <i>Bezugssystem:</i> Bessel40/83 GK34	LGB Sachsen-Anhalt
	Hydrologische Karte der DDR (HYKA 50) – Grundkarte	<i>Blätter:</i> 0706 3-3/4, 0806-1/2 <i>Maßstab:</i> 1:50 000 <i>Bezugssystem:</i> Bessel40/83 GK34 <i>Stand:</i> 1984	LBGR Brandenburg
	Hydrologische Karte der DDR (HYKA 50) – GWL 1, GWL 2	<i>Blätter:</i> 0706-1/2, 0706 3-3/4, 0806-1/2 <i>Maßstab:</i> 1: 50 000 <i>Bezugssystem:</i> Bessel40/83 GK34 <i>Stand:</i> 1984	LBGR Brandenburg
	Bohrpunktkarte – Übersichtskarte	<i>Maßstab:</i> 1: 100 000 Analog	LBGR Brandenburg
	Karte des Poldergebiets	<i>Maßstab:</i> 1: 25 000 Analog	LUA Brandenburg
	Flusslinien		
	ATKIS	Gewässer (Linien, Flächen als ESRI Shape-Dateien)	LUA Brandenburg, LHW Sachsen-Anhalt
	DLM25W	<i>Bearbeitung:</i> LUA Abt. W: <i>Stand:</i> März 2004 <i>Bezugssystem:</i> ETRS89, Ellipsoid GRS80	LUA Brandenburg
	Poldergrenzen		
	Polder 1-6	als DGM der Polder	Universität Potsdam
Polder 3.2, 4.1, 4.2, 6	als ESRI Shape-Polygon	LUA Brandenburg	

Kategorie	Datei	Beschreibung	Herkunft
	Polder Erweiterungen (1.1, 2.1, 2.2, 2.3)	Analog: die Kartenausschnitte	LHW Sachsen-Anhalt
	Polder 7-10	Analog: Karte des Poldergebiets (M 1:25 000)	LUA Brandenburg
	Deichdaten		
	Deichlinien	als ESRI Shape-Linien	LUA Brandenburg, LHW Sachsen-Anhalt
	Deich-Vermessungsdaten / Längsschnitte	für den Haupt- und Nebenflüsse	LUA Brandenburg, LHW Sachsen-Anhalt
DGM	Punktdaten, Rasterdaten etc..	Es wurden unterschiedliche DGM's übergeben, die getrennt in Abschnitt 2.2 dargestellt werden.	Universität Potsdam, LHW Sachsen-Anhalt, LUA Brandenburg
Oberflächenwasserdaten	Parameter der Schöpf- und Bauwerke innerhalb oder am Rande der Polder	Polder 1: Siel Havelberg (Siel 1), SW Havelberg (mit Freiauslass), SW Jederitz (mit Freiauslass), Siel 4, Polder 2: Siel Remonte, Siel 7, Siel 5.4, SW Wöplitz (mit Freiauslass) Polder 3.1: SW Vehlgast West (mit Freiauslass), SW Vehlgast Ost (mit Freiauslass) Polder 5: SW Warnau (mit Freiauslass), Einlass-siel 18+658	LHW Sachsen-Anhalt
		Polder 3.2: Siel Flöthgraben, SW Flöthgraben (ohne Freiauslass) Polder 4.1: Siel E-Graben, Siel Bärengraben, SW Schafhorst (mit Freiauslass) Polder 4.2: SW Twerl (mit Freiauslass), Siel Twerldeich, Polder 6: Siel I, Siel II, Siel III, Siel Gülpe, SW Grabow (ohne Freiauslass)	LUA Brandenburg
	Bauwerkparameter der Wehre innerhalb der Haupt- oder Nebenflüsse	Hauptflüsse (Grütz, Molkenberg, Gülpe, Garz, Neuwerben, Altarmwehr, Quitzöbel, Gnevsdorf)	LUA Brandenburg, WSA Brandenburg, LHW Sachsen-Anhalt
		Nebenflüsse	
	Schöpfungsmengen der Polderschöpfwerke	Einsatz beim HW2002 : SW Jederitz, SW Havelberg, SW Warnau	LHW Sachsen-Anhalt
	Wasserstandsganglinien an den Polderschöpfwerken	HW2002, s auch Abschnitt 5.1.2	Universität Potsdam, LUA Brandenburg, LHW Sachsen-Anhalt
	Wasserstandsganglinien an den Pegeln der Nebenflüsse	HW2002, Mühlenthor, Dosse und alte Jäglitz, s. auch Abschnitt 5.1.2	LUA Brandenburg
	Wasserstandsganglinien an den Pegeln der Hauptflüsse	HW2002, Elbe, Havel und Gülpel Havel	LUA Brandenburg, WSA, LHW Sachsen-Anhalt
	Deichbreschen – Pläne (Analog)	Polder: Kümmernitz, Vehlgast, Warnau	LHW Sachsen-Anhalt
		Polder: Flöthgraben, Schafhorst, Twerl	LUA Brandenburg
	Durchflussraten & Abflusstabellen	Abflusstafel Tangermünde, geliefert am 19.06.2006	LHW Sachsen-Anhalt
		Abflusstafel Tangermünde, geliefert am 13.01.2005	LUA Brandenburg
Durchfluss Tangermünde		LUA Brandenburg, LHW Sachsen-Anhalt, BafG	

Kategorie	Datei	Beschreibung	Herkunft
		Durchfluss Albertsheim	WSA Magdeburg
Fernerkundungsdaten	Satellitendaten	Landsat ETM+, ERS2, Radarsat, Daedalus	Universität Potsdam
	Orthofotos HW2002		LUA Brandenburg
	Orthofotos HW2002	T25 Blatt 3238	LHW Sachsen-Anhalt
	Luftbilder HW2002		LHW Sachsen-Anhalt
Daten zur GW-Modellierung	Schichtenverzeichnisse	57 Schichtenverzeichnisse	LHW Sachsen-Anhalt
		130 Schichtenverzeichnisse	LUA Brandenburg
	Grundwassermessstellen	15 Grundwassermessstellen	LUA Brandenburg
		16 Grundwassermessstellen	LHW Sachsen-Anhalt
	Niederschlagsdaten		LUA Brandenburg (BfG (2002)), Universität Potsdam (Bronstert u.a. (2004))

2.1 Topografie

2.1.1 Flusslinien

Das digitale Gewässernetz wurde für den Aufbau des Grundwasser- und Oberflächenwassermodells benutzt. Das digitale Gewässernetz wurde auf der Basis der Daten ATKIS und DLM25 aufbereitet. Für das Grundwassermodell wurde der Gewässerverlauf mit Hilfe der Topographischen Karte 1 : 25 000 (TK25) vereinfacht.

2.1.2 Deichlinien

Die Deichdaten wurden genutzt, um Anhaltspunkte für die Geometrie (Böschungneigungen, Böschungshöhe) der Deiche zur Untersuchung der Standsicherheit zu erhalten. Außerdem wurden die verfügbaren Deichlinien als Basis für die Erstellung des Modells für den Havelschlauch verwendet.

2.1.3 Poldergrenzen

Offizielle digitale Poldergrenzen standen zunächst nicht zur Verfügung (für Brandenburg wurden diese erst am 21.11.2005 übergeben). Aus diesem Grunde wurden zunächst die Poldergrenzen (Polder 1 bis 6) der Universität Potsdam genutzt. Die Grenzen der Polder 7 bis 10 wurden vom Auftraggeber nur analog als Karte des Poldergebietes zur Verfügung gestellt.

2.1.3.1 Poldergrenzenanpassung

Poldergrenzen Die digitalen Poldergrenzen der Polder 1 bis 6 wurden von der Universität Potsdam in Form einzelner ESRI ASCII-Grids übergeben (s. Abbildung 2-1). Diese wurden in eine ESRI Polygon-Shape-Datei umgewandelt. Im Laufe des Projektes wurden diese Poldergrenzen auf der Basis des DGM5 (Abschnitt 2.2) angepasst, mit den Auftraggebern abgestimmt und als Karten (s. Anlage 1) übergeben. Der Vergleich der alten und der ermittelten neuen Polderflächen ist in der Tabelle 2-2 und in Abbildung 2-1 dargestellt. Der prozentuale Flächenanteil an den Poldergesamtfächen ist auch in Tabelle 2-2 aufgelistet.

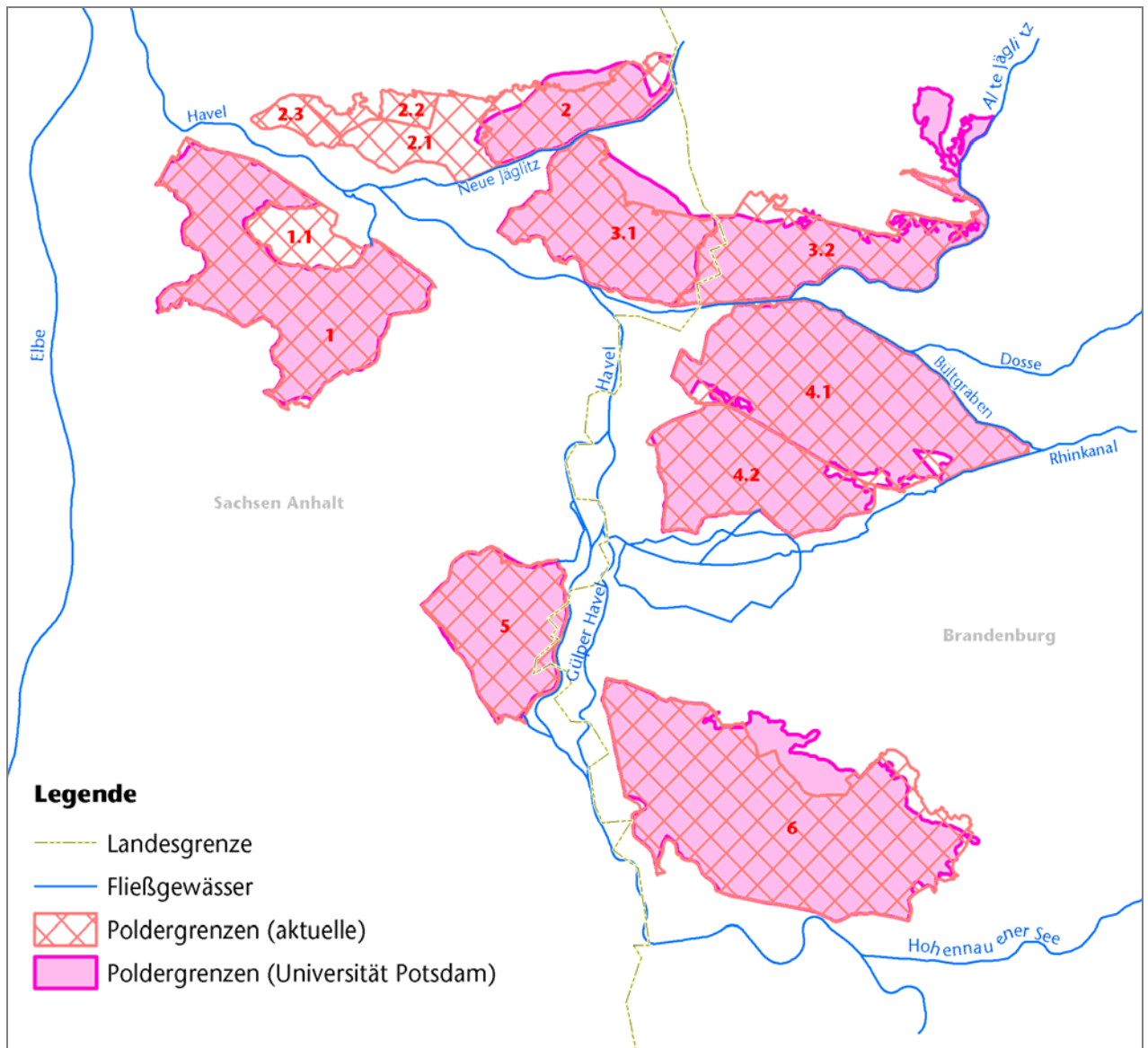


Abbildung 2-1: Alte und neue Poldergrenzen

Wie die Abbildung 2-1 zeigt, bestehen die Polder 3 und 4 jeweils aus je 2 Teilpoldern (Polder 3.1 / 3.2 und Polder 4.1 / 4.2). Da die inneren Polder durch Deiche hydraulisch getrennt sind, hätte jeder einzelne innere Polder auch eine eigene Poldernummer bekommen können. Da die Bezeichnungen der Polder jedoch bereits allgemein bekannt und akzeptiert sind, werden in diesem Bericht die Polder 3 und 4 weiterhin als ganze Polder betrachtet und angesprochen. Falls eine Unterscheidung zwischen den inneren Poldern notwendig ist, wird auf die detaillierte Nummerierung zurückgegriffen (z. B. Polder 3.1).

Tabelle 2-2: Polderflächenvergleich

Poldername	Polderfläche			Anteil an Gesamtfläche, [%]	
	[ha]		[% von neu]	alt (nach BRONSTERT u.a. (2004))	neu (aktuell)
	alt (nach BRONSTERT u.a. (2004))	neu (aktuell)	Differenz [neu – alt]		
Polder 1 – Trübengraben (Havelberg)	1519,96	1546,52	1,7	15,2	15,6
Polder 2 – Kümmernitz	498,86	528,35	5,6	5,0	5,3
Polder 3.1 – Vehlgast	993,25	893,73	-11,1	10,0	9,0
Polder 3.2 – Flöthgraben	997,80	981,55	-1,7	10,0	9,9
Polder 4.1 – Schafhorst	1729,56	1814,30	4,7	17,9	18,3
Polder 4.2 – Twerl	907,30	923,22	1,7	9,1	9,3
Polder 5 – Warnau	798,49	803,80	0,7	8,0	8,1
Polder 6 – Große Grabenniederung	2463,34	2401,98	-2,6	24,7	24,3
Summe:	9908,5	9893,45		100	100

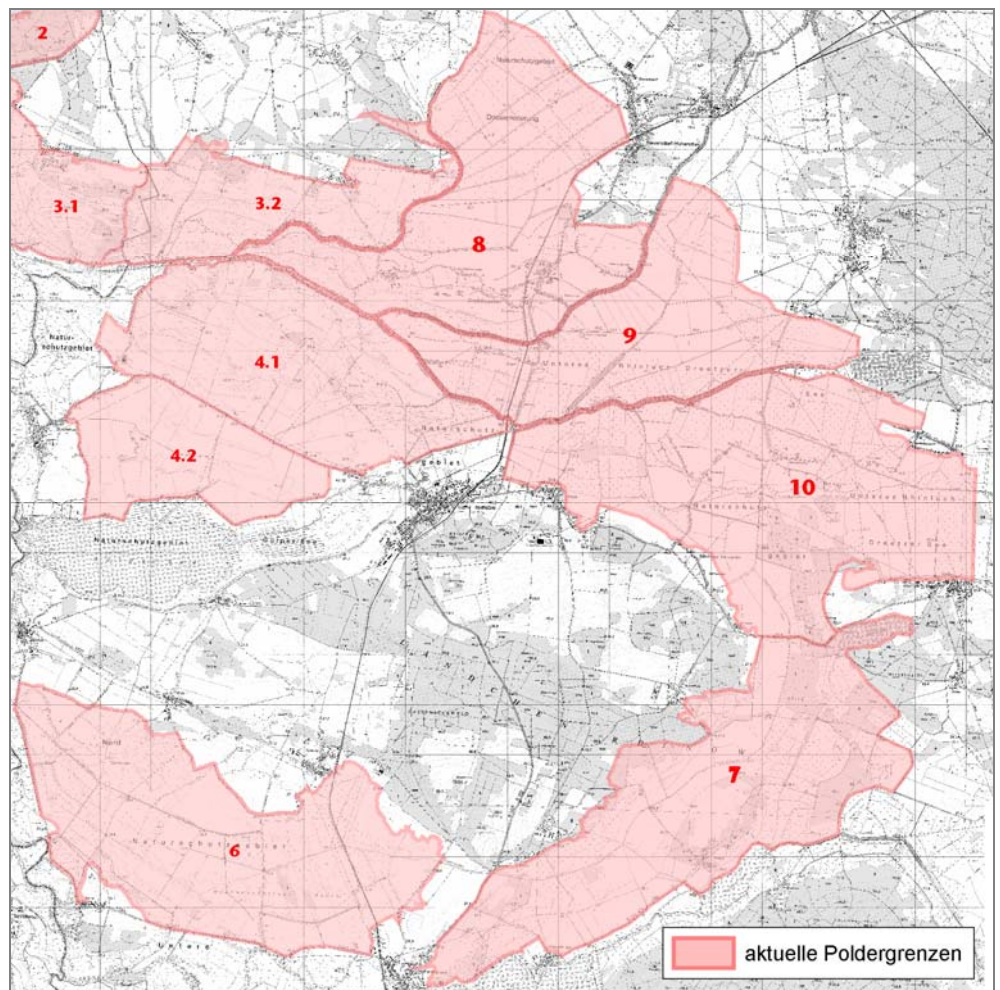


Abbildung 2-2: Aktuelle Grenzen für die Polder 7 bis 10

Die Grenzen für die Polder 7 bis 10 wurden auf der Basis der Karte des Poldergebietes (s. Tabelle 2-1) rekonstruiert und die Lage der Poldergrenzen anhand des *DGM5* präzisiert. Beim Polder 10 wurde die östliche Grenze mit der Grenze des verfügbaren *DGM5* abgegrenzt. Die Abbildung 2-2 zeigt die angepassten Grenzen für die Polder 7 bis 10. Die Flächengrößen sind in der Tabelle 2-3 zusammengefasst.

Wie Tabelle 2-3 zeigt, würden durch die Vergrößerung der Flutungsfläche durch die Ankopplung der Polder 7 bis 10 zusätzlich noch etwa 95 % von der Gesamtfläche der Polder 1 bis 6 hinzukommen. Bei einem Wasserstand von 26,40 m üNN wird die gesamte Polderfläche bei Berücksichtigung der Polder 7 bis 10 um mehr als 53 % vergrößert.

Tabelle 2-3: Flächen der Polder 7 bis 10

Poldername	Fläche, [ha]	Anteil der betroffenen Polderflächen beim WST = 26.40 m üNN an den Poldergesamtfläche, [%]	Anteil an den Poldergesamtflächen der Polder 1 bis 6, [%]	Anteil der betroffenen Polderflächen beim WST = 26.40 m üNN an den Poldergesamtfläche der Polder 1 bis 6, [%]
Polder 7	2551,43	53,03	25,79	12,54
Polder 8	2232,79	51,49	22,57	10,66
Polder 9	1745,56	69,68	17,64	11,28
Polder 10	2835,75	72,03	28,66	18,94
Summe:	9365,53		94,66	53,42

In Anlage 1 sind die erarbeiteten aktuellen Poldergrenzen in Kartenform dokumentiert.

2.1.3.2 Poldererweiterung

Erweiterung der Polderflächen

Auf einer Arbeitsberatung am 20.07.2005 beim LHW Sachsen-Anhalt in Genthin wurden Vorschläge für Maßnahmen an den Polderdeichen zur Vergrößerung des Speichervolumens besprochen. LHW schlug eine Poldervolumenvergrößerung durch die Erweiterung der Polderflächen für die Polder 1 – Havelberg (Trübengraben) und Polder 2 – Kümmernitz vor. Die Vergrößerung des Poldervolumens ist durch Verkürzung des Polderdeiches Jederitz im Polder 1 (s. Abbildung 2-3) und durch Einbeziehung des Teilschutzdeiches (Sommerpolderdeich) Burgwall sowie des rechten Havelhauptdeiches Wöplitz im Polder 2 geplant.

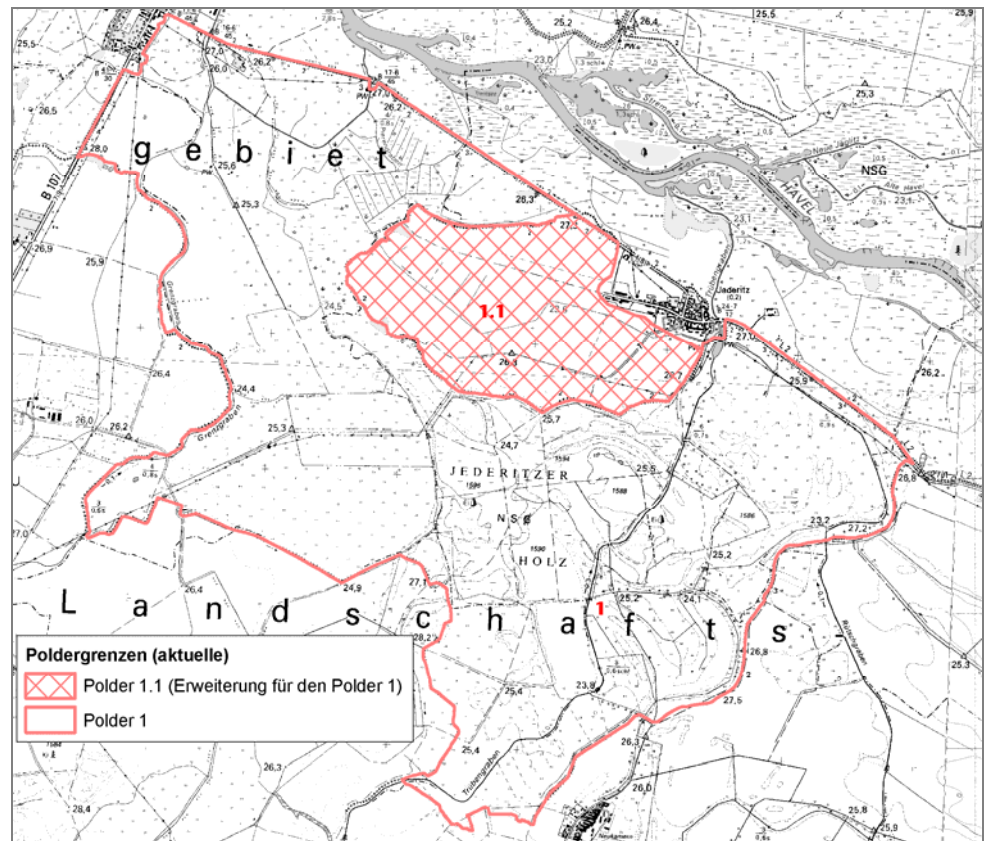


Abbildung 2-3: Polderflächenvergrößerung für den Polder 1 – Trübengraben (Havelberg)

Die vorgesehenen Poldererweiterungen für die Polder Trübengraben und Kümmernitz wurden innerhalb getrennt durchgeführter Flutungsvarianten berücksichtigt (s. Abschnitt 7.1.2). Die Poldererweiterungen 2.1 und 2.3 (s. Abbildung 2-4) für den Polder Kümmernitz wurden bereits beim Hochwasser 2002 infolge eines unkontrollierten Deichbruchs sowie der Überströmung des Sommerdeiches überflutet; die Flächen sind dementsprechend bei allen Varianten im Modell integriert.

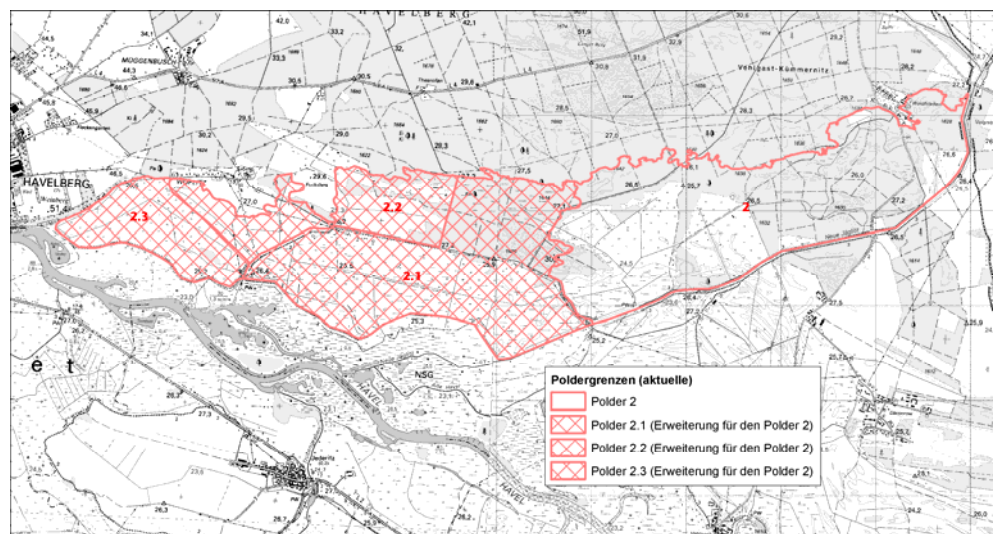


Abbildung 2-4: Polderflächenvergrößerung für den Polder 2 - Kümmernitz

2.2 Digitales Geländemodell (DGM)

Digitales Geländemodell (DGM)	Für den Aufbau des Grundwasser- und Oberflächenwassermodells ist ein aktuelles Digitales Geländemodell (DGM) erforderlich. Für die Erstellung des DGM im Rahmen dieses Projektes wurden Grundlagendaten unterschiedlicher Genauigkeit von den Auftraggebern übergeben. Die vollständige DGM-Grundlagendatenübersicht ist in der Tabelle 2-4 zusammengestellt. Abbildung 2-5 zeigt die Grenzen der verfügbaren DGM und die Untersuchungsgebietsgrenze.
Höhenbezugssystem	Es wurde festgelegt, die Datenbearbeitung im GIS und die weitere Modellierung in dem Lagebezugssystem ETRS89 (European Terrestrial Reference System; Ellipsoid GRS80) und dem Höhenbezugssystem DHHN92 (das Deutsche Haupthöhennetz; auch als NHN bezeichnet) durchzuführen. Die Differenz zwischen den Höhenbezügen von Normalnull (NN) und Höhennull (HN) zu NHN (DHHN92) wurde für den Havelniederungsbereich zu jeweils 0,05 m bzw. 0,15 m angenommen.
Fehlende Flächen	Das hochgenaue DGM von der Befliegung im Februar 2005 deckt nicht das gesamte Untersuchungsgebiet ab. Die fehlenden Flächen wurden mit dem <i>DGM10_SA</i> abgedeckt und die Höheninformationen der Topographischen Karte 1:10.000 (TK10) entnommen. Eine detaillierte Darstellung der DGM-Grundlagen ist in der Abbildung 2-6 gegeben.

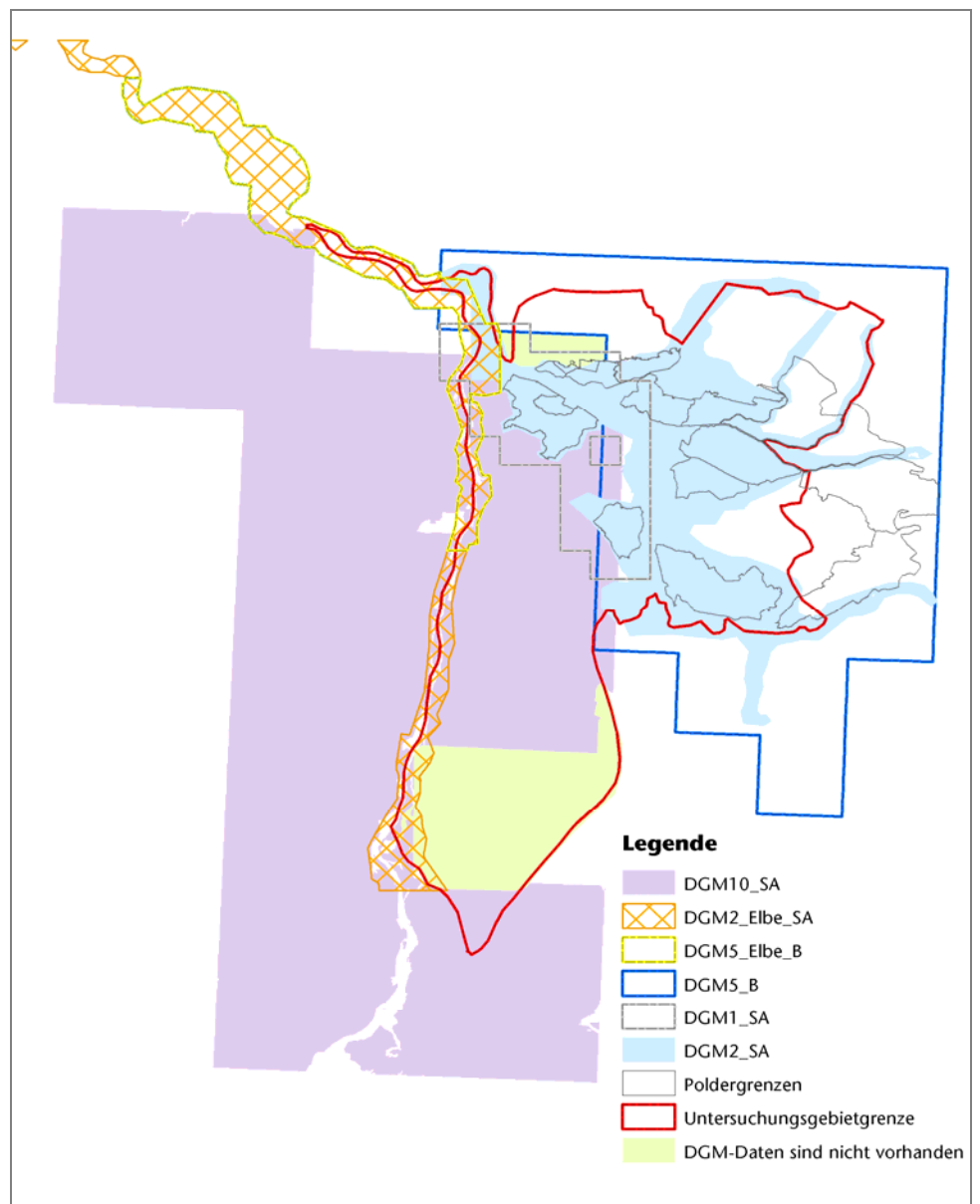


Abbildung 2-5: Grenzen der vom Auftraggeber bereitgestellten DGM und des Untersuchungsgebietes

Tabelle 2-4: DGM-Grundlagendatenübersicht

DGM Name	Auflö- sung, [m]	Lagebe- zugs- system	Höhenbe- zugs- system	Herkunft	Datum (Übergabe an WASY GmbH)	Überga- befor- mat	Beschreibung
DGM_UP	5 x 5	ETRS89, Ellipsoid GRS80	m ü.NN	Universität Potsdam	27.09.04	ESRI ASCII Grid	Das DGM ist nur für die Polder verfügbar. Grundlagen sind die Höheninformationen basierend auf der TK10. Die DGM der Polder Vehlgast, Twerl, Schafhorst sind mit den aktuellen Vermessungsdaten präzisiert (Bronstert u.a. (2004)).
DGM10_SA	10 x 10	Bessel 40/83 GK34	m ü.NN	LHW Sachsen- Anhalt	18.10.04	(x, y, z) als ASCII Datei	Das DGM ist TK10-blattweise ohne Flussbett und deckt nicht das ganze Havelniederungsgebiet von der sachsen-anhaltinischen Seite ab.
DGM2_Elbe_SA	2 x 2	Bessel 40/83 GK34	DHHN92	LHW Sachsen- Anhalt	01.06.05	(x, y, z) als ASCII Datei	Das DGM ist nur für den Elbe-Schlauch zwischen Wittenberge und Tangermünde vorhanden. Befliegung Februar 2005.
DGM5_Elbe_B	5 x 5	ETRS89, Ellipsoid GRS80	DHHN92	LUA Bran- denburg	31.08.05	ESRI ASCII- Grid	Das DGM ist nur für den Elbe-Schlauch zwischen Wittenberge und Dalchau vorhanden. Befliegung Februar 2005.
DGM5_B	5 x 5	ETRS89, Ellipsoid GRS80	DHHN92	LUA Bran- denburg	02.11.05	ESRI ASCII- Grid	Das DGM deckt alle Polder, 2 bis 10, außer dem Polder 1 und dem Elbe-Havelniederungsgebiet von km 425 Elbe (km 150 Havel) bis km 460 Elbe ab, Befliegung Februar 2005.
DGM1_SA	1 x 1	Bessel 40/83 GK34	DHHN92	LHW Sachsen- Anhalt	07.11.05	(x, y, z) als ASCII Datei	Das DGM deckt den Polder 1, teilweise die Polder 2, 3.1 und den Elbe-Schlauch im Bereich der Stadt Havelberg ab, Befliegung Februar 2005.
DGM2_SA	2 x 2	ETRS89, Ellipsoid GRS80	DHHN92	LHW Sachsen- Anhalt	11.11.05	(x, y, z) als ASCII Datei	Das DGM deckt die Polder 1 bis 6 und den Elbe-Schlauch von der Stadt Havelberg bis Elbe km 465 ab.

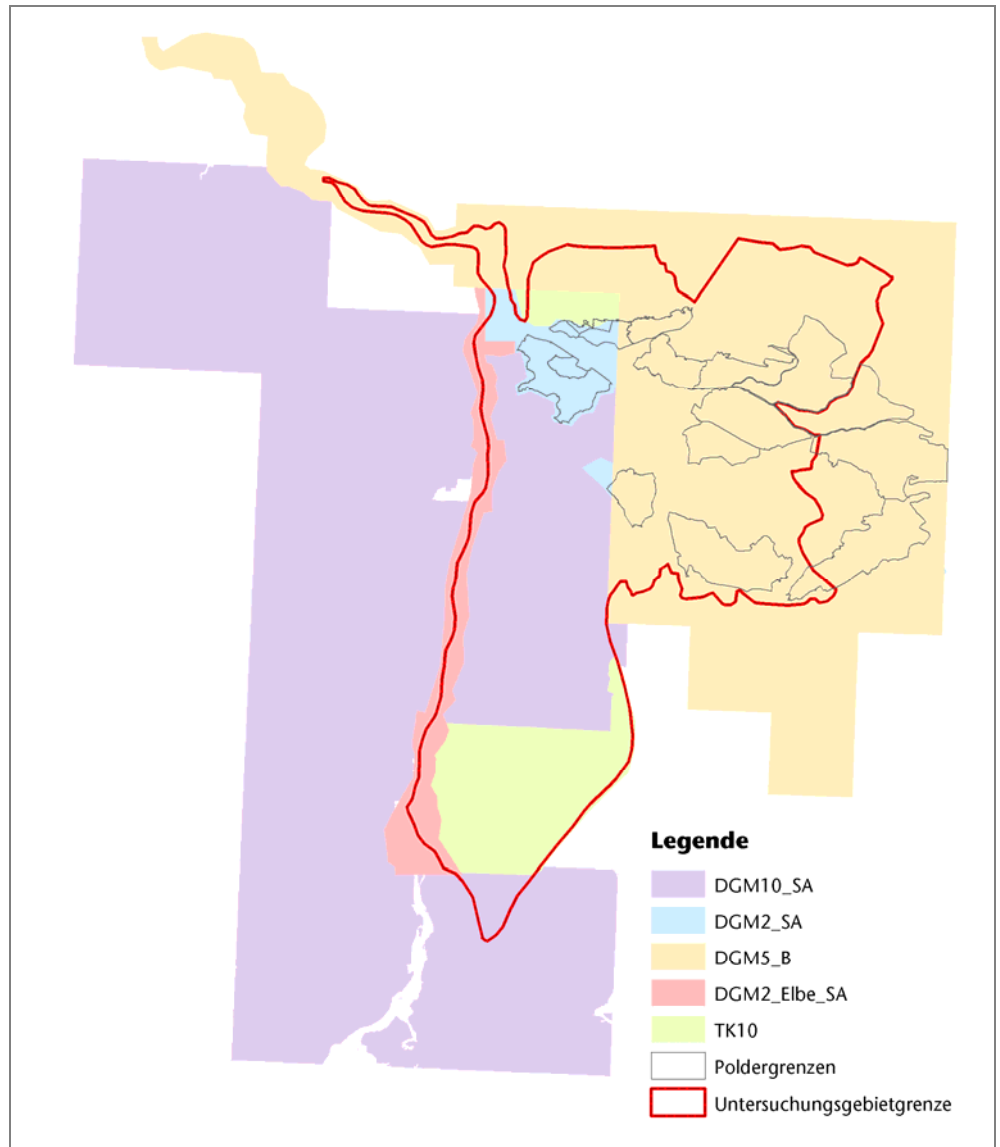


Abbildung 2-6: DGM-Grundlagen

DGM2

Die hoch aufgelösten Geländemodelle *DGM2_Elbe_SA* und *DGM2_SA* wurden als Gitterpunkte mit einem Abstand von 2 m im ASCII-Format vom LHW Sachsen-Anhalt zur Verfügung gestellt. Zuerst wurden die Gitterpunkte in ESRI Punkt-Shape-Dateien konvertiert. Für das DGM *DGM2_Elbe_SA* wurden diese Shape-Dateien zusätzlich mit der WGEO-Software (WASY, 2006) vom Koordinatensystem Bessel40/83 GK34 nach ETRS89 transformiert. Im nächsten Schritt wurden die o. g. Shape-Dateien in ArcView (ESRI, 1996) (mit der Erweiterung Spatial Analyst) zu ESRI Grid-Dateien mit der Auflösung von 2 m umgewandelt.

DGM5

Der größte Teil des Untersuchungsgebiets wurde mit dem DGM *DGM5_B* mit einer Auflösung von 5 m bearbeitet, das im ESRI ASCII-Grid-Format vom LUA Brandenburg zur Verfügung gestellt wurde. Das DGM *DGM5_B* wurde in ArcInfo (ESRI, 2004) in ein ESRI Grid mit der Auflösung von 5 m umgewandelt. In Abstimmung mit den Auftraggebern wurde entschieden, das gesamte endgültige DGM mit einer Rasterweite von 5 m zu erzeugen. Demzufolge wurden auch die beiden Grids *DGM2_Elbe_SA* und *DGM2_SA* mit der Resampling-Funktion in ArcInfo von 2 m in 5

m Rasterauflösung umgerechnet. Die Gewässerprofile für die Flüsse Elbe und Havel sind in dem von den Auftraggebern bereitgestellten DGM bereits enthalten (s. Abbildung 2-7). Die Deiche sind ebenfalls in diesem DGM erfasst und bei der DGM-Auflösung von 5 m hinreichend genau abgebildet (s. Abbildung 2-7).

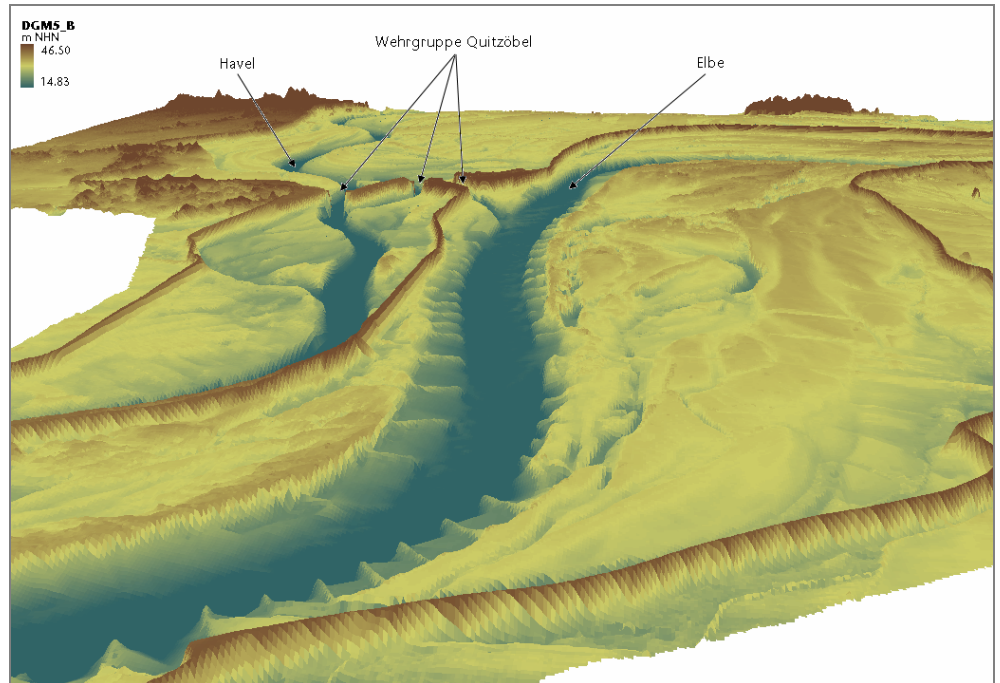


Abbildung 2-7: Integrierte Deiche und Flussprofile im DGM5_B

Datentransformation

Das *DGM10_SA* wurde TK10-blattweise ohne das Elbe-Flussbett als ASCII-Daten (x, y, z) übergeben. Diese DGM-Daten wurden zuerst nach ESRI Punkt-Shape-Dateien konvertiert und mit WGeo vom Koordinatensystem Bessel40/83 GK34 nach ETRS89 transformiert. Die Höhen wurden von NN nach NHN umgerechnet. Zum Schluss erfolgt die Transformation der Shape-Dateien in eine ESRI Grid-Datei.

Alle Grid-Dateien wurden in ArcGIS (ESRI, 2004) (mit Erweiterung Spatial Analyst) zusammengefügt. Abbildung 2-8 zeigt das endgültige fertig gestellte DGM, das im Folgenden als *DGM5* bezeichnet wird.

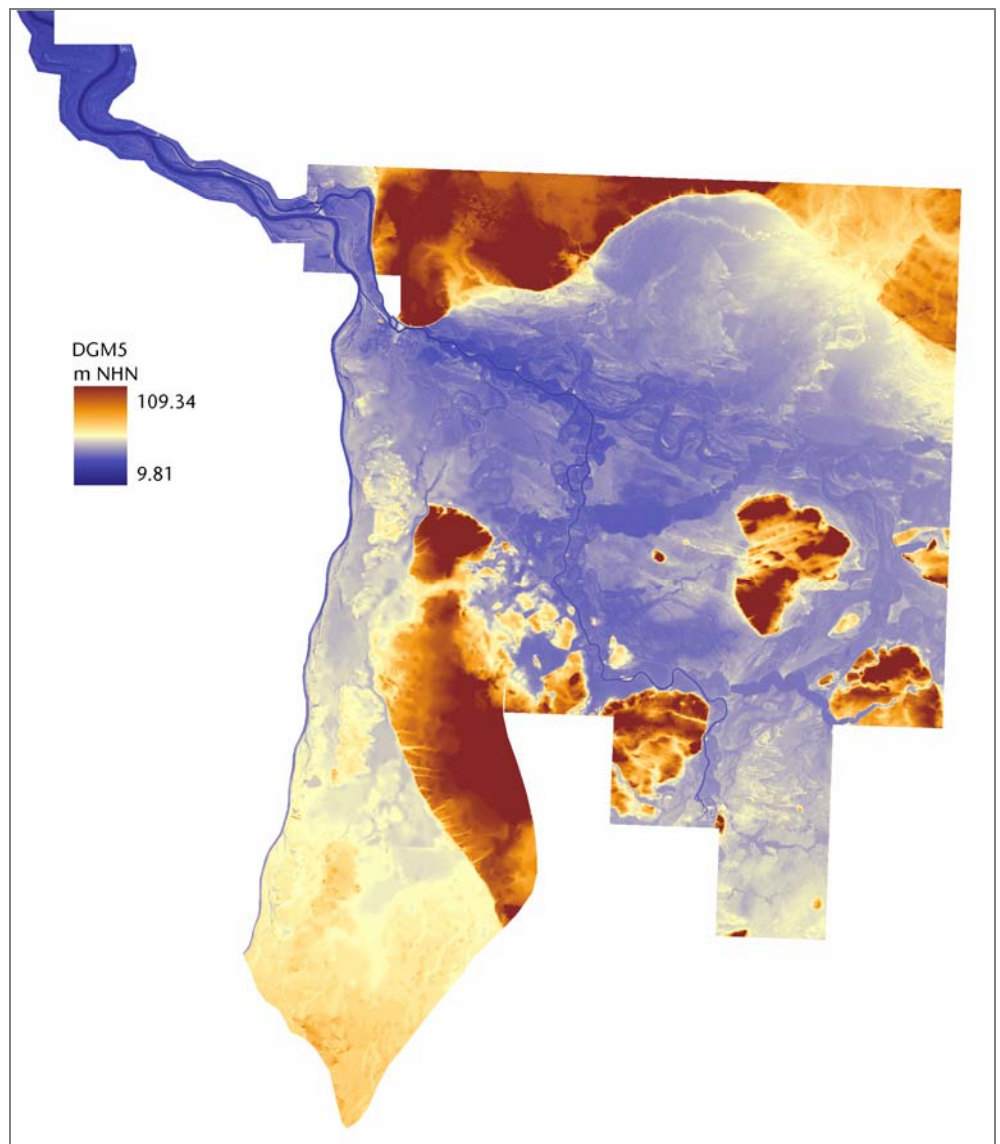


Abbildung 2-8: DGMS

2.3 Fernerkundungsdaten

Satellitendaten, Luftbilder und Orthofotos (DOP) mit unterschiedlichen Aufnahmezeiten bieten eine gute Möglichkeit, die Modellergebnisse zu überprüfen (insbesondere die Ausbreitung der Polderflutung). In Tabelle 2-5 sind die verfügbaren Fernerkundungsdaten zusammengefasst. Für die erwähnte Modellüberprüfung waren die Fernerkundungsdaten in Wasser-Land-Grenzen zu konvertieren. Diese Konvertierung sowie die Modellüberprüfung werden in Abschnitt 5.1.4 beschrieben. Für den einfacheren Vergleich zwischen ermittelten Wasser-Land-Grenzen und Modellergebnissen wurden die Orthofotos, Satellitenbilder und Flugzeugscannerdaten in das Koordinatensystem ETRS89 transformiert. Die einzelnen Luftbilder vom LHW Sachsen-Anhalt waren jedoch nicht georeferenzierbar (kein Referenzbezug). Deshalb wurden diese lediglich als HyperLinks den Aufnahmeorten zugeordnet in das Projekt-Informationssystem integriert (s. Abbildung 2-9) und als Übersichtsmaterial benutzt.

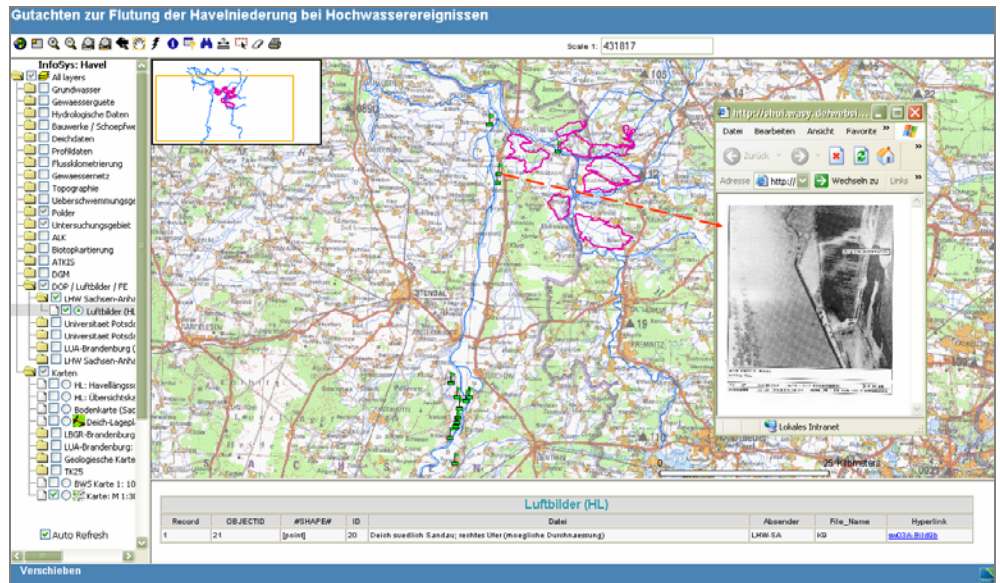


Abbildung 2-9: Luftbilder vom LHW Sachsen-Anhalt im GIS-Informationssystem

Tabelle 2-5: Fernerkundungsdaten / Orthofotos (Bronstert u.a. (2004))

Aufnahmeterrin	Art der Aufnahme	Bildaflösung, [m]	Herkunft
11.08.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
20.08.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
21.08.2002 (bis 16:00)	Orthofotos (DOP)	0,4 x 0,4	LUA Brandenburg
22.08.2002 (ca. 10:00)	Satellitenbild (ERS2)	12,5 x 12,5	Universität Potsdam
27.08.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
03.09.2002	Satellitenbild (Radarsat)	12,5 x 12,5	Universität Potsdam
12.09.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
12/13.09.2002	Flugzeugscannerdaten (Daedalus)	5 x 5	Universität Potsdam
keine Information vorhanden	Orthofotos (DOP)	0,5 x 0,5	LHW Sachsen-Anhalt
August 2002	Luftbilder	-	LHW Sachsen-Anhalt

2.4 Oberflächenwasserdaten

2.4.1 Bauwerke und Schöpfwerke

Wehre

Insgesamt konnten anhand der übergebenen Daten mehr als 25 Bauwerke in den verschiedenen Flussabschnitten ermittelt und auch mit Parametern belegt werden. Obwohl die meisten Wehre während des Hochwassers 2002 offen waren, bildeten sie auch in diesem Fall öfters eine hydraulische Barriere. Die meisten Wehre (24 Stück) wurden dementsprechend mit ihren Parametern (soweit verfügbar) in das

Polderbauwerke

Modell integriert. Sie sind in Abbildung 2-10 mit grünen Dreiecken dargestellt. Die größte Dichte an Wehren befindet sich direkt nordöstlich vom Polder Warnau. Hier liegen die Wehre Garz, Gahlberg, Gülpe und auch das Auslasswehr im Warnauer Vorfluter. In rot und blau sind die Polderbauwerke dargestellt. Sie bilden die existierenden Verbindungen zwischen den Flüssen und den Poldern. Über diese insgesamt 29 Bauwerke können die Polder (neben der möglichen Sprengung bzw. Schlitzung eines Polderdeiches) geflutet oder entleert werden. Rot sind die 6 nicht verwendeten Polderbauwerke dargestellt (nicht benutzte Schöpfwerke ohne Freiauslässe oder während der Flutung ständig geschlossene Bauwerke).

Wasserbauliche Anlagen

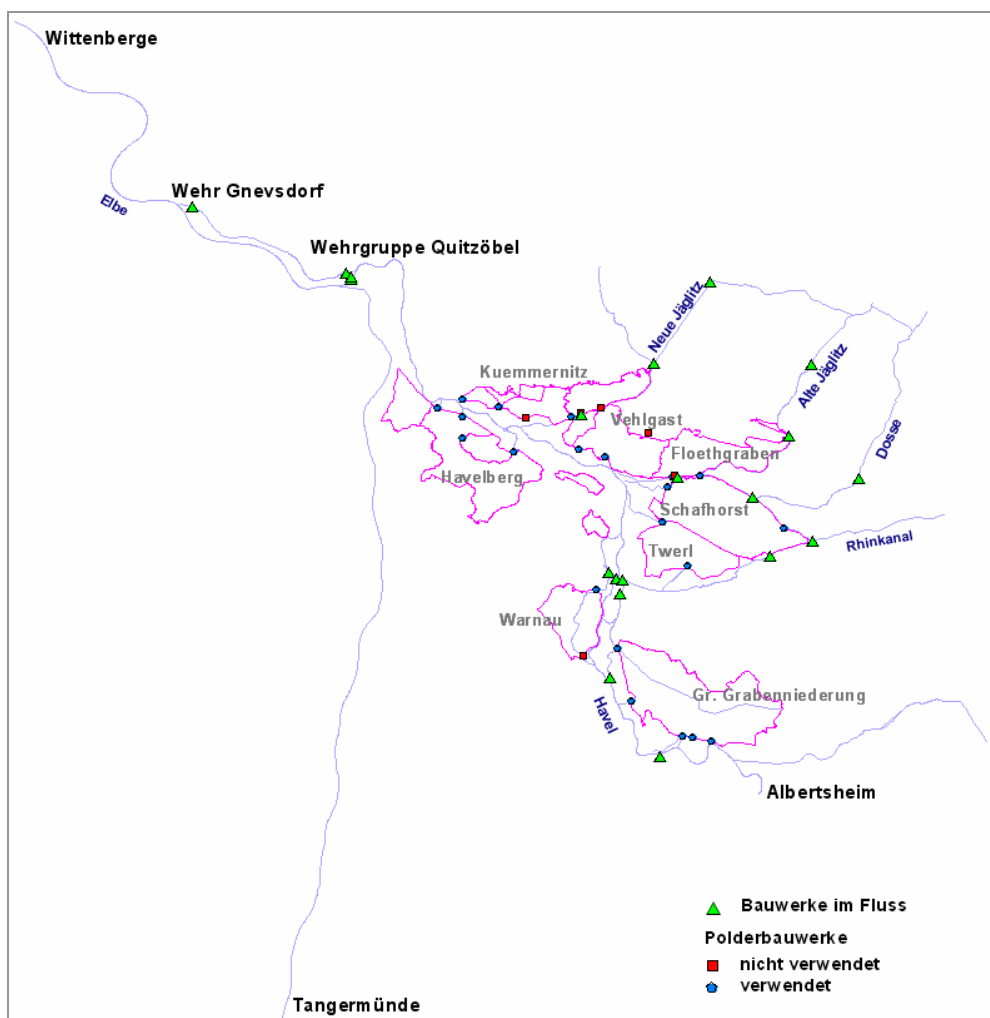


Abbildung 2-10: Berücksichtigte wasserbauliche Anlagen im Oberflächenwassermodell

2.4.2 Wasserspiegel- und Durchflussganglinien

In Abbildung 2-11 sind die drei unterschiedlichen Arten der Oberflächengewässerpegel dargestellt. Die Pegel an den Hauptflüssen sind sehr gut beobachtet. Wasserstandsdaten sind für nahezu alle Pegel als 15-Minuten-Werte verfügbar. Eine Ausnahme bilden die Pegel an der Gülper Havel, hier liegen nur Tageswerte vor. Das gilt auch für die Pegel an den Nebenflüssen und die Polderpegel der Schöpfwerke. Für die Schöpfwerke Kümmernitz und Vehlgast gilt außerdem, dass die jeweilige Datenreihe erst am 22.8.2002 beginnt. Zu diesem Zeitpunkt hat die Flutung der Polder bereits angefangen. Die Binnenpegel der Polder Trübengraben und Warnau wurden

nicht durchgehend dokumentiert. Hier fehlen die Tage 22.8. bis 25.8.2002. In Abschnitt 5.1.2 werden die Ganglinien bei der Beschreibung der Kalibrierung dargestellt.

Oberflächen-
wasserpegel

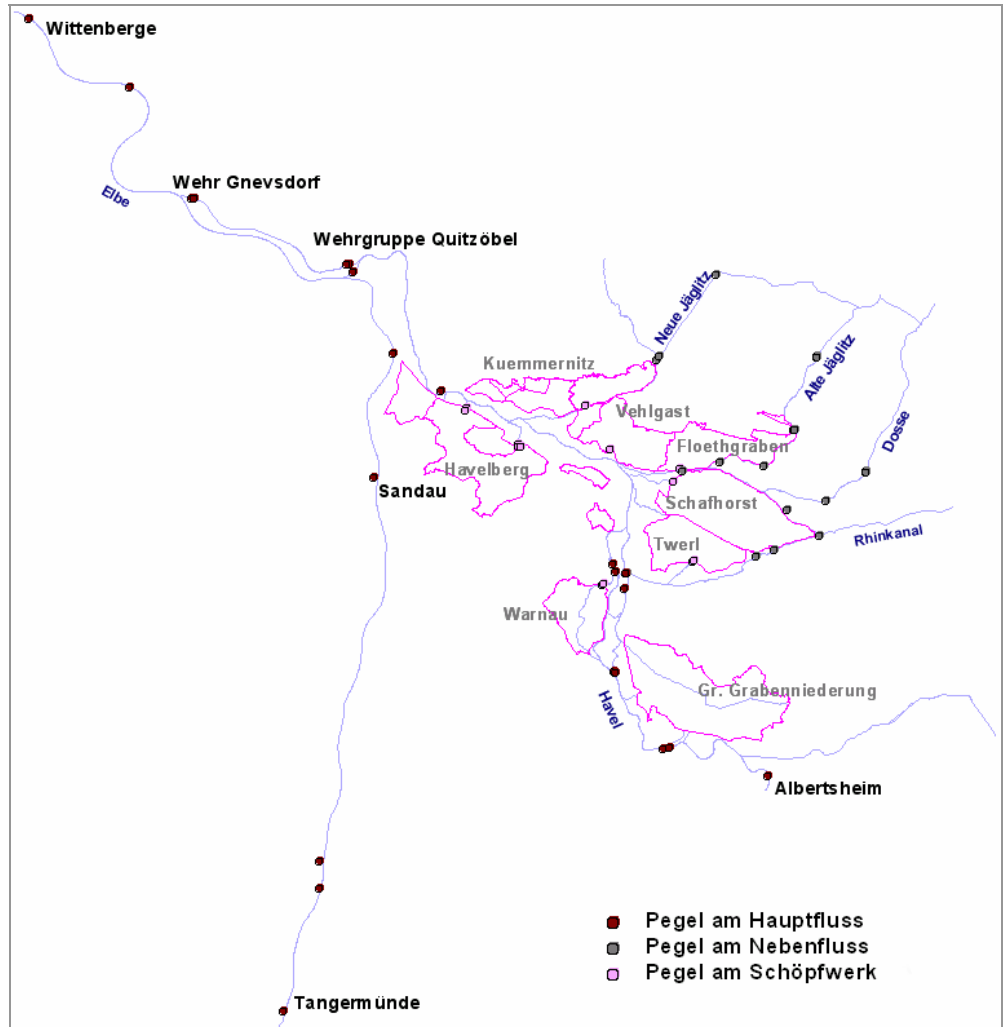


Abbildung 2-11: Oberflächenwasserpegel im Untersuchungsgebiet

Abflussganglinien wurden für die Havel vom WSA Brandenburg an den Pegeln Albertsheim, Havelberg-Stadt und am Wehr Neuwerben geliefert (s. Tabelle 2-1). Die für das Modell erforderliche Abflussganglinie am Pegel Tangemünde wurde anhand der Abflusstafel und der gemessenen Wasserstände am Pegel abgeleitet. Auf die diesbezügliche Problematik wird in Abschnitt 5.1.1 detailliert eingegangen. In Abbildung 2-12 sind die Abflussganglinien für die Pegel Albertsheim, Havelberg-Stadt und Neuwerben dargestellt.

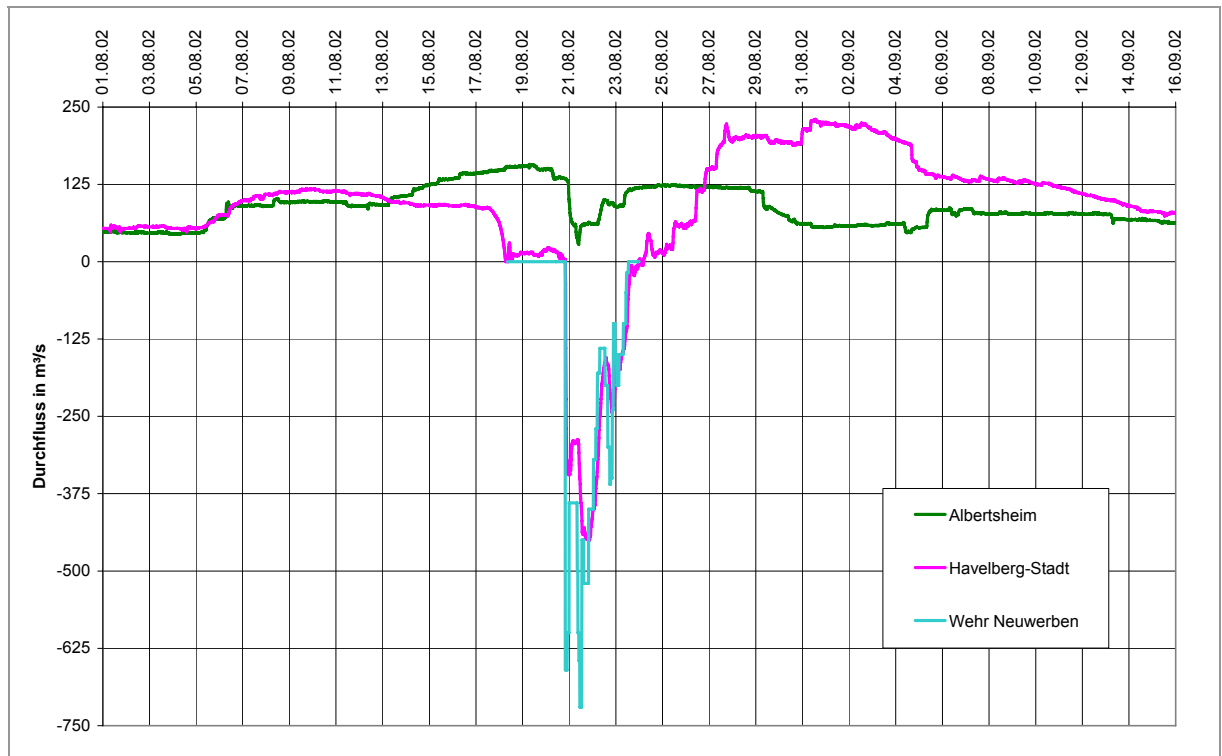


Abbildung 2-12: Abflussganglinien an den Pegeln Albertsheim und Havelberg-Stadt und am Wehr Neuwerben

2.4.3 Deichbreschen

Deichbreschen im Modell

Beim Hochwasser 2002 wurden einige Polder durch Deichsprengung geflutet. Die Abbildung 2-13 zeigt die Sprengstellen.

Die Deichbreschenprofile sind für die Erstellung des hydrodynamisch-numerischen Modells erforderlich. Als Grundlagen für die Profilerstellung der Deichbreschen wurden die Pläne im Analog-Format von den Auftraggebern übergeben. Die Pläne von LHW Sachsen Anhalt wurden eingescannt und georeferenziert. Die Höhenpunkte wurden abgeleitet und in ArcView (mit Erweiterung 3D-Analyst) zum TIN (Triangulated Irregular Network) interpoliert. Das resultierende TIN wurde in ein ESRI Grid konvertiert. Für jede Deichbresche wurde ein Profil entlang der ursprünglichen Deichkrone erzeugt. Die resultierenden Deichbreschen sind in Abbildung 2-14 dargestellt.

Deichbruch
HW2002

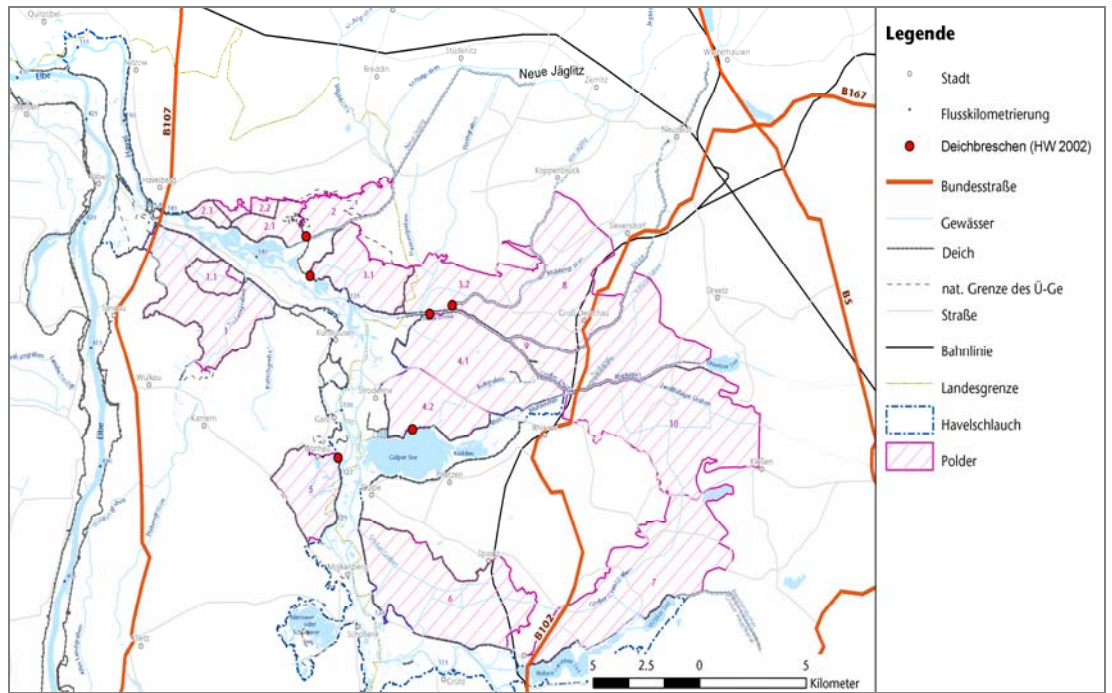


Abbildung 2-13: Lage der Deichbreschen beim HW2002

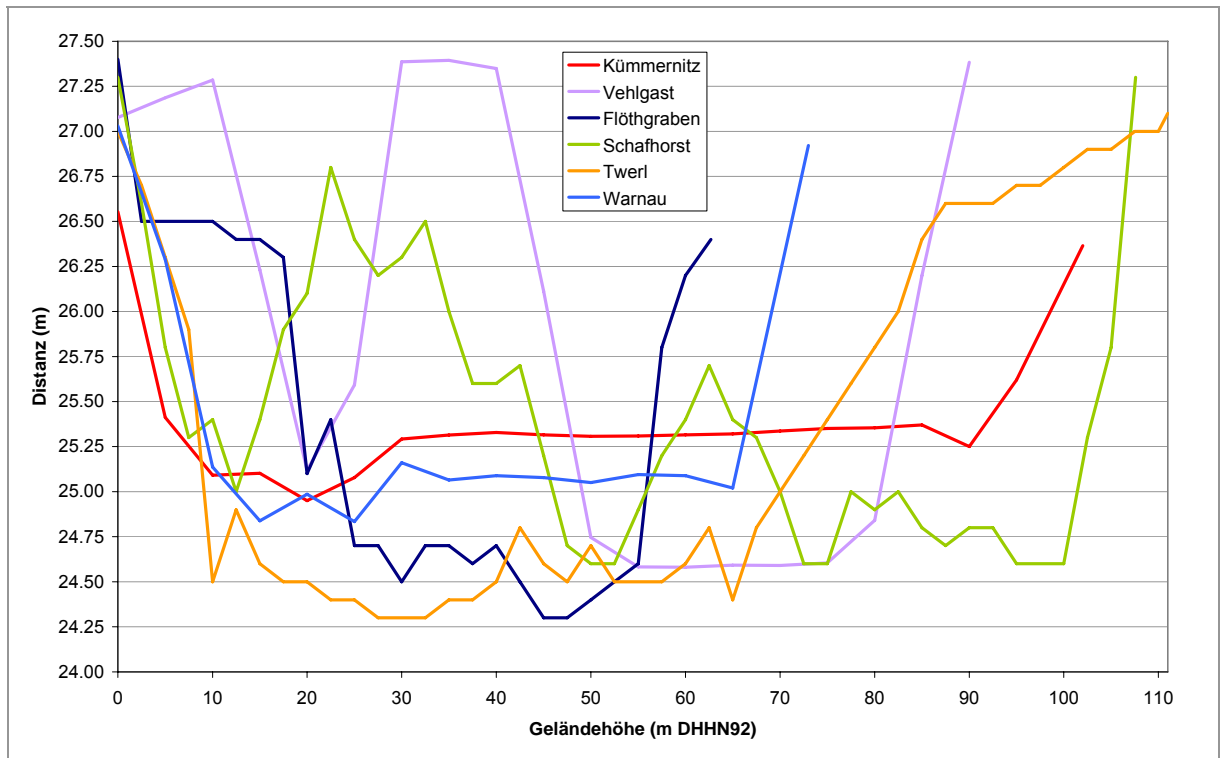


Abbildung 2-14: Verwendete Längsprofile der Deichbreschen

2.5 Grundwasserdaten

Grundwasser- messstellen	<p>Insgesamt wurden vom LUA Brandenburg 15 Grundwassermessstellen und vom LHW Sachsen-Anhalt 16 Grundwassermessstellen für die Projektbearbeitung zur Verfügung gestellt (s. Tabelle 2-1). Von den 15 in Brandenburg gelegenen Messstellen lagen für 9 Messstellen neben den Schichtenverzeichnissen auch Messwerte in wöchentlicher Auflösung vor.</p>
Zeitraum	<p>Für die 16 in Sachsen-Anhalt gelegenen Messstellen standen 15 Messreihen ebenfalls in wöchentlicher Auflösung für die Bearbeitung zur Verfügung. Davon liegt eine Messstelle außerhalb des Modellgebietes und zwei Messstellen sind nicht in den Modellrechnungen betrachteten oberen Grundwasserleiter verfiltert, so dass für die instationäre Modellkalibrierung des oberen Grundwasserleiters (s. Abschnitt 5.2) vom LHW LSA 12 und vom LUA Brandenburg 9 Ganglinien verwendet wurden.</p>
Dynamik	<p>Die Messreihen umfassten den Zeitraum vom 01.11.01 bis 31.10.02, wobei die instationäre Modellkalibrierung für den Zeitraum vom 01.08. bis 30.09.2002 erfolgte. In der folgenden Abbildung 2-15 und in Abbildung 2-16 sind exemplarisch einige Ganglinien von havelnahen und -fernen Messstellen dargestellt.</p> <p>Die von der Havel entfernt liegenden Messstellen weisen eine nur geringe vom Hochwasserereignis beeinflusste Dynamik auf. Während der Grundwasseranstieg zwischen dem 01.08. bis 28.08.02 bei den in Havelnähe gelegenen Messstellen bis zu 2,5 m beträgt, steigen die Grundwasserstände an den havelfernen Messstellen lediglich um etwa 0,2 bis 0,5 m an (s. auch Abschnitt 5.2).</p>

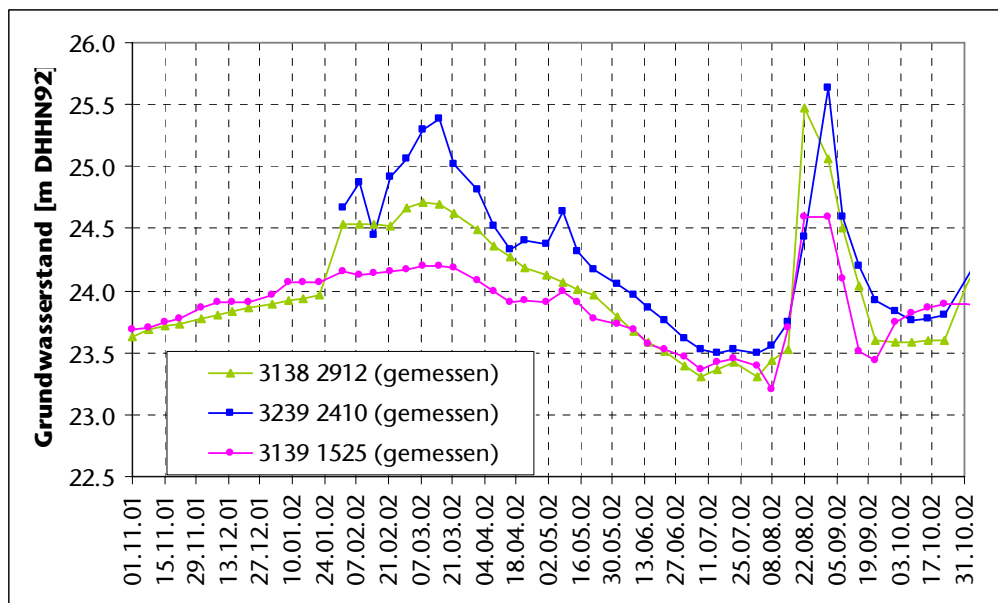


Abbildung 2-15: Grundwasserstandsgang 01.11.01 bis 31.10.02 an havelnahen Standorten

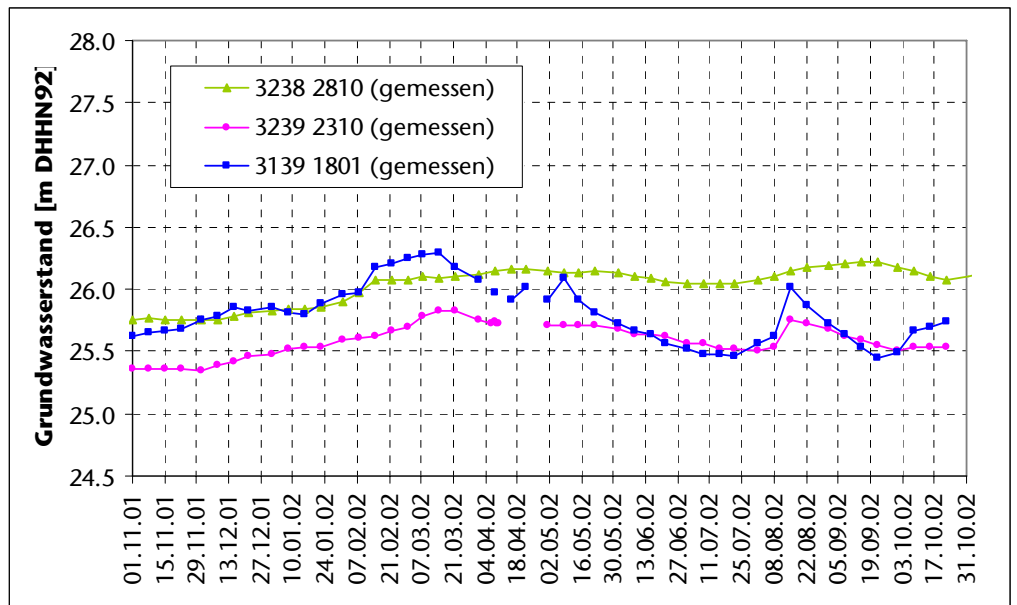


Abbildung 2-16: Grundwasserstandsgang 01.11.01 bis 31.10.02 an havelfernen Standorten

3 Methodik- und Modellaufbau

3.1 Einführung

Das Modellsystem sollte folgende Anforderungen erfüllen, um eine Optimierung des Hochwasserregulierungssystems sachgerecht zu gewährleisten:

**Anforderung
an Modell-
systeme**

- hydrodynamische Modellierung des Abflusses in der Elbe (zwischen Tangermünde und Wittenberge) und des Gewässersystems in der Havelniederung bis zum Wehr Grütz, Berücksichtigung aller relevanten hydrotechnischen Bauwerke
- flexible Anbindung von Poldern über Bauwerke oder Deichbreschen, flächendifferenzierte Modellierung der Polderflutung und -entleerung
- Berücksichtigung der Speicherwirkungen im Untergrund durch Kopplung des hydrodynamischen Oberflächenwassermodells mit einem Grundwassermodell
- Sicherung akzeptabler Rechenzeiten, um ausreichend intensive Szenarioanalysen durchführen zu können.

Ausgehend von den o. g. Anforderungen wurde, unter Berücksichtigung von Erfahrungen bei der Modellierung von Polderflutungen in Hamburg (ACKERMANN, KADEN, 2004) ein gekoppeltes Modellsystem mit folgenden Komponenten aufgebaut:

**gekoppeltes
Modellsystem**

- hydrodynamisches Modell MIKE 11 (DHI, 2002) zur Modellierung der Abflussprozesse in den Gewässern und Poldern (1 1/2D Modell unter Nutzung von Speicherelementen und Linkkanälen).
- instationäres 3D-Grundwassermodell mit FEFLOW (DIERSCH, 2005) für die Modellierung der Grundwasserströmungsprozesse im Untersuchungsgebiet.
- Schnittstelle IFMMIKE11 zwischen den beiden oben genannten Komponenten, die es ermöglicht beide Modelle gekoppelt rechnen zu lassen, wodurch die gegenseitigen Wechselwirkungen genauestens abgebildet werden können.

Das Modellsystem ist in Abbildung 3-1 schematisch dargestellt. Nachfolgend werden die einzelnen Komponenten in getrennten Abschnitten besprochen. Die für den Aufbau des Modells erforderlichen GIS-Arbeiten werden im Abschnitt 4 dargestellt.

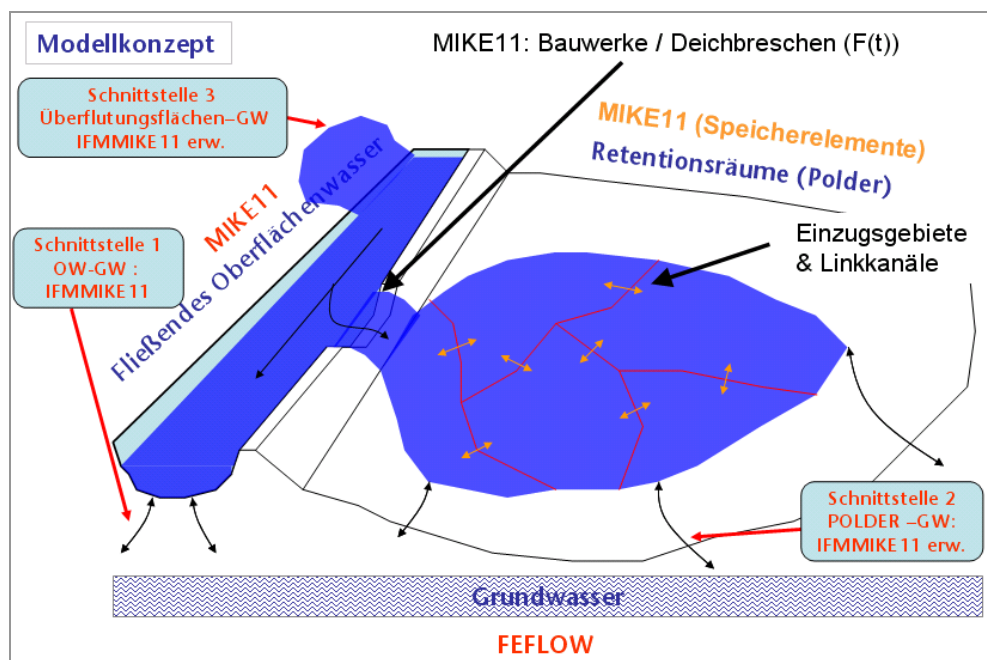


Abbildung 3-1: Modellsystem

3.2 Hydrodynamisches Modell MIKE 11

Entsprechend Abbildung 3-1 besteht das hydrodynamische Modell aus folgenden drei Komponenten:

- Fließendes Oberflächengewässer,
- Polder,
- Bauwerke und Deichbreschen.

Die Komponenten werden nachfolgend in getrennten Abschnitten vorgestellt.

3.2.1 Komponente „Fließendes Oberflächengewässer“

Gewässer-
profile

Die Komponente „Fließendes Oberflächengewässer“ besteht aus den Fließgewässern Elbe und Havel, allen Nebengewässern der Havel sowie auch aus den Verbindungsstrecken zu den Poldern. Sie werden mit einem regulären MIKE11-Modell beschrieben. In diesem Modell konnten die Profile direkt aus dem aufbereiteten DGM (s. Abschnitt 2.2) extrahiert und in ein für MIKE11 lesbares Format konvertiert werden (s. Abbildung 3-2). Auch die Bauwerke Quitzöbel und Neuwerben konnten auf einfache Weise in das Modell integriert werden. Auf Grund der Tatsache, dass während der Flutung die Hubhöhen der einzelnen Schützen unterschiedlich gesteuert wurden, mussten die einzelnen Schütze jedoch in getrennten Flussabschnitten modelliert werden. Dies gilt auch für die unterschiedlichen Einstellungen der Nadelwehre Garz und Grütz. Hier musste die Havel in 18 beziehungsweise 15 Teilstrecken aufgeteilt werden. Nur auf diese Weise konnte der Einfluss der unterschiedlichen horizontalen Einengungen bei unterschiedlicher Anzahl der gesetzten Nadeln mit einem 1D-Modell effektiv berücksichtigt werden. Die zu dieser Komponente gehörenden Flussabschnitte und Bauwerke sind in Abbildung 3-3 dargestellt.

Wehre

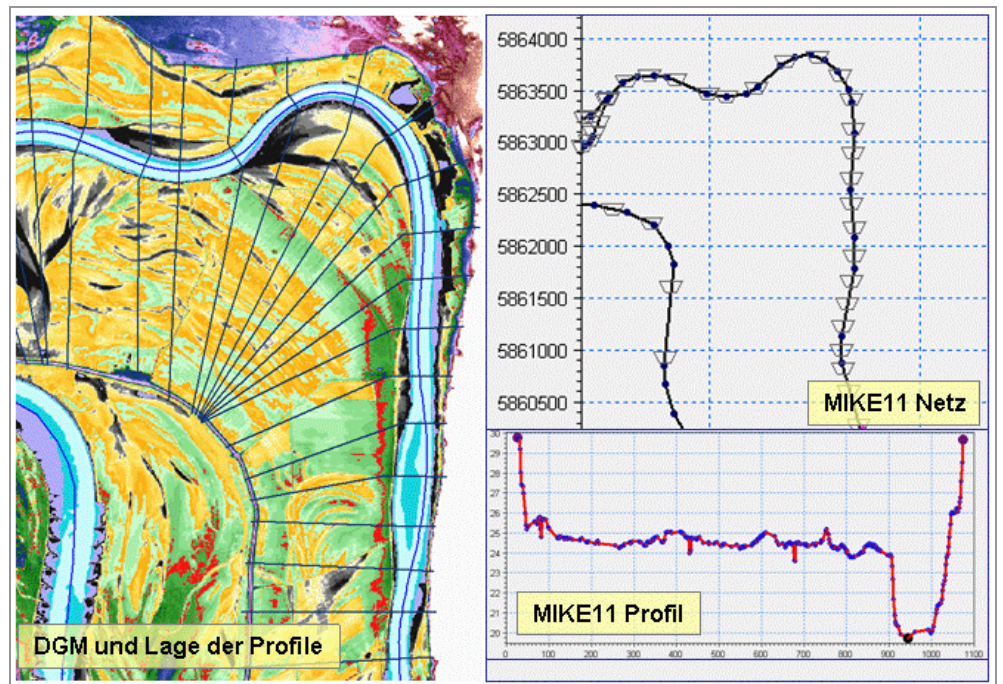


Abbildung 3-2: Extrahierung der Profile

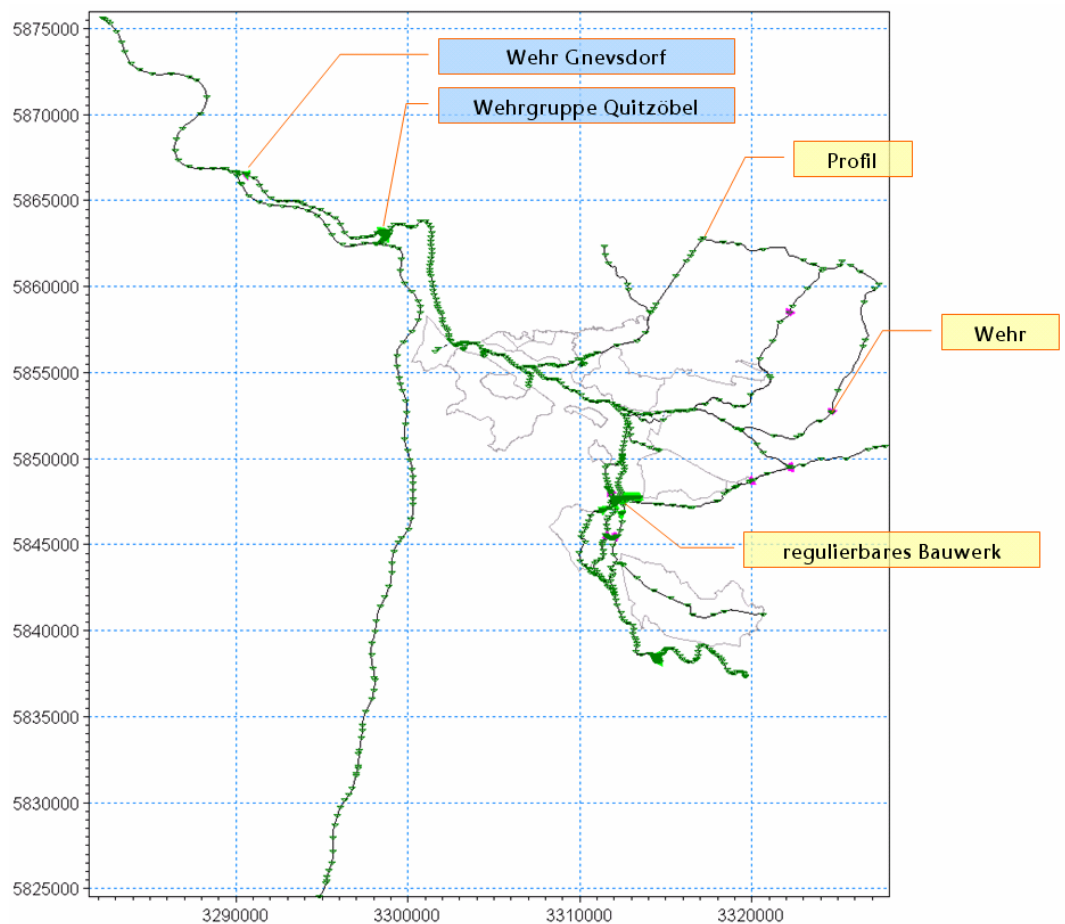


Abbildung 3-3: Komponente „Fließendes Oberflächengewässer“

3.2.2 Komponente „Polder“

Teileinzugsgebiete

Die Komponente „Polder“ wird gleichfalls mit einem MIKE11-Modell beschrieben. Da MIKE11 jedoch „nur“ ein 1D-Modell ist, gleichzeitig das Modell aber geeignet sein sollte, die Ausbreitung der Flut innerhalb des Polders abzubilden, müsste das Modell so aufgebaut werden, dass es einem 2D-Modell nahezu gleichkommt.

Zu diesem Zweck wurden die Polder in mehrere Teileinzugsgebiete aufgeteilt. Die Teileinzugsgebiete sind entweder durch natürliche Erhöhungen oder durch künstliche Barrieren wie Straßen oder Deiche von einander getrennt. Auf die Festlegung dieser Grenzen wird im Abschnitt 4.1 detailliert eingegangen. Die generelle Möglichkeit, für diese Polder-Komponente ein 2D-Modell in das System zu integrieren, wurde wegen der langen Rechenzeiten (FÖRSTER,2006) verworfen.

Jedes Teileinzugsgebiet wird in MIKE11 durch einen einzelnen Fluss (Speicherelement) abgebildet (s. Abbildung 3-4). Dieser Fluss hat nur zwei Profile, die zusammen mit der Länge des Flusses für jeden beliebigen Wasserstand das geflutete Volumen des Teileinzugsgebietes abbilden sollten. Dazu gibt es in MIKE11 mehrere Möglichkeiten. Zuerst wurde die Möglichkeit der „zusätzlichen Profilfläche“ (hierbei kann für jeden beliebigen Wasserstand eine zusätzliche Speicherfläche definiert werden, s. Abbildung 3-5) getestet.

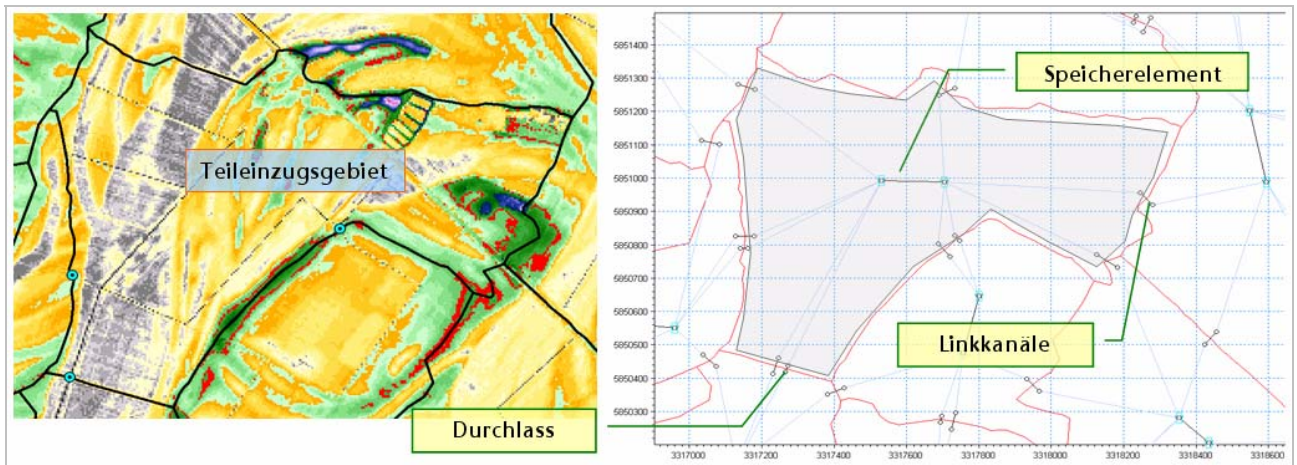


Abbildung 3-4: Modellierung der Teileinzugsgebiete

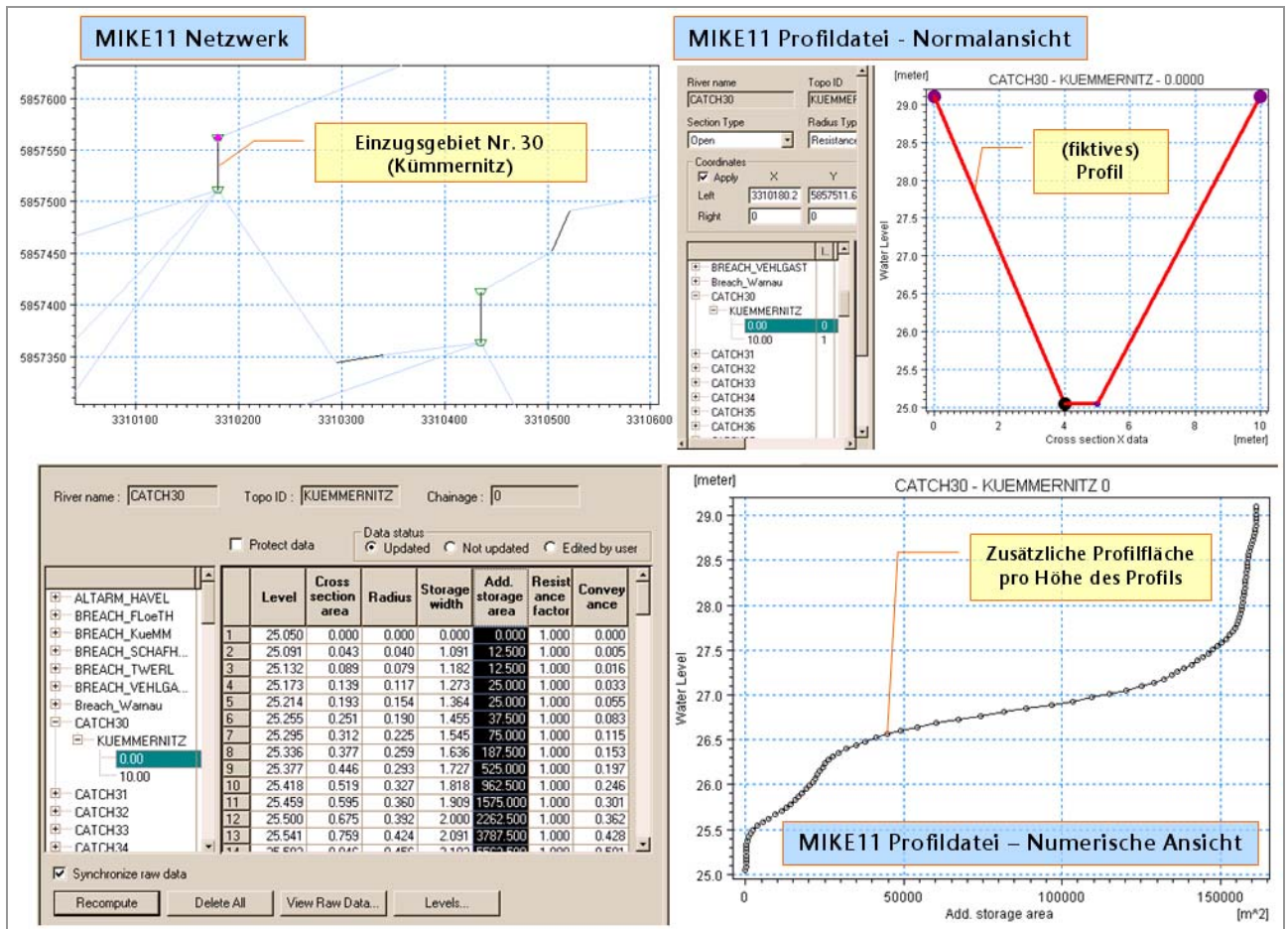


Abbildung 3-5: Zusätzliche Profilfläche

Diese Methode hat sich jedoch als numerisch instabil erwiesen und hat auch weitere Nachteile.

Praktikabel war der zweite Ansatz. Bei dieser Methode ergibt sich die Länge des Teileinzugsgebietsflusses direkt aus der maximal gefluteten Fläche des Teileinzugsgebietes. Die zu bestimmende Länge ergibt sich aus der Hälfte der Seite der quadratischen Fläche, die genau so groß ist wie die maximal geflutete Fläche des Polders. Dies ist in Abbildung 3-6 für das Teileinzugsgebiet Nr. 30 im Polder Kümmernitz dargestellt.

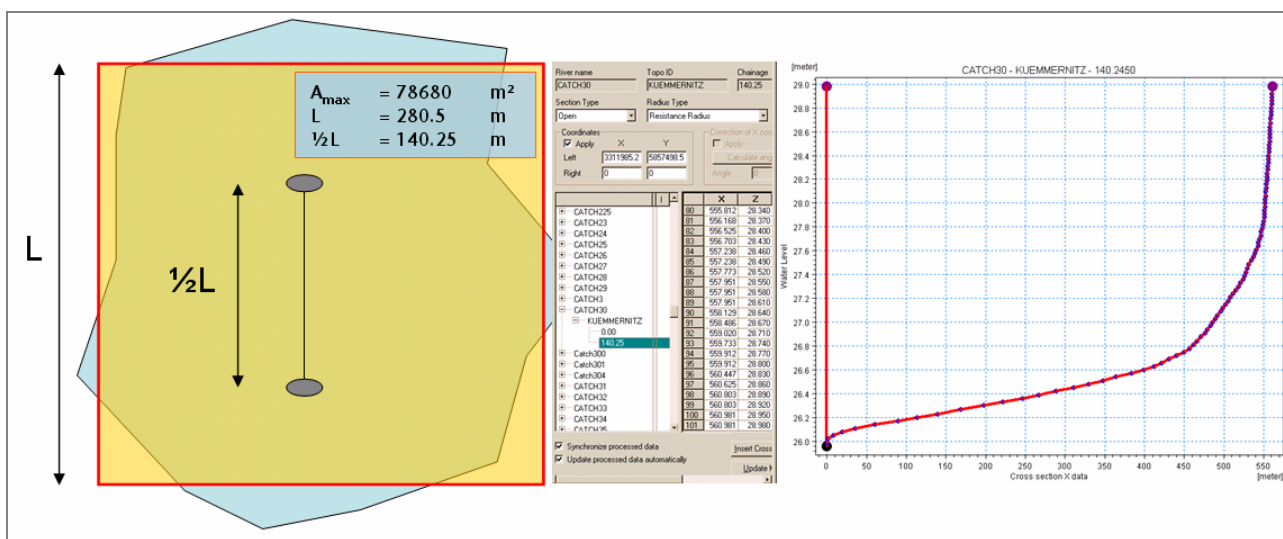


Abbildung 3-6: Quadratische Fläche

Flutungs-
flächen

Damit wird das Volumen, das in einem Teileinzugsgebiet bei einem bestimmten Wasserspiegel geflutet ist, noch nicht abgebildet. Hierzu sollten bei dieser Methode die beiden Profile des Teileinzugsgebietsflusses eine repräsentative Breite für jeden beliebigen Wasserspiegel haben. Wenn diese Breite mit der Länge des Flusses multipliziert wird, sollte genau die Fläche, die bei diesem Wasserspiegel im Teileinzugsgebiet geflutet ist, als Ergebnis vorliegen. Am obigen Beispiel kann dies kontrolliert werden. Durch die Multiplikation der maximalen Breite von 561 m mit der Länge $\frac{1}{2}L$ des Flusses (140,25 m) ergeben sich 78.680 m², genau die maximale Fläche des Einzugsgebietes. Mit einem GIS-System ist es möglich, für eine Reihe von unterschiedlichen Wasserspiegeln die jeweiligen Flutungsflächen innerhalb des Einzugsgebietes zu berechnen. Wenn diese Flächen durch die Länge des Flusses dividiert werden, bekommt man genau die erwünschten Breiten. Mittels eines einfachen Scripts ist es dann unproblematisch, die Profile in ein für MIKE11 lesbares Format zu konvertieren.

Linkkanal

Wie oben bereits erläutert, sind die einzelnen Teileinzugsgebiete durch natürliche oder künstliche Erhebungen voneinander getrennt. Da gerade diese Grenzen die Ausbreitung der Flut innerhalb des Polders beeinflussen, war es unbedingt erforderlich diese im Modell realitätsnah abzubilden. Genau zu diesem Zweck stellt MIKE11 das Element Linkkanal zur Verfügung (s. Abbildung 3-4). Ein Linkkanal braucht keine Profile, er enthält lediglich eine Tabelle, worin für eine beliebige Anzahl von Wassertiefen die repräsentativen Überfallbreiten gespeichert sind. Modellintern behandelt MIKE11-Linkkanäle sogar als Bauwerke, damit das hydraulische Verhalten bei freiem Überfall, bei rückgestauter Überströmung sowie auch der Übergangsbereich berücksichtigt werden. Für alle im Modell vorhandenen 469 Teileinzugsgebietsgrenzen konnten mittels einiger Scripts aus dem DGM auf effektive Weise die Höhen mit einem Intervall von 5 m bestimmt werden. Durch aufsteigendes Sortieren dieser Höhen erhält man die gewünschten Wasserspiegelhöhen. Die repräsentative Breite ergibt sich aus dem (unsortierten) Intervallindex multipliziert mit der Intervalllänge. Das Ergebnis konnte mit einem Script innerhalb des GIS-Systems in ein für MIKE11 lesbares Format konvertiert werden. Eine kleine Korrektur der sortierten Liste musste dennoch vorgenommen werden, da MIKE11 bei einem Linkkanal eine Liste stetig zunehmender Höhenwerte erfordert. Die unterschiedlichen Kantenlisten sind beispielsweise für Teileinzugsgebiet Nr. 147, die Kante zum Teileinzugsgebiet Nr. 130 (Schafhorst) in Abbildung 3-7 dargestellt. Aus dieser Abbildung wird deutlich, dass diese Kante bei einem Wasserspiegel von 26,4 m DHHN92 eine Überfallbreite von

700 m aufweist. Die Abbildung zeigt außerdem, dass die Kante erst ab einem Wasserspiegel von 25.59 m DHHN92 aktiv wird.

MIKE11 ermöglicht es nachträglich die erforderlichen Durchflusstabellen für alle Linkkanäle gleichzeitig zu berechnen. Ein Beispiel der Integration des bereits diskutierten Linkkanals (Link_130_147) in MIKE11 ist in Abbildung 3-8 gegeben. Bei einem Wasserspiegel von 1,01 m über der niedrigsten Stelle der Kante (entspricht einem Wasserspiegel von 26,60 m DHHN92) wird modellintern eine Überfallbreite von 760 m angenommen.

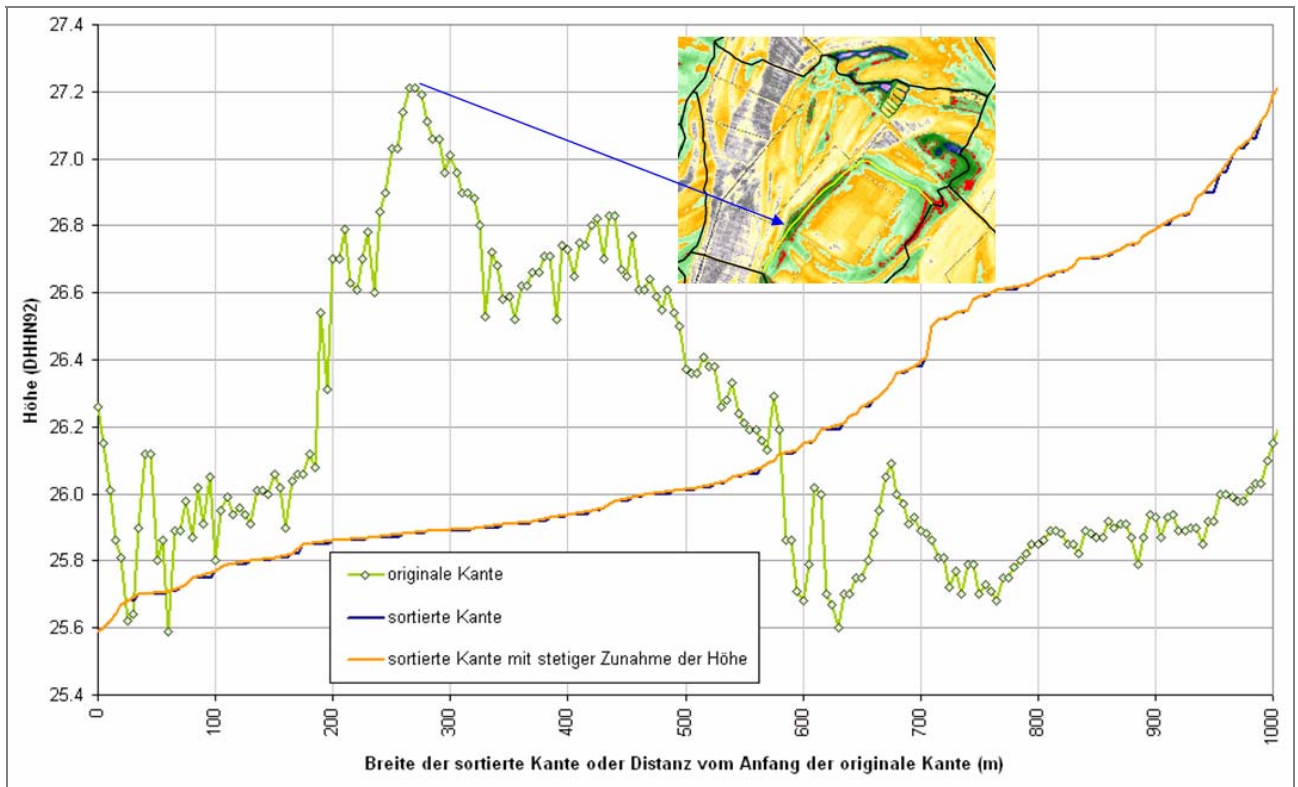


Abbildung 3-7: Grunddaten der Kante

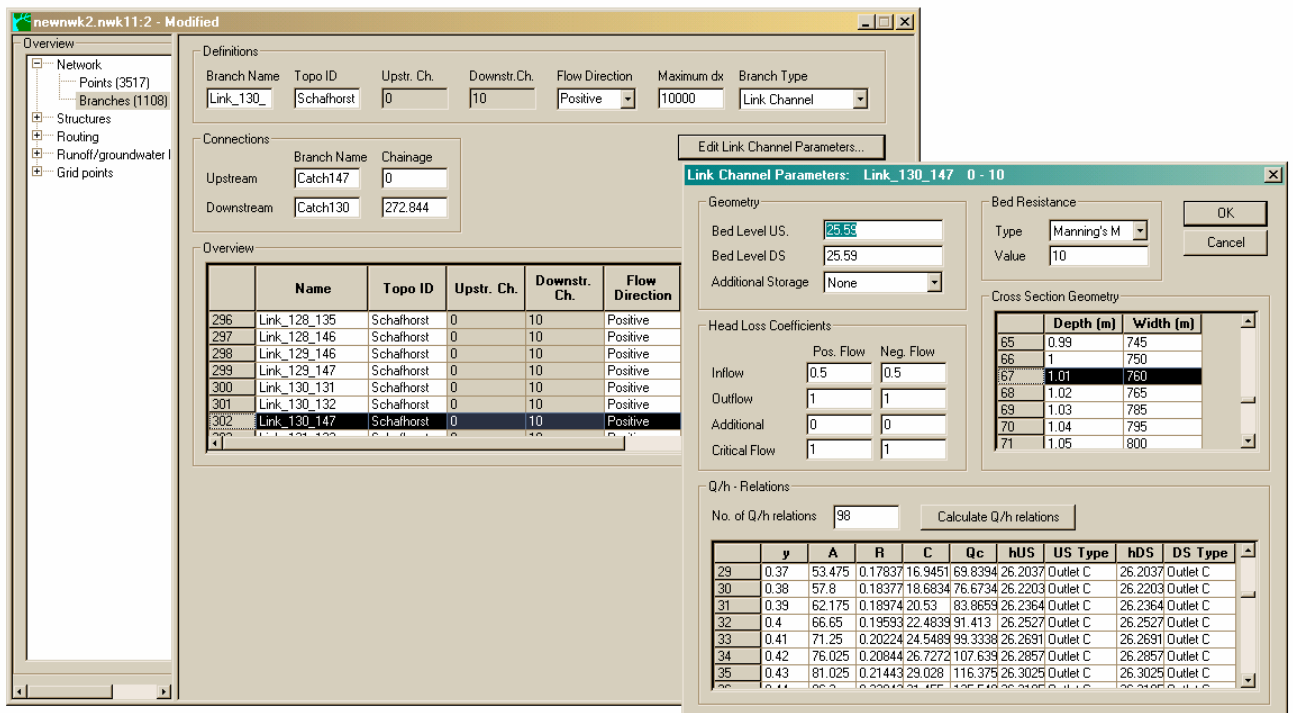


Abbildung 3-8: Integration in MIKE11

Bauwerke

Viele der festgelegten Grenzen zwischen den Teileinzugsgebieten sind nicht komplett geschlossen. Durch Brücken, Durchlässe oder sonstige Öffnungen findet ein Austausch zwischen zwei Teileinzugsgebieten statt, bevor die trennende Teileinzugsgebietsgrenze überströmt wird. Diese Bauwerke beeinflussen damit die Ausbreitung der Flut erheblich und sollten daher durch das Modell abgebildet werden. Leider konnten bezüglich der Maße dieser Bauwerke seitens der Auftraggeber keine Daten übermittelt werden. Um deren Einfluss dennoch abbilden zu können, wurde ein Standardprofil der Öffnung generiert, das bei der Kalibrierung nur selten geringfügig angepasst werden musste. Das Standardprofil hat eine Breite der Sohle von 0,5 m. Die Breite nimmt in der Höhe bis 2,5 m linear bis einer maximalen Breite von 1 m zu.

Durchlässe

Zur Bestimmung der Sohlhöhe eines Durchlasses wird in beiden angrenzenden Teileinzugsgebieten der niedrigste Punkt des DGM ermittelt. Anschließend wird der höhere der beiden Werte noch um 5 cm erhöht, um zu verhindern, dass zwischen den beiden Teileinzugsgebieten bereits zu Beginn der Simulation ein Austausch stattfindet. Allerdings bedeutet dieser Ansatz auch, dass die Flüsse, die diese Öffnungen im Modell repräsentieren sollen, zu Beginn der Simulation trocken sind. Es hat sich heraus gestellt, dass MIKE11 in diesem Fall zusätzlich Wasser in das Modell bringt, um den betreffenden Fluss nass zu halten. Dies führte jedoch zu Massenbilanzfehlern, die nicht akzeptabel waren. Es wurde daher beschlossen, auch diese Flüsse als Linkkanäle in das Modell zu integrieren. Dazu wurde das gewählte Profil in eine Wasserstand-Überfallbreite-Tabelle konvertiert. Die in MIKE11 berücksichtigte Wasserstand-Abflusskurve (bei freiem Überfall) ist in Abbildung 3-9 dargestellt. Die Lage der Durchlässe ist Abbildung 3-10 zu entnehmen. In dieser Abbildung ist exemplarisch das Teileinzugsgebiet Nr. 172 (Warnau) im Detail dargestellt. Auch die 270 im Modell vorhandenen Durchlässe konnten mittels eines Scripts auf bequeme Weise aus dem GIS in das Modell transferiert werden.

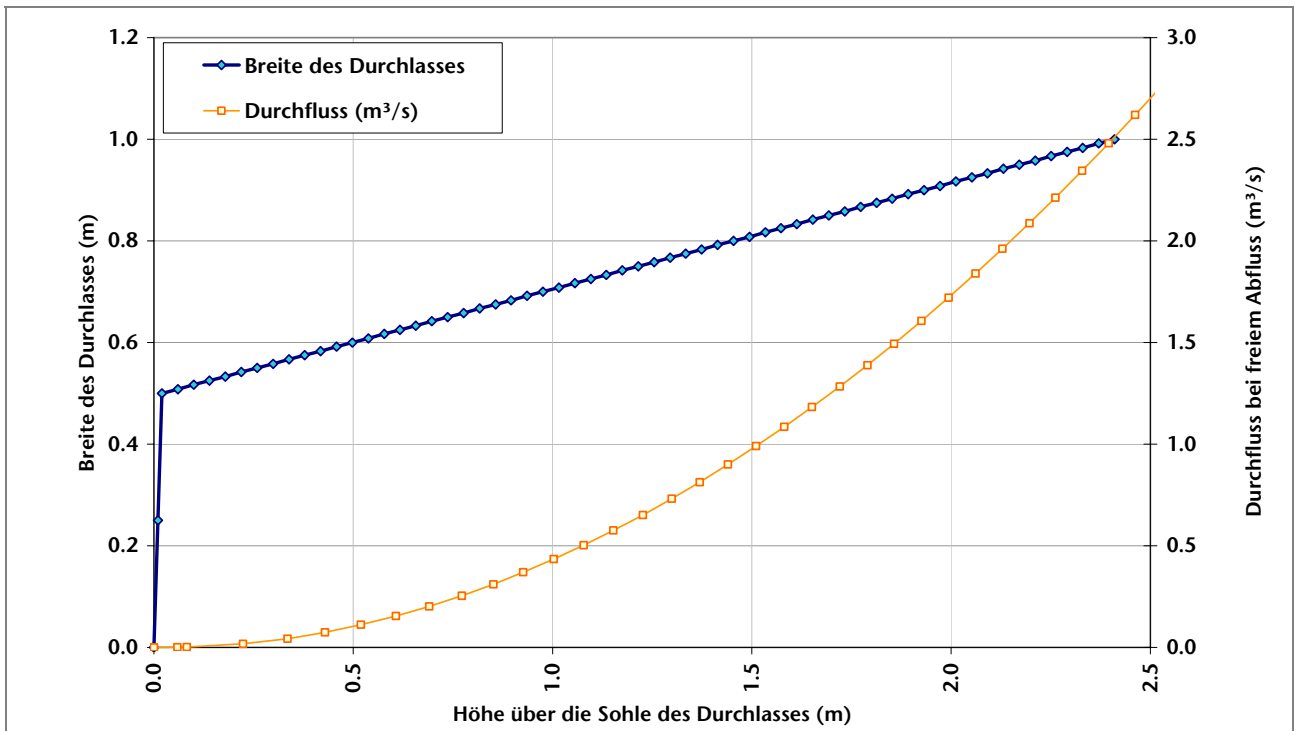


Abbildung 3-9: Durchlasskurve

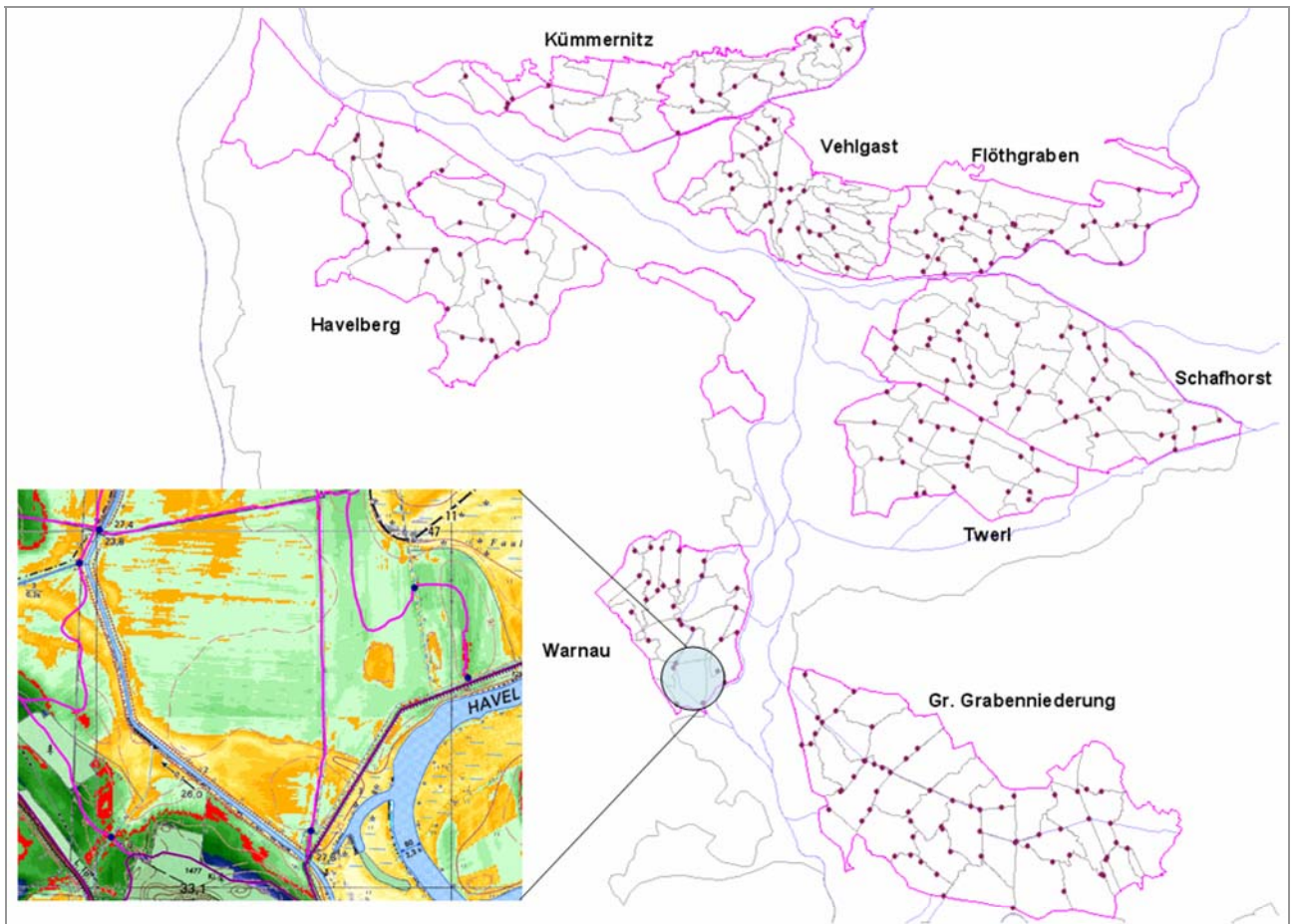


Abbildung 3-10: Lage der Durchlässe

3.2.3 Komponente „Bauwerke/Deichbreschen“

Siele und Freiauslässe der Schöpfwerke

Deichbreschen

Die letzte Komponente „Bauwerke/Deichbreschen“ stellt die Verbindung zwischen den vorangegangenen Komponenten „Fließendes Oberflächengewässer“ und „Polder“ dar. Sie bildet die tatsächliche Flutungssteuerung der Polder ab. Für die Flutung der sieben Polder im Jahr 2002 (Polder 3 und 4 bestehen beide in der Realität aus zwei von einander getrennten Poldern, Polder 6 wurde 2002 nicht geflutet) wurden sowohl vorhandene Bauwerke (Siele und Freiauslässe der Schöpfwerke) als auch künstliche (temporäre) Deichbreschen berücksichtigt. Nur Polder 1, Polder Trübengraben (teilweise auch Polder Havelberg genannt), wurde nur durch das Öffnen der existierenden Bauwerke geflutet. Polder 3.2 (Flöthgraben), Polder 4.1 (Schafhorst) und Polder 5 (Warnau) wurden sowohl durch künstliche Deichbreschen als auch durch vorhandene Bauwerke geflutet. Polder 2 (Kümmernitz), Polder 3.1 (Vehlgast) und Polder 4.2 (Twerl) wurden nur durch Deichbreschen geflutet, wobei Bereiche des Polders 2 als einziger Polder auch durch natürliche Deichbrüche geflutet wurden. Für die Polder 4.1 und Polder 4.2 wurden bei der Entleerung der Polder zusätzlich kleinere Bauwerke geöffnet. Bei Polder 3.1 wurde dies mangels fehlender Bauwerke durch das Schöpfwerk Vehlgast-Ost, sowie durch weitere temporäre Pumpanlagen erreicht. Um sowohl die Flutung als auch das Leerlaufen der Polder realitätsnah abbilden zu können, sollten all diese Elemente in das Modell integriert werden. Sie haben gemeinsam, dass sie zeitlich gesteuert wurden. Nun ist es in MIKE11 leider der Fall, dass die Bauwerke, die zeitlich gesteuert werden können, von ihren Dimensionen her nur recht einfach zu gestalten sind. Damit konnten Deichbreschen (ihre Maße wurden vom Auftraggeber detailliert übergeben, s. Abschnitt 2.4.3) oder runde Durchlässe nicht durch ein einzelnes Bauwerk abgebildet werden. Für diese Fälle wurde entschieden, in den betreffenden Verbindungskanal zwei Bauwerke aufzunehmen. Ein Bauwerk, das die Maße getreu wiedergibt, und ein Bauwerk, das von der Dimension her dieses erste Bauwerk weit übertrifft, wodurch der zusätzliche hydraulische Widerstand des zweiten Bauwerkes vernachlässigt werden kann, jedoch die Öffnungszeiten des realen Bauwerkes in das Modell integriert werden konnten. Für den Polder 4.1 (Schafhorst) ist in Abbildung 3-11 ein Beispiel dargestellt.

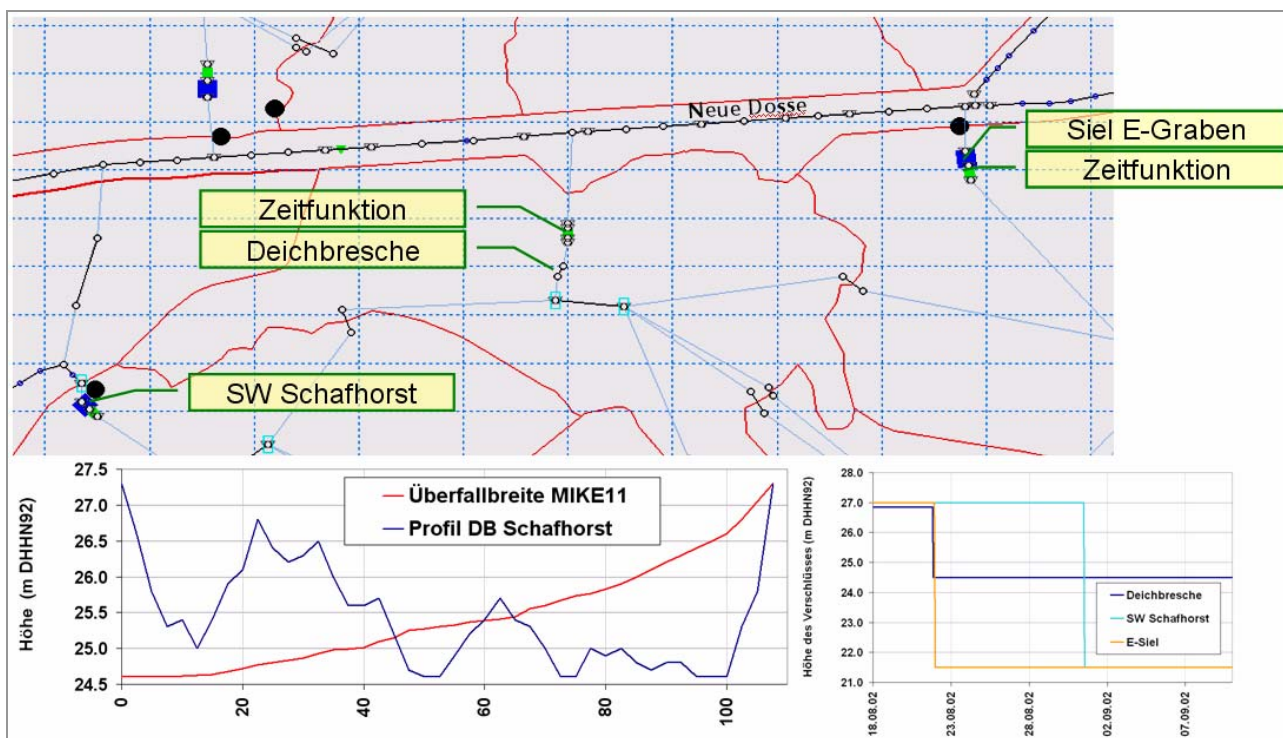


Abbildung 3-11: Beispiel Komponente „Bauwerke/Deichbreschen“

Die Deichbreschen werden entsprechend ihren Maßen durch Linkkanäle, die Bauwerke durch das MIKE11-Element „Durchlass“ abgebildet. Die Zeitfunktionen sind als so genannte „Steuerungsbauwerke“ integriert.

3.2.4 Randbedingungen

**Havel
Albertsheim**

Jeder Berechnungsknoten in einem MIKE11-Modell, der am Ende einer Flussstrecke liegt, jedoch keine Verbindung zu einem anderen Flussabschnitt hat, wird in MIKE11 automatisch als externe Randbedingung definiert. Das Modell hat somit insgesamt 17 Randbedingungen. Die wichtigsten drei Randbedingungen sind: eine Zuflussrandbedingung in Albertsheim (Havel Oberlauf), eine Zuflussrandbedingung in Tangermünde (Elbe Oberlauf) und die gültige WQ-Beziehung in Wittenberge (Elbe Unterlauf). Die angesetzte WQ-Beziehung in Wittenberge ist in Abbildung 3-12 dargestellt. Die Zuflussraten in Albertsheim wurden bereits in Abbildung 2-12 gezeigt. Die Werte wurden aus den beobachteten Wasserständen am Pegel abgeleitet und sind bei (fast) alle Varianten als obere Havelrandbedingung angesetzt. Lediglich bei den Varianten, in denen ein extremer Havelabfluss angenommen werden sollte, wurde sie angepasst (s. Abschnitt 7.1.2).

**Elbe
Wittenberge**

**Elbe
Tangermünde**

Die Zuflussrate in Tangermünde wird auch aus den beobachteten Wasserständen am Pegel ermittelt. Hierzu wird die Abflusstafel des Pegels verwendet. Die Abflusstafel wurde jedoch seit Projektbeginn überarbeitet und zeigt erhebliche Differenzen insbesondere bei höheren Abflusswerten zur vorherigen Abflusstafel. Zum Zeitpunkt der Übergabe der neuen Abflusstafel waren die Kalibrierung sowie die Analyse der einzelnen Optimierungsmöglichkeiten jedoch bereits abgeschlossen. Die in Los 2 dargestellte Optimierung der einzelnen Systemkomponenten ist daher teilweise auf Basis der alten Abflusstafel entstanden, die Kalibrierung (Abschnitt 5.1) wurde jedoch komplett überarbeitet. Im Abschnitt 5.1.1 wird detaillierter auf diese Problematik eingegangen.

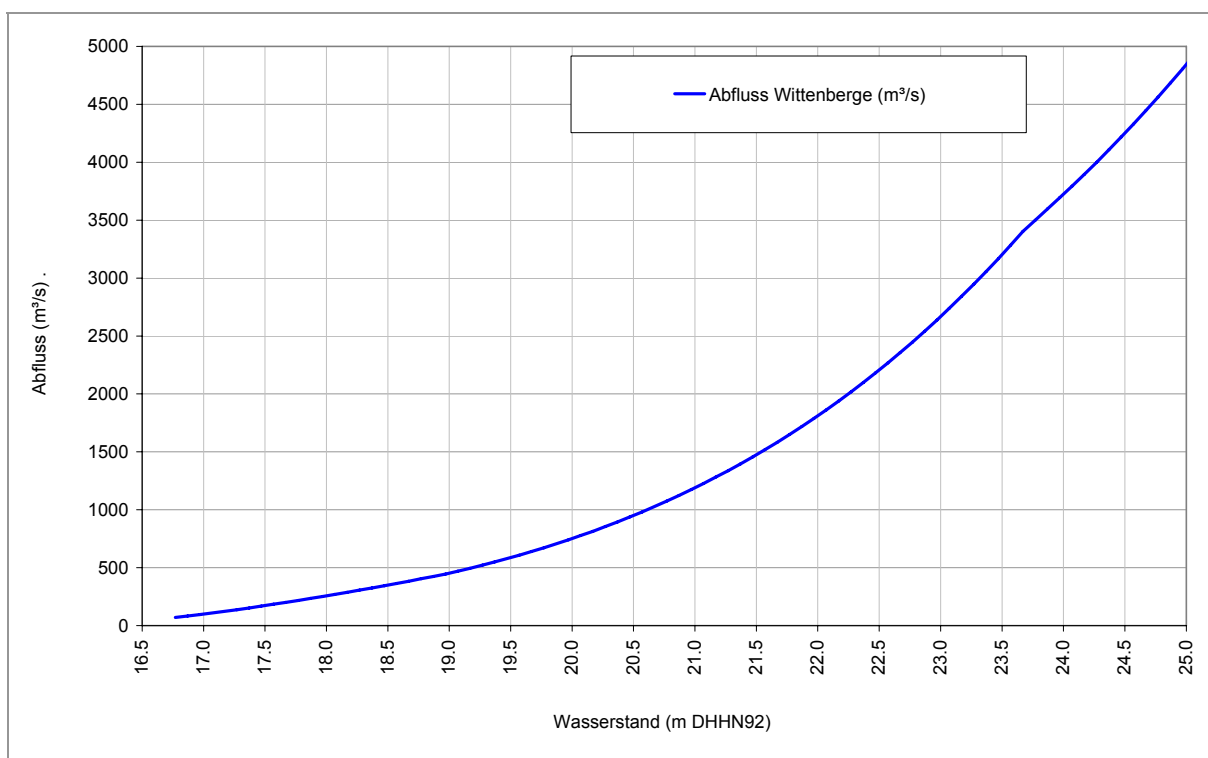


Abbildung 3-12: WQ-Beziehung Wittenberge

Nebenflüsse

Weitere Randbedingungen sind im Oberlauf der Nebenflüsse (z. B. Rhin, Dosse und Alte Jäglitz) sowie am oberen Ende einiger Teileinzugsgebiete (als „geschlossene“ Randbedingung) platziert. Die angesetzten konstanten Zuflussraten der Nebenflüsse sind in der folgenden Tabelle 3-1 aufgelistet.

Tabelle 3-1: Randbedingungen an den Nebenflüssen

Fluss	Randbedingung (m ³ /s)
Dosse	2,00
Bahndamm	0,05
Alte Jäglitz	0,50
Neue Jäglitz	0,60
Königsfließ	0,50
Rhin	6,00
Grenzgraben	0,10
Trübengraben	1,00
Rütschgraben	0,20
Summe	10,95

Abbildung 3-13 zeigt abschließend das gesamte MIKE11-Modell der Havel im Überblick. Ausschnitte zeigen das Schöpfwerk Jederitz im Polder 1 (aufgeteilt in einen Teil Trübengraben und einen Teil Rütschgraben, wobei jeder Teil durch getrennte Pumpanlagen gesteuert werden kann) und die Wehrgruppe Quitzöbel. Hier ist erkennbar, dass jede Wehrtafel der Wehrgruppe (zwei für das Wehr Quitzöbel und drei für das Wehr Neuwerben) einzeln in das Modell integriert ist.

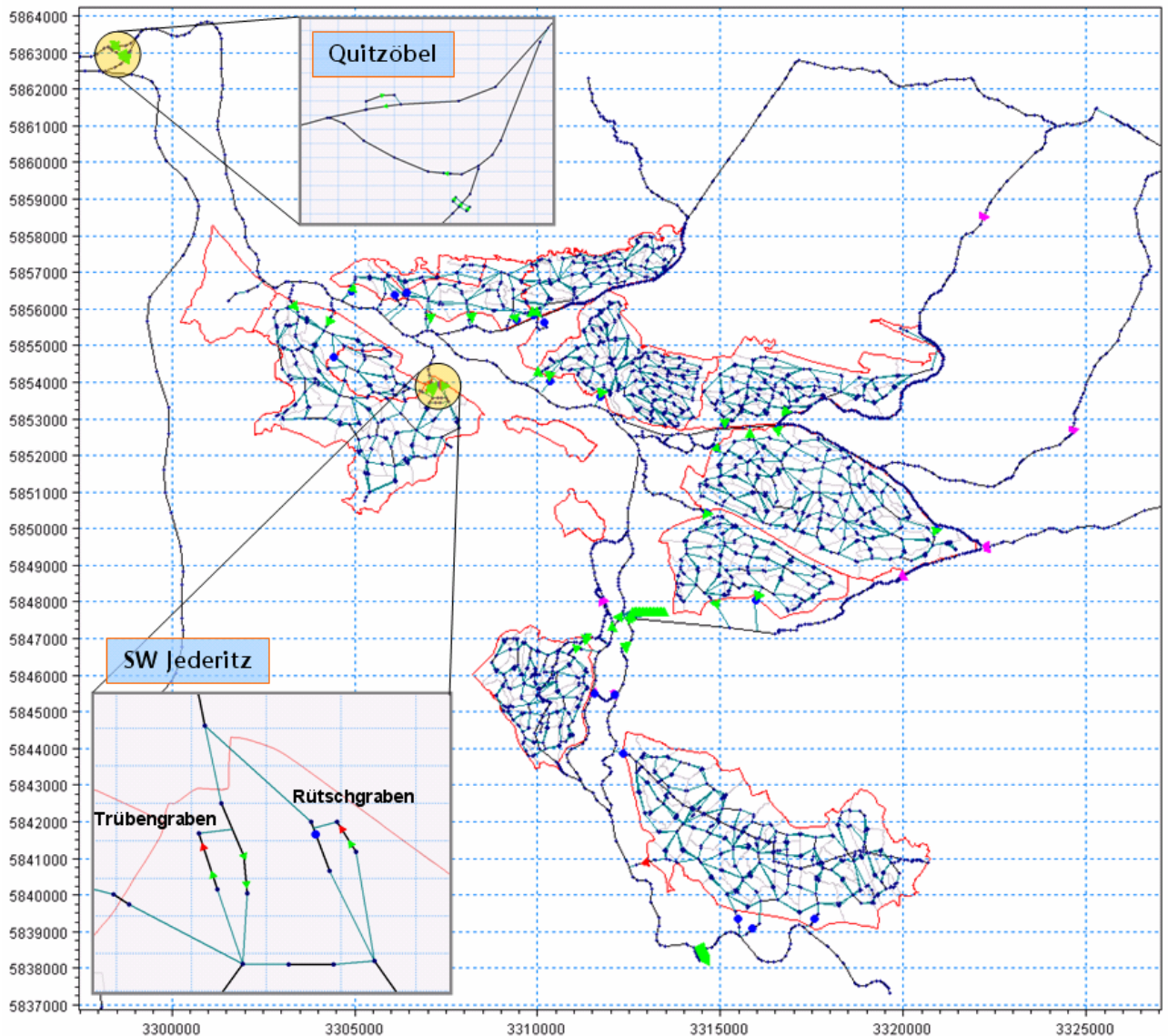


Abbildung 3-13: Überblick des gesamten Modells der Havel

3.3 3D-Grundwasserströmungsmodell

Retentionsraum

Das Havelgebiet, speziell auch die Havelniederung ist durch enge Wechselwirkungen zwischen Oberflächen- und Grundwasser gekennzeichnet. Dies ist auch bei der Flutung zu beachten. Zum einen bietet der Grundwasserspeicher (und Grundwasserabfluss) einen zusätzlichen Retentionsraum, zum anderen hat der Grundwasserspeicher Auswirkungen auf die Polderleerung und den Rückgang der Flut.

Kopplung des Oberflächenwassermodells mit einem Grundwassermodell

Die optimale Lösung zur Berücksichtigung der Wechselwirkung Oberflächenwasser – Grundwasser in den Poldern und für den Havelschlauch ist die Kopplung des Oberflächenwassermodells mit einem Grundwassermodell. Vorgesehen war ursprünglich aus Zeit-, Aufwands- und Datengründen der Aufbau eines vereinfachten Grundwassermodells. Das im Zuge der Projektbearbeitung auf Basis des Simulationssystems FEFLOW entstandene dreidimensionale Grundwasserströmungsmodell entspricht jedoch mehr einem detaillierten als einem vereinfachten Modell.

Dies resultiert zum einen aus dem hohen Aufwand, der in die Erstellung des hydrogeologischen Strukturmodells geflossen ist (s. Abschnitt 3.3.1), und zum anderen

aus der sehr hohen Genauigkeitsanforderung bei der Genierung des Finiten-Elemente-Netzes infolge der Modellkopplung zwischen MIKE11 und FEFLOW (s. Abschnitt 3.3.2)

3.3.1 Hydrogeologisches Strukturmodell

Strukturmodell	Vor Aufbau des Grundwassermodells ist die Konzeption eines hydrogeologischen Strukturmodells erforderlich. Im einfachsten Fall beinhaltet die Entwicklung dieses Strukturmodells die Einteilung der vorhandenen geologischen Schichten in Grundwasserleiter und -stauer. Dazu ist oft eine Abstrahierung bzw. Schematisierung der geologisch-hydrogeologischen Gegebenheiten erforderlich.
hydrogeologische Einheiten	Die Festlegung der hydrogeologischen Einheiten erfolgt zumeist auf Basis der bekannten Sedimentzusammensetzung und Schichtmächtigkeiten z. B. aus Schichtenverzeichnissen von geologischen Aufschlussbohrungen. Weiterhin werden, sofern vorhanden, Informationen zu k_f -Werten, Porositäten, Grundwasserständen sowie diverse Kartengrundlagen genutzt.
HydroGeo Analyst	Der Aufbau des hydrogeologischen Strukturmodells für die Untere Havelniederung erfolgte mit Hilfe der Software HydroGeo Analyst der Firma Waterloo Hydrogeologic. HydroGeo Analyst bietet die Möglichkeit, bei der Profilschnitterstellung für jede Schichtunterkante einen so genannten Model Layer zu definieren. Diese Model Layer können im Anschluss an die Bearbeitung als Punktwolken mit X-, Y- und Z-Koordinaten als txt-Datei exportiert und zum Modellaufbau in FEFLOW genutzt werden.
Profilschnitte	Weiterhin besteht die Möglichkeit, die bearbeiteten Profilschnitte an Kreuzungspunkten miteinander abzugleichen, da hier die Informationen zu bereits festgelegten Schichtgrenzen angezeigt werden. Eine Korrektur bzw. Anpassung ist jederzeit möglich. Zudem können zwischen den Bohrungen entlang dem Profilschnitt beliebig viele Stützpunkte gesetzt werden, die ebenfalls exportiert und für die spätere Interpolation genutzt werden können.
Bohrpunkte	<p>Für die Bearbeitung des Strukturmodells wurden zu Beginn der Arbeiten sämtliche im Gebiet vorhandenen Bohrpunkte mit Angabe der Teufe übergeben. Aus dieser Verteilung der Bohrpunkte wurden 187 Bohrungen von insgesamt 665 Bohrpunkten für die Bearbeitung ausgewählt.</p> <p>Mehr als die Hälfte der Bohrpunkte weisen eine Endteufe von weniger als 20 m auf. Weiterhin sind die Bohrungen nicht gleichmäßig über das Untersuchungsgebiet verteilt, sondern treten lokal verdichtet in bestimmten Gebieten auf. Bei der Auswahl waren vordergründig möglichst tiefe Bohrungen zu berücksichtigen sowie alle Regionen mit vorhandenen Informationen abzudecken.</p>
Schichtenverzeichnisse	<p>Von den ausgewählten 187 Bohrungen wurden 185 Schichtenverzeichnisse in die Datenbank zum Aufbau des Strukturmodells eingearbeitet. Zwei Bohrungen entfielen, da diese doppelt vorlagen.</p> <p>Vom LBGR wurden die Daten überwiegend digital in Form einer GeODin-Datenbank sowie analog übergeben. Die Schichtenverzeichnisse des LHW Sachsen-Anhalt wurden digital in Form einer xls-Datei übergeben.</p> <p>Von den 185 Bohrungen wiesen 39 Bohrungen eine Teufe von mehr als 50 m auf. Bei 42 Bohrungen lag die Endteufe zwischen 20 bis 50 m, bei 80 Bohrungen zwischen 10 bis 20 m und 24 besaßen eine Endteufe von weniger als 10 m.</p> <p>Insgesamt wurden für die Bearbeitung des hydrogeologischen Strukturmodells der Unteren Havelniederung 19 Profilschnitte erstellt. Diese sind neben den 185 ausgewählten Bohrungen in der Abbildung 3-14 dargestellt. Weiterhin wird die für die Unterkante des oberen Grundwasserleiters exportierte Punktwolke aus HydroGeo Analyst gezeigt.</p>

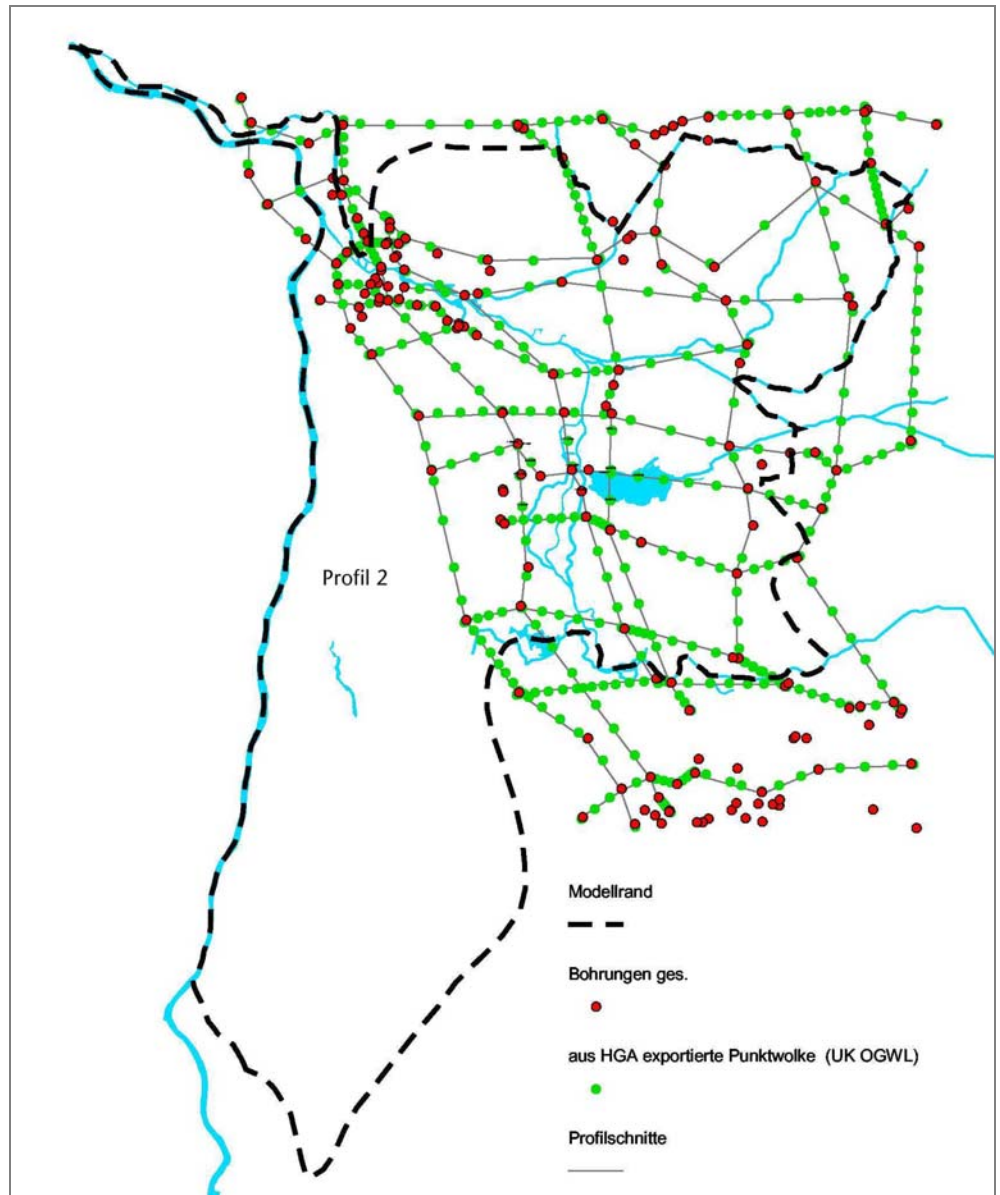


Abbildung 3-14: Bearbeitete Profilschnitte und vorhandene Bohrungen

Profilschnitt 2

Exemplarisch wird in der Abbildung 3-15 der in HydroGeo Analyst erzeugte Profilschnitt 2 abgebildet. Seine Lage ist in der Abbildung 3-14 gekennzeichnet. Neben den geologischen Schichten sind die bereits beschriebenen Model Layer sowie die Informationen an sich kreuzenden Profilschnitten dargestellt. An den Kreuzungspunkten wird in diesem Fall nur die in den anderen Profilen vorgenommene Definition für die Model Layer angezeigt. Model Layer wurden zudem nur für die Unterkante der Deckschicht und die Unterkante des Oberen Grundwasserleiters ausgewiesen, da für die Abschätzung des Grundwasserspeichervermögens nur diese beiden Schichten für die Modellbetrachtungen relevant waren.

Das erarbeitete Grundwassermodell berücksichtigt daher die lokal ausgebildeten Deckschichten und den oberen Grundwasserleiter. Ein Geschiebemergel bildet die Modellbasis.

Obere Grundwasserleiter

Der obere Grundwasserleiter besteht im Untersuchungsgebiet zumeist aus Ablagerungen der Weichselkaltzeit und des jüngeren Saalestadiums (Wartheglazial), die aus Feinsanden bis hin zu Grobkies zusammengesetzt sind. Gelegentlich sind auch Schluff- und Tonlinsen ausgebildet. Überwiegend handelt es sich jedoch um Mittelsande. Bei den Deckschichten handelt es sich um holozäne, meist bindig ausgebildete Ablagerungen, die aus Schluff, Ton, Lehm und Feinsand bzw. oft aus einer Wechsellagerung dieser Sedimente bestehen. Häufig anzutreffen sind auch anthropogene Aufschüttungen. Die Modellbasis wird von einem Saale-glazialen Geschiebemergel verschiedener Stadien gebildet.

Untersuchungsgebiet

Der Profilschnitt 2 zeigt außerdem den im Bereich Havelberg an der Oberfläche anstehenden Weichselkaltzeitlichen Geschiebemergel.

Durch die Wahl sinnvoller äußerer Randbedingungen reicht das Grundwassermodellgebiet deutlich über das Gebiet der Unteren Havelniederung hinaus (s. Abschnitt 3.3.2). Für den Bereich süd- und südwestlich des eigentlichen Untersuchungsgebietes, in dem keine Bohrungsdaten zur Verfügung standen, wurde zur Festlegung der hydrogeologischen Einheiten die HYKA50 herangezogen. Hierbei wurden die Angaben zur Mächtigkeit des oberen Grundwasserleiters genutzt. Für die Deckschicht wurde hier eine mittlere Mächtigkeit auf Basis der vorhandenen Bohrungsdaten angenommen.

Weitere Details zum Modellaufbau sind im Abschnitt 3.3.2 beschrieben. Die aus dem Strukturmodell resultierende Mächtigkeit des oberen Grundwasserleiters ist in der Abbildung 3-17 dargestellt. Weitere Informationen zu Schichtmächtigkeiten und k_f -Werten sind der Tabelle 3-2 zusammengefasst.

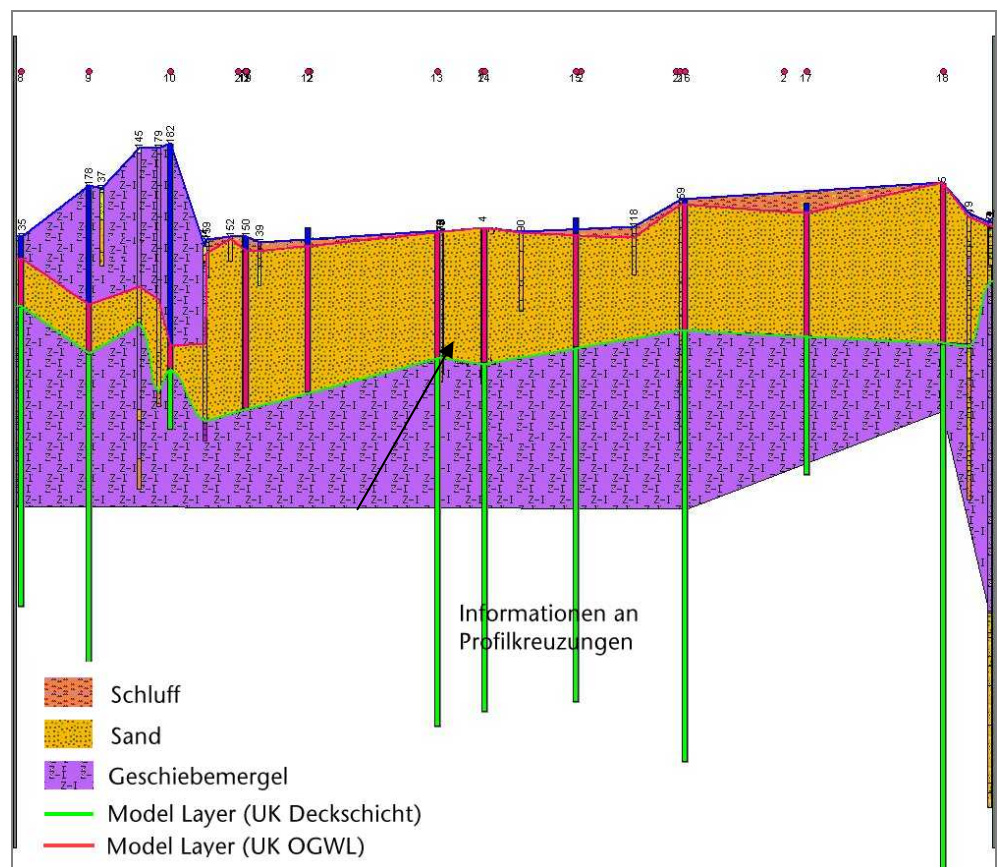


Abbildung 3-15: Bsp. Profilschnitt 2

3.3.2 Geometrisches Modell

Modellgebiet	<p>Das Modellgebiet erstreckt sich in Nord-Süd-Richtung von der Mündung der Havel in die Elbe im Norden bis Tangermünde im Süden. Die Elbe bildet damit die westliche Modellgebietsgrenze. Im Norden und Osten wird das Modellgebiet von Nebenflüssen wie z. B. der Neuen Jäglitz und der Dosse begrenzt. Die Hohennauener Wasserstraße und die Havel im Bereich des Pegels Grütz bilden die südöstliche Modellgrenze. Die übrigen Modellränder orientieren sich entlang von oberirdischen Wasserscheiden, die auf Basis des Digitalen Geländemodells und der Topographischen Karten ausgewiesen wurden.</p> <p>Das Modellgebiet weist damit eine Fläche von etwa 775 km² auf und ist damit durch die Vorgabe von sinnvollen äußeren Randbedingungen deutlich größer als das eigentliche Untersuchungsgebiet, das sich auf das Niederungsgebiet der Havel bzw. auf die Havelpolder konzentriert und etwa eine Fläche von 400 km² umfasst.</p> <p>Von den insgesamt 10 im Niederungsgebiet liegenden Havelpoldern wurden 6 Polder innerhalb der Untersuchungen im Grundwassermodell berücksichtigt. Die verbleibenden vier Polder spielen aufgrund ihres höheren Geländes und damit potentiell geringeren Volumenspeichers bei den Modelluntersuchungen eine untergeordnete Rolle. In der Abbildung 3-16 ist das Modellgebiet in der Übersicht dargestellt.</p> <p>Das Grundwassermodell Untere Havelniederung wurde mit dem Simulationssystem FEFLOW der WASY GmbH aufgebaut. Die detaillierte Programmdokumentation sowie die physikalischen Modellgrundlagen liegen in DIERSCH (2005) vor.</p> <p>Gemäß der Aufgabenstellung und den daraus resultierenden Anforderungen an das Grundwassermodell war lediglich die Berücksichtigung des obersten Grundwasserleiters und einiger lokal ausgebildeter Deckschichten erforderlich.</p>
Modellschichten	<p>Das erarbeitete Grundwassermodell besteht aus zwei Schichten. Die oberste Schicht repräsentiert die im Untersuchungsgebiet lokal verbreiteten Deckschichten sowie den im Bereich Havelberg anstehenden Geschiebemergel. Die zweite Modellschicht beinhaltet den für die Modelluntersuchungen relevanten oberen Grundwasserleiter. Die Modellbasis wird von einem Saale-glazialen Geschiebemergel verschiedener Stadien gebildet.</p>
Unterkante der Deckschicht und des Grundwasserleiters	<p>Auf Basis der aus HydroGeo Analyst exportierten Punktdaten für die Unterkante der Deckschicht und des oberen Grundwasserleiters und den in ArcView aufbereiteten HYKA50-Daten wurden mittels vorheriger Triangulation 10 m-Raster erzeugt. Aus diesen Rastern werden dann für die FEFLOW-Knoten die entsprechenden Werte für die Unterkante der Deckschicht und des Grundwasserleiters ausgelesen und in FEFLOW ohne jede weitere Interpolation übertragen.</p> <p>Im südlichen und südwestlichen Teil des Modellgebietes, wo keine Bohrungsdaten vorlagen, konnten die Angaben aus der HYKA50 zur Grundwasserleitermächtigkeit zum Modellaufbau genutzt werden. Für die Deckschicht wurde hier eine mittlere Mächtigkeit auf Basis der vorhandenen Bohrungsdaten angenommen. Im Bereich der Havelniederung wurde die Mächtigkeit allein aus den Bohrungsdaten abgeleitet. Hier wurde eine Mindestmächtigkeit von 0,2 m für die Deckschicht festgelegt, da die Schichten in FEFLOW durchgängig ausgewiesen werden müssen.</p> <p>In den Bereichen, wo keine Deckschicht ausgebildet ist und der obere Grundwasserleiter unmittelbar an der Oberfläche ansteht, entspricht die Modellschicht 1 gleich dem oberen Grundwasserleiter. Hier wurde die entsprechende Parameterverteilung aus der Modellschicht 2 übernommen (s. Abschnitt 3.3.5).</p> <p>Lokal ist im Modellgebiet ein Bereich vorhanden, in dem der Saale-glaziale Geschiebemergel an der Oberfläche austreicht und dementsprechend kein Grundwasserlei-</p>

ter ausgebildet ist. Hier, im Bereich der Ortschaft Mahlitz, wurde dem Grundwasserleiter eine Mindestmächtigkeit von 1 m zugewiesen.

Detaillierte Informationen zum geologischen Untergrund und zum Aufbau des hydrogeologischen Strukturmodells sind im Abschnitt 3.3.1 gegeben. Eine Übersicht der den geologischen Einheiten zugeordneten Modellschichten gibt die Tabelle 3-2.

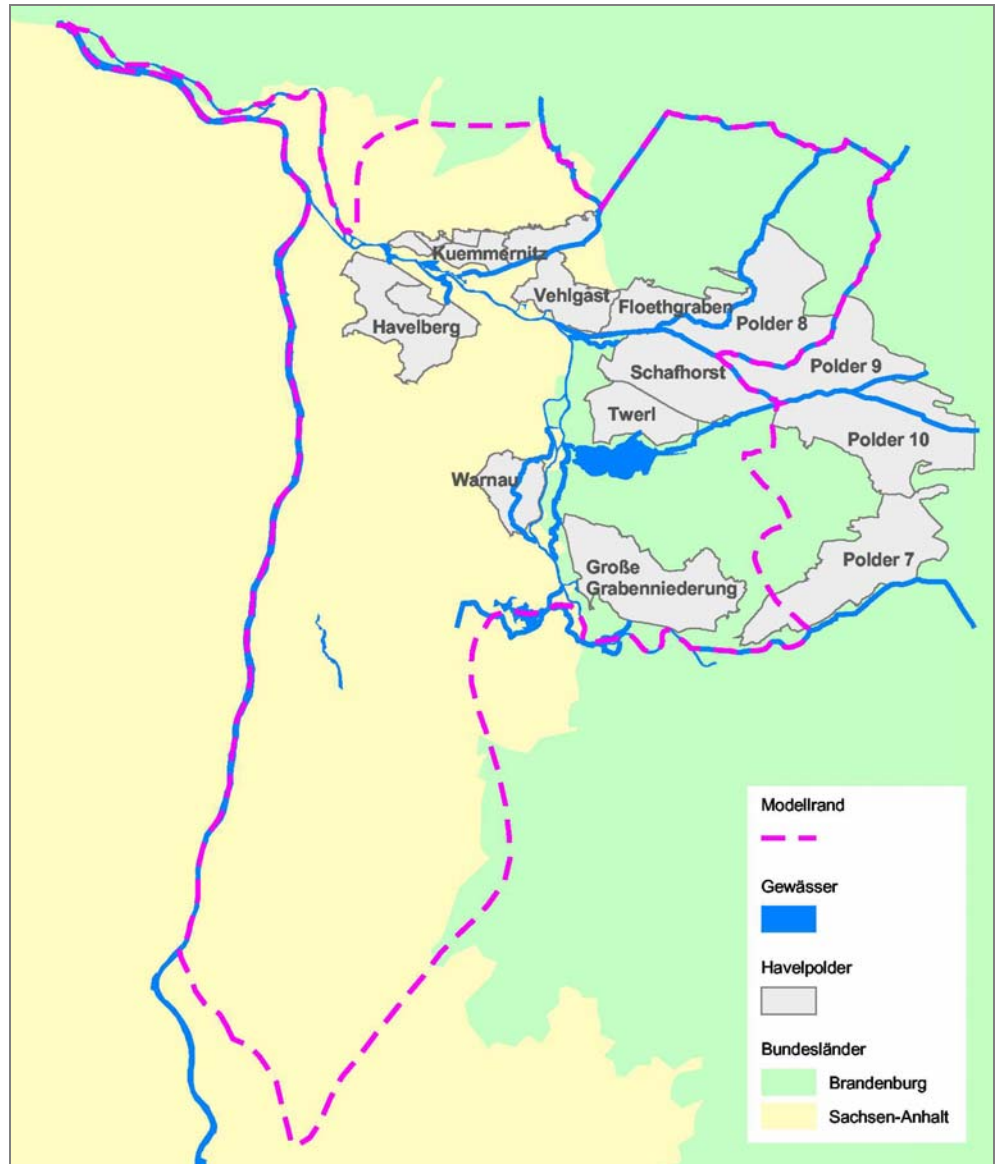


Abbildung 3-16: Modellgebietsübersicht

Tabelle 3-2: Übersicht zum vertikalen Aufbau des Grundwassermodells

Ebene/ Schicht	Ober- /Unterkante	Hydraulische Funktion	Höhe [m DHHN92]	Randbe- dingungen	kf-Werte [10 ⁻⁴ m/s]
1/ 1	GOK	Deckschicht / Geschiebemer- gel im Bereich Havelberg / GWL 1	17 - 97	Gewässer (3. Art)	0,1 - 50
2/ 2	OK GWL 1	GWL 1	3 - 63	Gewässer (3. Art), Festpotential (1. Art)	0,005 - 20
3	UK GWL 1		-19 - 49	Festpotential (1. Art)	

In Abbildung 3-17 ist die aus der hydrogeologischen Strukturmodellierung abgeleitete und im Grundwassermodell berücksichtigte Mächtigkeit des oberen Grundwasserleiters dargestellt.

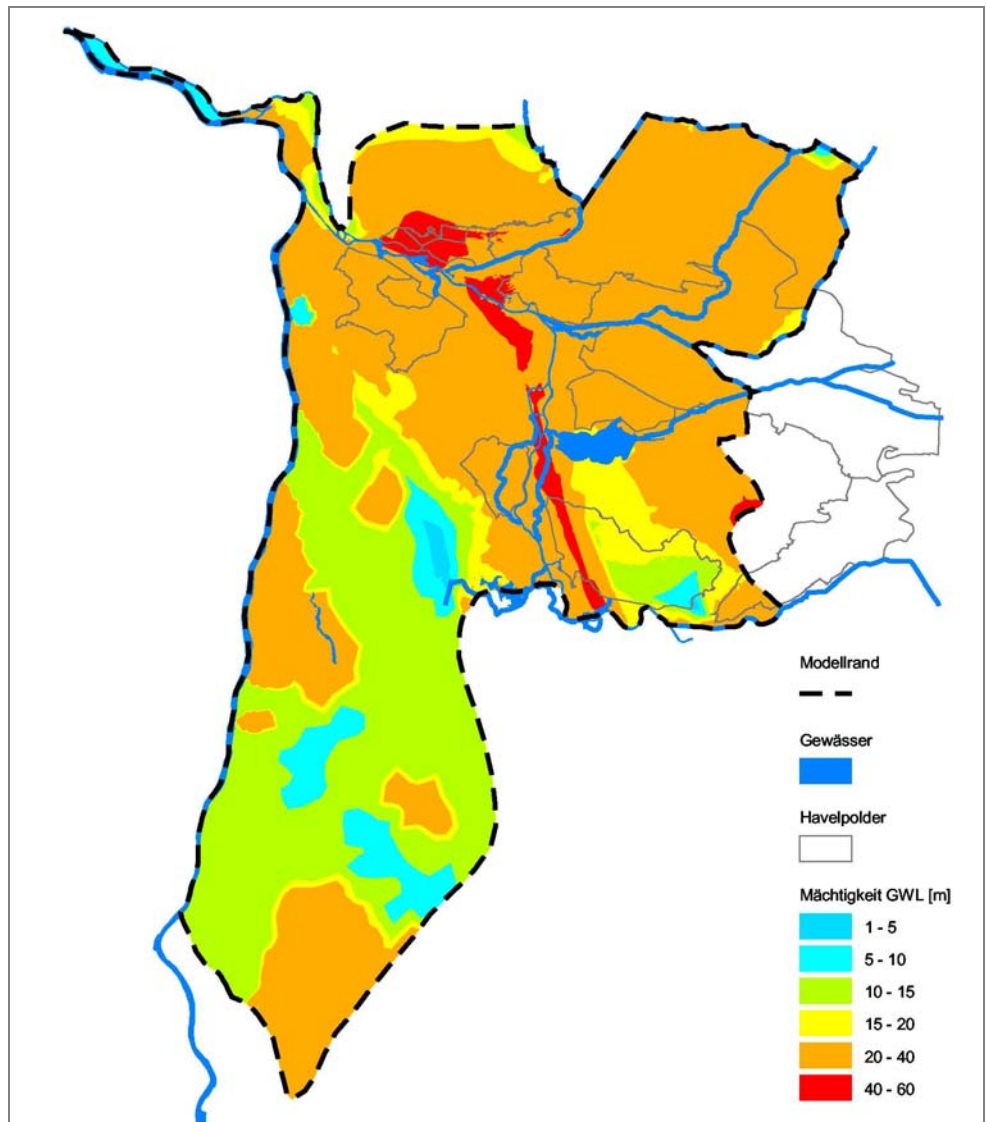


Abbildung 3-17: Mächtigkeit oberer Grundwasserleiter im Modell

Superelemente-Netz

Um die Kontur der Gewässer und Poldergebiete sowie anderer modellrelevanter Bereiche abzubilden, wurde das Modellgebiet zunächst durch eine grobe Diskretisierung in 72 Polygone (Superelemente-Netz) aufgeteilt. Abbildung 3-18 zeigt das Superelemente-Netz, das die wichtigsten räumlichen Strukturen erfasst und auf dessen Grundlage das Finite-Elemente-Netz erstellt wurde. Weiterhin dargestellt ist das Finite-Elemente-Netz.

FEFLOW-Modellnetz

Die gekoppelte Modellierung stellt sehr hohe Anforderungen an die Netzgenerierung. Sowohl im Oberflächenwasser- als auch im Grundwassermodell muss die Lage der gekoppelt berechneten Gewässer und Poldergebiete genau übereinstimmen. Zusätzlich waren während der Projektbearbeitung verschiedene Änderungen und Korrekturen des FEFLOW-Modellnetzes erforderlich. Insgesamt besteht das FEFLOW-Modell aus 143.379 Knoten und 188.950 Elementen. Die Elementgröße liegt innerhalb der Poldergebiete und entlang der Havel zwischen 25 bis 150 m. Das Modellnetz ist in der Abbildung 3-18 dargestellt.

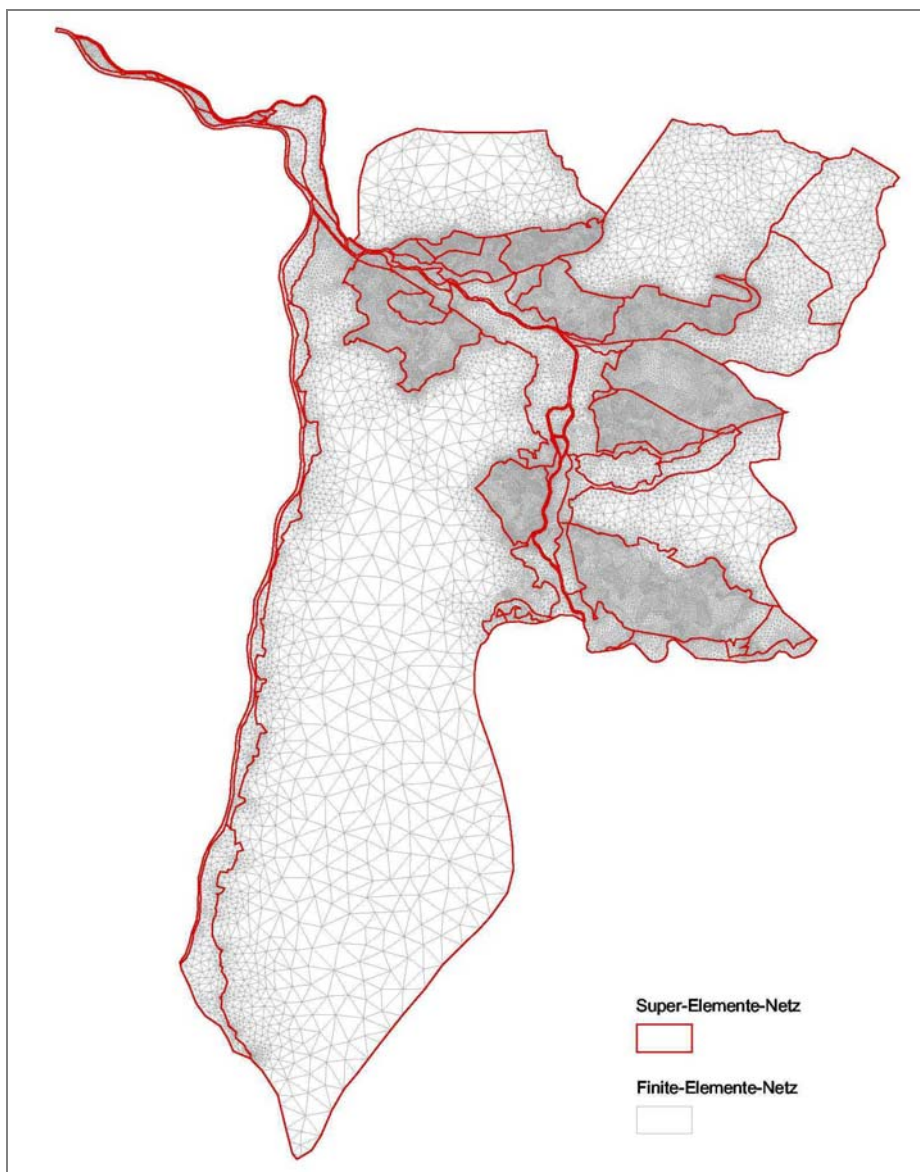


Abbildung 3-18: Horizontale Diskretisierung in Superelemente zum Modellaufbau FEFLOW einschließlich Finite-Elemente-Modellnetz

3.3.3 Modellrandbedingungen

Randbedin- gungen 3. Art	<p>Das numerische Grundwasserströmungsmodell wird entscheidend durch seine Randbedingungen geprägt. Dazu gehören:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Grundwasserstände (Randbedingung 1. Art), 2. Grundwasserströme (Randbedingung 2. Art), 3. gewässer- und grundwasserstandsabhängige Ströme (Randbedingung 3. Art) und 4. Grundwasserentnahmen. <p>Im Modell wurden sowohl sämtliche Gewässerrandbedingungen als auch die Überflutungsbereiche als Randbedingung 3. Art (kolmatisierte Gewässer) umgesetzt. Der zugrunde liegende Modellansatz lässt sich durch die Gleichung:</p> $q = \Phi * (h_{ow} - h_{gw})$ <p>mit q Strömungsgeschwindigkeit (Infiltrations- bzw. Exfiltrationsrate) [m/d] Φ Transfer-Rate (Leakage-Faktor) [1/d] h_{ow} Wasserstand im Gewässer h_{gw} Wasserstand im Grundwasser</p> <p>beschreiben. q stellt die In- bzw. Exfiltrationsrate dar, je nachdem, ob der Oberflächenwasserstand höher oder niedriger als der Grundwasserstand liegt.</p> <p>Die Belegung der Randbedingung 3. Art erfordert zwei Parameter: den Wasserstand des Gewässers h_{ow} und die Transferrate Φ, welche die Intensität des Austauschs zwischen Oberflächenwasser und Grundwasser mitbestimmt. Für die Transferrate gilt:</p> $\Phi = k_f / M \text{ [1/d]}$ <p>mit k_f Durchlässigkeit der Kolmationsschicht M Mächtigkeit der Kolmationsschicht.</p>
Transferraten	<p>Die Transferraten können je nach Austauschrichtung zwischen den Gewässern und dem Grundwasser belegt werden: Φ_{in} für infiltrierende (Oberflächenwasser ins Grundwasser) und Φ_{out} für exfiltrierende Bedingungen (Grundwasser ins Oberflächenwasser). Generell ist aufgrund der Kolmation der Parameter Φ_{in} mit einem kleineren Wert zu belegen als Φ_{out}.</p> <p>Die Transferraten wurden zunächst empirisch geschätzt und danach bei der Modellkalibrierung als Eichparameter behandelt (s. Abschnitt 5.2).</p> <p>Um das Prinzip der Randbedingungsbelegung innerhalb der instationären Modellrechnung zu verdeutlichen, ist in der folgenden Abbildung 3-19 die Randbedingungsbelegung im Bereich der Polder Trübengraben und Kümmernitz am 05.08.02 und am 25.08.02 gegenübergestellt. Aus modelltechnischen Gründen sind nicht überschwemmte Bereiche mit einer Randbedingung 2. Art belegt, die jedoch den Wert 0 m/d trägt und damit für die Berechnungen keine Rolle spielt.</p>

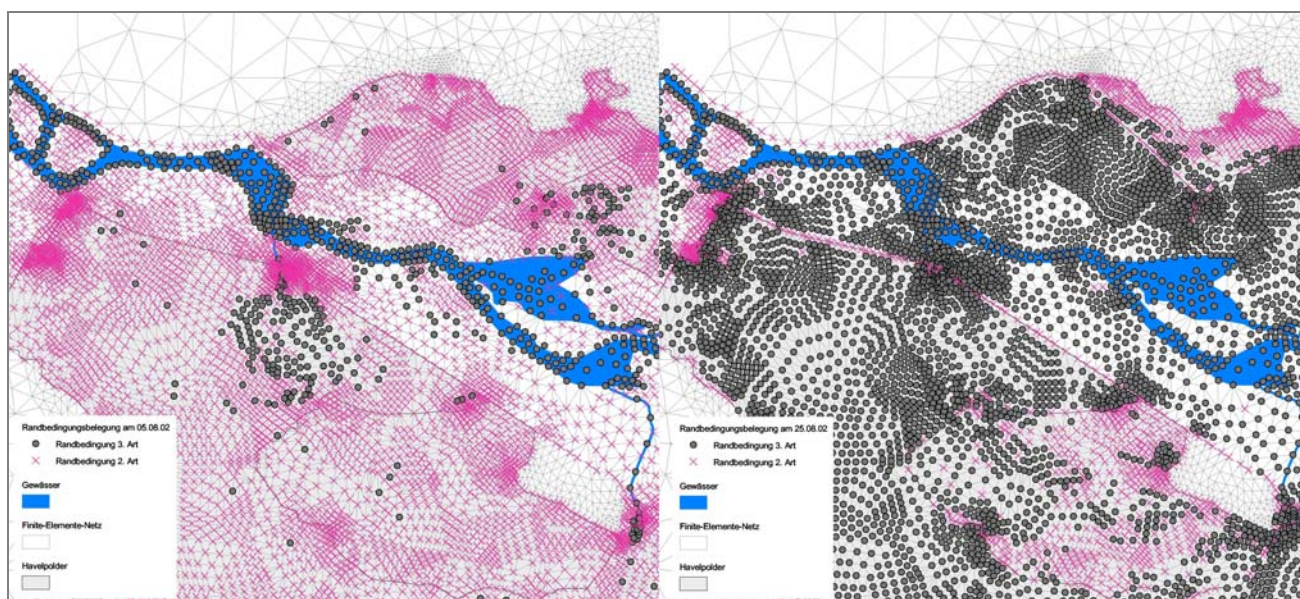


Abbildung 3-19: Vergleich Randbedingungsbelegung in FEFLOW mit Überflutungsflächen am 05.08.02 und am 25.08.02 im Bereich der Polder Trübengraben und Kümmernitz

Austauschfläche

Wichtig bei der Belegung von Randbedingungen 3. Art ist, dass eine Austauschfläche entweder in horizontaler Richtung auf einer Modellebene oder in vertikaler Richtung festgelegt werden muss. Daher wurden Elbe und Havel einschließlich ihrer Überflutungsbereiche sowie die Polderflächen als flächenhafte Randbedingung auf einer Modellebene definiert. Kleinere Gewässer wie z. B. die Neue Jäglitz und die Dosse mit geringerer horizontaler Ausbreitung wurden aus Aufwandsgründen bei der Netzgenerierung als linienhafte Randbedingung 3. Art auf zwei Modellebenen umgesetzt.

FEFLOW berechnet die Austauschmenge zwischen Oberflächen- und Grundwasser nur für Randbedingungsknoten, die eine Fläche (in horizontaler Richtung ein Dreieckselement und in vertikaler Richtung ein Rechteck) umschließen. Ist einer der Eckpunkte des Dreiecks oder Rechtecks nicht mit einer Randbedingung belegt, wird kein entsprechender Wasserfluss berechnet und damit die gesamte Fläche vernachlässigt. Kleine Elementgrößen innerhalb der Überschwemmungsgebiete garantieren, dass möglichst viele Elemente vollständig innerhalb der Poldergebiete liegen und damit sämtliche Knoten mit Randbedingungen belegt sind.

Nördlicher Modellrand

Am nördlichen Modellrand im Bereich nordöstlich von Havelberg, wo die Geländehöhen auf etwa 40 bis 50 m DHHN92 ansteigen, wurde für die Ober- und Unterkante des oberen Grundwasserleiters eine Randbedingung 1. Art gesetzt. Die Höhe der Randbedingung von 40 m DHHN92 orientiert sich an den in der HYKA50 dargestellten Grundwassergleichen. Das Setzen dieses Festpotentials erwies sich innerhalb der Modellkalibrierung als erforderlich und gewährleistet einen Grundwasserzstrom von der Hochfläche.

Die für das Modell relevanten Randbedingungen sind im Abschnitt 3.3.2 in der Tabelle 3-2 zusammengefasst dargestellt.

3.3.4 Anfangswasserstände

Für eine instationäre Modellkalibrierung ist die Belegung eines Anfangswasserstandes für das gesamte Modellgebiet erforderlich, der sich primär an den gemessenen Grundwasserständen zu Beginn des Kalibrierungszeitraumes orientieren sollte. Zu-

dem sollten die Grundwasserströmungsverhältnisse im Gebiet möglichst genau erfasst bzw. abgeschätzt werden, da die Belegung realistischer Anfangswasserstände ein wichtiges Kriterium für eine gute Anpassung des Grundwassermodells an die tatsächlichen Gegebenheiten ist.

Die Anfangswasserstände für die instationären Modellrechnungen vom 01.08. bis 30.09.02 wurden auf Basis der zur Verfügung stehenden Grundwasserstandsdaten von Anfang August 2002 sowie in Bereichen ohne Grundwassermessstellen anhand der Grundwassergleichen der HYKA 50 interpoliert. Weiterhin wurden die Oberflächenwasserstände der Elbe und Havel sowie des Gülper Sees in der Interpolation berücksichtigt.

Die folgende Abbildung 3-20 zeigt den für die Modellrechnungen benutzten Anfangswasserstand für den 01.08.02.

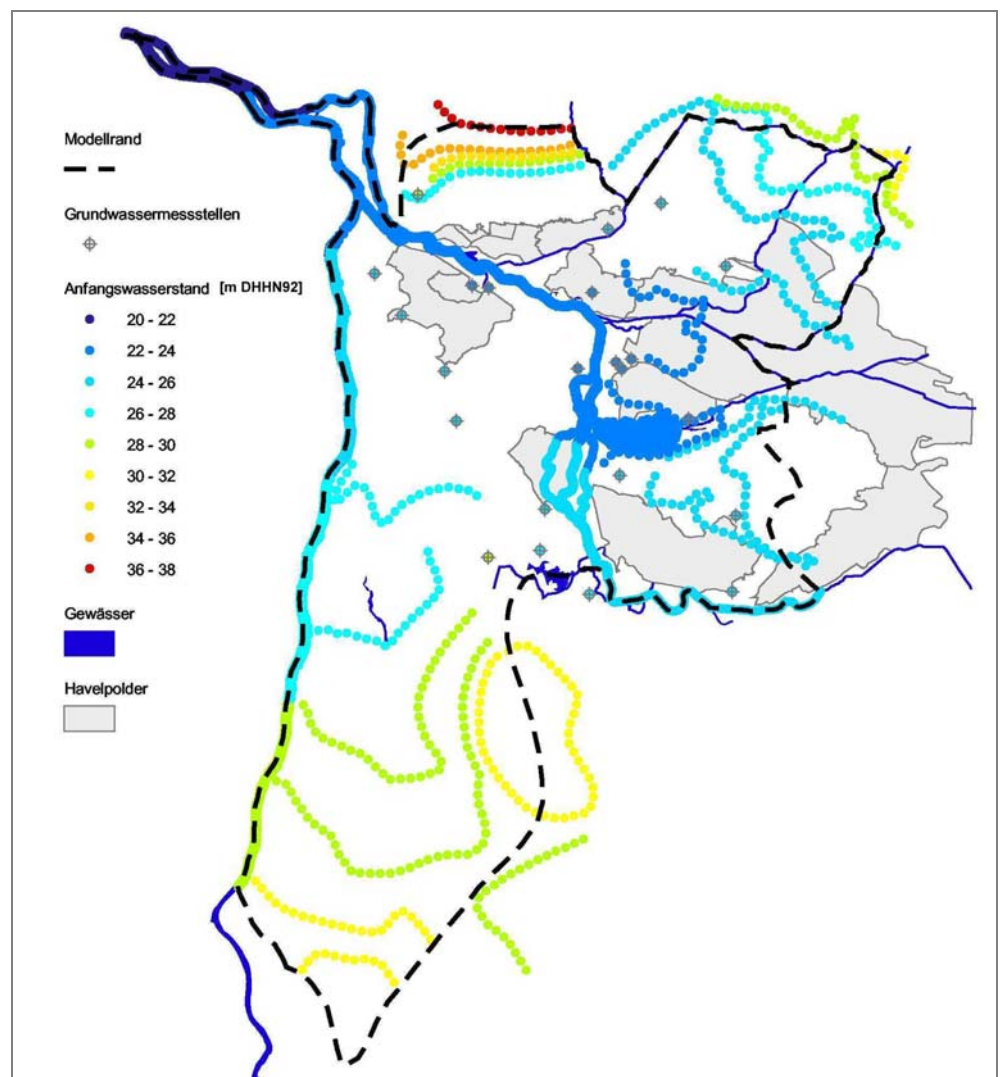


Abbildung 3-20: Anfangswasserstand für die instationären Modellverifizierungen

3.3.5 Modellparameter

Da für die k_f -Wert-Belegung von Deckschicht und Grundwasserleiter keine Primärdaten aus Siebkornanalysen oder Pumpversuchen zur Verfügung standen, wurden die

Deckschicht

Durchlässigkeiten aus der HYKA50 als Anfangsverteilung für die instationäre Modellkalibrierung übernommen.

Für die Festlegung der Bereiche, in denen mit einer bindigen Deckschicht zu rechnen ist, wurde auf die Bohrungsdaten und auf die Informationen der TK 25 zurückgegriffen. Grundsätzlich wurde davon ausgegangen, dass eine Deckschicht innerhalb der eingedeichten Gebiete ausgebildet ist. Weiterhin wurden Feuchtgebiete aus der TK 25 ausgegrenzt, in denen das Auftreten einer Deckschicht wahrscheinlich ist. Innerhalb dieser Bereiche und wo durch Bohrungsdaten eine Deckschicht aufgeschlossen war, wurde für die Deckschicht ein k_f -Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s für die Modellrechnungen zugrunde gelegt. Die angenommene Verbreitung der bindigen Deckschicht ist in Abbildung 5-36 im Abschnitt 5.2 dargestellt.

Effektive Porosität

Die Belegung der effektiven Porosität erfolgte in Abhängigkeit von der k_f -Wert-Verteilung. Dabei wurden die in Tabelle 3-3 dargestellten Porositäten zur Belegung verwendet (BUSCH et. al., 1993). Für gespannte Grundwasserverhältnisse wurde eine Kompressibilität von 10^{-4} m^{-1} angenommen.

Tabelle 3-3: Effektive Porositäten

Petrographie	k_f -Werte [m/s]	Entwässerbare Porosität
sandiger Kies	$3 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-4}$	0,20 – 0,25
kiesiger Sand	$1 \cdot 10^{-3} - 2 \cdot 10^{-4}$	0,15 – 0,20
mittlerer Sand	$4 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-4}$	0,10 – 0,15
schluffiger Sand	$2 \cdot 10^{-4} - 1 \cdot 10^{-5}$	0,08 – 0,12
sandiger Schluff	$5 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 10^{-6}$	0,05 – 0,10
toniger Schluff	$5 \cdot 10^{-6} - 1 \cdot 10^{-8}$	0,03 – 0,08
schluffiger Ton	$< 1 \cdot 10^{-8}$	0,02 – 0,05

Grundwasserneubildung

Für die Abschätzung der Grundwasserneubildung innerhalb des betrachteten Zeitraums wurden verschiedene Quellen herangezogen. Dabei handelt es sich um Daten der Universität Potsdam zur klimatischen Wasserbilanz für den Zeitraum 01.06. bis 31.10.02 der DWD-Station Potsdam, weiterhin Informationen des DWD zum Niederschlag im Havelgebiet für den Zeitraum 01.08. bis 13.08.02, um Niederschlagsdaten der BfG im Elbe-Einzugsgebiet ebenfalls für den Zeitraum 01.08. bis 13.08.02 sowie um Niederschlagsdaten des LHW Sachsen-Anhalt an den Stationen Havelberg und Genthin vom 15.07. bis 01.10.02. Aus diesen Daten wurde auf Basis von Erfahrungen bisheriger Neubildungsberechnungen sowie in Anlehnung an die Modellkalibrierung eine zeitabhängige Grundwasserneubildung für das Modellgebiet erzeugt.

Insgesamt wird der Einfluss der Neubildung während des Hochwasserereignisses im August 2002 gegenüber den Abflusswerten in Elbe und Havel und der daraus resultierenden Überschwemmung als gering eingeschätzt.

3.4 Modellkopplung FEFLOW-MIKE11 mit IFMMIKE11

FEFLOW-MIKE11-Schnittstelle

Die Schnittstelle zwischen FEFLOW und MIKE11 wurde innerhalb von FEFLOW implementiert. Dazu bietet FEFLOW die Komponente IFM (Interface Manager) an. Diese Komponente ermöglicht es, auf die Daten des Grundwassermodells außerhalb der integrierten Benutzeroberfläche zuzugreifen. Dies kann bei der Parametrisierung, aber auch während einer Simulation erfolgen. Die Schnittstelle IFMMIKE11 benutzt hauptsächlich die letzte Möglichkeit. Die Randbedingungen, die innerhalb des Grundwassermodells die vorhandenen Oberflächengewässer repräsentieren, werden

während der Simulation in Übereinstimmung mit den von MIKE11 berechneten Wasserspiegeln für jeden einzelnen FEFLOW-Zeitschritt neu gesetzt. Hierdurch werden die Austauschraten zwischen dem Grund- und Oberflächengewässer beeinflusst. Diese Austauschraten beeinflussen wiederum die Wasserspiegel in MIKE11, da diese einen gewisser Bestandteil des gesamten Durchflusses innerhalb des betroffenen Oberflächengewässers in Anspruch nimmt. Die Übergabe der Austauschraten an MIKE11 wird auch von der Schnittstelle übernommen. Diese Wechselwirkung ist in Abbildung 3-21 dargestellt.

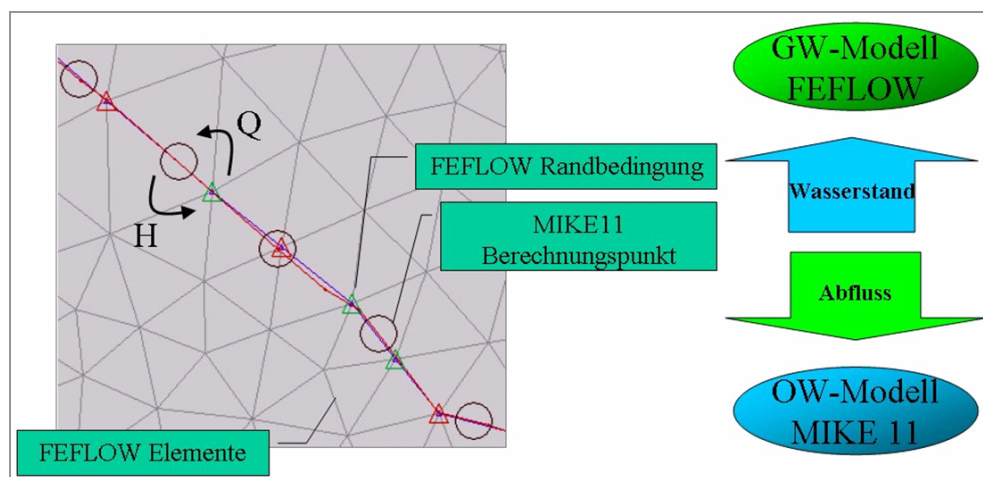


Abbildung 3-21: Wechselwirkung IFMMIKE11

Zeitschritte	Im Grunde ist FEFLOW die steuernde Komponente. Sie spricht die integrierte Schnittstelle IFMMIKE11 an, die an sich auf FEFLOW eine eher korrigierende Wirkung hat. Dagegen hat die Schnittstelle auf MIKE11 eine eher steuernde Wirkung, da sie die Zeitschrittgröße des MIKE11-Modells bestimmt. Die Zeitschrittsteuerung erfolgt automatisch, als maximaler zulässiger Zeitschritt wurden 0,1 Tage gewählt.
Randbedingungsknoten	Jeder der für die Kopplung selektierten Randbedingungsknoten innerhalb von FEFLOW wird direkt einem MIKE11-Berechnungsknoten (H-Punkt) zugewiesen. Dies bedeutet, dass der am Ende des FEFLOW-Zeitschrittes von MIKE11 an dem zugewiesenen H-Punkt berechnete Wasserspiegel ohne Berücksichtigung der Lage des Punktes am jeweiligen Randbedingungsknoten gesetzt wird. Auf eine Interpolation zwischen den beiden Modellen wird verzichtet. Umgekehrt werden auch alle Austauschraten der an einen H-Punkt gekoppelten Randbedingungsknoten addiert und direkt an dem H-Punkt als zusätzliche Zuflussrate gesetzt. Die Zuweisung erfolgt anhand der Einstellungen, die der Benutzer innerhalb der grafischen Oberfläche der Schnittstelle vorgenommen hat. Hier gibt es entweder die Möglichkeit der automatischen Zuweisung (kleinste Distanz) oder die Möglichkeit einer forcierten Zuweisung über eine Beobachtungsgruppe (<i>Observation Point Groups</i>). Neben diesen Beobachtungsgruppen bieten auch die Referenzverteilungen (<i>Reference distributions</i>) innerhalb von FEFLOW die Möglichkeit, die Zuweisung zu steuern. Zu diesem Zweck sind in der Schnittstelle mehrere Verteilungsnamen reserviert, die nachfolgend kurz erläutert werden. Weitere Informationen zu der Schnittstelle können dem Handbuch (MONNINKHOFF, 2004) entnommen werden.
Referenzverteilungen	Die reservierten Verteilungsnamen sind; <i>Ignore</i> ; In Abhängigkeit des Wertes, den ein Randbedingungsknoten innerhalb dieser Verteilung zugewiesen bekommt, wird der jeweilige Knoten bei der Zuweisung der MIKE11-H-Punkte entweder außer Acht gelassen oder berücksichtigt.

- Tributary*; Die Randbedingungsknoten, die innerhalb dieser Verteilung eine positive Ganzzahl zugewiesen bekommen, werden automatisch als Teil eines Nebengewässers betrachtet. Die Knoten, die eine gemeinsame ID haben, formen zusammen das gesamte Nebengewässer. Die gesamte Austauschrate dieser Nebengewässerknoten wird automatisch als zusätzliche Zuflussrate an dem H-Punkt, der den Mündungsbereich des Nebengewässers am nächsten gelegen ist, gesetzt.
- Area*; Mit dieser Verteilung kann den definierten Nebengewässern eine zusätzliche Speicherfläche zugewiesen werden, die, multipliziert mit der Wasserspiegeldifferenz des zugewiesenen H-Punktes der beiden letzten Zeitschritte, zu einem zusätzlichen Zufluss aus dem Nebengewässer umgerechnet werden kann.
- Catch*; Anhand dieser Verteilung kann die Ausdehnung der Teileinzugsgebiete festgelegt werden. Die Knoten, die innerhalb dieser Verteilung eine positive Ganzzahl erhalten, gehören automatisch zu dem Teileinzugsgebiet mit der gleichen ID.
- DTM*; Diese Verteilung wird verwendet, um die Geländeoberkante aller Knoten der ersten Trennschicht (*slice*) festzulegen. Dieser Wert wird benutzt, um festzustellen, ob eine für die Kopplung relevante Randbedingung entweder an- oder ausgeschaltet werden soll.

Die letzten beiden Verteilungen wurden speziell für das hier dokumentierte Projekt im Modul integriert. In der nächsten Abbildung ist die Bedeutung der beiden Verteilungen dargestellt. In dieser Abbildung wird zum Beispiel jeder FEFLOW-Knoten, der in der Verteilung *Catch* einen Wert 140 zugewiesen bekommen hat, automatisch den aktuellen mit MIKE11 berechneten Wasserspiegel im Einzugsgebiet Nr. 140 als Randbedingungswert bekommen. Der Wasserspiegel des Einzugsgebietes wird im Modul vereinfacht identisch mit dem Wasserspiegel des ersten Profils des Einzugsgebietes gesetzt. Auf eine Mittlung der beiden vorhandenen Profile wird daher verzichtet. Der ermittelte Wert wird jedoch nur dann am aktuellen FEFLOW-Knoten gesetzt, wenn dieser Wert oder der Grundwasserspiegel der ersten Schicht am Knoten über der in der Verteilung *DTM* am gleichen FEFLOW-Knoten gespeicherten Wert der Geländeoberkante liegt. Ist dies nicht der Fall, wird eine Randbedingung 2. Art mit dem Wert 0 am Knoten gesetzt und nimmt entsprechend nicht an der Kopplung teil. Für alle aktiven Randbedingungsknoten innerhalb eines Einzugsgebietes wird am Ende des FEFLOW-Zeitschrittes die über die Randbedingung fließende Wassermenge ermittelt und die Gesamtsumme wird anschließend als zusätzliche Randbedingung in MIKE11 am ersten Profilknoten des Einzugsgebietes gesetzt. Voraussetzung für das Zuordnen des MIKE11-Einzugsgebietes Nr. 140 und die in der FEFLOW-Verteilung angegebenen Knoten mit dem Wert 140 ist außerdem, dass der betreffende Fluss in MIKE11 den Namen „Catch140“ bekommen hat.

Neben diesen beiden neuen Verteilungen ist im aktuellen Modul auch eine Erweiterung der Verteilung *Ignore* vorgenommen worden. Möglich ist jetzt auch, den Wert „-1“ innerhalb der Verteilung zu vergeben. Dieser Wert bedeutet, dass an den Knoten, die diesen Wert zugewiesen bekommen, nur dann eine aktive Randbedingung gesetzt wird, wenn der Grundwasserspiegel (1. Schicht) an dem Knoten oder der Wasserspiegel an dem am nächsten gelegenen MIKE11-H-Punkt den am gleichen Knoten gespeicherten (Verteilung *DTM*) Oberflächengelände-Wert übertrifft. Ist dies nicht der Fall, wird auch hier eine Randbedingung 2. Art mit dem Wert 0 gesetzt. Demzufolge ist das Vorhandensein der Verteilung *DTM* eine Voraussetzung, um dieses Feature nutzen zu können.

Abschließend sind in Abbildung 3-24 das gesamte Modell inklusive FEFLOW-Netz und gekoppelten Knoten dargestellt.

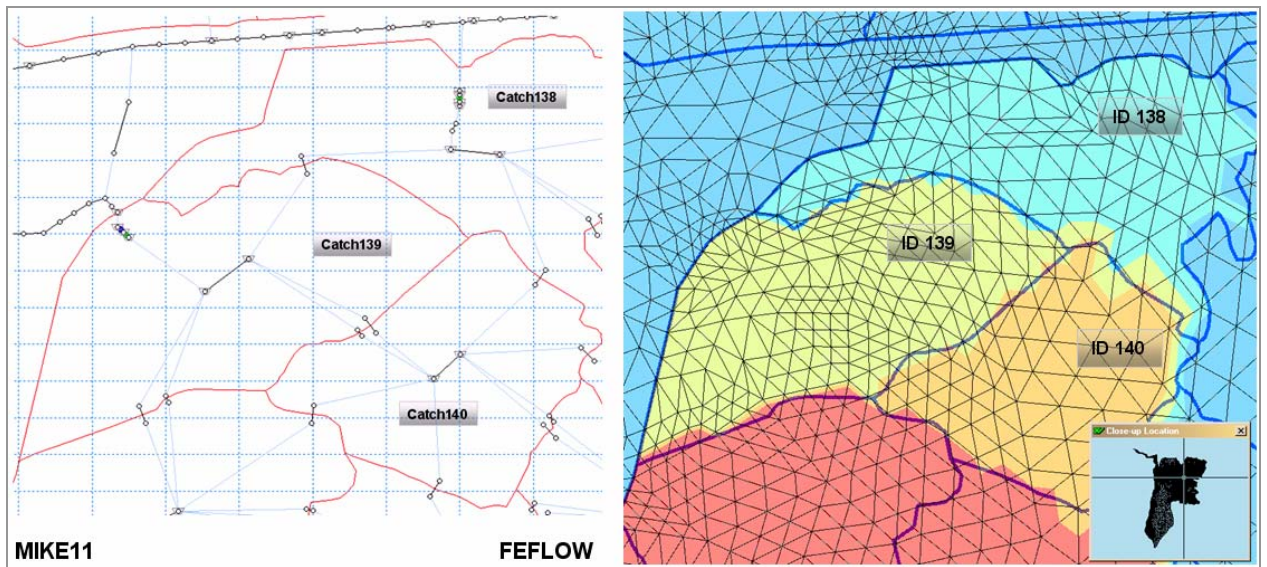


Abbildung 3-22: Implementierung der Teileinzugsgebiete in den FEFLOW-Referenz Verteilungen

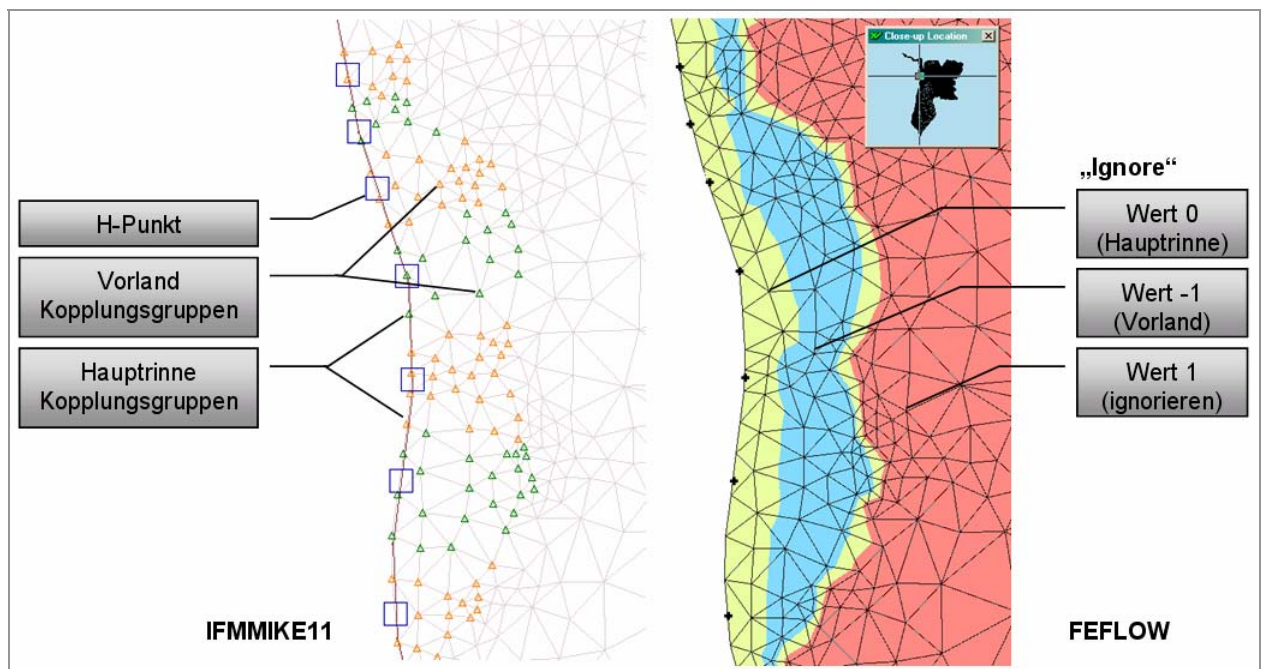


Abbildung 3-23: Implementierung der Vorländer in den FEFLOW-Referenzverteilungen

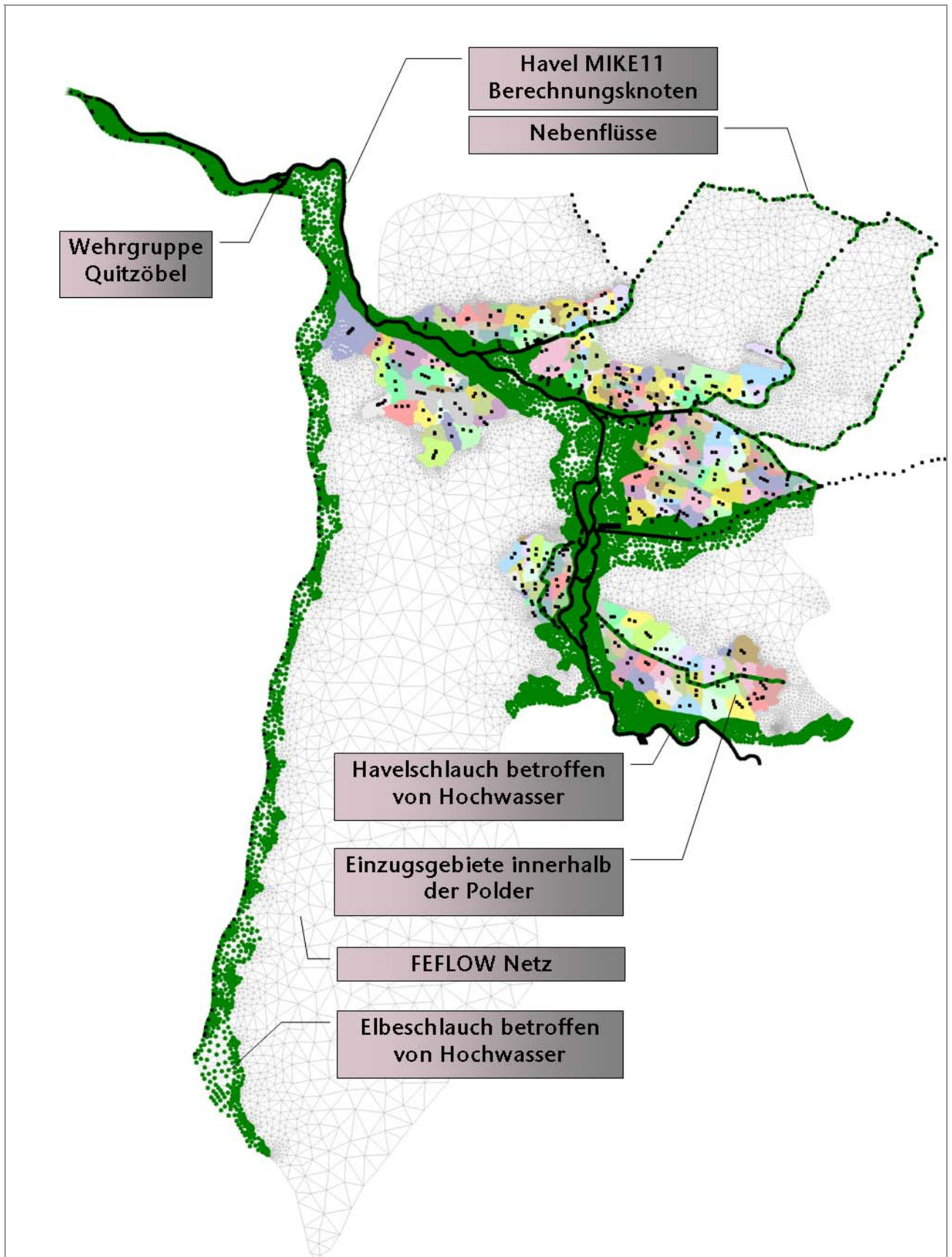


Abbildung 3-24: Gesamtübersicht des gekoppelten Modells

4 Modellunterstützende GIS-Arbeiten

4.1 Aufteilung der Polder in Teileinzugsgebiete

**Polderteilein-
zugsgebiet**

Für den Aufbau des Oberflächenwassermodells (s. Abschnitt 3.2) wurden die einzelnen Polder in mehrere Teileinzugsgebiete aufgeteilt. Die Teileinzugsgebiete sind durch Straßendämme, Bahndämme oder natürliche Geländeerhöhungen abgegrenzt. Jedes Polderteileinzugsgebiet bildet eine Flutungsfläche, in der sich im Falle einer Überflutung ein (nahezu) räumlich konstanter Wasserstand einstellt. Auf Basis des *DGM5* und der *TK25* konnten so 229 Teileinzugsgebiete definiert werden. Leider konnte eine realistische Aufteilung nur durch aufwendige manuelle Arbeit erreicht werden. Die Idee, dies über ein automatisches Verfahren im GIS-System durchzuführen, hat sich als nicht praktikabel erwiesen.

Tabelle 4-1 gibt eine Übersicht über die Anzahl der definierten Teileinzugsgebiete und ihre Flächen. Die Anzahl der Teileinzugsgebiete schwankt zwischen 22 und 35 pro Polder. Die minimalen und maximalen Flächen der Teileinzugsgebiete betragen 2,91 ha (im Polder 5) bis 21,35 ha (im Polder 4.1) und von 64,46 ha (im Polder 3.1) bis 149,81 ha (im Polder 1).

Tabelle 4-1: Flächen der Teileinzugsgebiete

Poldername	Anzahl der Teilein- zugsgebieten im Polder	Fläche, [ha]		
		min.	max.	mittel
Polder 1* - Trübengraben (Havelberg)	27	8,02	149,81	66,71
Polder 2* - Kümmernitz	30	6,47	90,03	38,85
Polder 3.1 - Vehlgast	35	4,33	64,46	25,54
Polder 3.2 - Flöthgraben	22	17,93	93,62	44,62
Polder 4.1 - Schafhorst	34	21,35	103,92	53,37
Polder 4.2 - Twerl	22	3,46	109,16	41,97
Polder 5 Warnau	23	2,91	71,41	34,95
Polder 6 – Gr. Grabenniederung	33	9,45	147,94	72,79

(* Polder 1 und 2 beinhalten die entsprechenden Poldererweiterungen)

Abbildung 4-1 zeigt anhand des Polders Twerl ein Beispiel für den Aufteilung eines Polders in Teileinzugsgebiete.

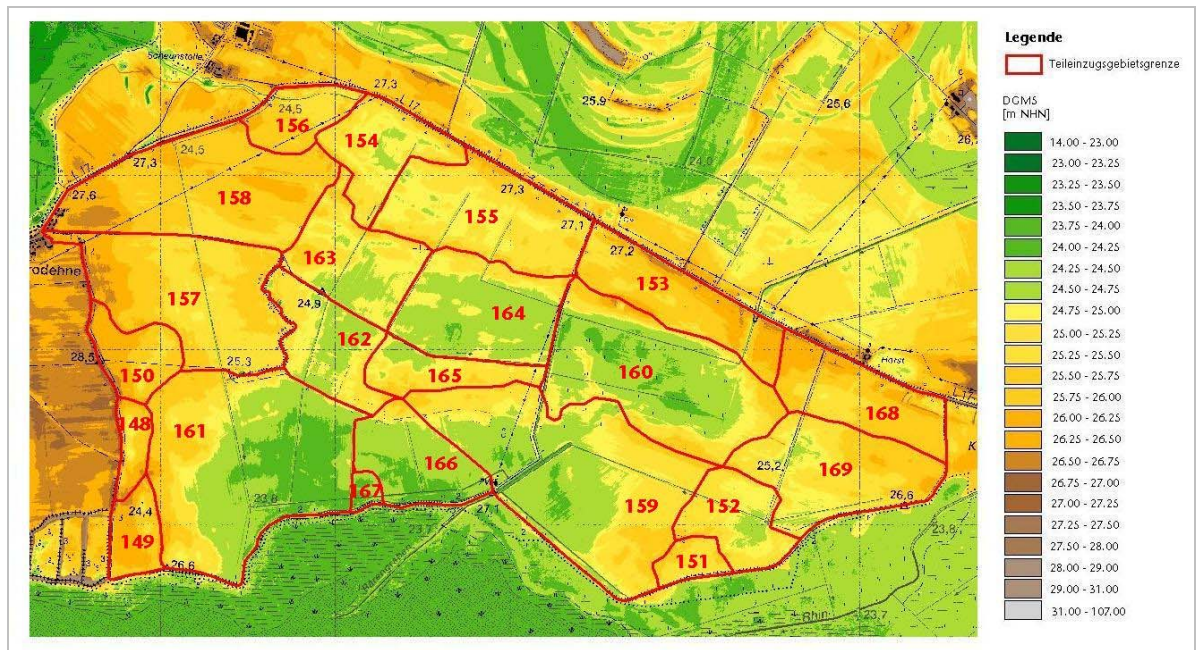


Abbildung 4-1: Verlauf Teileinzugsgebietsgrenzen (Beispiel Twerl)

4.2 Berechnung der wasserstandsabhängige Poldervolumen und Polderflächen

Die Kenntnis des Volumeninhalts der Polder und Polderteileinzugsgebiete stellt eine Voraussetzung für das hydrodynamische Modell dar, damit die Wasserausbreitung innerhalb des Polders korrekt abgebildet werden kann.

Volumenberechnung

Die Volumenberechnung in Abhängigkeit des Wasserstands für die gesamten Polder und Teileinzugsgebiete wurde mit einem AML-Skript in ESRI ArcInfo realisiert. Für jede Fläche (Polder oder Teileinzugsgebiet) wurden die maximalen und minimalen Höhenwerte vom DGMS abgeleitet und die Höhendifferenz in 100 gleiche Höhenstufen für den Import in das hydrodynamisch-numerische Modell Mike11 aufgeteilt. Als nächster Schritt wurde das Volumen für die Polder und Teileinzugsgebiete zwischen der ausgespiegelten Wasserstandsfläche und dem Geländemodell bei jeder Höhenstufe berechnet. Mit der gleichen Methode konnte der Volumeninhalt für Teile des Havel Schlauchs berechnet werden. Die berechneten Volumenkurven in den Poldern sind in Abbildung 4-2 bis Abbildung 4-4 dargestellt. In Abbildung 4-5 sind die für den Polder Twerl berechneten Volumenkurven für ausgewählte Teileinzugsgebiete dargestellt. Die Abbildung enthält für den Polder das kleinste (ID 151), das größte (ID 161) und ein durchschnittliches (ID 155) Teileinzugsgebiet (s. auch Abbildung 4.1). Auf gleiche Weise wurden die gefluteten Flächen für die gesamten Polder und Teileinzugsgebiete in Abhängigkeit des Wasserstandes berechnet. In Abschnitt 3.2.2 wurde bereits festgestellt, dass letztendlich diese Flächendaten und nicht die Volumen in das hydrodynamische Modell integriert sind. Auf die Darstellung der Flächendaten wurde hier jedoch verzichtet.

Volumenkurven

Die Volumenkurven fanden jedoch bei der Berechnung des bei jedem berechneten Zeitschritt in dem hydrodynamischen Modell gespeicherten Volumens Anwendung. Mit Hilfe eines in ArcView entwickelten Skripts konnte das Volumen für jeden Zeitschritt auf der Basis von den mit dem hydrodynamischen Modell berechneten Wasserständen und den dargestellten Volumenkurven bestimmt werden. Die auf diese Weise berechneten Volumina werden bei der Analyse der einzelnen Varianten (Band 2 und Abschnitt 7.2) detailliert besprochen.

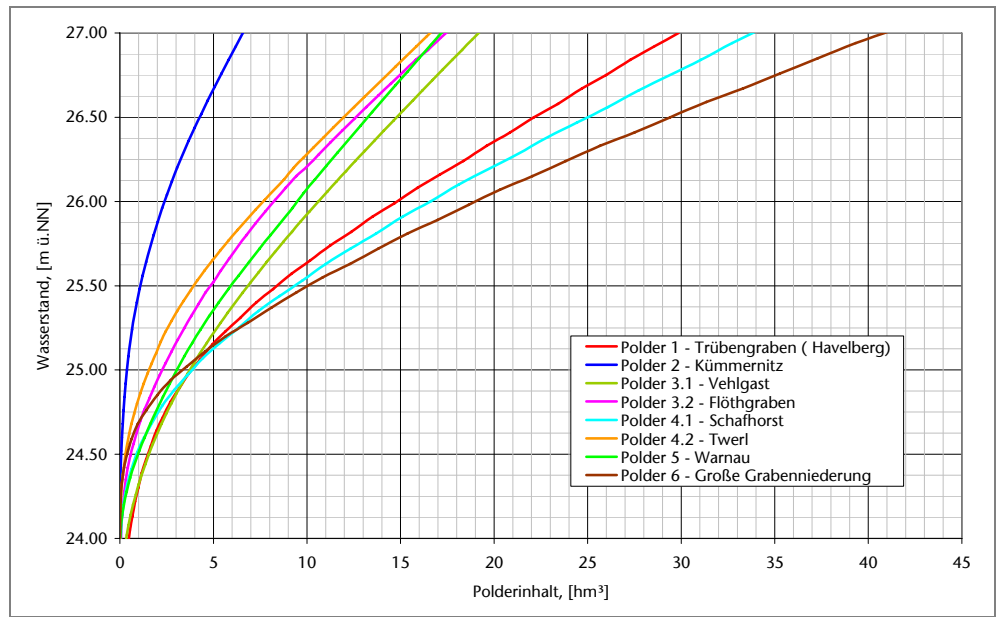


Abbildung 4-2: Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Polder 1 bis 6 (Grundlage: DGM5)

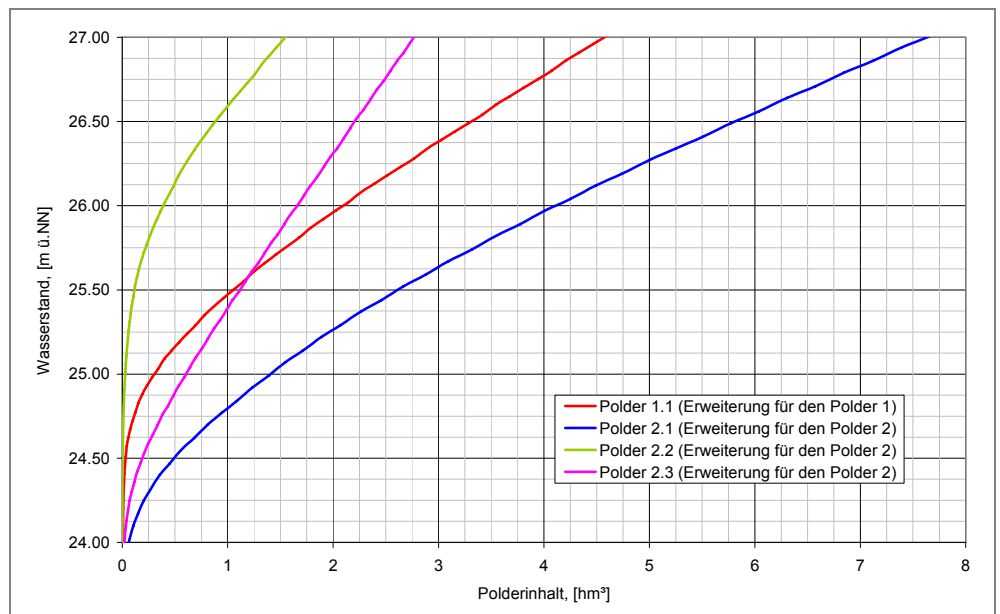


Abbildung 4-3: Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Poldererweiterungen 1.1, 2.1, 2.2 und 2.3 (Grundlage: DGM5)

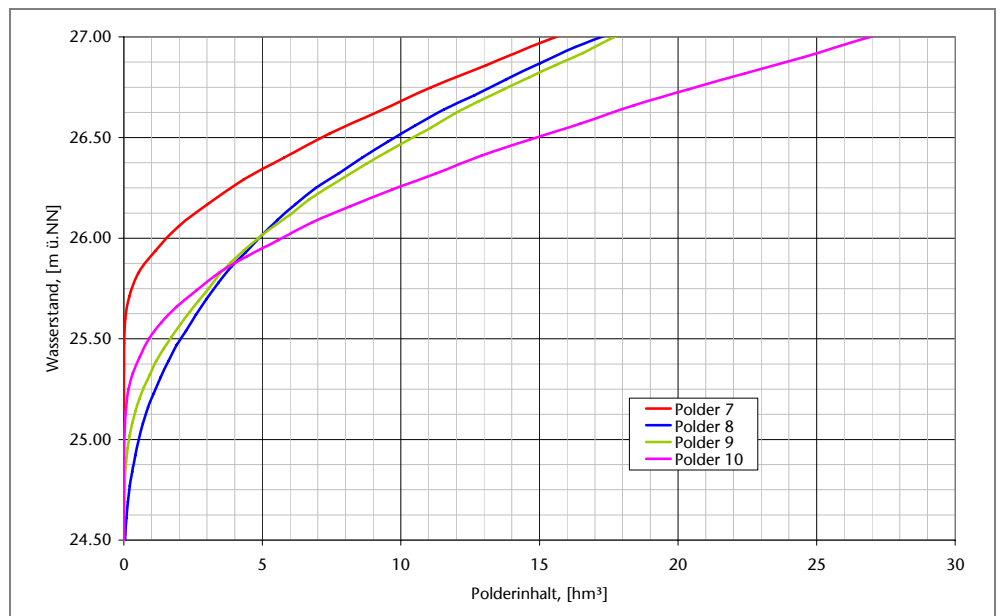


Abbildung 4-4: Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Polder 7 bis 10 (Grundlage: DGMS)

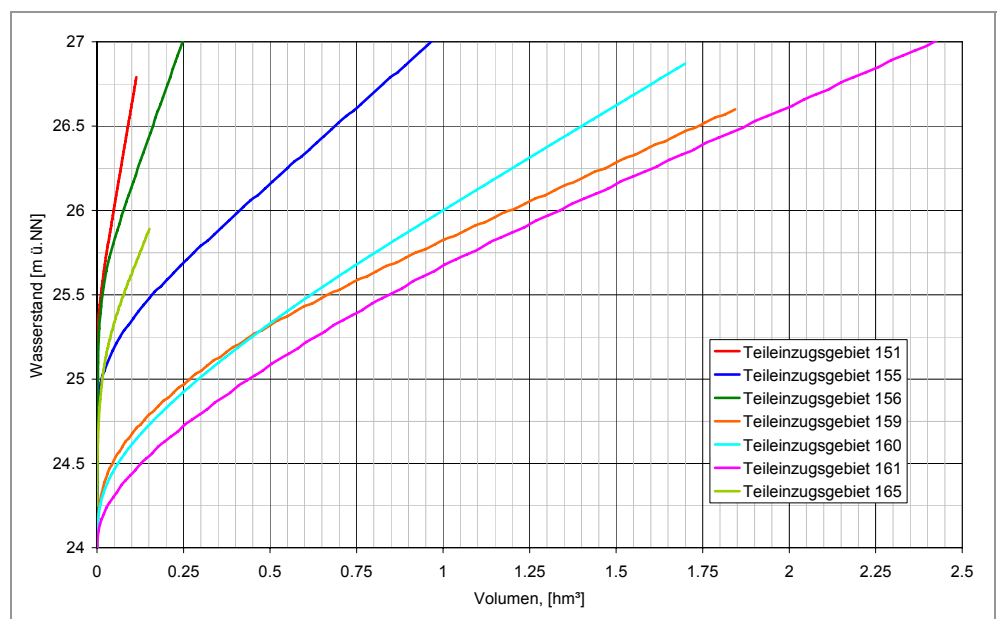


Abbildung 4-5: Wasserstands-Volumen-Beziehungen der Teileinzugsgebiete im Polder 4.2 - Twerl (Grundlage: DGMS)

4.3 Berechnung der Überstaudauer in den Poldern

Als Grundlagendaten für die Berechnung der Überstaudauer (s. Band 2, Los 2) wurde das Geländemodell klassifiziert und mit den Teileinzugsgebieten verschnitten. Dadurch hat jedes Teileinzugsgebiet eine eindeutige Grid-ID. Zusätzlich wurden die Wasserstände verwendet, welche mit dem hydrodynamisch-numerischen Modell für jedes Teileinzugsgebiet und für jeden Zeitschritt berechnet worden sind.

Anhand der Grid-IDs konnten aus diesen Wasserständen innerhalb des einzelnen Teileinzugsgebietes für jede Höhenklasse pro Zeitschritt die auftretenden Wassertiefen ermittelt werden. Diese Ergebnisse wurden in einer getrennten Tabelle gespeichert und dann die Tabelle wiederum mit dem klassifizierten Grid verknüpft. Für jeden ermittelten Zeitschritt konnte die überflutete Fläche berechnet werden. Durch die Überlagerung der einzelnen Zeitschritte konnte so die Überflutungsdauer für die einzelnen Grid-Zellen erhalten werden.

Die Überlagerungsergebnisse sind in äquidistanten 5-Tages-Schritten klassifiziert. Für jede Klasse wurden die entsprechenden Flächen berechnet. Die Anteile der betroffenen Flächen an den gesamten Polderflächen wurden im letzten Schritt ermittelt.

Die Berechnungsergebnisse der Überstaudauer in den Poldern 1 bis 5 sind für das auf Basis des HW2002 kalibrierte Eichungsmodell in Tabelle 3-5 (Band 2) zusammengefasst. Die graphische Darstellung ist in der Abbildung 4-6 gegeben. Der Polder 6 wurde beim HW2002 nicht beansprucht. Auf gleiche Weise konnte die Überstaudauer des optimierten Modells HW2002 (inkl. Polder 6) bestimmt werden. Auch dies ist in Band 2 dargestellt.

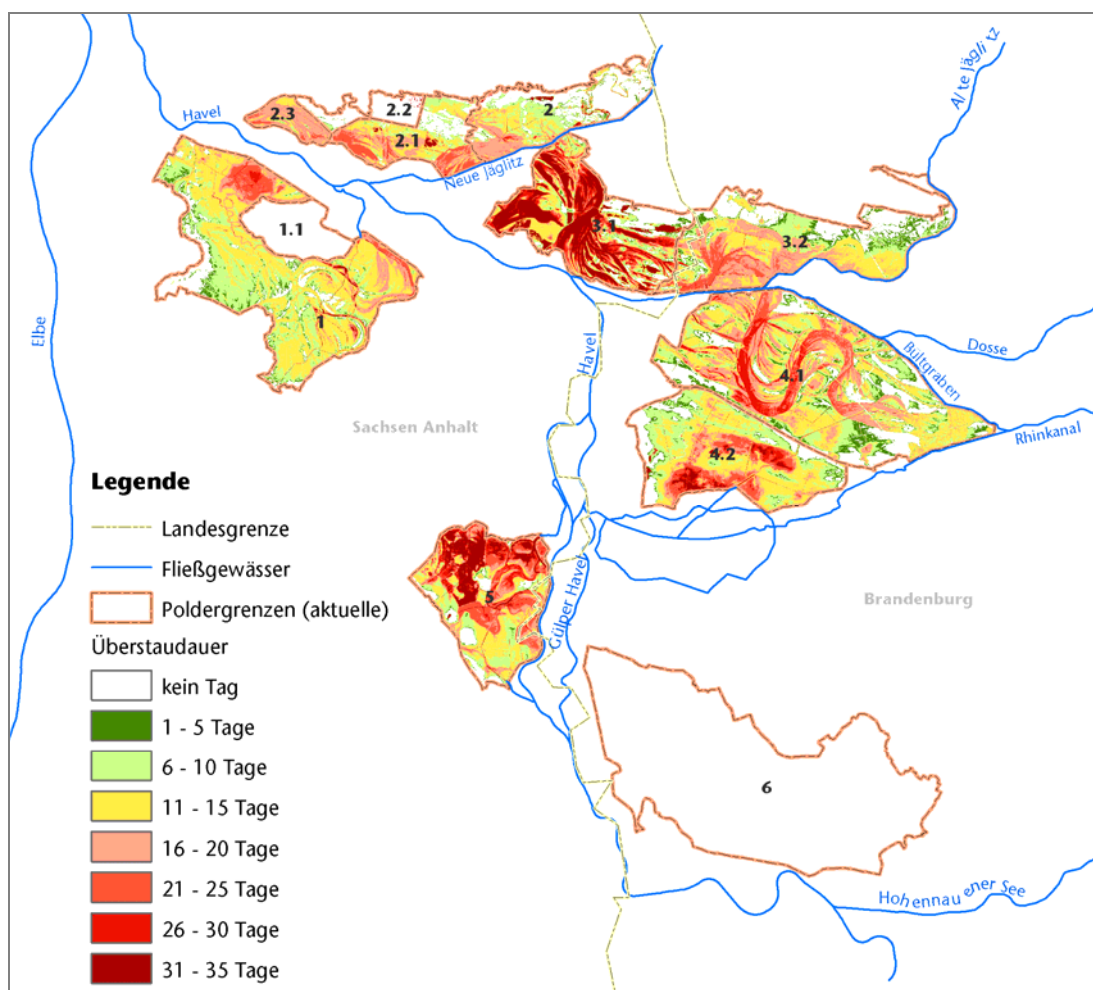


Abbildung 4-6: Überstaudauer in den Poldern beim HW2002

5 Modellkalibrierung anhand des HW2002

Die Kalibrierung erfolgt ausschließlich anhand des HW2002. Da das Flutungssystem bis heute lediglich einmal genutzt wurde, liegt auch kein weiteres Ereignis vor, das für die Kalibrierung geeignet gewesen wäre. Die bei der Kalibrierung angesetzten Referenzdaten sind bereits detailliert in den Abschnitten 2.4 und 2.5 dargestellt. Die Kalibrierung wird anhand der beiden Systemkomponenten Oberflächengewässer und Grundwasser beschrieben. Da es bei der Kalibrierung des Oberflächenwassermodells MIKE11 aufgrund der während des Projektes aktualisierten Abflusstafel Tangermünde zu Verzögerungen gekommen ist, wird die damit verbundene Problematik zuerst besprochen.

5.1 Oberflächenwassermodell MIKE11

5.1.1 Abflusstafel Tangermünde

Abflusstafel

An der Stelle des Elbepegels Tangermünde befindet sich der obere Rand des OW-Modells. Hier wird eine vorgegebene Abflussganglinie angesetzt. Die Abflussganglinie wird abgeleitet anhand der gemessenen Wasserstände am Pegel Tangermünde und der aktuellen Abflusstafel. Die Abflusstafel, die am Anfang des Projektes übergeben wurde, wurde im Laufe des Jahres 2006 aktualisiert. Die beiden Abflusstafeln unterscheiden sich erheblich und sind in Abbildung 5-1 dargestellt. Der schwarze Pfeil markiert den im August 2002 beobachteten maximalen Wasserstand am Pegel (35,31 m DHHN92). In diesem Bereich liegt der Abflusswert der neuen Abflusstafel um etwa 175 m³/s niedriger als in der alten Abflusstafel. Zwischen 32,8 und 35,1 m DHHN92 weist die neue Abflusstafel jedoch deutlich höhere Abflüsse auf als die alte. Die aus den beiden Abflusstafeln abgeleiteten Abflussganglinien am Pegel Tangermünde sind in Abbildung 5-2 dargestellt. Auch hier sind die Unterschiede der beiden Tafeln eindeutig zu erkennen. Dies hatte logischerweise auch Konsequenzen für die Kalibrierung, die zum Zeitpunkt der Übergabe der neuen Abflusstafel bereits auf Basis der alten Tafel abgeschlossen war.

Abflussganglinien

Nach der dadurch erforderlichen Anpassung der Rauigkeitswerte der Elbe hat sich herausgestellt, dass eine weitaus bessere Kalibrierung der Elbwasserstände mit der neuen Abflusstafel erreicht werden kann. Insbesondere der gekappte Scheitel wird mit der neuen Abflusstafel viel besser abgebildet. Dies ist in Abbildung 5-3 exemplarisch für den Pegel Quitzöbel UP dargestellt.

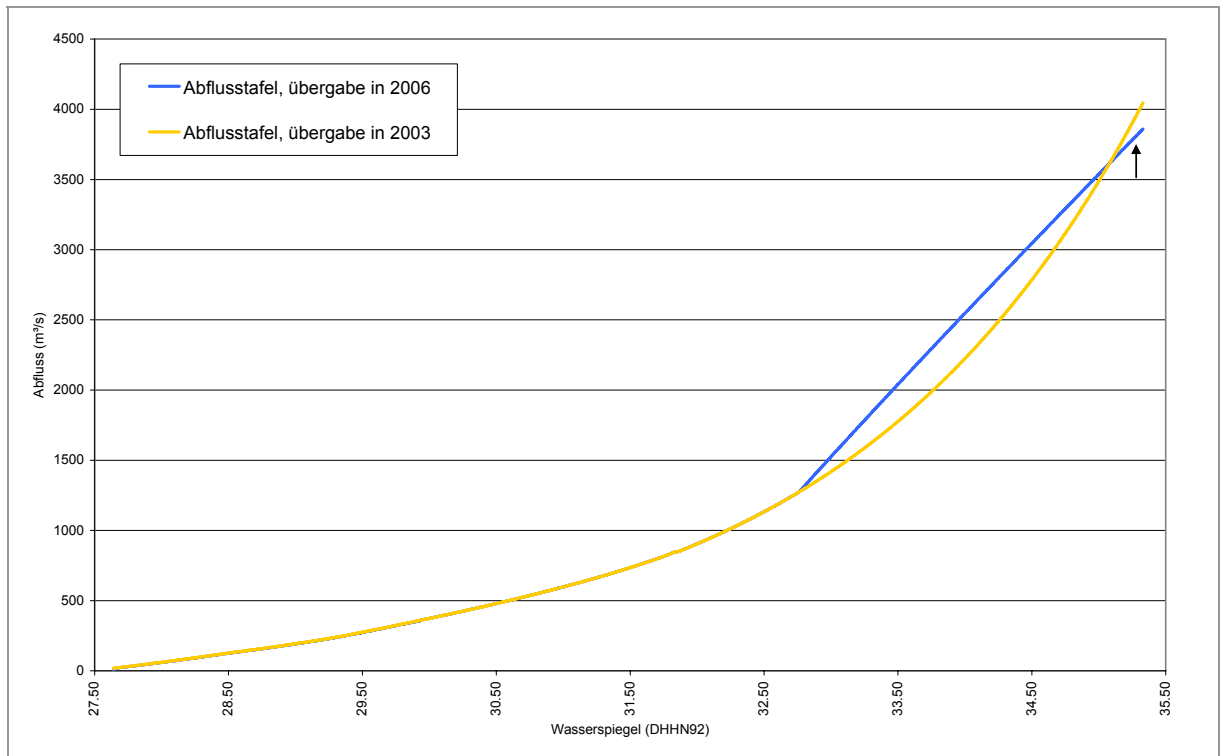


Abbildung 5-1: Vergleich zwischen der alten und neuen Abflusstafel Tangermünde

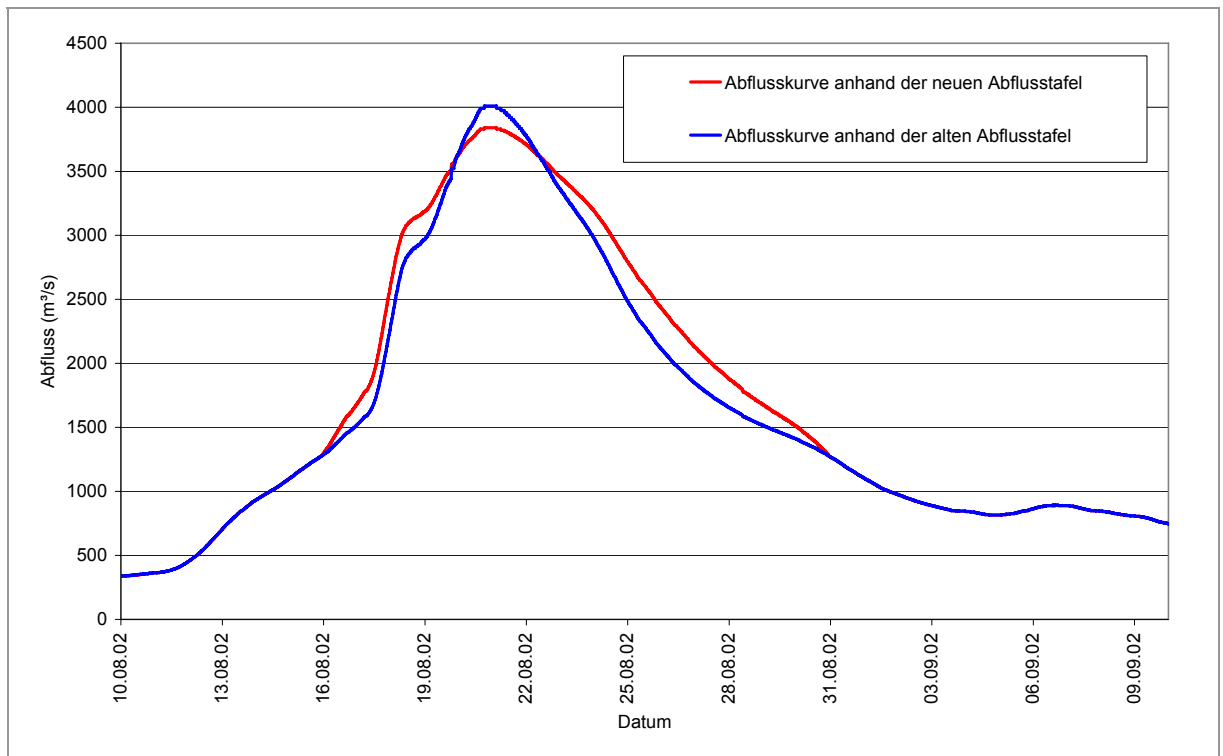


Abbildung 5-2: Vergleich zwischen den anhand der beiden Abflusstafeln ermittelten Abflussganglinien am Pegel Tangermünde

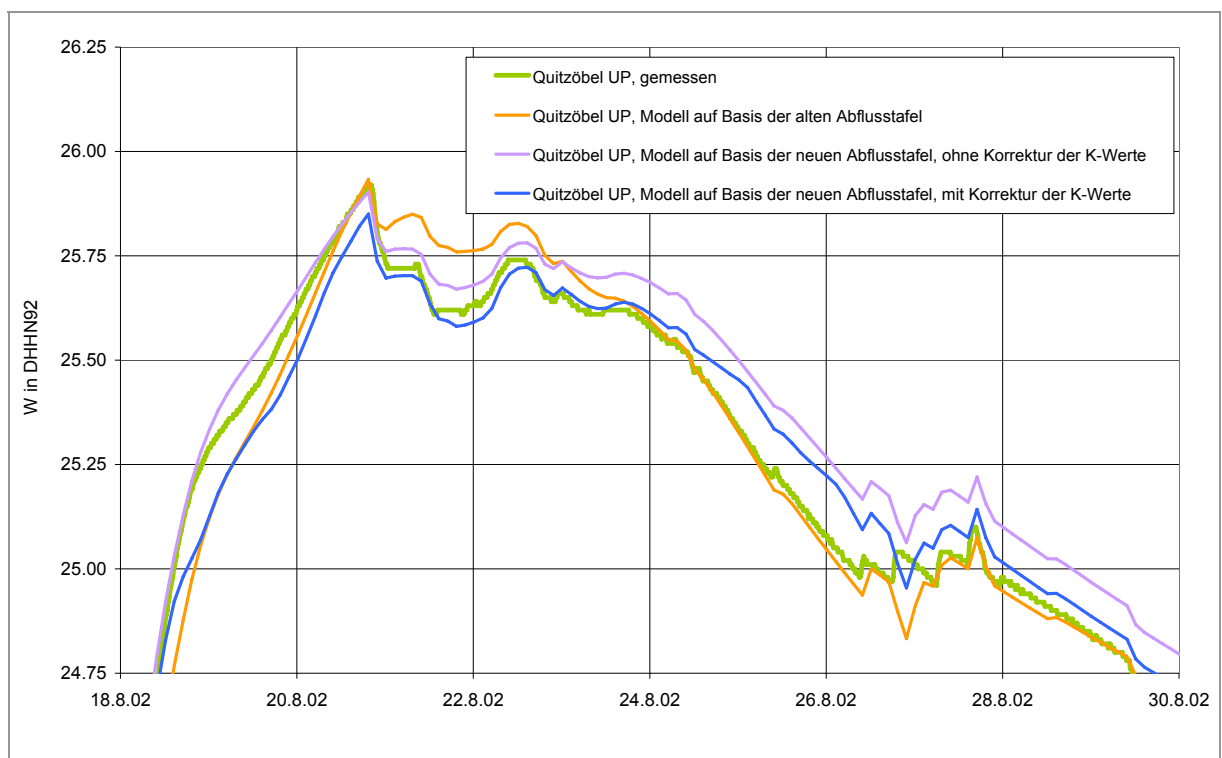


Abbildung 5-3: Vergleich zwischen den anhand der beiden Abflusstafeln ermittelten Abflussganglinien am Pegel Quitzöbel

In dieser Abbildung wird allerdings auch deutlich, dass mit der neuen Abflusstafel im ablaufenden Ast der Welle deutlich zu hohe Wasserstände berechnet werden. Über die Korrektur der K-Werte konnte dies zwar verbessert werden, gleichzeitig sind dadurch aber die Wasserstände im anlaufenden Ast zu niedrig geworden (blaue Kurve). Dies ist an allen im Modell enthaltenen Elbepegel zu beobachten, s. Abbildung 5-4.

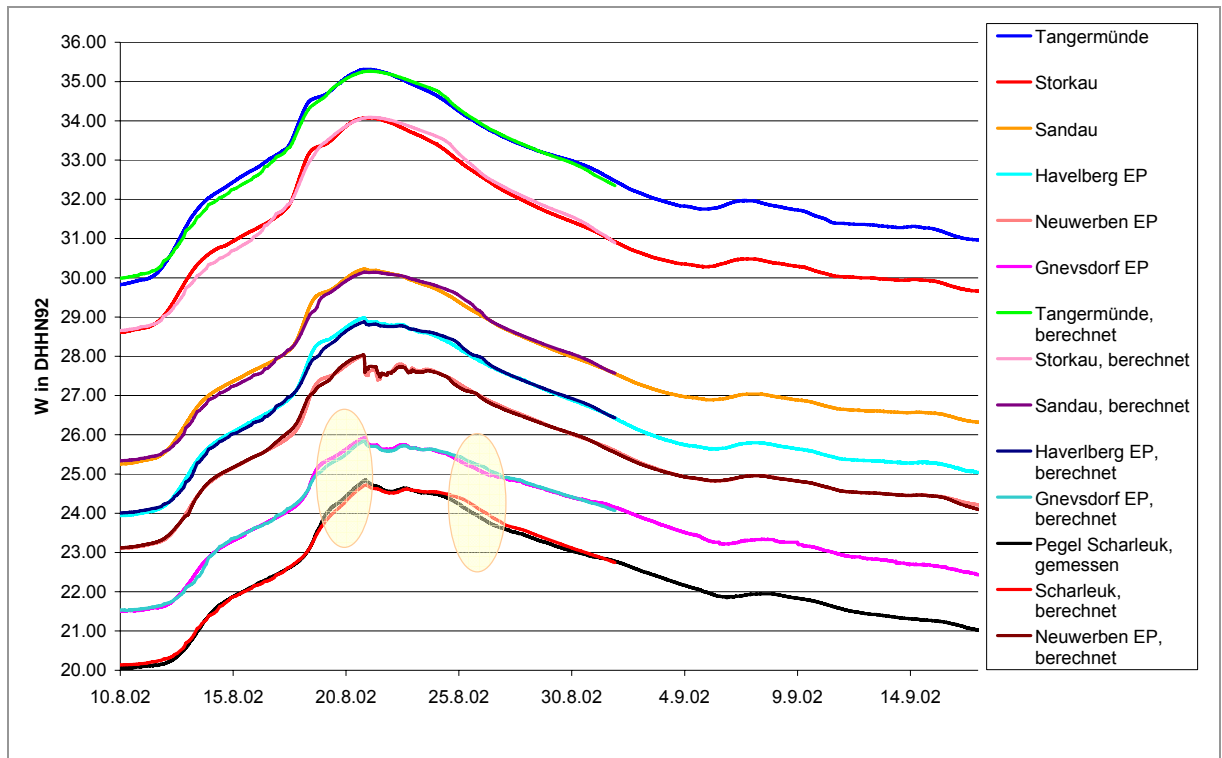


Abbildung 5-4: Vergleich der gemessenen und der anhand der neuen Abflusstafel und Korrektur der K-Werte berechneten Wasserstände an den Elbepegeln

Hysterese

Diese Abweichungen deuten auf einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss der Hysterese bei der Ableitung der Abflussganglinie in Tangermünde hin. Die Hysterese wird dadurch gekennzeichnet, dass bei gleichem Abflusswert im anlaufenden Ast der Welle niedrigere Wasserstände beobachtet werden als im ablaufenden Ast der Welle (FRITZ, 2006). Umgekehrt bedeutet dies, dass bei einem bestimmten beobachteten Wasserstand im anlaufenden Ast höhere Abflüsse aufgetreten sind als im ablaufenden Ast. Wenn dies berücksichtigt werden würde, würden die berechneten Wasserspiegel im anlaufenden Ast höher und im ablaufenden Ast niedriger ausfallen. KRANAWETTREISER (2005) berichtet ausführlich über die Berechnung des Hysterese-Effektes. Er kommt zu der Schlussfolgerung, dass die Beziehung zwischen stationärem und instationärem Abfluss bei gleichem Wasserstand am besten durch folgende Formel abgebildet wird:

$$Q = Q_0 * \sqrt{1 + \frac{v_a}{|v_a|} * \left(-0,5 + \sqrt{0,25 + \frac{|v_a|}{v_{fo} * I_0}} \right)}$$

Wobei

Q_0 = Abfluss im stationären Zustand (Abflusstafel), m³/s

Q = Abfluss im instationären Zustand, m³/s

v_a = Anstiegsgeschwindigkeit der Welle, m/s

I_0 = Sohlgefälle

v_{fo} = Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Scheitels, m/s.

**Anstiegsge-
schwindigkeit**

Die Anstiegsgeschwindigkeit der Welle konnte direkt aus den beobachteten Wasserständen abgeleitet werden. Aus den Profildaten konnte das Sohlgefälle leider nicht eindeutig abgeleitet werden. Anhand der durchgeführten Berechnungen konnte jedoch abgeschätzt werden, dass das Gefälle im stationären Zustand etwa 0,17 ‰ beträgt. Es war außerordentlich schwierig, die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Scheitels am Pegel Tangermünde zu bestimmen. Hierzu wurden die Wasserstände in Tangermünde und die Wasserstände in den benachbarten Pegeln Storkau und Parey OP betrachtet. Dies ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Da die Messungen ‚nur‘ einer Genauigkeit von 0,01 m entsprechen, ist der exakte Zeitpunkt des Scheitels schwer zu bestimmen. Dies gilt insbesondere für den Pegel Storkau, wo der maximal beobachtete Wasserstand fast gleichzeitig mit dem maximalen Wasserstand in Tangermünde eintritt. Wenn für jeden Pegel immer die Mitte der Periode des beobachteten maximalen Wasserstandes ausgewertet wird, kann anhand der Distanz zwischen den Pegeln die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Scheitels bestimmt werden. Zwischen Parey OP und Tangermünde beträgt diese 0,3 und zwischen Tangermünde und Storkau 1,1 m/s. Aufgrund der hohen Unsicherheit der Geschwindigkeit zwischen Tangermünde und Storkau wurde zunächst von einer Geschwindigkeit von 0,35 m/s ausgegangen.

**Fortpflanzungs-
geschwindigkeit**

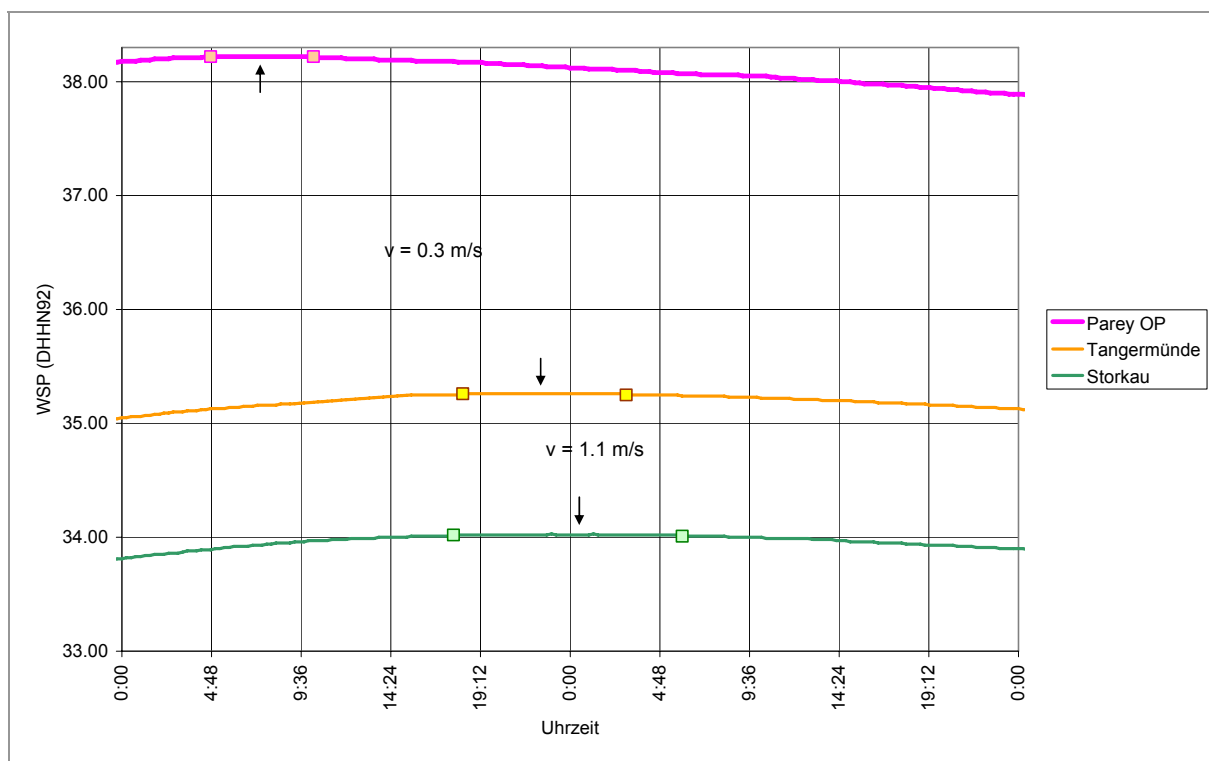


Abbildung 5-5: Bestimmung des Zeitpunktes des Scheitels an den Pegeln Parey OP, Tangermünde und Storkau

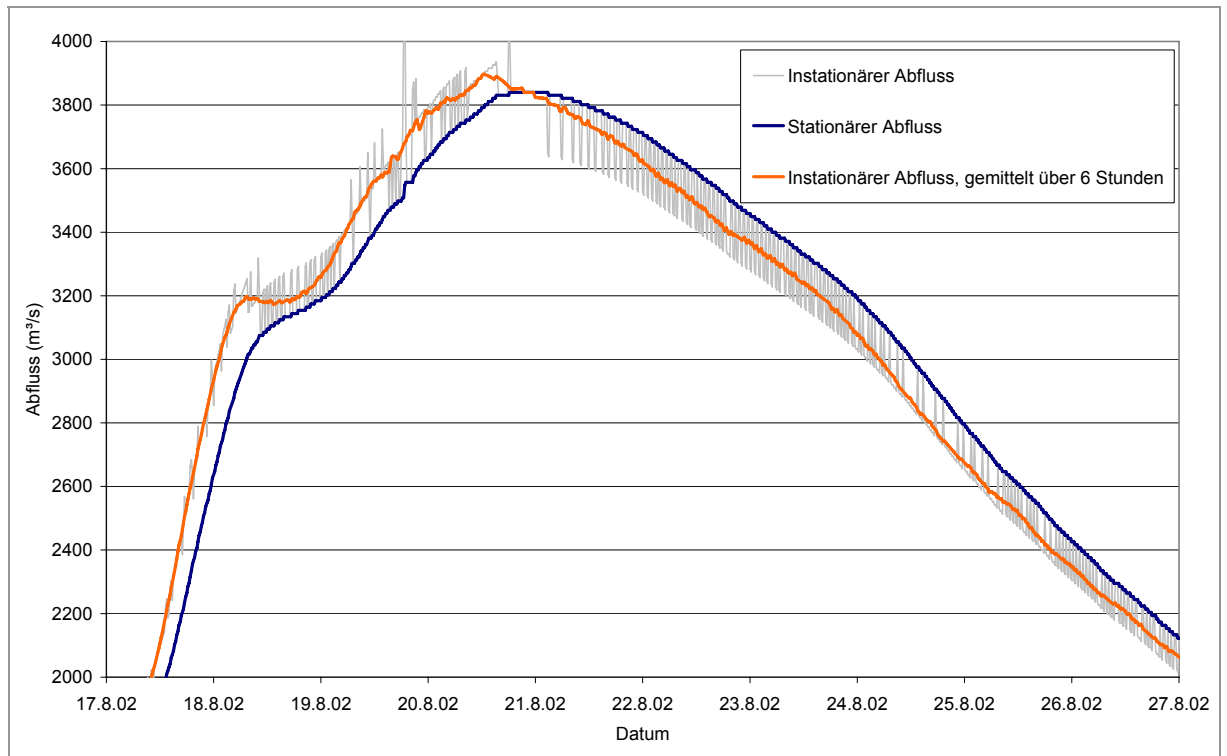


Abbildung 5-6: Instationärer Abfluss beim HW2002 am Pegel Tangermünde auf Basis der neuen Abflusstafel bei einer Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 0,35 m/s

Instationäre Abflussraten

Mit diesem Wert konnte dann die Beziehung zwischen instationärem und stationärem Abfluss in Abhängigkeit der dargestellten Parameter für Tangermünde konkretisiert werden. Dies ist in Abbildung 5-6 dargestellt. Durch die begrenzte Genauigkeit der Messungen entsteht bei der Ableitung des stationären Abflusses anhand der Abflusstafel keine glatte, sondern eine gestufte Abflussganglinie. Dadurch schwankt die Anstiegsgeschwindigkeit der Welle extrem. Dies verursacht wiederum, dass auch die über die oben dargestellte Formel ermittelten instationären Abflussraten stark schwanken. Um dennoch eine glatte instationäre Abflussganglinie im Modell einsetzen zu können, wurden die instationären Abflussraten über 6 Stunden gemittelt (orange Kurve). In Abbildung 5-7 sind die auf Basis der angepassten Abflussganglinie berechneten Wasserstände der Elbepegel dargestellt. Sie stimmen wesentlich besser mit den Messungen überein als die in Abbildung 5-4 dargestellten Ergebnisse ohne Berücksichtigung der Hysterese.

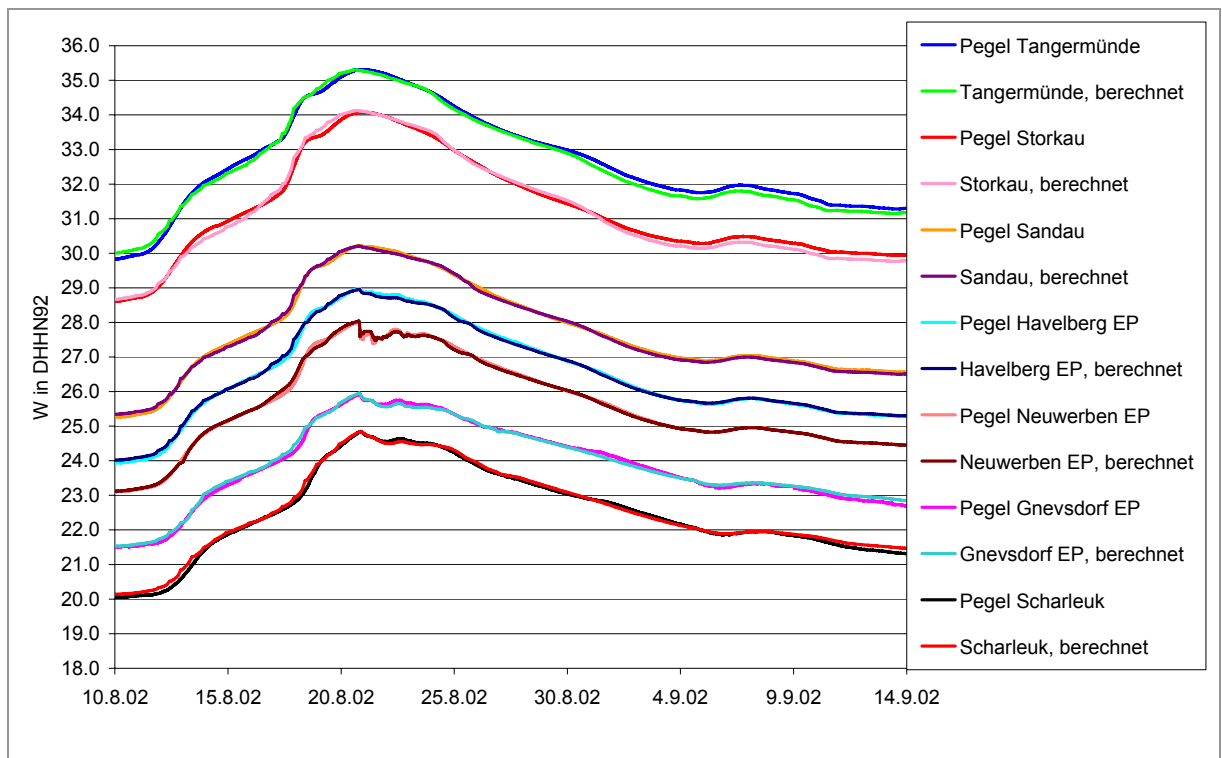


Abbildung 5-7: Vergleich der gemessenen Modelle anhand der neuen Abflusstafeln Tangermünde bei Berücksichtigung der Hysterese, berechnete Wasserstände an den Elbepegeln

Fortpflanzungsgeschwindigkeit Tangermünde

Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse der Kalibrierung sind alle mit einer Geschwindigkeit von 0,35 m/s auf Basis der neuen Abflusstafel Tangermünde berechnet worden. In Band 2 (Los 2) wird jedoch dargestellt, dass mit einer Geschwindigkeit von 0,6 bis 0,9 m/s die tatsächliche Kappung besser abgebildet werden könnte. In Band 1 (Abbildung 1.14) sind die Scheitelllaufzeiten über die gesamte Elbe unterhalb von Dresden dargestellt. Aus den Daten konnte auch die Fortpflanzungsgeschwindigkeit in Tangermünde abgeschätzt werden. Daraus ergibt sich ebenfalls eine Fortpflanzungsgeschwindigkeit von 0,65 bis 0,70 m/s. Es muss daher geschlossen werden, dass das Modell die tatsächlich vorhandene Hysterese in Tangermünde etwas überschätzt.

Es wurde in Band 2 jedoch auch dargestellt, dass die Aussagen bezüglich der 2002 durchgeführten Kappung sowie die Kappung, die damals maximal möglich gewesen wäre, nicht von dem im Modell überschätzten Einfluss der Hysterese betroffen sind. Damit kann auch angenommen werden, dass die dargestellte Überschätzung auch bei den Szenarien in Abschnitt 7.2 keine wesentliche Rolle spielt. Um die Szenarien mit den Ergebnissen des HW2002 vergleichen zu können, wurde auf eine über die Korrektur der Fortpflanzungsgeschwindigkeit durchzuführende Anpassung der Hysterese verzichtet.

Es wird hier außerdem noch darauf hingewiesen, dass der Einfluss der beiden Abflusstafeln an sich wesentlich größer ist als die Fortpflanzungsgeschwindigkeit zur Bestimmung der Hysterese. Dies ist in der nächsten Abbildung dargestellt.

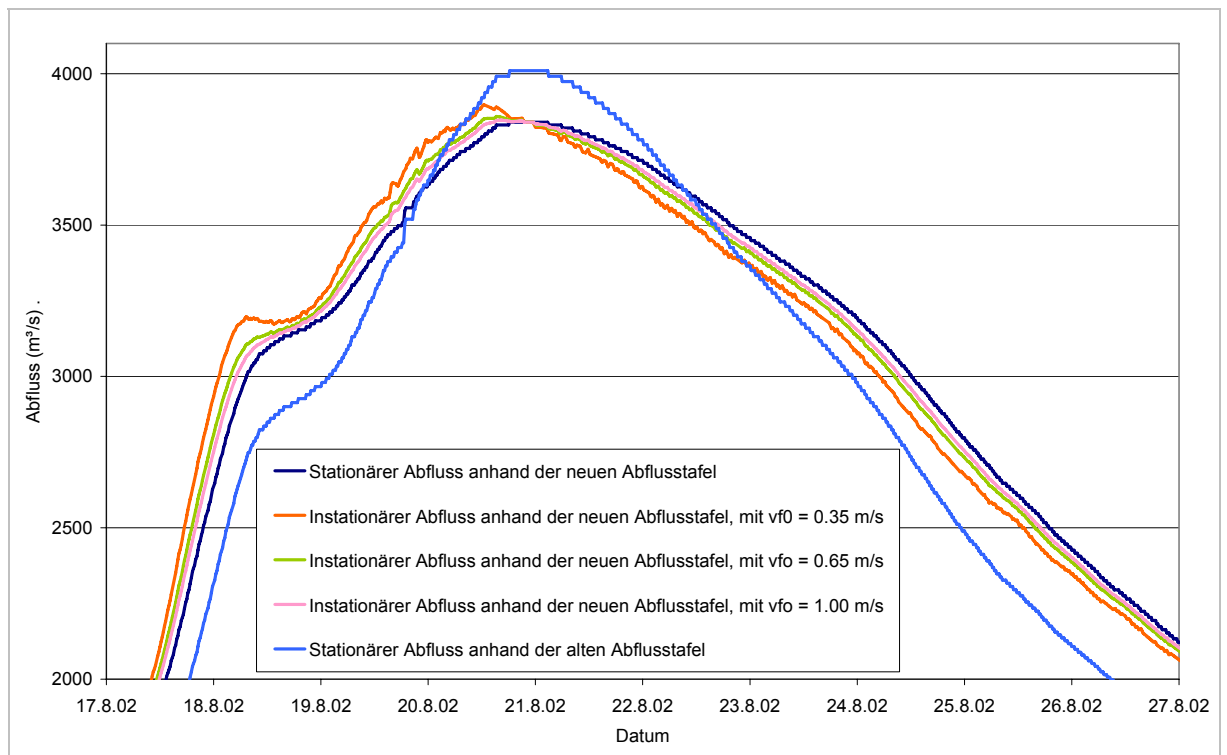


Abbildung 5-8: Stationärer sowie instationärer Abfluss beim HW2002 am Pegel Tangermünde auf Basis der neuen Abflusstafel bei unterschiedlichen Fortpflanzungsgeschwindigkeiten sowie stationärer Abfluss auf Basis der alten Abflusstafel

5.1.2 Verifikation der Wasserstandsganglinien

Die Verifikation der Wasserstandsganglinien kann in vier Teile aufgeteilt werden:

- Elbepegel,
- Havelpegel,
- Polderpegel,
- Pegel der Nebenflüsse.

Elbepegel

Die Elbepegel wurden bereits im vorherigen Abschnitt besprochen. Sie konnten am genauesten mit der neuen Abflusstafel Tangermünde unter Berücksichtigung der Hysterese abgebildet werden. In den nächsten beiden Abbildungen sind die Kalibrierungsergebnisse der Elbe für die Abschnitte Tangermünde - Havelberg EP und Neuwerben EP – Wittenberge noch einmal detaillierter dargestellt. Alle verfügbaren Pegel werden sehr genau vom Modell abgebildet (Abbildung 5-9 und Abbildung 5-10). Lediglich der Pegel Wittenberge zeigt über längere Perioden große Abweichungen. Im Ablauf der Welle kann das teilweise damit begründet werden, dass die Elbe im Grundwassermodell nur für die Hälfte abgebildet wird. Zwischen Tangermünde und Wittenberge wird der Austausch zwischen dem Grundwasser und der Elbe damit am linken Ufer vernachlässigt. Folglich werden die Abflusswerte in der Elbe im Ablauf der Welle wahrscheinlich unterschätzt. In der Spitze wäre aus gleichem Grund jedoch ein umgekehrtes Verhalten zu erwarten. Die modellierte Spitze liegt jedoch deutlich unterhalb der beobachteten Spitze.

Pegel Wittenberge

In Band 2 wurde bereits dargestellt, dass für die Spitze der Welle angenommen werden kann, dass die Wasserstände im Modell um 24 cm erhöht werden müssen,

um die tatsächlich vorhandenen Wasserstände am Pegel Wittenberge realitätsnah abbilden zu können. Es wurde anhand einer zusätzlichen Berechnung nachgewiesen, dass die Anhebung der Wasserstände in Wittenberge um 24 cm (dies wurde über die Anpassung der Abflusstafel im Modell integriert) auf die übrigen Elbepegel nur einen geringen Einfluss hat. Damit kann die generelle Erhöhung der berechneten Wasserstände in Wittenberge um 24 cm akzeptiert werden.

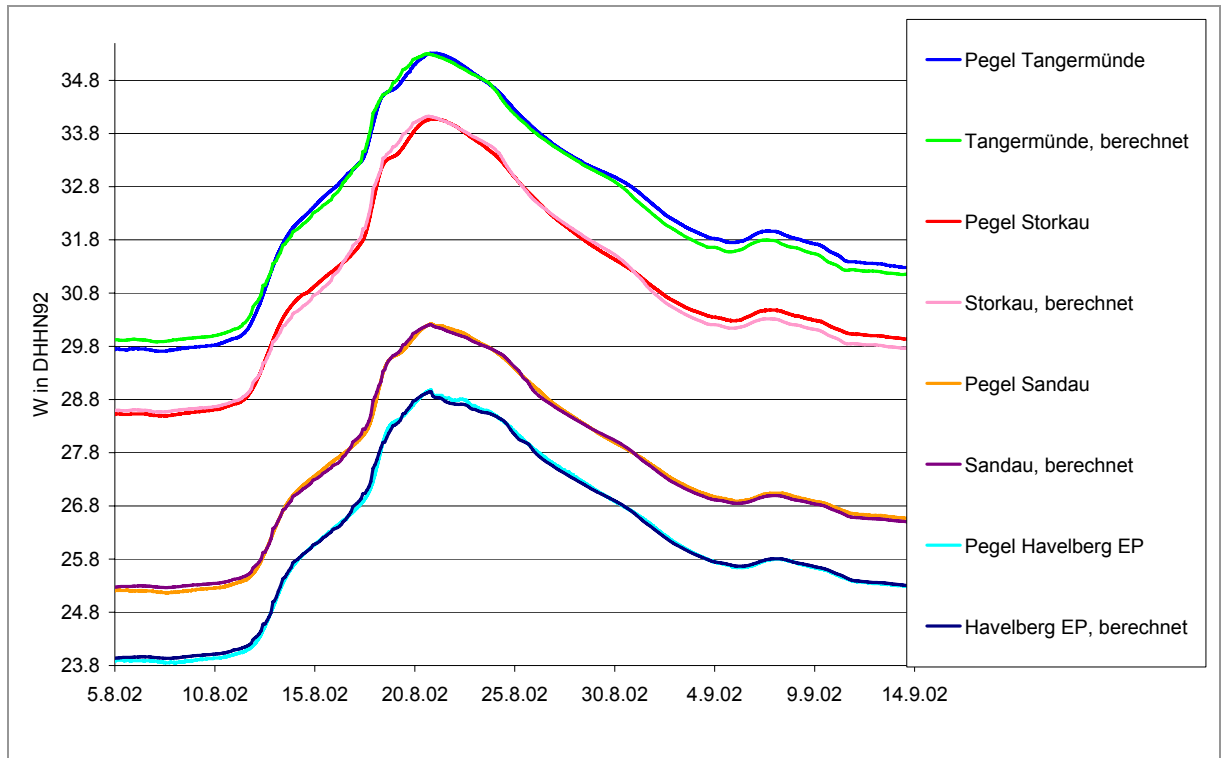


Abbildung 5-9: Ergebnisse der Kalibrierung der Elbewasserstände, Tangermünde bis Havelberg EP

Pegel Tagermünde

Die Abweichungen in der Spitze sind wahrscheinlich auf die Abflussganglinie in Tangermünde zurückzuführen. In Abbildung 5-11 sind die anhand der Abflusstafel Wittenberge ermittelte Abflüsse aus den beobachteten und berechneten Wasserständen am Pegel Wittenberge dargestellt. Zusätzlich ist die Differenz zwischen beiden Kurven abgebildet. Im Mittel ergibt sich daraus eine Differenz in der Spitze von 175 bis 200 m³/s. Die dargestellten Ergebnisse am Pegel Wittenberge deuten also darauf hin, dass die Spitzenabflüsse in Tangermünde durch die neue Abflusstafel unterschätzt werden. In Abschnitt 5.1.1 wurde allerdings auch dargestellt, dass im Vergleich zu der alten Abflusstafel der Verlauf der neuen Abflusstafel Tangermünde überwiegend besser mit dem Verlauf der gemessenen Wasserstandsganglinien der Elbe übereinstimmt.

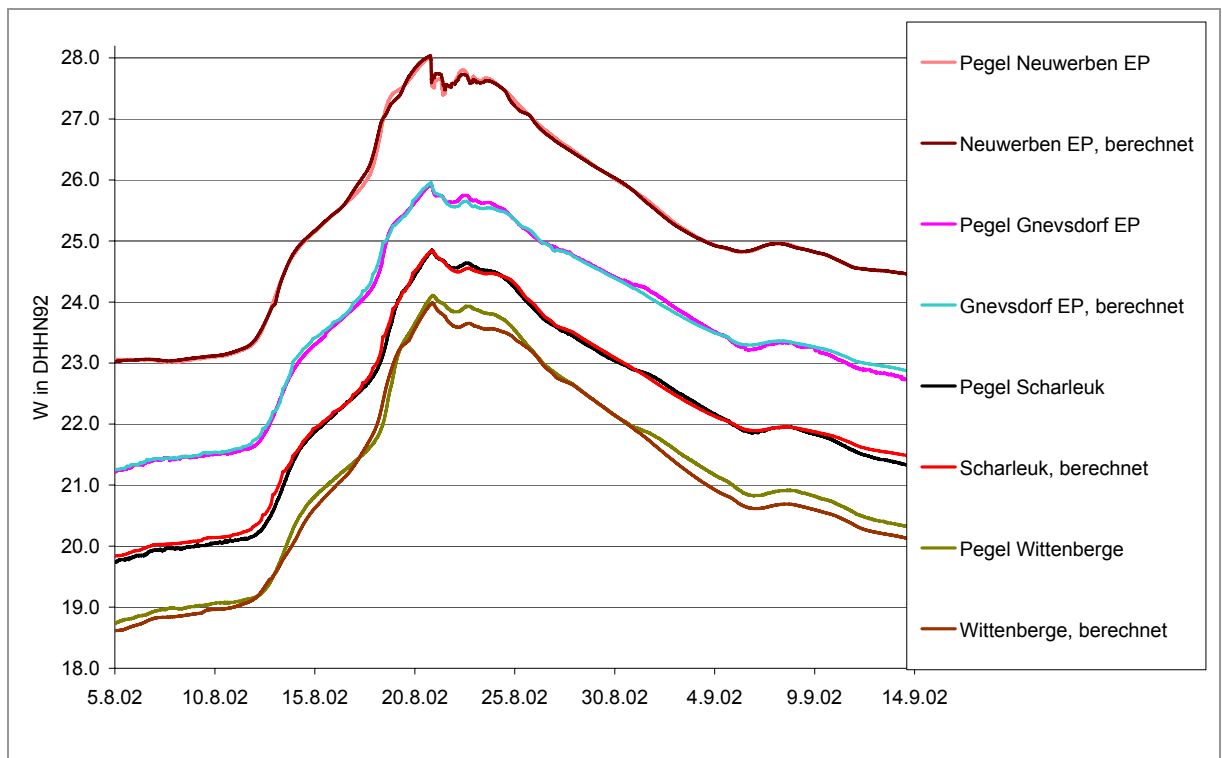


Abbildung 5-10: Ergebnisse der Kalibrierung der Elbewasserstände, Neuwerben EP bis Wittenberge

Abflüsse Pegel Wittenberge

Es wird außerdem darauf hingewiesen, dass auch die während des Hochwassers 2002 durchgeführten Flüßelmessungen ca. um $100 \text{ m}^3/\text{s}$ unter den anhand der Abflusstafel Wittenberge ermittelten Abflüssen liegen (GRÜNEWALD, 2006). Auch die vorliegenden, jedoch noch nicht abgeschlossenen Ergebnisse des Modells WAVOS (Lieferung der Daten erfolgte per E-Mail am 25. April 2006) zeigen ein ähnliches Bild. Der historische Zustand 2002 wird durch das Modell mit 734 cm a. P. Wittenberge genau abgebildet. Der Abfluss in Wittenberge ist dabei allerdings um fast $350 \text{ m}^3/\text{s}$ geringer als der auf Basis der Abflusstafel Wittenberge zu erwartende Abfluss ($3834 \text{ m}^3/\text{s}$). Er ist mit $3489 \text{ m}^3/\text{s}$ sogar deutlich geringer als der maximale Abfluss, der mit dem WASY-Modell ermittelt wurde ($3709 \text{ m}^3/\text{s}$).

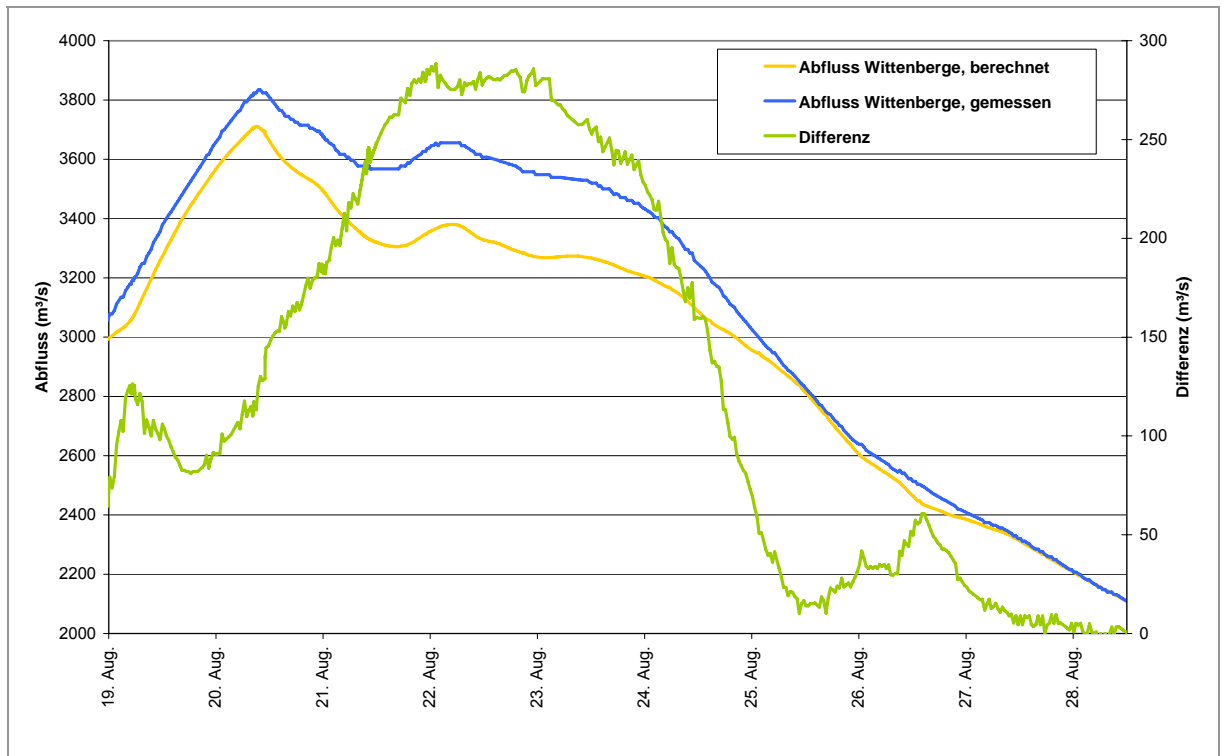


Abbildung 5-11: Ergebnisse der Kalibrierung der Elbewasserstände, Neuwerben EP bis Wittenberge

Havelpegel

Die Kalibrierung der Havelwasserstände ist für die Pegel Gnevsdorf, Quitzöbel, Havelberg-Stadt, Garz, Grütz und Albertsheim in Abbildung 5-12 bis Abbildung 5-17 dargestellt. Die Pegel Quitzöbel, Havelberg-Stadt und Garz UP werden vom Modell am besten und sehr gut abgebildet. In diesem Abschnitt der Havel sind vier der 2002 gefluteten fünf Polder an die Havel angebunden. Lediglich bei Polder Warnau wurde der Polderdeich oberhalb vom Wehr Garz durchbrochen. Aber auch dort sind die Abweichungen des Modells gegenüber den gemessenen Wasserständen sehr gering. Die Wehre Garz und Grütz werden in Anbetracht der Problematik, die sich bei Nadelwehren in einem 1-D Modell aufgrund der Einschnürung an den Wehren ergibt, ausreichend genau wiedergegeben. Das Modell gibt damit insgesamt sogar bei niedrigeren Wasserständen die Realität gut wieder.

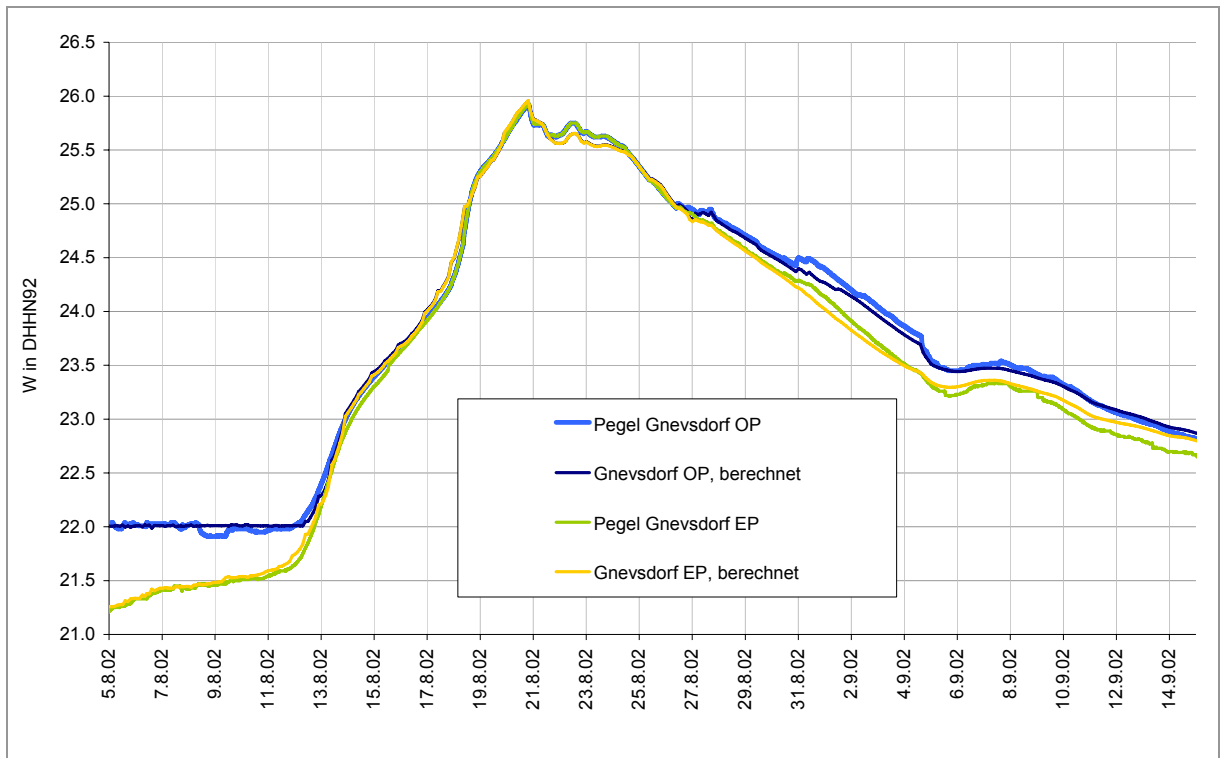


Abbildung 5-12: Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Gnevsdorf

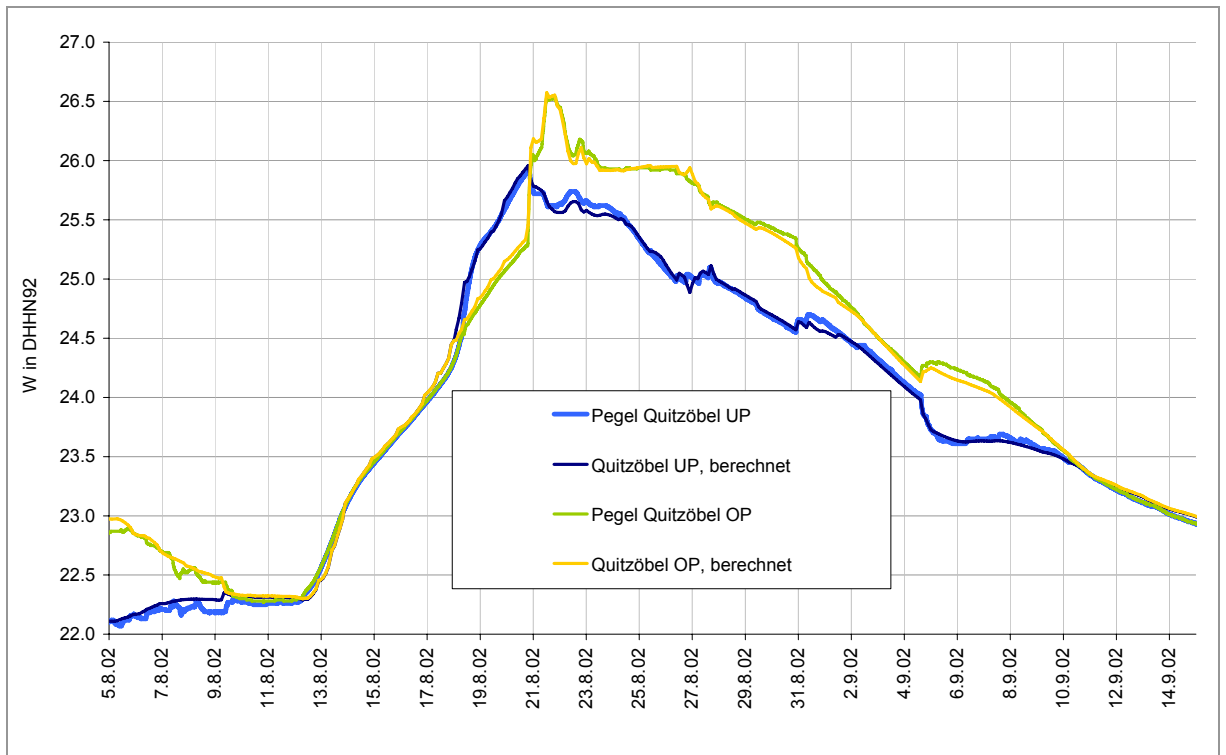


Abbildung 5-13: Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Quitzöbel

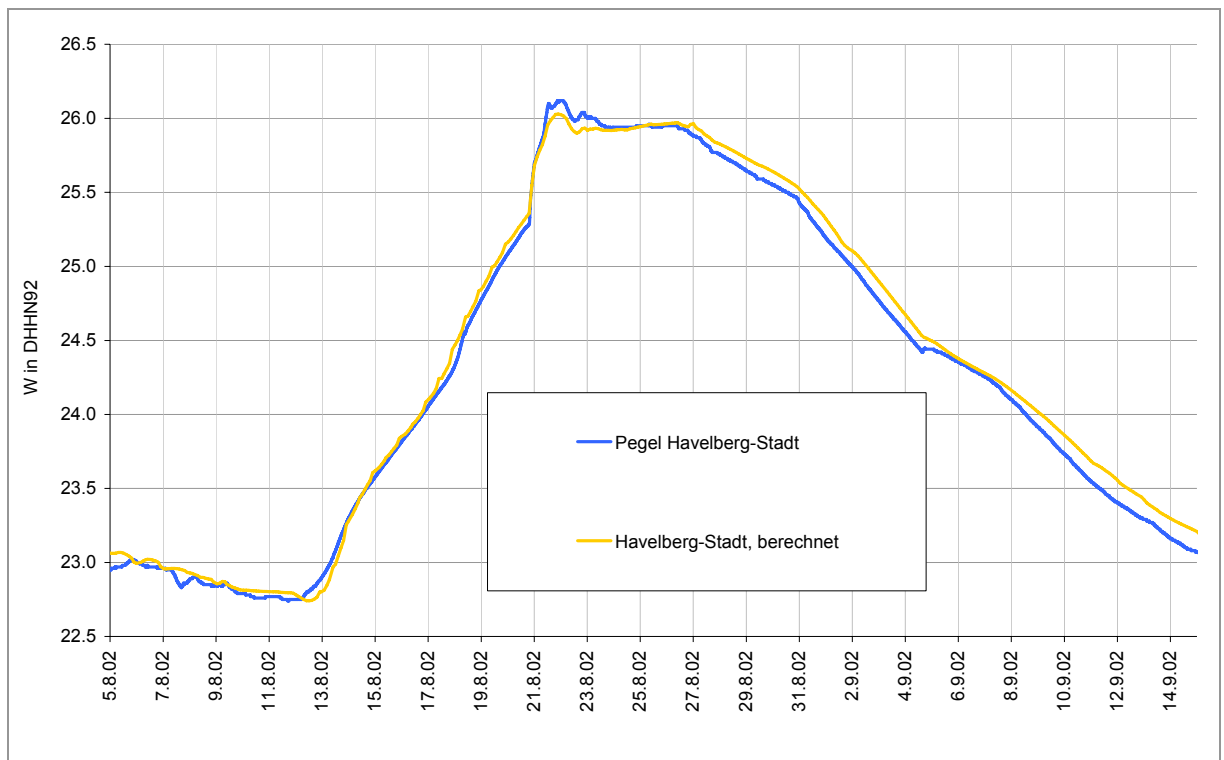


Abbildung 5-14: Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Havelberg-Stadt

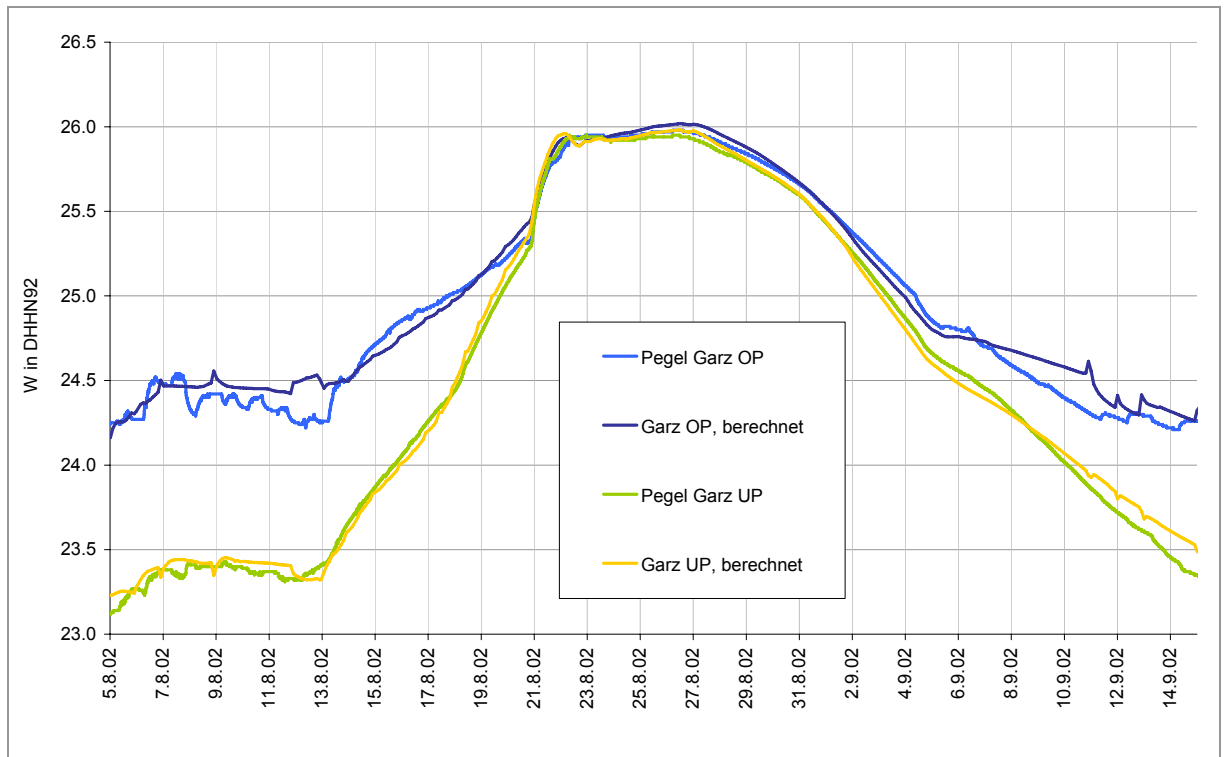


Abbildung 5-15: Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Garz

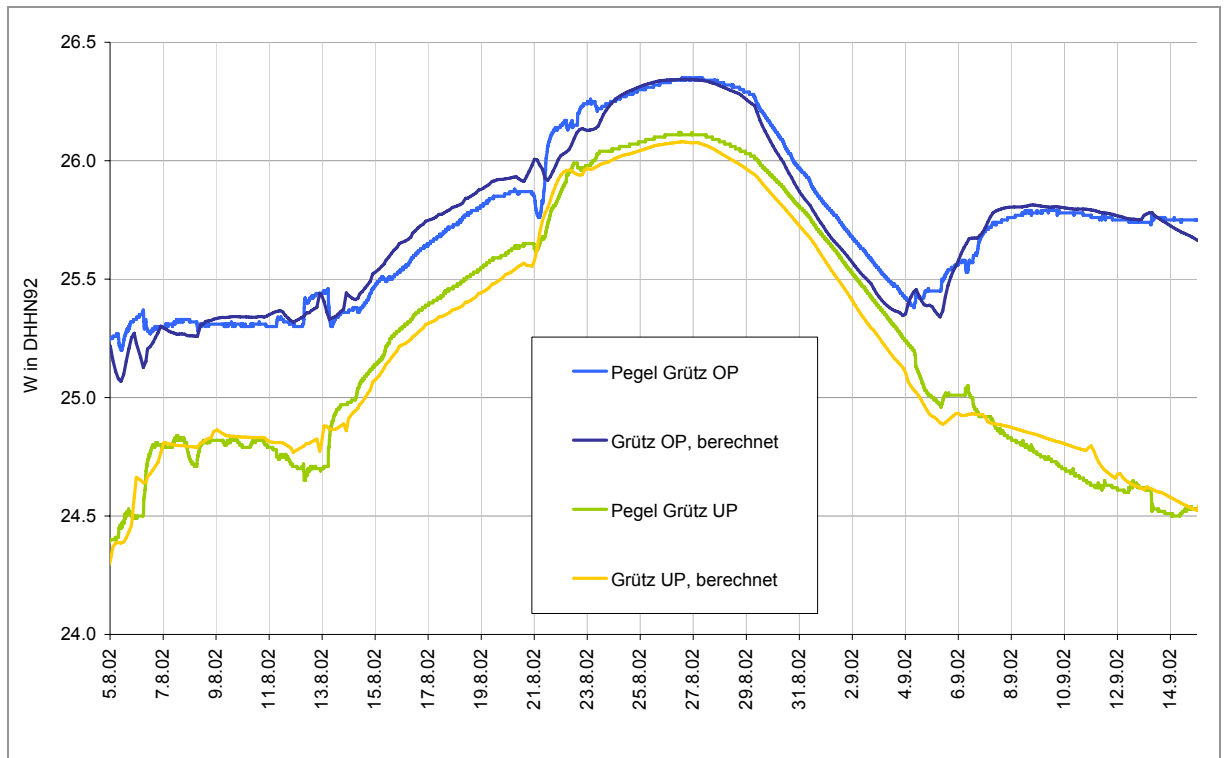


Abbildung 5-16: Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Grütz

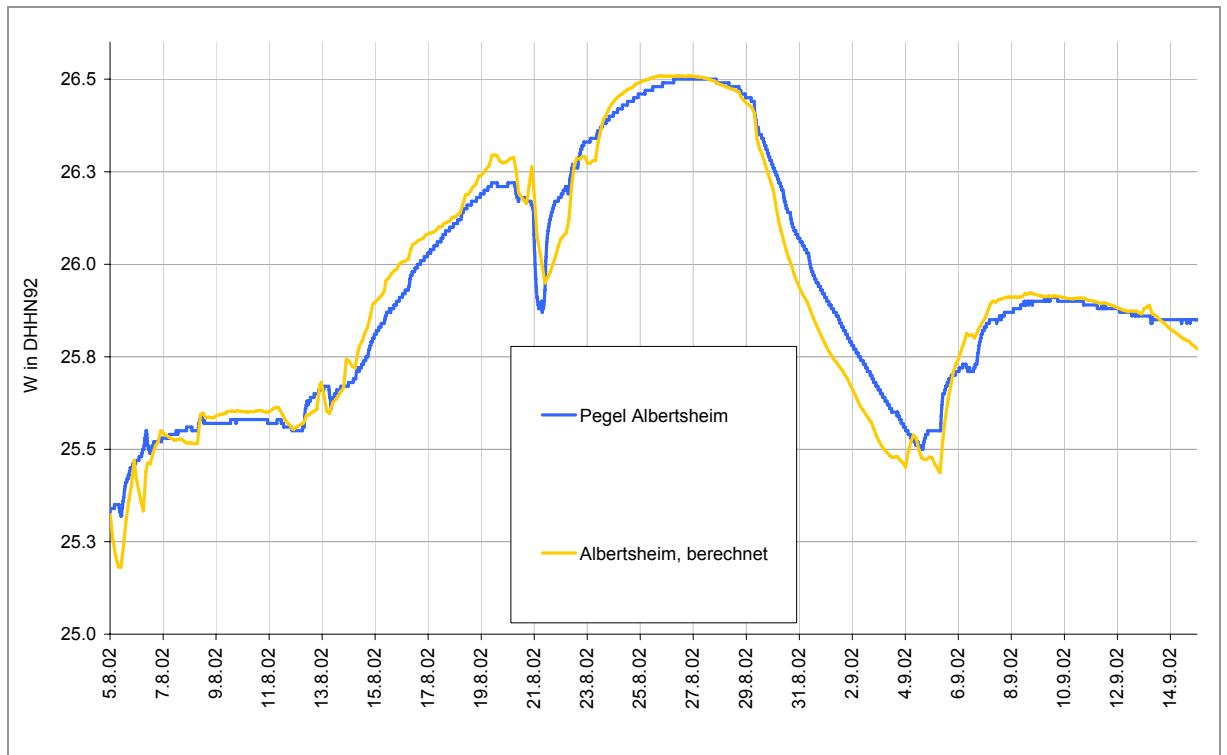


Abbildung 5-17: Ergebnisse der Kalibrierung der Havelwasserstände, Albertsheim

Polderpegel

Der dritte Teil in diesem Abschnitt betrifft die Kalibrierung der Polderpegel. Dies ist in den nächsten sieben Abbildungen dargestellt. Alle Polder werden gut abgebildet. Lediglich bei niedrigen Wasserständen treten in den Poldern Warnau und Havelberg

Abweichungen auf. Dies ist hauptsächlich mit der komplizierten Steuerung der Auslassbauwerke zu erklären. Auf die Flutung oder Entleerung hat dies keine Auswirkung. Bei den Auslassbauwerken am Polder Trübengraben konnte bei niedrigen Wasserständen das Gefälle zwischen Außenpegel und der Havel nicht genau abgebildet werden. Auch dies hat für die Flutung keine Bedeutung.

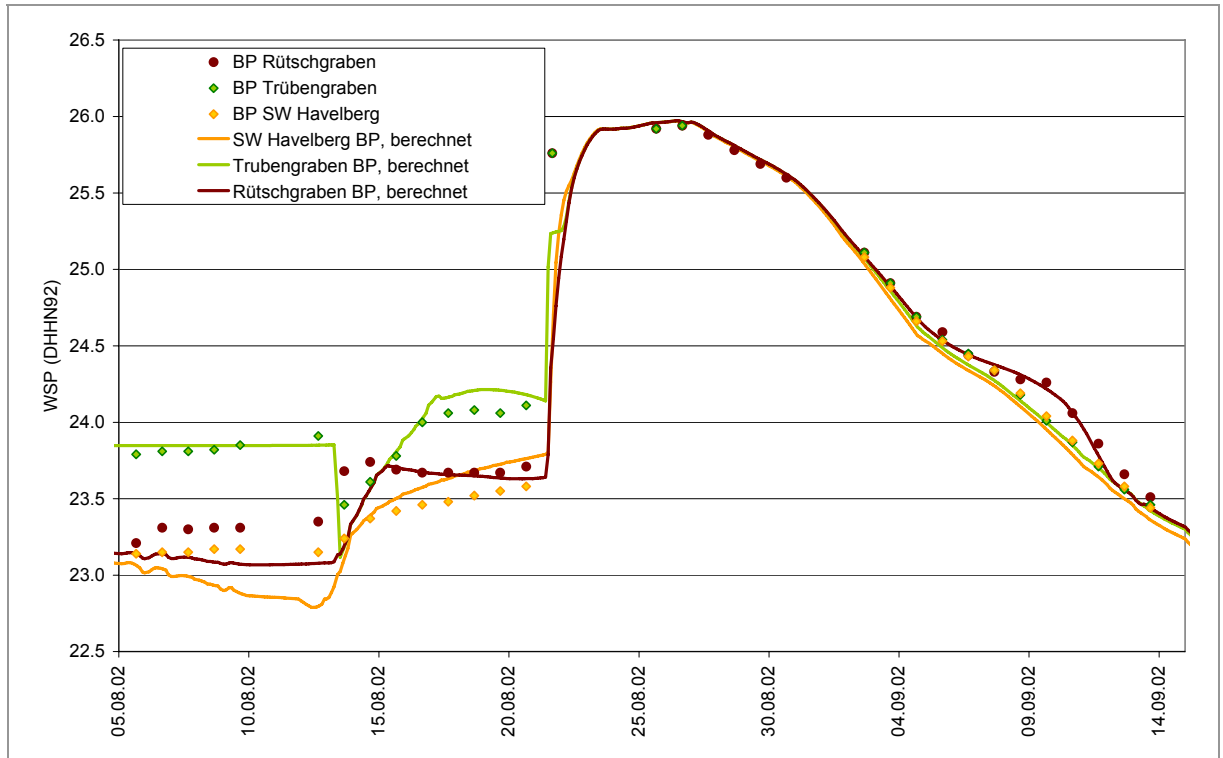


Abbildung 5-18: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Trübengraben

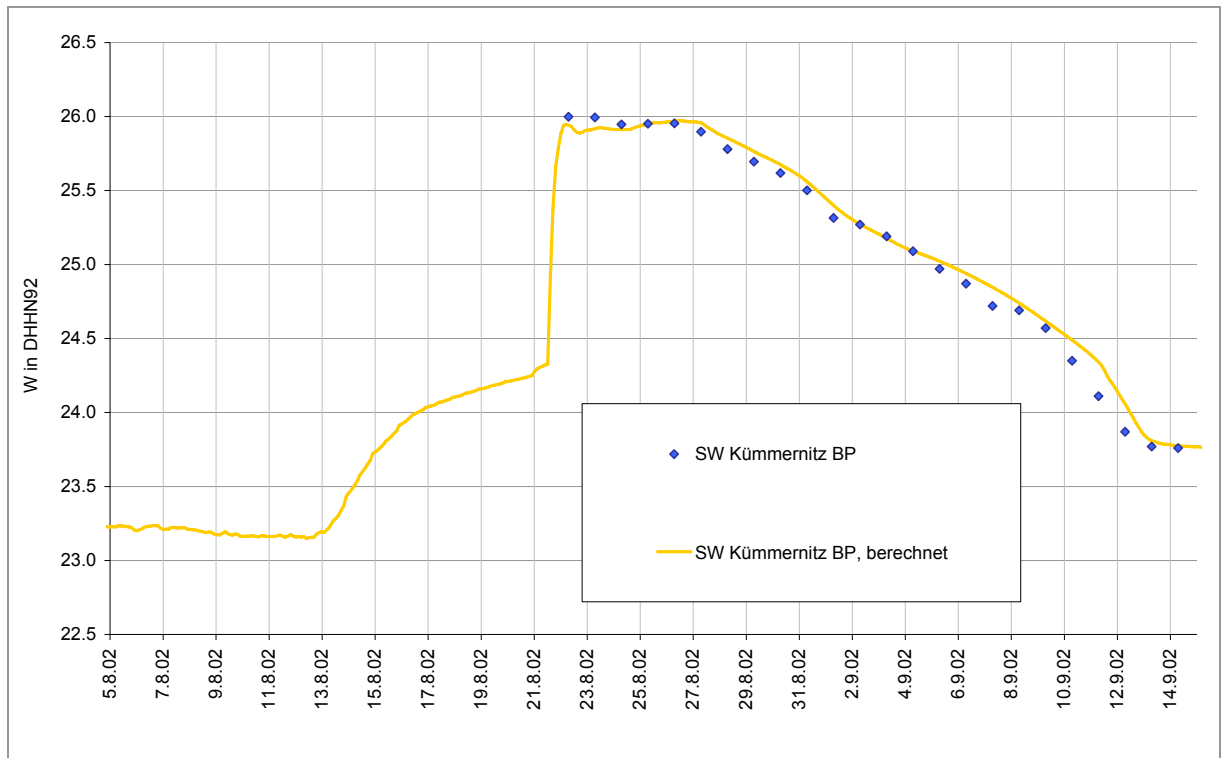


Abbildung 5-19: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Kümmernitz

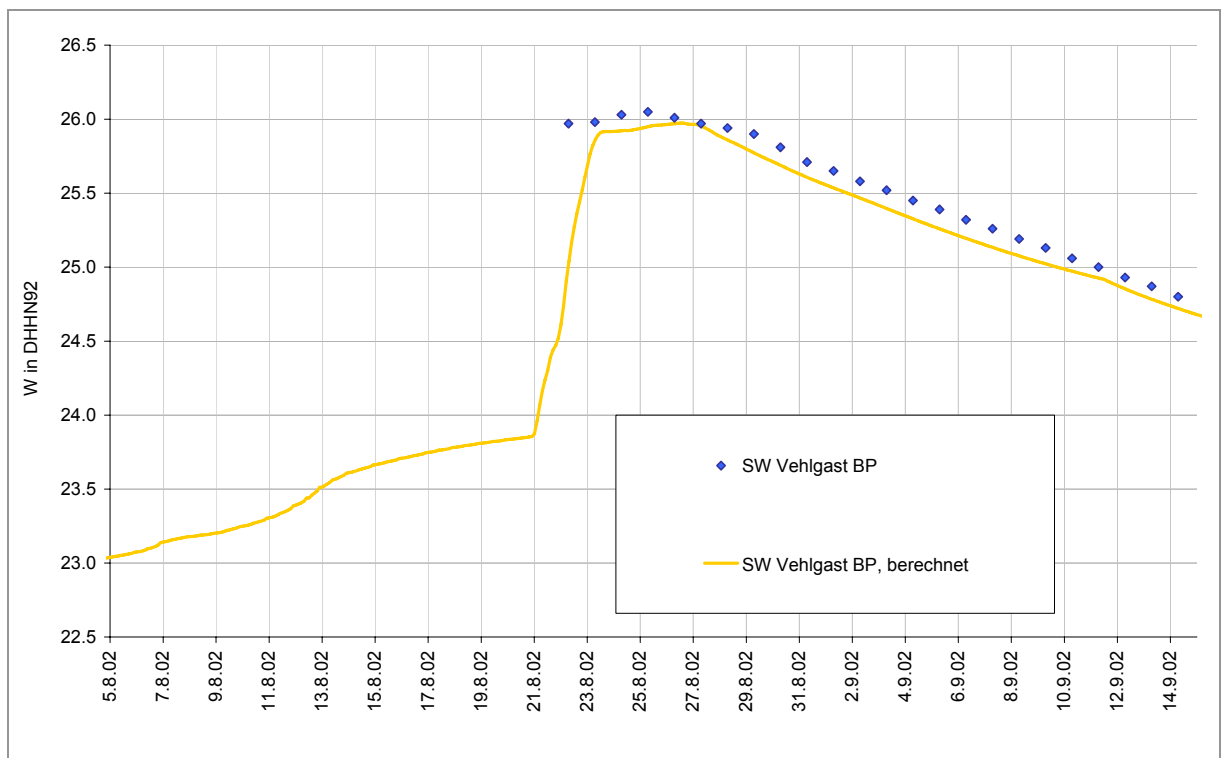


Abbildung 5-20: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Vehlgest

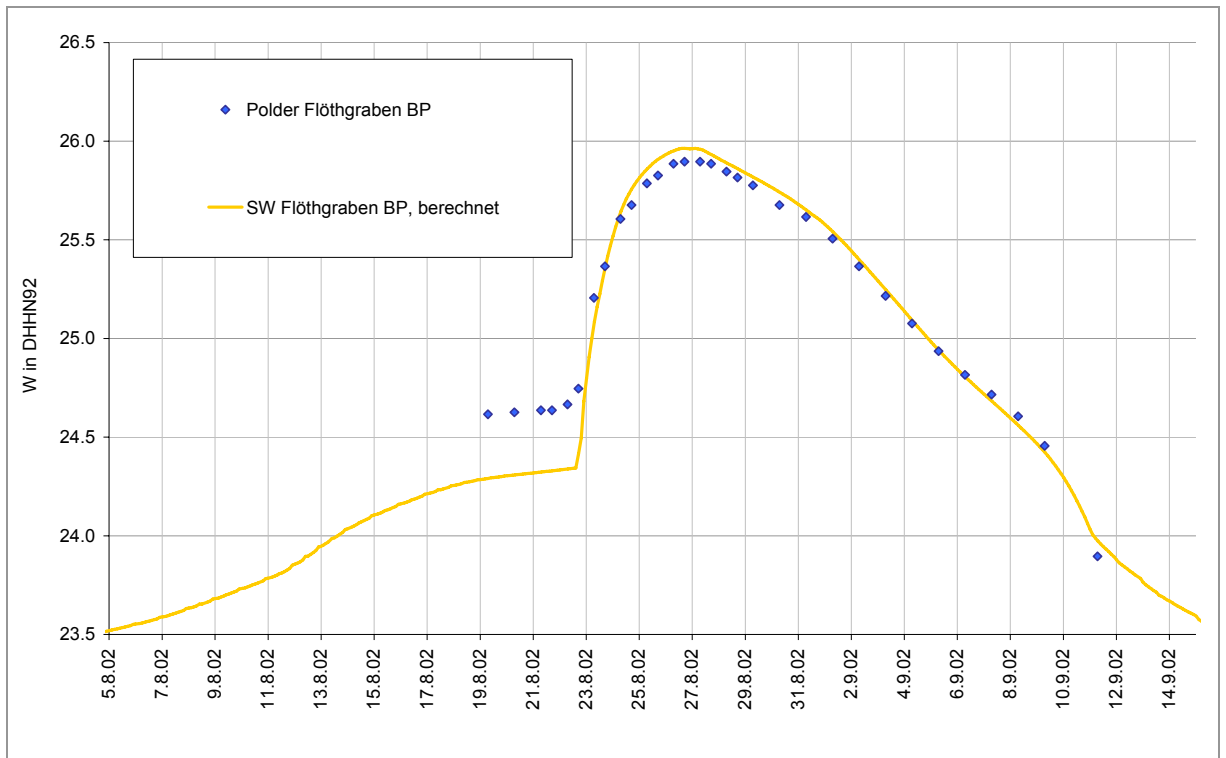


Abbildung 5-21: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Flöthgraben

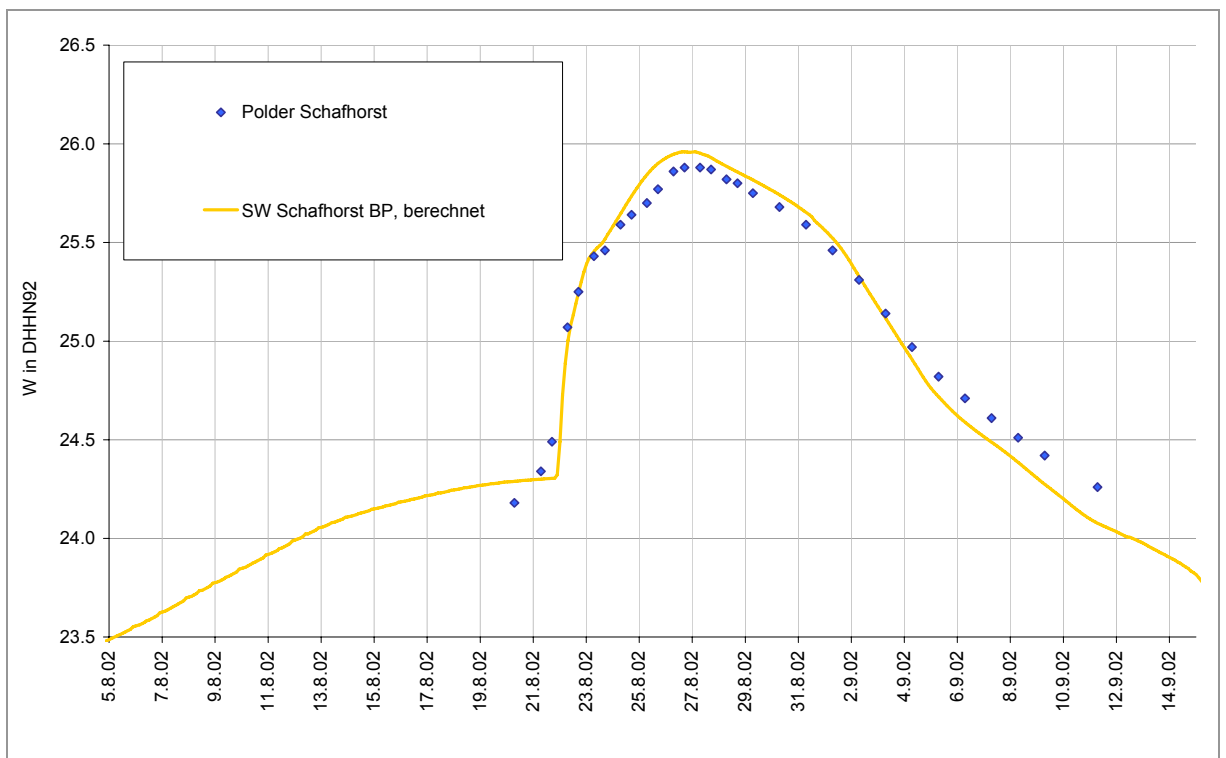


Abbildung 5-22: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Schafhorst

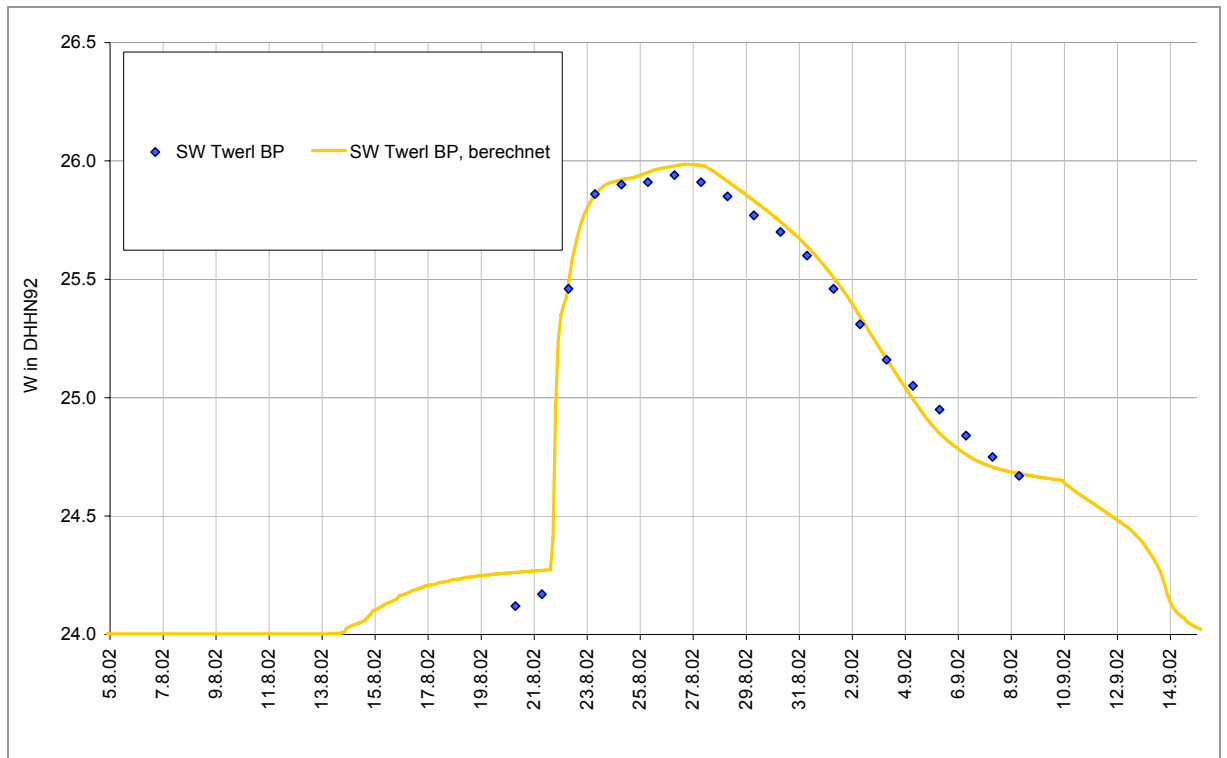


Abbildung 5-23: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Twerl

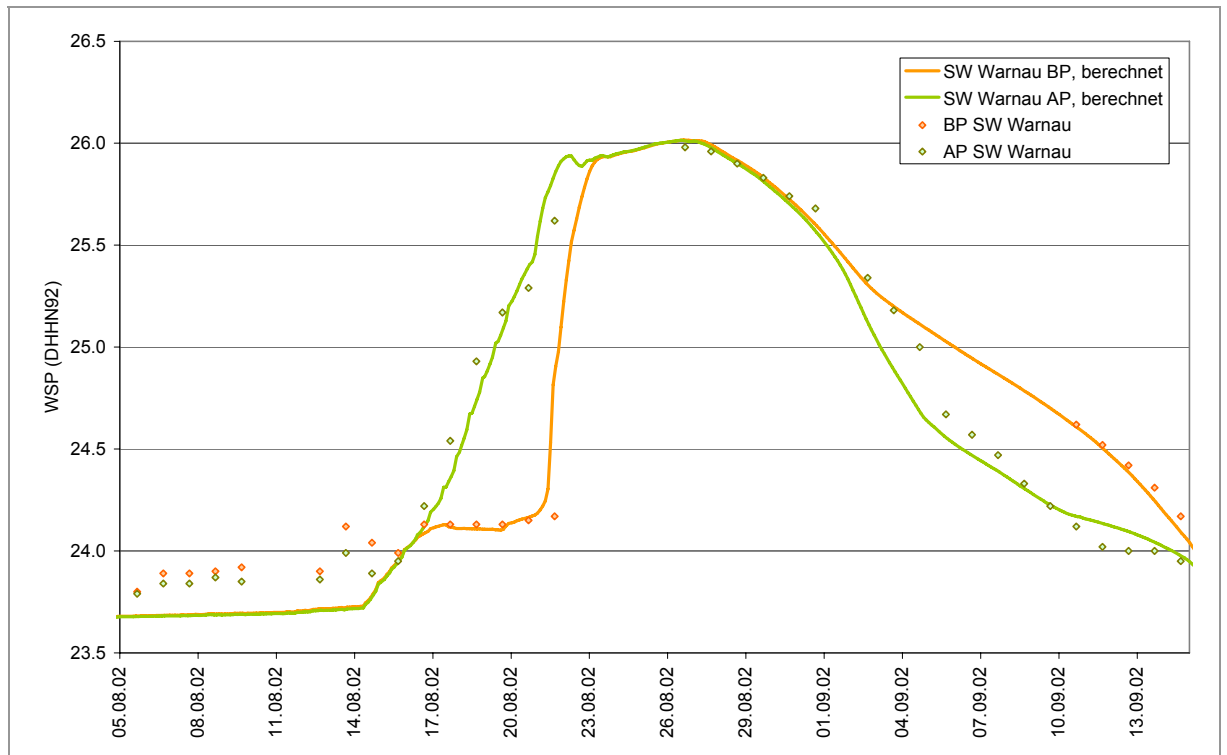


Abbildung 5-24: Ergebnisse der Kalibrierung der Polderwasserstände, Polder Warnau

Pegel der Nebenflüsse

Abschließend wird hier die Kalibrierung der Pegel der Nebenflüsse dargestellt. Für die Nebenflüsse wurden keine Profile vermessen. Die aus dem DGM extrahierten Profile konnten lediglich um die Angaben der TK10 ergänzt werden (Tiefen und

Breiten der Gerinne). Die Anpassung an die Messwerte konnte daher nicht so genau erfolgen wie bei den Pegeln der Hauptgewässer. Insgesamt zeigen die berechneten und gemessenen Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse jedoch eine recht gute Übereinstimmung. In Abbildung 5-25 bis Abbildung 5-27 ist dies für die Nebenflüsse Bültgraben, Mühlenrhin und Alte Jäglitz dargestellt. Bestehende Abweichungen sind auf fehlende Informationen zu den Abflüssen in den Nebengewässern und fehlende Angaben zu Gewässerprofilen zurück zu führen. Für die Wiedergabe der Außenwasserstände während der Flutung für die Polder Flöthgraben, Schafhorst und Twerl reicht die dargestellte Genauigkeit aus. Dies hat sich bereits in den Abbildungen der Kalibrierung der Polderwasserstände gezeigt.

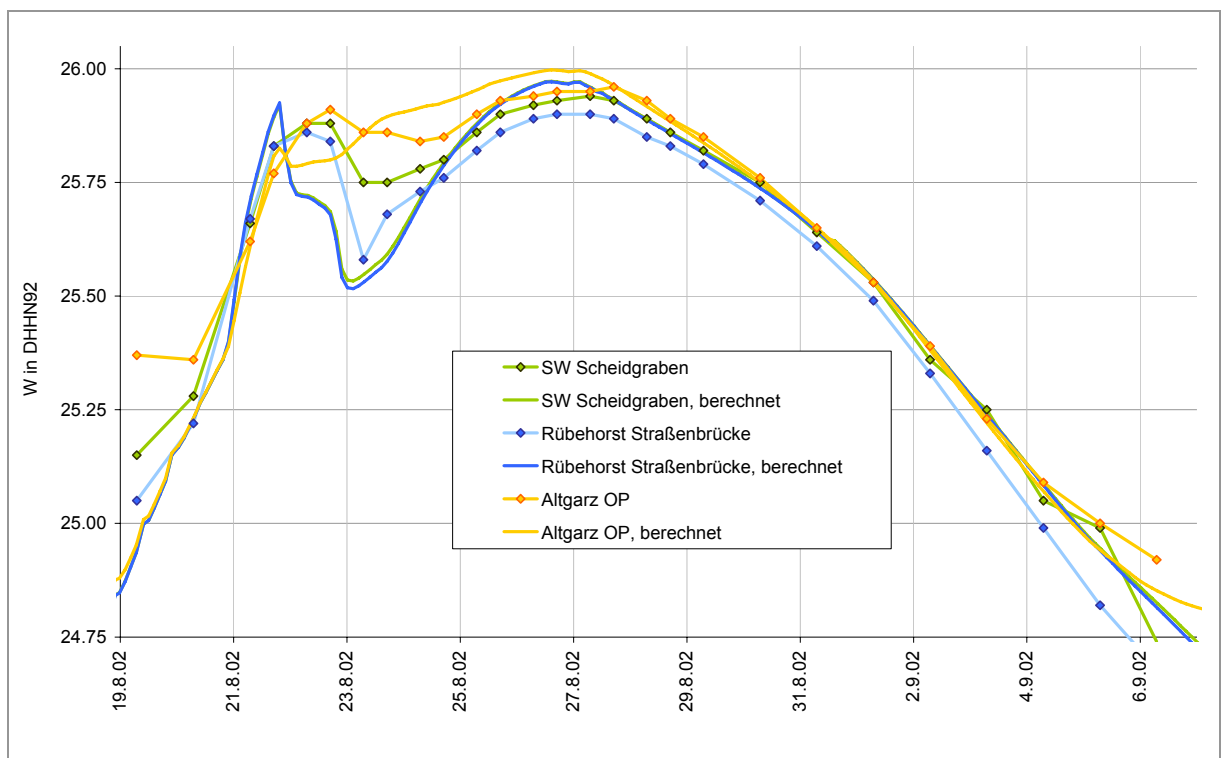


Abbildung 5-25: Ergebnisse der Kalibrierung der Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse, Bültgraben

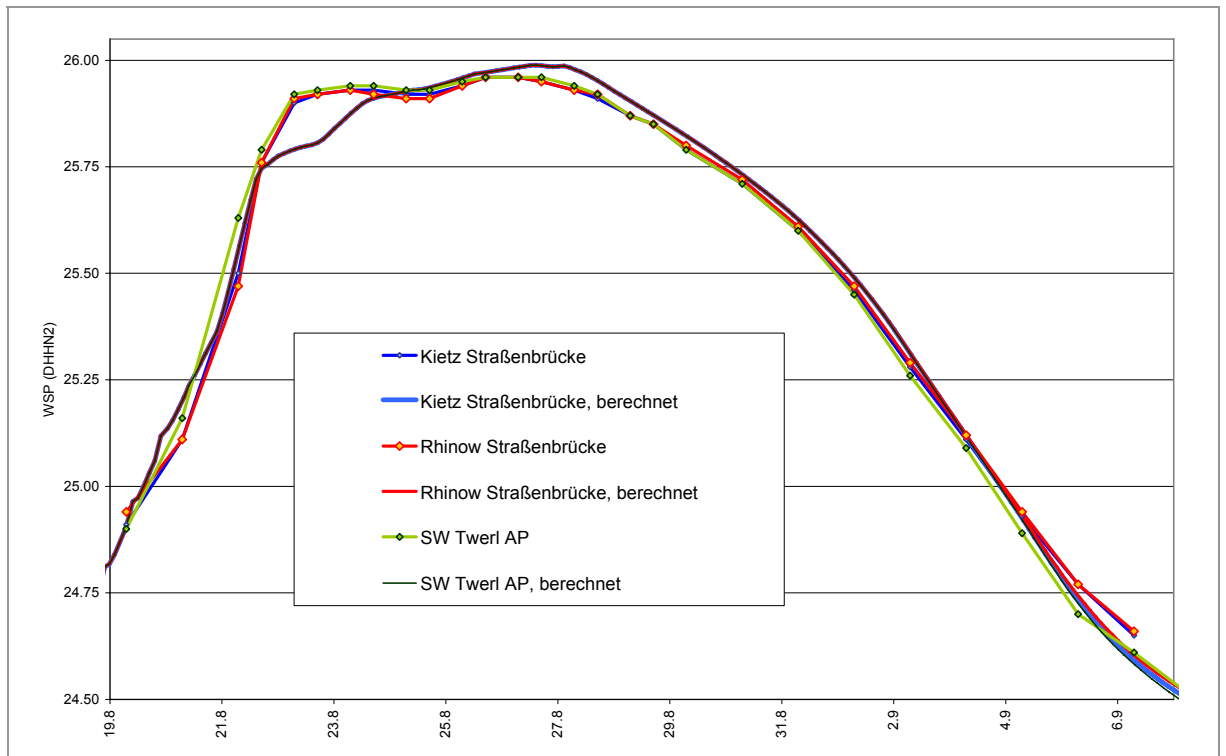


Abbildung 5-26: Ergebnisse der Kalibrierung der Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse, Mühlenhin

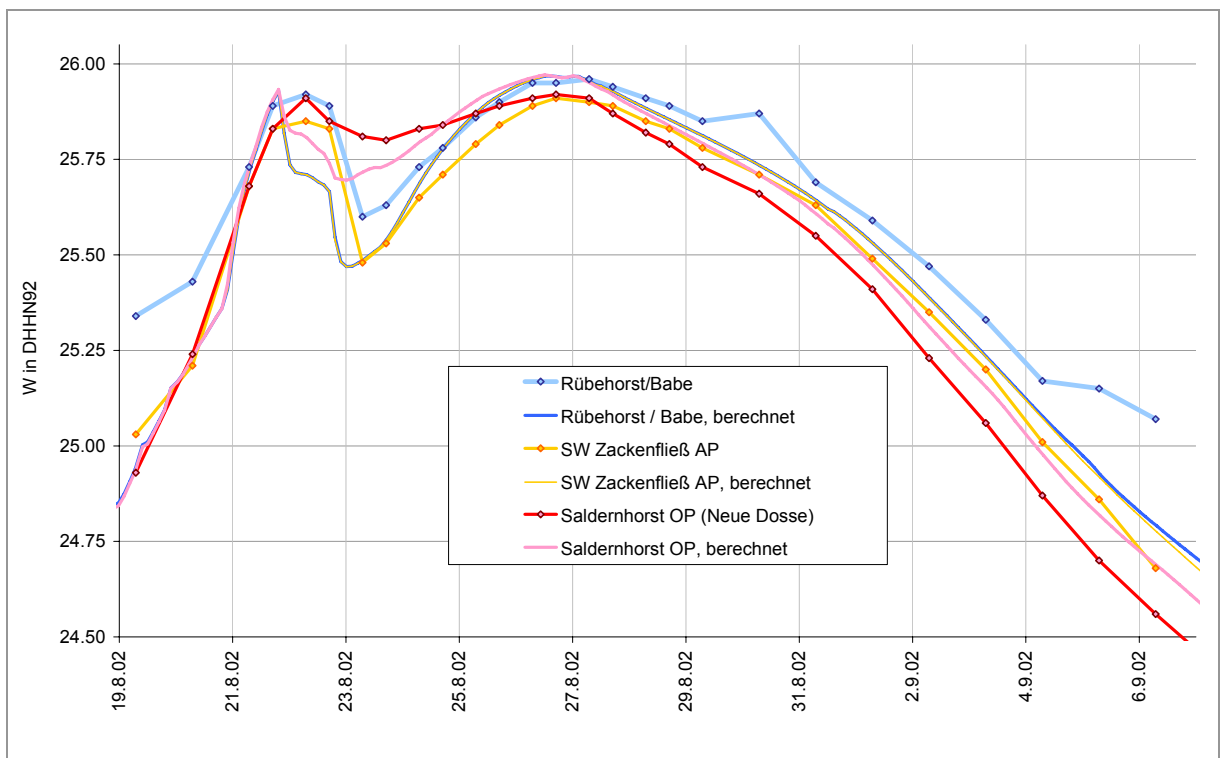


Abbildung 5-27: Ergebnisse der Kalibrierung der Wasserstände an den Pegeln der Nebenflüsse, Alte Jäglitz

5.1.3 Verifikation der Durchflussganglinien

Durchflusskurve Neuwerben

Bei der Kalibrierung wurde nur an einer Stelle anhand einer vorhandenen Durchflussganglinie verifiziert, ob das Modell richtige Ergebnisse liefert, und zwar erfolgte dies am Wehr Neuwerben. Im Modell werden anstelle des Wehres die Hubhöhen der drei Schützen vorgegeben. Die anhand der Kennlinie des Wehres abgeleitete Durchflusskurve wurde bereits in Abbildung 2-12 gezeigt. In Abbildung 5-28 wird sie zusammen mit der im Modell berechneten Abflussganglinie erneut dargestellt. Die einzelnen Abflusswerte sowie das insgesamt über das Wehr in die Havel eingeleitete Abflussvolumen stimmen sehr gut überein. Lediglich am Anfang der Flutung weichen die Abflusswerte der beiden Kurven aufgrund einer unbekanntes Ursache eindeutig voneinander ab. Für die Kalibrierung und die in Band 2 dargestellte Optimierung hat dies jedoch keine Bedeutung.

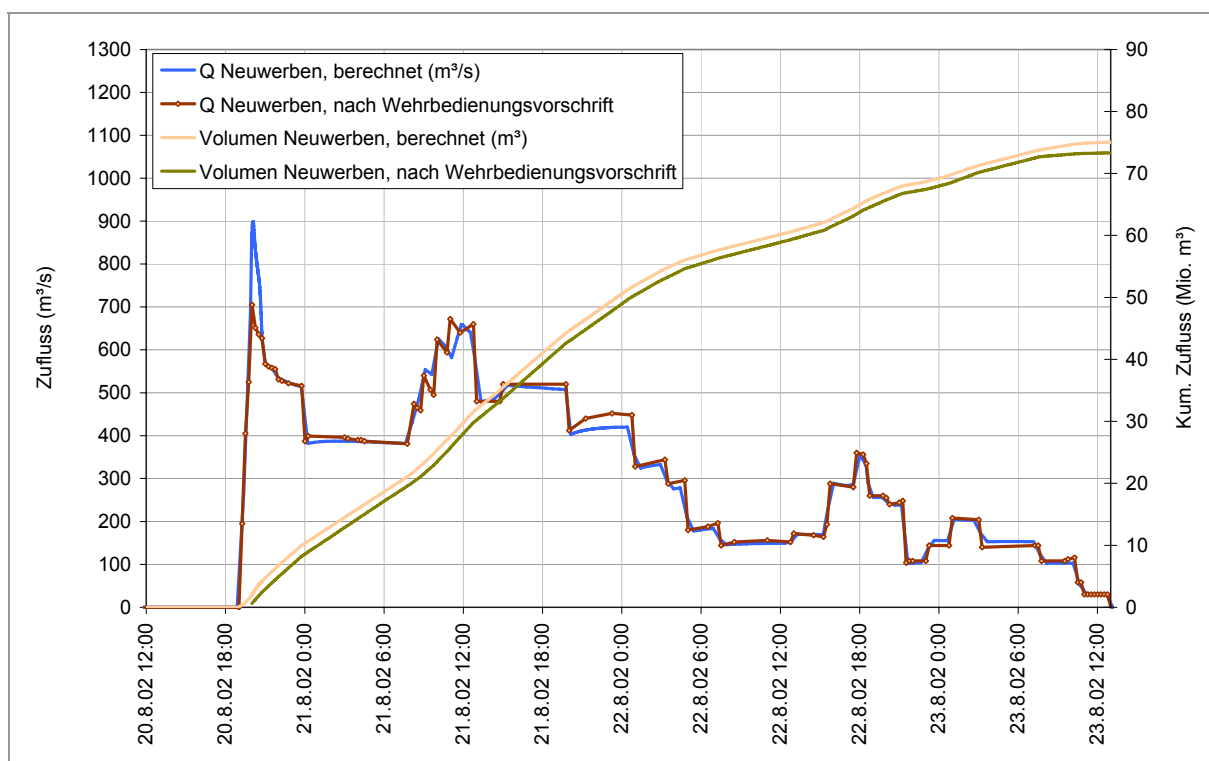


Abbildung 5-28: Vergleich zwischen den aus der Wehrbedienungs-vorschrift ermittelten und den berechneten Abflüssen über das Wehr Neuwerben

Abflusskurve am Wehr Quitzöbel

In Band 2 wird ausführlich über die anhand der WbVor abgeleitete und im Modell berechnete Abflussganglinie am Wehr Quitzöbel berichtet. In der WbVor wird beschrieben, dass lediglich angenommen wird, dass das Wehr Quitzöbel eine mit dem Wehr Neuwerben vergleichbare Kennlinie besitzt. Die in Band 2 dokumentierte abgeleitete Abflussganglinie ist damit keine gesicherte Größe und wurde dementsprechend auch nicht bei der Kalibrierung eingesetzt. Es wurde in Quitzöbel hauptsächlich anhand der gemessenen Wasserstände oberhalb und unterhalb des Wehres kalibriert. In Band 2 wird dargestellt, dass das Modell in Quitzöbel bei der Entleerung im Durchschnitt um 26 % größere Abflüsse berechnet, als auf Basis der Annahme des WbVor abgeschätzt werden konnte. Es wird dort außerdem dargestellt, dass aufgrund von zusätzlich durchgeführten Untersuchungen tatsächlich angenommen werden muss, dass die Abflüsse in Quitzöbel bis jetzt unterschätzt worden sind. Es wird daher empfohlen, die Kennlinie des Wehres Quitzöbel anhand von tatsächlichen Messungen zu überprüfen.

5.1.4 Verifikation der gefluteten Flächen anhand von Fernerkundungsdaten

Wasser-Land-Grenze

In Abschnitt 5.1.2 wurde anhand von Pegelaufzeichnungen die mit dem Modell berechneten Wasserstandsganglinien an einzelnen Punkten (erfolgreich) verifiziert. Die Pegelstandorte in den Poldern befinden sich ausschließlich am Rand der Polder. Da die Polderpegel manuell abgelesen werden, wäre während der Flutung auch kaum eine Aufzeichnung innerhalb der Polder möglich gewesen. Um dennoch überprüfen zu können, ob die Ausbreitung der Flut vom Modell mit dem in Abschnitt 3.2.2 dargestellten Konzept realitätsnah wiedergegeben wird, wurden zusätzlich Fernerkundungsdaten verwendet, um die 2002 aufgetretene Ausbreitung an bestimmten Tagen bestimmen zu können.

Dafür mussten auf Basis der originalen Fernerkundungsdaten zunächst die an bestimmten Tagen bestehenden Wasser-Land-Grenzen bestimmt werden. Dies ist in Abschnitt 5.1.4.1 dargestellt. Der Vergleich mit der Ausbreitung, die anhand der Modellergebnisse berechnet wurde, folgt anschließend in Abschnitt 0.

5.1.4.1 Ausweisung der Wasser-Land-Grenzen basierend auf den Fernerkundungsdaten HW2002

Bildanalyse

Die Bestimmung der Wasser-Land-Grenzen auf der Basis von Fernerkundungsdaten und Orthofotos wurde automatisch in ArcView mit der Erweiterung Image Analysis durchgeführt. Mit der Option „Definieren als Fläche...“ wurden die Satellitenbilder und DGM so klassifiziert, dass möglichst die Wasserflächen/Überflutungsflächen als eine Gruppe ausgewiesen wurden. Die Bildanalyse aus ERS2- und Radarsat-Quellen war durch Bildstörungen erschwert. Die Erweiterung Image Analysis in ArcView bietet keine Möglichkeit, Bildstörungen auszufiltern. Deshalb wurde bei der Bildaufbereitung versucht, die o. g. Bilder mit den verfügbaren Funktionen „Glättung“ und „Schärfung“ zu verbessern. Unter diesen Voraussetzungen war es schwierig, die gewünschte, erforderliche Schärfe der Wasser-Land-Grenze für ERS2 und Radarsat Bilder zu erreichen, was eine geringfügige Unsicherheit bei der Wasser-Land-Grenzausweisung zur Folge hat.

Tabelle 5-1: Fernerkundungsdaten / Orthofotos (Bronstert u.a. (2004))

Aufnahmeterrmin	Art der Aufnahme	Bildauflösung, [m]	Herkunft
11.08.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
20.08.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
21.08.2002 (bis 16:00)	Orthofotos (DOP)	0,4 x 0,4	LUA Brandenburg
22.08.2002 (ca. 10:00)	Satellitenbild (ERS2)	12,5 x 12,5	Universität Potsdam
27.08.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
03.09.2002	Satellitenbild (Radarsat)	12,5 x 12,5	Universität Potsdam
12.09.2002 (ca. 9:00)	Satellitenbild (Landsat ETM+)	30 x 30	Universität Potsdam
12/13.09.2002	Flugzeugscannerdaten (Daedalus)	5 x 5	Universität Potsdam
keine Information vorhanden	Orthofotos (DOP)	0,5 x 0,5	LHW Sachsen-Anhalt
August 2002	Luftbilder	-	LHW Sachsen-Anhalt

Wasser-Land-Grenzen

Die Satellitenbilder von Landsat ETM+ sind multispektrale Bilder, die 7 Bänder beinhalten. Für die Ermittlung der Wasser-Land-Grenzen wurden die Bänder in den unterschiedlichen RGB-Kombinationen kombiniert und zusätzlich mit der Kontrastfunktion verbessert. Das Bild mit einer RGB-Kombination, bei der die Wasser-Land-Grenzen am besten abgebildet sind, wurde mit der Option „Definieren als Fläche...“ klassifiziert. In dieser Klassifikation sind die Wasserflächen und Überflutungsflächen als eine Klasse definiert. Darüber hinaus sind die Wälder, die geflutet wurden, in einer Klasse mit den nicht gefluteten Wäldern/Vegetationsflächen zusammengefasst. Um die gefluteten Waldflächen als solche auszuweisen, was mittels von Satellitenbildern nicht möglich ist, wurde eine programmtechnische Vorgehensweise vorgeschlagen. Mit einem entwickelten VBA-Skript in ArcGIS wurde der Wasserstand an den Polderschöpfwerken an einem bestimmten Tag mit den Waldflächen und deren Höhe verglichen, um festzustellen, welche dieser Flächen an dem Tag überflutet waren.

Wasserflächen

Schöpfwerksdaten

Die o. g. Methode zur Klassifizierung der Waldflächen wurde nur für das Satellitenbild am 27.08.2002 angewendet. Nur für die Fernerkundungsdaten des Satelliten Landsat ETM+ konnten die Waldflächen ausgewiesen werden. Am 20. August sowie auch am 12. September lagen jedoch die Schöpfwerksdaten nicht für alle Polder vor. Die angenommenen Wasserstände an den Polderschöpfwerken am 27. August sind in der Tabelle 5-2 zusammengestellt.

Tabelle 5-2: Wasserstände an den Polderschöpfwerken am 27.08.2002

Poldername	Wasserstand, [m NHN]
Polder 1 – Trübengraben (Havelberg)	26,18
Polder 2 – Kümmernitz	25,90
Polder 3.1 – Vehlgast	25,97
Polder 3.2 – Flöthgraben	25,90
Polder 4.1 – Schaffhorst	25,88
Polder 4.2 – Twerl	25,91
Polder 5 – Warnau	26,04
Polder 6 – Große Grabenniederung	-

Orthofotos

Für das Satellitenbild (Landsat ETM+) am 11.08.2002 fand keine Ausweisung der Wasser-Land-Grenze statt, weil an diesem Tag der Haveltschlauch und die Polder noch nicht geflutet waren.

Die originalen Orthofotos weisen eine sehr hohe Auflösung von 0,4 m auf. Dadurch sind die DOP-Daten sehr groß und machen eine automatische Erstellung der Wasser-Land-Grenzen in ArcView (mit Erweiterung Image Analysis) unmöglich. Die originalen DOP wurden in die DOP mit einer Auflösung von 5 m umgewandelt. Die benötigten DOP-Blätter wurden zusammengefügt und weiter als ein einzelnes Bild bearbeitet. Zwar wurde das Bild mit dem Kontrastmittel verbessert, trotzdem ist mit Unsicherheiten bei der Ausweisung der Wasser-Land-Grenze wegen der gröberen Bildauflösung zu rechnen. Ein Orthofoto ist ein geometrisch richtiges Foto und besitzt die geometrischen Eigenschaften einer Karte. Infolgedessen wurden die DOP

zusätzlich als Hintergrundkarte mit der originalen Auflösung für die Ergebnisanalyse des hydrodynamisch-numerischen Modells genutzt.

Flugzeugdaten Die Flugzeugscannerdaten von Daedalus weisen eine Bildauflösung von 5 m auf. Die automatische Bestimmung der Wasser-Land-Grenzen resultiert in einer Vielzahl von als Wasser klassifizierten Polygonen mit einem hohen Detaillierungsgrad. Im Rahmen dieses Projektes ist die genaue Kontrolle und Bearbeitung der erhaltenen Wasserflächen nicht vorgesehen. Daher wurden die Ergebnisse der Wasser-Land-Grenzen von Daedalus nur zur Orientierung verwendet.

5.1.4.2 Modellüberprüfung anhand der ermittelten Wasser-Land-Grenzen

Vorgehensweise Das eingesetzte 1D- Oberflächenwassermodell liefert an den Berechnungsknoten für ausgewählte Zeitschritte die berechneten Wasserstände. Um aus dieser Punktesammlung eine flächenhafte Verteilung der Wasserstände zu bestimmen, wurde ein für das vorliegende Projekt speziell entwickeltes ArcView Skript eingesetzt. Zuerst wurden jedoch der Havelniederung sowie die direkt angrenzenden Einzugsgebiete der wichtigsten Nebenflüsse in 74 getrennte Abschnitte aufgeteilt. Anschließend wurde ein ESRI-Grid erstellt, das auf einer 5 m-Basis die einzelnen Abschnitte sowie auch die einzelnen Teileinzugsgebiete darstellt („Basisgrid“). Jeder Abschnitt wurde im Vorfeld einem MIKE11-Modellflussabschnitt zugewiesen. Auf Basis dieser Zuweisung wurde dann mit dem erwähnten Skript für jeden berechneten Zeitschritt ein über den zugeordneten Modellflussabschnitt gemittelter Wasserstand berechnet und dem entsprechenden gesamten Abschnitt im Basisgrid zugewiesen. Außerdem wurden im gleichen Grid die in den Teileinzugsgebieten herrschenden Wasserstände direkt auf die gesamte Fläche des betreffenden Teileinzugsgebietes gesetzt.

Das auf diese Weise für jeden Zeitschritt entstehende Grid wurde anschließend mit dem DGM5 (Abschnitt 2.2) verschnitten, um die für den Zeitschritt modellrepräsentative Ausbreitung der Flutung bestimmen zu können.

Wasser-Land-Grenze Nachfolgend sind in den Abbildungen Abbildung 5-29 bis Abbildung 5-35 die resultierenden modellrepräsentativen Ausbreitungen der Flutung an verschiedenen Tagen im Vergleich zu den an diesen Tagen anhand der Fernerkundungsdaten ermittelten Wasser-Land-Grenzen dargestellt. In den Abbildungen sind die auf Basis der Modellergebnisse berechneten Ausbreitungen hellblau im Hintergrund und die auf Basis der Fernerkundungsdaten ermittelten Ausbreitungen dunkelblau schraffiert im Vordergrund dargestellt. Zusätzlich sind die vorhandenen Bauwerke (schwarz) und Deichbreschen (rot) mit abgebildet. Auf die Darstellung der am 11. August vorhandenen Flutung wurde verzichtet, da das Wehr Neuwerben an diesem Tag noch nicht geöffnet war.

Bei der Beschreibung der Abbildungen wird nachfolgend nur noch von der berechneten (auf Basis der Modellergebnisse) und der tatsächlichen (auf Basis der Fernerkundungsdaten) Ausbreitung der Flut gesprochen.

20. August Am 20. August waren die Polder noch nicht geöffnet. Die gebrochenen Sommerdeiche entlang Polder 2.1 (Kümmernitz Sommerpolder) waren jedoch gerade überspült. Damit sind die ersten Überflutungen in Kümmernitz (sowohl bei der berechneten als auch bei der tatsächlichen Ausbreitung der Flut) sichtbar. Auch im Polder Flöthgraben sind bei beiden Ausbreitungen bereits Überschwemmungsbereiche erkennbar. Da der Polder zu diesem Zeitpunkt noch komplett abgeschlossen war, können diese Vernässungen nur aufgrund des hoch anstehenden Grundwassers entstanden sein. Aus dem gleichen Grund kommt es bei der berechneten Ausbreitung an diesem Tag in den Poldern Havelberg, Vehlgest und Warnau auch zu Vernässungen, wenn auch nur zu geringen. Bei der tatsächlichen Ausbreitung sind diese nicht zu erkennen. Die von diesen Vernässungen betroffenen Standorte liegen alle an sehr niedrigen Stellen und sind laut TK10 meistens mit Schilf oder Ähnlichem bedeckt.

Das kann unter Umständen die Auswertung der Fernerkundungsdaten beeinflusst haben. Andererseits kann es möglich sein, dass das anstehende Grundwasser zwar hoch ansteht, es jedoch in der Realität aufgrund einer vorhandenen undurchlässigen Auenschicht nicht zu einer ähnlich starken Exfiltration in die Poldergewässer kommt wie im Modell berechnet. Weiterhin ist in Abbildung 5-29 gut zu erkennen, dass der Bereich zwischen Polder Trübengraben und Elbe bei beiden Ausbreitungen ähnlich stark geflutet ist.

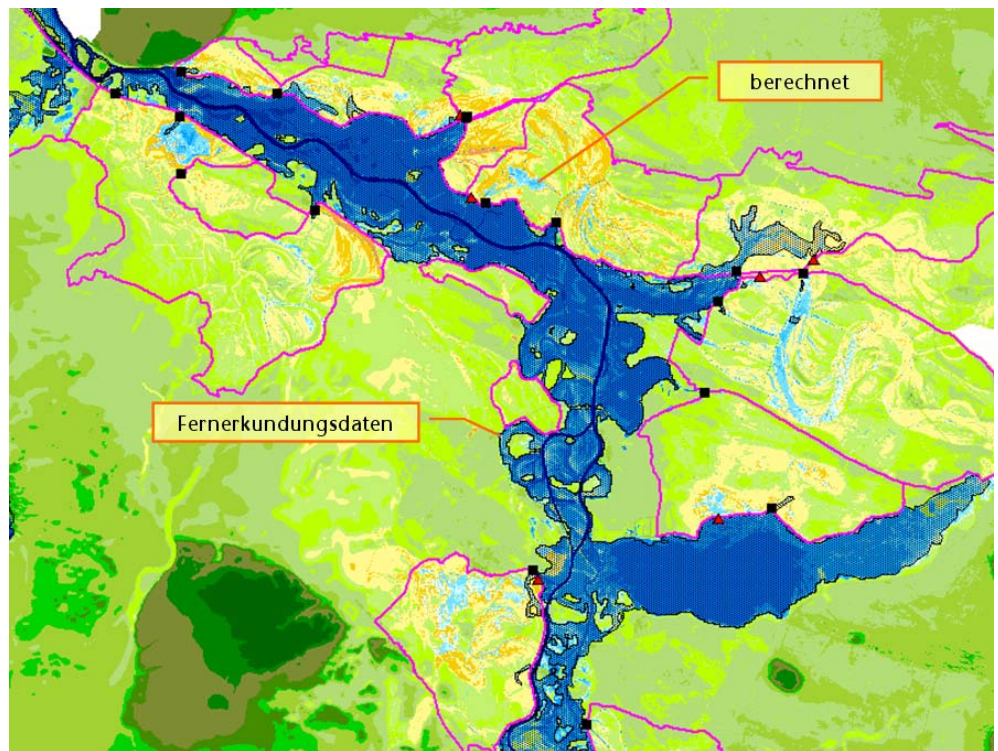


Abbildung 5-29: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Landsat ETM+) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 20. August

21. August

Am 21. August sind die meisten Polder geöffnet worden. Bis 16:00 (s. Tabelle 5-1) wurden die Polder Trübengraben und Vehlgest bereits seit mindestens zwei Stunden geflutet. In den Poldern Twerl und Warnau hat das Hineinströmen zu diesem Zeitpunkt gerade erst begonnen. Dies ist in Abbildung 5-30 gut zu erkennen. Allerdings ist in den genannten Poldern die Ausbreitung der Flut noch sehr gering. Die Ausbreitung in Vehlgest wird dabei vom Modell eindeutig überschätzt. Obwohl dieser Polder bereits am Vortag um 22:10 geöffnet wurde, ist erst ab dem 21. August um 12:40 Wasser in den Polder hineingeströmt (s. Band 2). Im Modell wird der Polder auch am 20. August um 22:10 geöffnet, es fließt hier jedoch bereits am 21. August um 3:00 Wasser in den Polder hinein. Es konnte nicht geklärt werden, woran dies genau liegt. Eine Erklärung könnte sein, dass die Sprengung anfangs nur zu einer geringen Tiefe der Bruchstelle geführt hat, dass sie aber aufgrund der Erosion zu einem späteren Zeitpunkt die im Modell bereits zu Beginn angesetzte (und gleichfalls nach der Flutung vermessene) endgültige Tiefe erreicht hat. Es ist jedoch auch durchaus möglich, dass die Sprengstelle zwar bereits am Anfang ein tiefes Loch geschlagen hat, der Standort jedoch so ungünstig gewählt wurde, dass das umliegende Gelände die frühzeitige Flutung verhindert hat. Dies konnte jedoch mit den vorhandenen Geländedaten nicht bestätigt werden. In Abbildung 5-30 ist auch zu erkennen, dass die Ausbreitung der Flut in den Sommerpolder Kümmernitz von dem

Modell gut abgebildet wird. Die bei beiden dargestellten Ausbreitungen erkennbare Vernässungen in den Poldern Flöthgraben und Schafhorst sind wieder auf das hoch anstehende Grundwasser zurückzuführen.

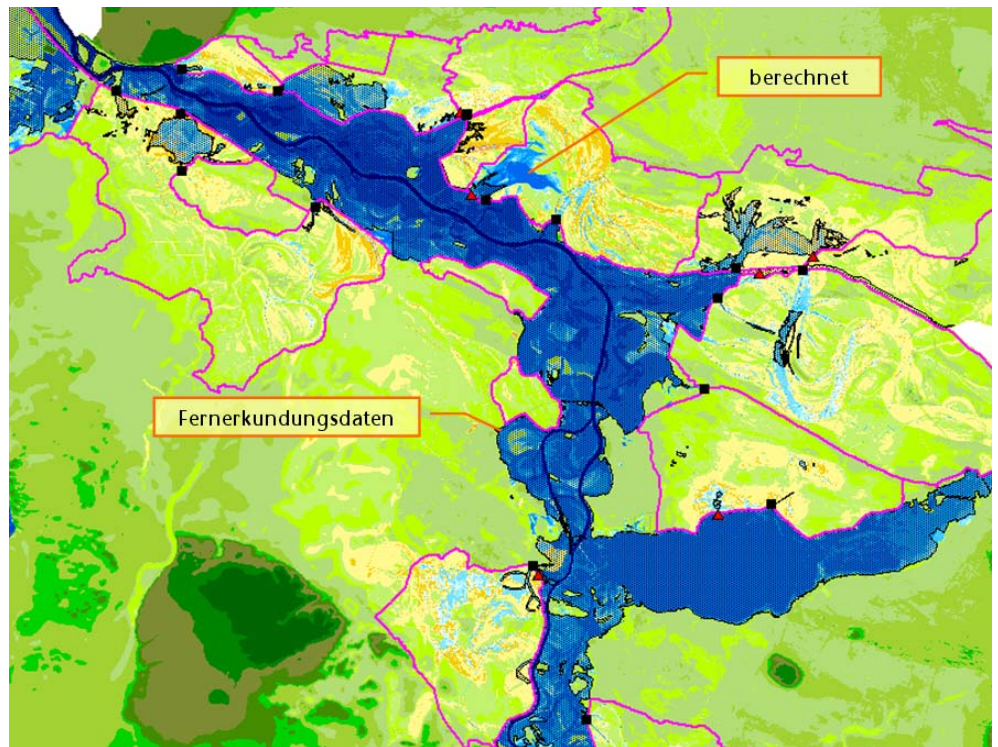


Abbildung 5-30: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Orthofotos) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 21. August

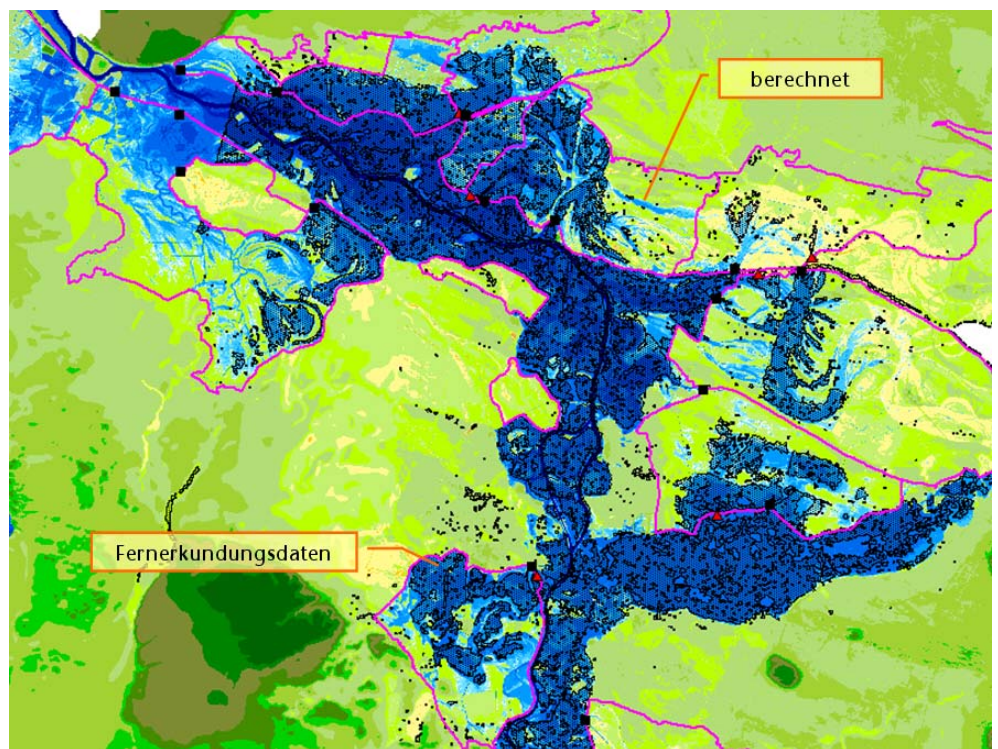


Abbildung 5-31: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (ERS2) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 22. August

22. August

Am 22. August sind um ca. 10:00 alle Polder außer Polder Flöthgraben bereits geöffnet und zeigen eine eindeutig erkennbare Füllung. Dass die Füllung des Polders Havelberg bei der tatsächlichen Ausbreitung nicht so stark ausgeprägt ist wie bei der berechneten, liegt daran, dass die ERS2 in dem Bereich nur teilweise Daten geliefert hat. In allen anderen Poldern, wie auch in den fließenden Oberflächengewässern (Havel und Nebenflüsse) stimmen die beiden Ausbreitungen gut überein (auch der am 21. August noch bei der berechneten Ausbreitung überschätzte Polder Vehl-gast). Auffällig ist auch, dass der Polder Flöthgraben bei der tatsächlichen Ausbreitung am 22. August weniger stark vernässt ist als am 21. August. Dies zeigt, dass auch bei der Auswertung und Interpretation der Fernerkundungsdaten Unstimmigkeiten auftreten können und dementsprechend eigentlich nicht von einer tatsächlichen Ausbreitung der Flut gesprochen werden darf.

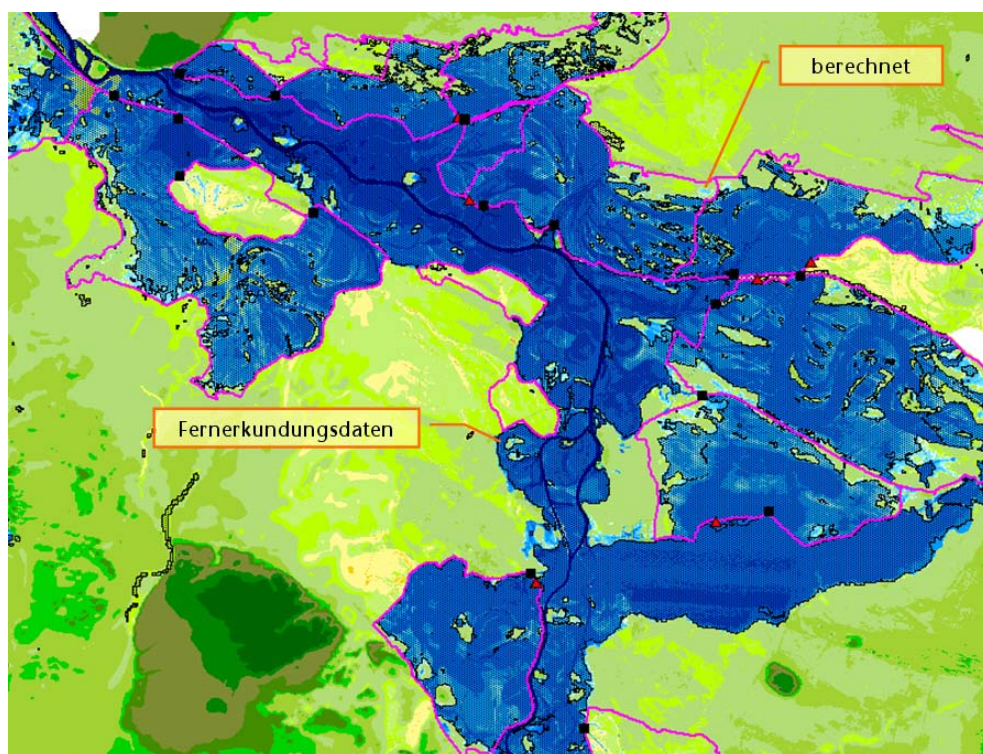


Abbildung 5-32: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Landsat ETM+) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 27. August

27. August

Am 27. August 2002 wurde die maximale Ausbreitung der Flut erreicht. Die beiden dargestellten Ausbreitungen stimmen nahezu perfekt überein. Wie bereits in Abschnitt 5.1.4.1 beschrieben wurde, ist die tatsächliche Ausbreitung an diesem Tag allerdings korrigiert worden, um die bei der direkten Auswertung der Landsat-Daten als nichtgeflutet ausgewiesenen, jedoch auf Basis des DGMs offensichtlich als geflutet erkennbaren Waldflächen dennoch als geflutet auswerten zu können.

03. September

Am 3. September ist die Entlastung der Havelniederung bereits weit fortgeschritten. Die gefluteten Polderflächen stimmen bei den beiden Ausbreitungen gut überein. Die Abschnitte der Havel und Nebengewässer dagegen sind bei der berechneten Ausbreitung eindeutig stärker geflutet. Auch hier gilt, dass die Fernerkundungsdaten teilweise ein falsches Bild geben können. Wenn man sich den rot eingekreisten Bereich in Abbildung 5-33 auch in Abbildung 5-34 anschaut, sieht man, dass der Bereich 9 Tage später wieder geflutet ist. In dieser Zeit sind die Havelwasserstände (s. Abschnitt 5.1.2) jedoch eindeutig gesunken. Das Ergebnis in Abbildung 5-35 zeigt

damit also nicht, dass die Ausbreitung am 3. September vom Modell überschätzt wird.

12. September

Am bereits angesprochenen 12. September ist die Entleerung der Polder so weit fortgeschritten, dass die Polder Trübengraben, Kümmernitz und Flöthgraben fast vollständig bei beiden Ausbreitungen nicht mehr erkennbar vernässt sind. An diesem Tag zeigen die beiden Ausbreitungen in den Abschnitten der Havel und der Nebenflüsse auch gute Übereinstimmungen. Der Polder Vehlgast ist aufgrund der nicht-vorhandenen Auslassbauwerke noch relativ gut gefüllt. Es ist allerdings bemerkenswert, dass nicht nur der östliche Teil des Polders, sondern auch der westliche Teil am 12. und sogar noch am 13. September (Abbildung 5-34) stark geflutet sind. In (BRONSTERT, 2004) wurde angenommen, dass für die verspätete Entleerung des Polders Vehlgast hauptsächlich die Straße K1024 verantwortlich ist, die den Polder in einen östlichen und westlichen Teil trennt. Die Abbildung 5-34 und Abbildung 5-35 - und das haben auch die Modellergebnisse an einzelnen Punkten in Vehlgast bestätigt - zeigen jedoch, dass der Hauptgrund für die Verzögerung die im Vergleich zu einem Bauwerk viel höhere Sohlschwelle an dem Deichbruch ist. Sonst wäre der westliche Teil des Polders viel schneller wieder entleert worden.

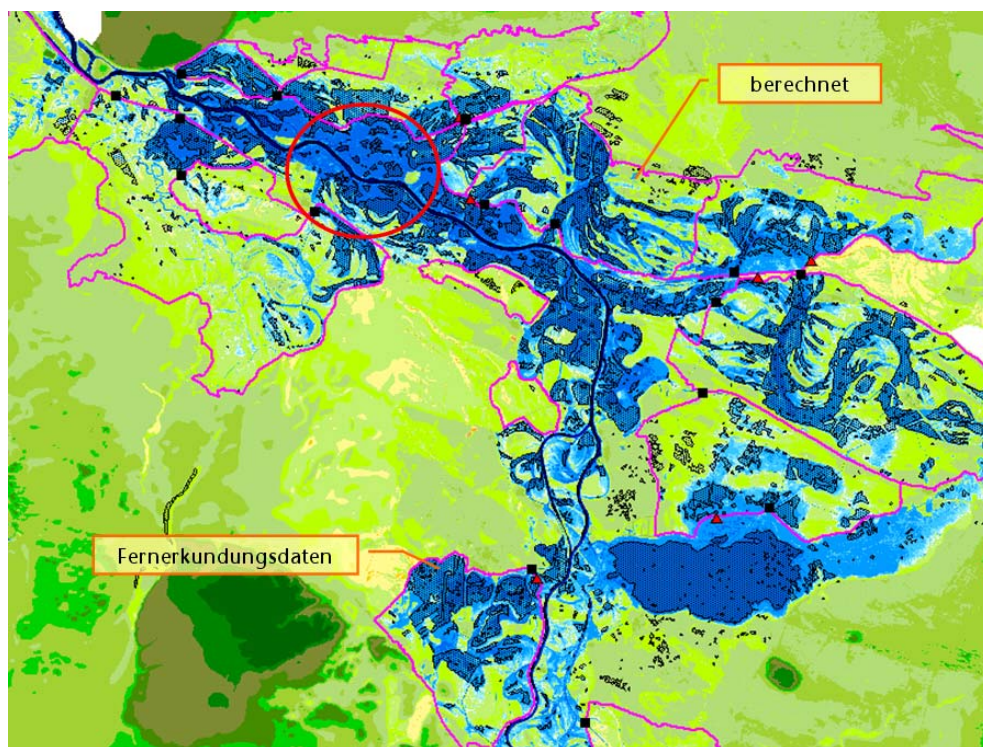


Abbildung 5-33: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Radarsat) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 3. September

13. September

Abschließend ist für den 13. September in Abbildung 5-35 der Vergleich zwischen der berechneten Ausbreitung und der anhand des Satelliten Daedalus ermittelten tatsächlichen Ausbreitung der Flut dargestellt. Auch wenn im Abschnitt 5.1.4.1 beschrieben wurde, dass die Daten des Daedalus nur zur Orientierung dienen sollen, stimmen die beiden dargestellten Ausbreitungen relativ gut überein. Damit ist, abgesehen von der im Modell überschätzten frühen Flutung des Polders Vehlgast, für die dargestellten Tage durchgehend eine gute Übereinstimmung der beiden Ausbreitungen gegeben. Damit werden sowohl die Wasserstände an den einzelnen Pegeln als auch die Ausbreitung der Flutung vom Modell realitätsnah abgebildet.

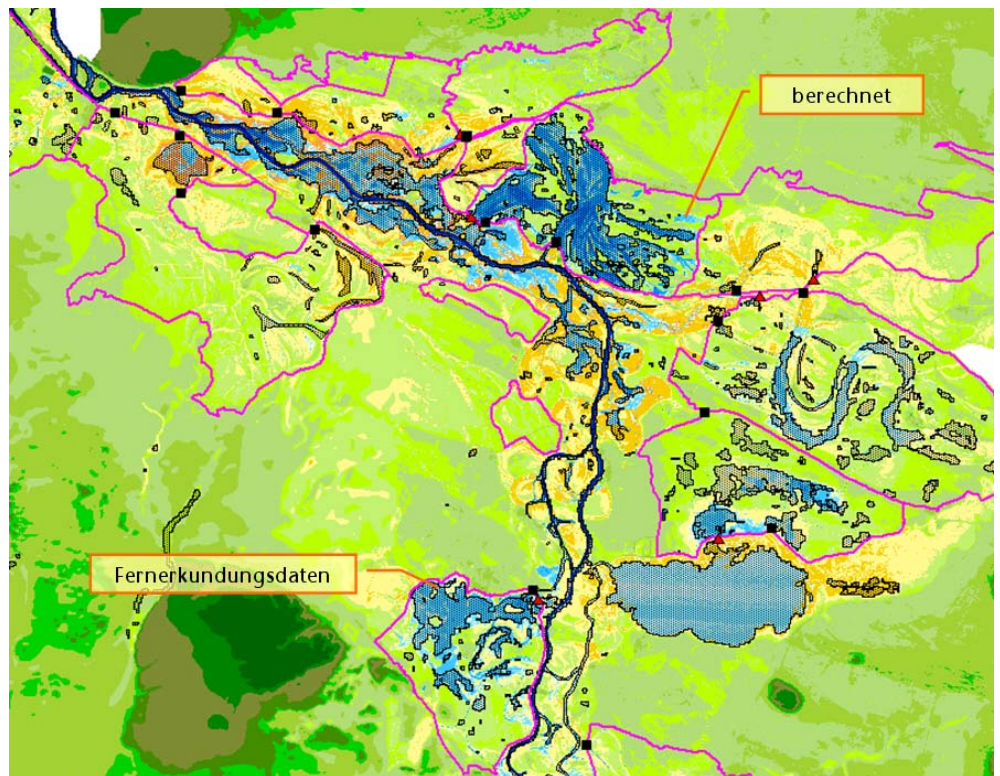


Abbildung 5-34: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Landsat ETM+) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 12. September

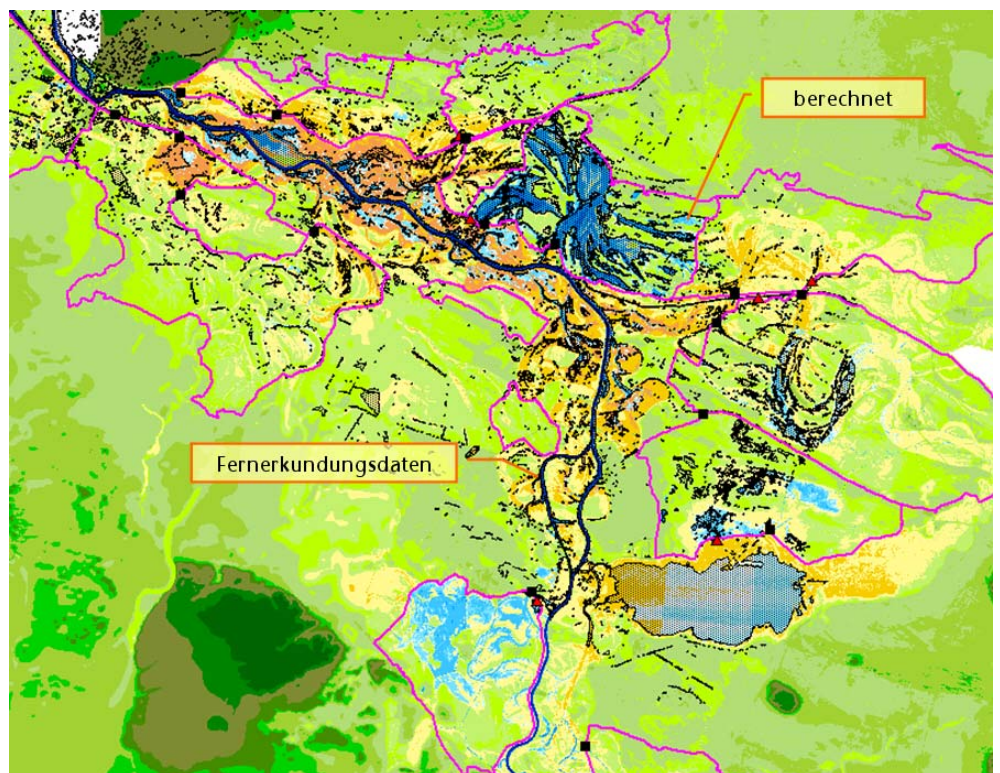


Abbildung 5-35: Vergleich zwischen der aus Fernerkundungsdaten (Daedalus) und aus Modellergebnissen ermittelten Ausbreitung der Flutung am 13. September

5.2 Grundwassermodell FEFLOW

	<p>Das Grundwassermodell wurde instationär für den Zeitraum 01.08. bis 30.09.02 kalibriert. In diesen Zeitraum fiel auch das Elbehochwasser 2002, das gleichzeitig auch als Bemessungsgrundlage für die Variantenrechnungen herangezogen wurde.</p> <p>Die Modellrechnungen erfolgten gekoppelt mit dem Oberflächenwassermodell MIKE11. Sämtliche Gewässerrandbedingungen basieren daher auf der Modellkopplung zwischen MIKE11 und FEFLOW. Eine ausführliche Beschreibung zur Umsetzung und Funktionsweise der Modellkopplung zwischen MIKE11 und FEFLOW erfolgte im Abschnitt 3.4.</p>
Gewässer	<p>Folgende Gewässer wurden berücksichtigt und als Randbedingung 3. Art mit zeitabhängigen Wasserständen im Grundwassermodell umgesetzt: Elbe, Havel, Neue Jäglitz, Alte Jäglitz, Dosse, Bültgraben, Großer Rhin, Mühlenrhin und Rhin sowie Gülper See, Großer Graben, Warnower Vorfluter, Drinowhavel, Gülper Havel, Nierower/Schollener See und Hohennauener Wasserstraße.</p> <p>Weiterhin wurde am nördlichen Modellrand im Bereich nordöstlich von Havelberg, wo die Geländehöhen auf etwa 40 bis 50 m DHHN92 ansteigen, für die Ober- und Unterkante des oberen Grundwasserleiters eine Randbedingung 1. Art gesetzt. Die Höhe der Randbedingung von 40 m DHHN92 orientiert sich an den in der HYKA50 dargestellten Grundwassergleichen. Das Setzen dieses Festpotentials erwies sich innerhalb der Modellkalibrierung als erforderlich und gewährleistet einen Grundwasserzuström von der Hochfläche.</p> <p>Für Randbedingungen 3. Art ist die Definition von Transferraten entlang der Gewässer erforderlich (s. Abschnitt 3.3.3).</p>
Infiltrationsraten	<p>Diese wurden innerhalb der Modellkalibrierung als Eichparameter behandelt (s. Abschnitt 3.3.5). Für die Elbe ergab die Modellkalibrierung mit einer Exfiltrationsrate von 3 d^{-1} erwartungsgemäß eine sehr gute Anbindung an den Grundwasserleiter. Mit $0,0375$ bis $1,25 \text{ d}^{-1}$ ergab die Modellkalibrierung eine deutlich geringere Infiltrationsrate gegenüber der Exfiltrationsrate. Für die Havel und deren Nebengewässer ergaben sich ähnliche Transferraten wie für die Elbe.</p>
Exfiltrationsraten	<p>Innerhalb der Poldergebiete ergab sich während der Modellkalibrierung eine Infiltrationsrate von $1,25 \text{ d}^{-1}$. Dieser Wert entspricht etwa einer Kolmationsschicht von 35 cm Mächtigkeit und einem k_f-Wert von $5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$. Lediglich im Polder Vehlgast und lokal im Bereich von Havelberg und Warnau ergaben sich geringere Infiltrationsraten zwischen $0,001$ und $0,03 \text{ d}^{-1}$. Die Exfiltrationsrate ist für die Poldergebiete nicht relevant, da die Flächen nur mit einer entsprechenden Randbedingung belegt sind, wenn tatsächlich Wasser auf diesen Flächen steht.</p> <p>Für die k_f-Wert-Belegung wurde mangels Primärdaten aus Siebkornanalysen oder Pumpversuchen auf die k_f-Wert-Angaben der HYKA50 zurückgegriffen. Innerhalb der Kalibrierung waren lokal noch einige Anpassungen der k_f-Werte erforderlich. Die endgültige k_f-Wert-Verteilung für den oberen Grundwasserleiter ist in der Abbildung 5-36 dargestellt. Die Werte liegen zwischen $1 \cdot 10^{-5}$ bis $5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$, überwiegend jedoch bei $2,5$ bis $8 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$.</p>

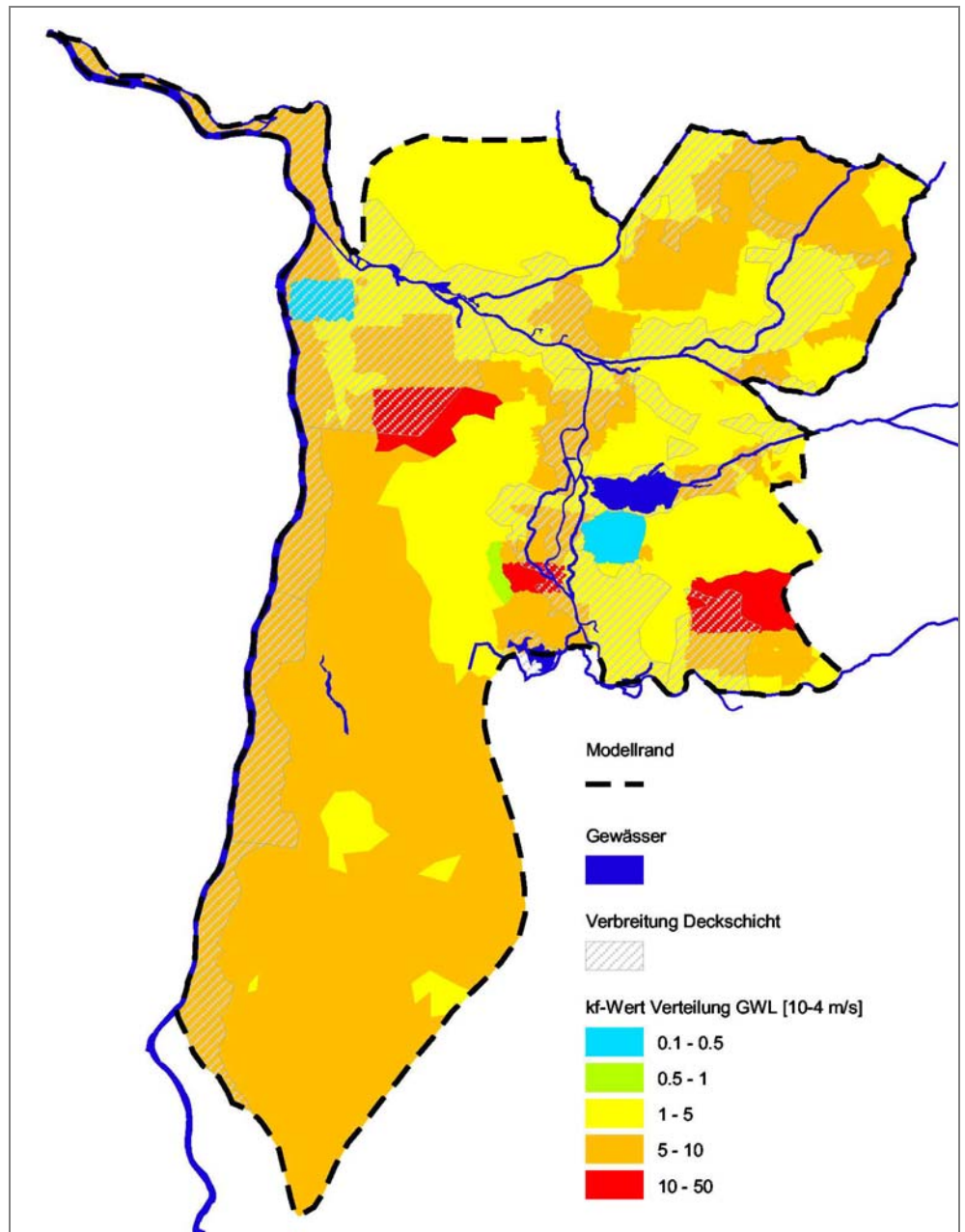


Abbildung 5-36: k_f -Wert-Verteilung Grundwasserleiter und angenommene Verbreitung der bindigen Deckschicht im Modellgebiet

Die Grundwasserneubildung wurde anhand verschiedener Datengrundlagen und auf Basis von Erfahrungen bisheriger Neubildungsberechnungen für den betrachteten Zeitraum geschätzt (s. Abschnitt 3.3.5).

Zur Belegung der Anfangswasserstände wurden die gemessenen Grundwasserstände an den Messstellen und die interpolierten Oberflächenwasserstände entlang der Elbe und Havel vom 01.08.02 sowie die in der HYKA50 angegebenen mittleren Grundwassergleichen genutzt (s. Abbildung 3-20).

Ganglinien

Für die instationäre Modellkalibrierung standen 21 Ganglinien (s. Abschnitt 2.5) für den oberen Grundwasserleiter im Modellgebiet zur Verfügung. Die Auswertung der instationären Modellverifizierung erfolgte über den Vergleich zwischen berechnetem

**Grundwasser-
dynamik**

und gemessenem Ganglinienverlauf. Eine Gegenüberstellung sämtlicher berechneter und gemessener Werte enthält die Anlage 2.

Die instationäre Modellkalibrierung zeigt eine relativ gute Anpassung zwischen gemessener und berechneter Grundwasserdynamik. Vor allem die Messstellen in unmittelbarer Havelnähe, wie z. B. die 3138 2921 (Jederitz), die 3239 2410 (Garz) und die 3239 9982 (Strohdehne), weisen eine sehr gute Anpassung zwischen den Modell- und Messwerten auf. Die Abweichungen liegen im Anstieg (01.08. bis 15.08.02) und Rückgang (08.09. bis 30.09.02) etwa zwischen 10 bis 30 cm. Während des Hochwasserereignisses vom 15.08. bis 08.09.02 treten auch höhere Abweichungen von mehr als 0,5 m auf, wobei die berechneten Ganglinien fast ausschließlich über den Messwerten liegen. Dies begründet sich durch die geringe zeitliche Auflösung der zur Verfügung stehenden Messwerte (Wochenwerte). Es kann davon ausgegangen werden, dass der eigentliche Grundwasserhöchststand messtechnisch nicht erfasst wurde, und die Messwerte somit die tatsächliche Dynamik nur unvollständig wiedergeben. Die folgende Abbildung 5-37 soll diese Problematik verdeutlichen.

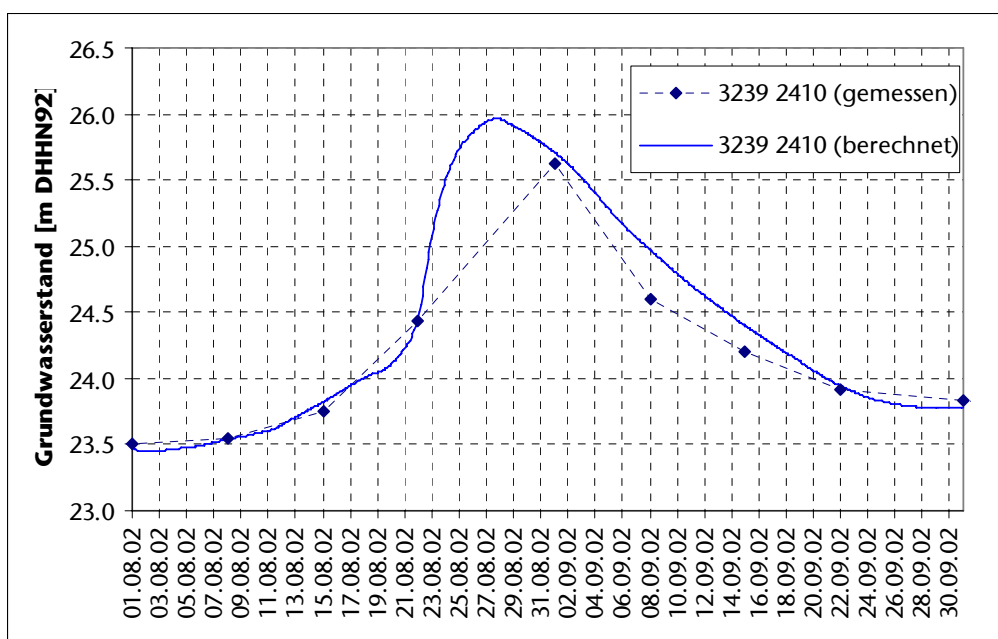


Abbildung 5-37: Vergleich berechneter und gemessener Ganglinienverlauf an der Messstelle 3239 2410 für den Zeitraum 01.08. bis 30.09.02

**Grundwasser-
höchststände**

Die Grundwasserhöchststände traten im Untersuchungsgebiet etwa zwischen dem 27.08 und 29.08.02 auf. Messwerte liegen jedoch nur für den 22.08. und 01.09.02 vor. Folglich geben die berechneten Ganglinien einen plausibleren Verlauf wieder, als aus den wenigen Messwerten abgeleitet werden kann.

Die von der Havel entfernt liegenden Messstellen, wie z. B. die 3238 2810 (Kamern), die 3238 2852 (Neukamern), die 3139 1522 (Vehlgast Waldfrieden), die 3139 1801 (Babe) und die 3339 2340 (Nierow), weisen eine nur geringe vom Hochwasserereignis beeinflusste Dynamik auf. Während der Grundwasseranstieg zwischen dem 01.08. bis 28.08.02 bei den in Havelnähe gelegenen Messstellen bis zu 2,5 m beträgt, steigen die Grundwasserstände bei den genannten Messstellen lediglich um 0,2 bis 0,5 m.

**Einfluss der
Grundwasser-
neubildung**

Innerhalb der Modellkalibrierung ergab sich bei der Anpassung zwischen gemessenen und berechneten Werten ein wesentlicher Einfluss der Grundwasserneubildung

**Grundwasser-
flurabstände**

auf die Grundwasserdynamik in den havelfernen Bereichen. Deshalb wurde aus den zur Verfügung stehenden Daten für das Hochwasserereignis 2002 eine Grundwassererneubildung für die Modellrechnungen abgeschätzt (s. Abschnitt 3.3.5).

Die Abweichungen zwischen gemessenen und berechneten Grundwasserständen liegen hier über den gesamten Zeitraum etwa zwischen 10 bis 30 cm.

Da die Grundwassermodellierung in der Projektbearbeitung nur eine untergeordnete Rolle spielt und lediglich zur Abschätzung des zusätzlichen Speichervermögens dienen soll, wird der erreichte Bearbeitungsstand als ausreichend eingeschätzt.

In der Abbildung 5-38 sind die berechneten Grundwasserflurabstände für die Havelniederung am 28.08.02 dargestellt. Innerhalb der Polder und eingedeichten Bereiche entlang der Havel treten primär negative Grundwasserflurstände auf, d. h., in diesen Bereichen steht das Grundwasser über Gelände. Gefährdet sind dabei Ortschaften, die nahe der Havel gelegen sind, wie z. B. Havelberg, Jederitz, Vehlgest, Strodehne, Garz, Warnau und Gülpe. Da die Ortskerne aber zumeist in höher gelegenen Bereichen liegen, sind vor allem die Randlagen von negativen Flurabständen potentiell betroffen.

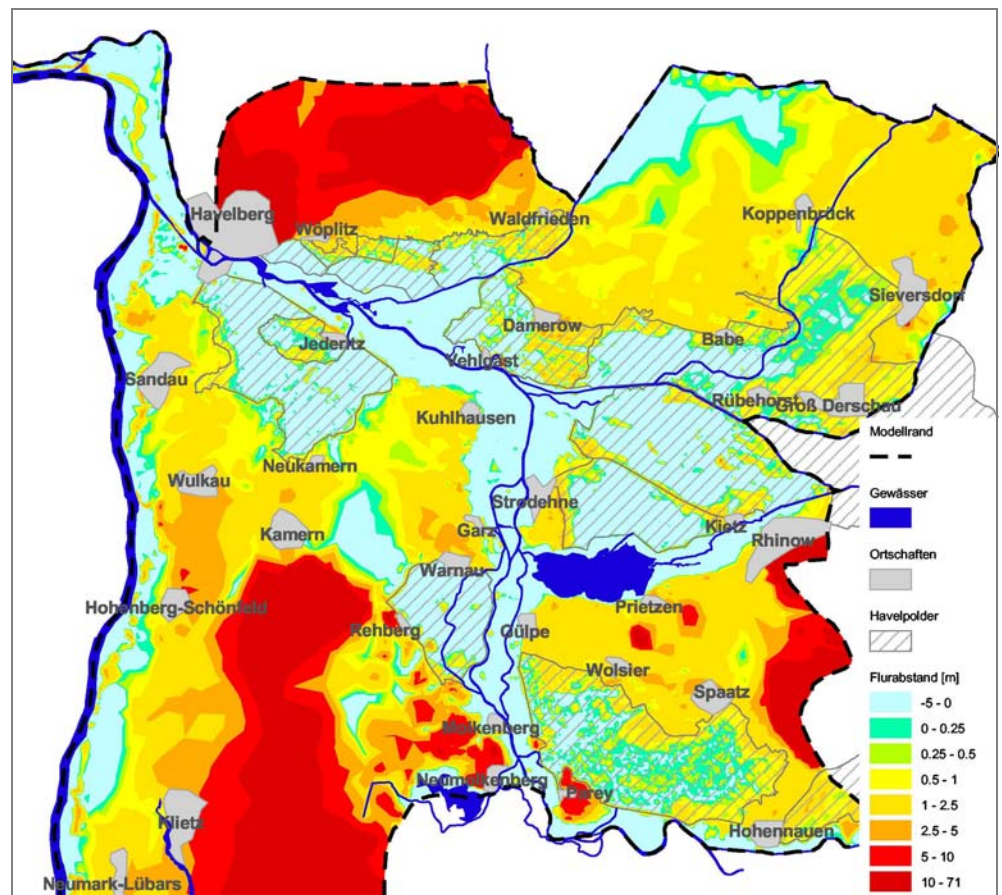


Abbildung 5-38: Berechneter Flurabstand für den 28.08.02 in der Havelniederung

Die Abbildung 5-39 zeigt weiterhin die berechneten Grundwassergleichen für den 28.08.02. Im Bereich der Havelniederung liegen die Grundwasserstände überwiegend bei etwa 25 m DHHN92.

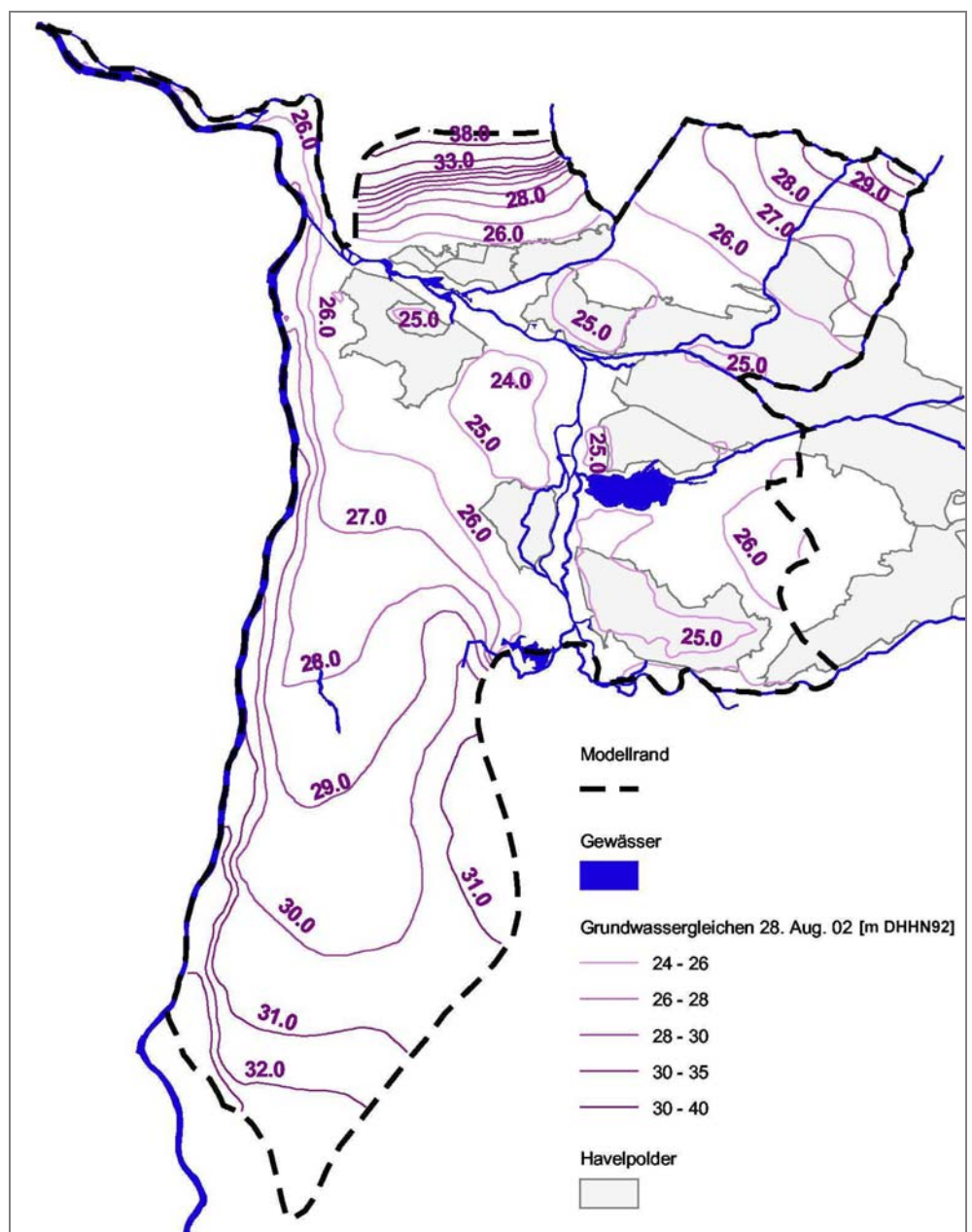


Abbildung 5-39: Berechnete Grundwassergleichen für den 28.08.02

6 Szenarioanalyse

6.1 Ableitung von Szenarien für die Untersuchung von Möglichkeiten und Grenzen der Flutung der Havelniederung bei Extremereignissen

6.1.1 Aufgabenstellung

Randbedingungen

Bei den im Band 2 (Los 2) bereits dokumentierten Variantenrechnungen mit dem hydrodynamischen Modell wurden lediglich „interne“ Randbedingungen verändert, z. B. die Wehrbedienunng oder die Polderöffnung. Stets wurde dabei vom Hochwasserablauf 2002 ausgegangen. Im Folgenden soll noch einen Schritt weitergegangen werden, indem auch der Hochwasserablauf in Elbe und/oder Havel als „externe“ Randbedingung verändert wird. Zu diesem Zweck werden verschiedene Szenarien abgeleitet, die den Berechnungen zugrunde gelegt werden.

Ziel der Untersuchungen

Ein wesentliches Ziel dieser Untersuchungen ist es, die Möglichkeiten und die Grenzen der Flutung der Havelniederung vor dem Hintergrund extremer Abflussbedingungen, die noch über die 2002 erlebten hinausgehen, zu beurteilen.

Abbildung 6-1 veranschaulicht die prinzipielle Vorgehensweise bei der Ableitung dieser Szenarien.

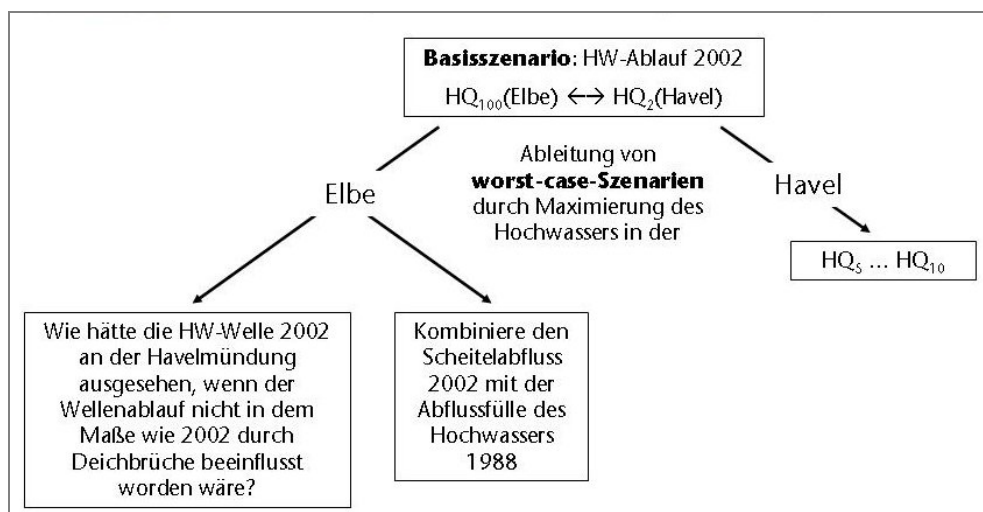


Abbildung 6-1: Prinzipdarstellung zur Ableitung von worst-case-Szenarien

Maximierung der Hochwasserabflüsse

Bezogen auf die Abflussscheitel ist im August 2002 an der Mündung der Havel in die Elbe ein etwa 100-jähriges Hochwasser in der Elbe auf ein etwa 2-jähriges Hochwasser in der Havel getroffen (s. Band 1, Los 1). Noch extremere Abflussszenarien 2002, im Folgenden als worst-case-Szenarien bezeichnet, können nach Abbildung 6-1 entweder durch eine Maximierung der Hochwasserabflüsse in der Elbe und in der Havel generiert werden. Höhere Abflüsse in der Havel hätten 2002 die Bedingungen für die Flutung der Havelniederung zweifellos erschwert. Infolge des dann höheren Zuflusses von Havelniederungswasser zur Havelniederung wäre der für die Kapung des Scheitels in der Elbe verfügbare Retentionsraum verringert worden. In der Elbe hätten sowohl ein höherer Scheitelabfluss als auch eine höhere Abflussfülle (bei gleichem Scheitelabfluss) die Randbedingungen für die Scheitelkappung erschwert. Nach Auswertung des Hochwasserablaufs 2002 (s. Band 1, Los 1) wäre beides durchaus möglich gewesen. Allein die Deichbrüche im Mittellauf der Elbe haben an der Havelmündung noch höhere Scheitelabflüsse verhindert. Auch die Abflussfülle

der Hochwasserwelle in der Elbe war 2002 im historischen Vergleich nicht extrem. Deutlich übertroffen wird sie z. B. durch die Abflussfülle des Hochwassers 1988.

Bei der Diskussion möglicher worst-case-Szenarien mit den Auftraggebern wurde sehr schnell erkannt, dass für die Ableitung dieser Szenarien vertiefende hydrologische Untersuchungen notwendig sind. Schließlich sollte eine unzulässige Maximierung des Hochwasserablaufs in Elbe oder Havel in den worst-case-Szenarien verhindert werden. In den vertiefenden Untersuchungen waren deshalb folgende Fragen zu klären:

Fragen

- Wie hätte 2002 die Hochwasserwelle der Elbe an der Havelmündung ausgesehen, wenn der Wellenablauf nicht in dem Maße wie 2002 durch Deichbrüche beeinflusst worden wäre?
- Ist es zulässig, den Hochwasserscheitel der Elbe von 2002 mit der Abflussfülle des Hochwassers 1988 zu kombinieren oder wird dadurch ein Szenario äußerst geringer Eintrittswahrscheinlichkeit erzeugt?
- Mit welchen extremen Abflüssen in der Havel sollte die Hochwasserwelle in der Elbe kombiniert werden? Reicht es aus, den Havelabfluss so zu maximieren, dass die Zuflüsse zur Havelniederung im Bereich von HQ_5 bis HQ_{10} liegen oder muss eine noch weitergehende Maximierung vorgenommen werden?

Grundlagen

Zur Beantwortung der ersten Frage konnten Untersuchungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) mit dem noch in Entwicklung befindlichen und somit mit Unsicherheiten behafteten Modellsystem WAVOS herangezogen werden (Lieferung der Daten erfolgte per E-Mail am 28. April 2006). Darin wurde der Wellenablauf in der Elbe während des August-Hochwassers 2002 unter veränderten Randbedingungen (keine Deichbrüche) berechnet. Zur Beantwortung der beiden anderen Fragen wurde eine wahrscheinlichkeitsbasierte statistische Untersuchung der Abhängigkeit zwischen den Abflussscheiteln und Füllen in der Elbe einerseits und den Abflussscheiteln in Elbe und Havel andererseits durchgeführt, deren Datengrundlage, Methodik und Ergebnisse in Abschnitt 6.1.2 vorgestellt werden.

6.1.2 Zweidimensionale Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik für die Pegel Wittenberge/Elbe und Ketzin/Havel

6.1.2.1 Datengrundlage und Datenaufbereitung

Datengrundlage

Datengrundlage für die wahrscheinlichkeitsbasierte statistische Untersuchung der Abhängigkeit zwischen den Abflussscheiteln und Füllen in der Elbe bildeten die täglichen Abflüsse am Pegel Wittenberge/Elbe der Jahre 1900 bis 2004. Der Beginn der verwendeten Datenreihe fällt mit dem Beginn der Beobachtungen am Pegel Wittenberge zusammen. Primäres Ziel der zweidimensionalen Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik für den Pegel Wittenberge war die Ermittlung von Beziehungen für bedingte Abflussfüllen am Pegel in Abhängigkeit von vorgegebenen Abflussscheiteln.

zweidimensionale Abflussscheitelstatistik

Datengrundlage für die wahrscheinlichkeitsbasierte statistische Untersuchung der Abhängigkeit zwischen den Abflussscheiteln in Elbe und Havel bildeten die täglichen Abflüsse an den Pegeln Wittenberge/Elbe und Ketzin/Havel der Jahre 1937 bis 2004. Der Beginn der verwendeten Datenreihe fällt mit dem Beginn der Beobachtungen am Pegel Ketzin zusammen. Primäres Ziel der zweidimensionalen Abflussscheitelstatistik für die Pegel Wittenberge und Ketzin war die Ermittlung von Beziehungen für bedingte Abflussscheitel am Pegel Ketzin in Abhängigkeit von vorgegebenen Abflussscheiteln am Pegel Wittenberge.

Vorgehensweise

Die Vorgehensweise bei der Datenaufbereitung für die zweidimensionale Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik am Pegel Wittenberge wird in Abbildung 6-2 veranschaulicht. In einem ersten Schritt wurden alle Tage mit einem Abfluss > 1000 m³/s selektiert (linkes Bild). Alle aufeinander folgenden Tage mit Abflüssen > 1000 m³/s bilden ein Hochwasserereignis, für das der Scheitelabfluss Q_{max} (= höchster Tagesmittelwert) und die Abflussfülle ΣQ ermittelt wurden (rechtes Bild). Auf diese Art und Weise wurden insgesamt 316 Wertepaare (Q_{max}, ΣQ) erhalten, die je ein Hochwasserereignis repräsentieren. Aufgrund der angewendeten formalen Vorgehensweise bei der Ermittlung der Hochwasserereignisse sind nicht alle Wertepaare im statistischen Sinne streng voneinander unabhängig. Es wird jedoch eingeschätzt, dass dieses Manko einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Ergebnisse der zweidimensionalen Statistik hat.

Wertepaare für Hochwasserereignisse

	A	B	C	F	G		A	B	C	D	E	F	G	H		
1		50305.0		Q-Summe ü.	Ereignis-Nr.		1	Ereignis			Pegel Wittenberge/Elbe					
2		WITTENBERGE		1000 m ³ /s in			2	ld. Nr.	Beginn	Ende	Dauer	Qmax	Datum	Qmax	ΣQ > Qgrz	ΣQgesamt
3		ab 1.11.1899		Mio. m ³			3				D in d	m ³ /s			Mio. m ³	Mio. m ³
1573	18.02.1904	962					4	1	23.01.1900	26.01.1900	4	1389	25.01.1900	56,7	402,3	
1574	19.02.1904	1009					5	2	28.01.1900	16.02.1900	20	1922	04.02.1900	762,4	2490,4	
1575	20.02.1904	1040					6	3	21.02.1900	19.05.1900	89	2924	16.04.1900	4819,0	12508,6	
1576	21.02.1904	1004		4,6	13		7	4	05.02.1901	07.02.1901	3	1087	06.02.1901	16,8	276,0	
1577	22.02.1904	987					8	5	06.03.1901	29.04.1901	55	1880	12.04.1901	2476,7	7228,7	
1578	23.02.1904	953					9	6	08.01.1902	03.02.1902	27	1439	15.01.1902	588,6	2921,4	
1579	24.02.1904	928					10	7	28.03.1902	17.04.1902	21	1207	09.04.1902	219,5	2033,9	
1580	25.02.1904	953					11	8	28.12.1902	28.12.1902	1	1290	28.12.1902	25,1	111,5	
1581	26.02.1904	1046					12	9	02.01.1903	17.01.1903	16	1426	14.01.1903	304,0	1686,4	
1582	27.02.1904	1155					13	10	18.02.1903	21.02.1903	4	1092	20.02.1903	18,2	363,8	
1583	28.02.1904	1248					14	11	02.03.1903	03.03.1903	2	1013	03.03.1903	1,5	174,3	
1584	29.02.1904	1333					15	12	01.12.1903	08.12.1903	8	1196	04.12.1903	92,0	783,2	
1585	01.03.1904	1395					16	13	19.02.1904	21.02.1904	3	1040	20.02.1904	4,6	263,8	
1586	02.03.1904	1414					17	14	26.02.1904	07.03.1904	11	1414	02.03.1904	226,1	1176,5	
1587	03.03.1904	1389					18	15	16.04.1904	17.04.1904	2	1009	17.04.1904	1,1	173,9	
1588	04.03.1904	1315					19	16	12.02.1905	17.02.1905	6	1228	14.02.1905	72,9	591,3	
1589	05.03.1904	1207					20	17	16.03.1905	24.04.1905	40	1395	10.04.1905	821,6	4277,6	
1590	06.03.1904	1098					21	18	17.10.1905	28.10.1905	12	1274	23.10.1905	167,8	1204,6	
1591	07.03.1904	1017		226,1	14		22	19	15.11.1905	25.11.1905	11	1445	19.11.1905	243,9	1194,3	
1592	08.03.1904	979					23	20	13.01.1906	24.01.1906	12	1098	16.01.1906	58,4	1095,2	
1593	09.03.1904	953					24	21	05.03.1906	12.04.1906	39	2200	26.03.1906	1780,4	5150,0	
							25	22	28.09.1906	14.10.1906	17	1402	02.10.1906	240,7	1709,5	
							26	23	14.01.1907	27.01.1907	14	1402	25.01.1907	233,5	1443,1	
							27	24	25.02.1907	15.03.1907	19	1186	28.02.1907	155,3	1796,9	
							28	25	22.03.1907	16.05.1907	56	2106	29.03.1907	1981,3	6819,7	

Abbildung 6-2: Vorgehensweise bei der Datenaufbereitung für die zweidimensionale Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik am Pegel Wittenberge

Höchster Scheitelabfluss

Das Ereignis mit dem höchsten Scheitelabfluss ist das August-Hochwasser 2002, wobei in die zweidimensionale Statistik nicht der durch die Flutung der Havelniederung beeinflusste Scheitelabfluss einbezogen wurde, sondern ein Scheitelabfluss von 4215 m³/s (Tagesmittelwert vom 21.8.2002), der sich ergeben hätte, wenn die Havelniederung nicht geflutet worden wäre. Das Ereignis mit der höchsten Abflussfülle ist entsprechend den vorliegenden Messwerten das Hochwasserereignis vom 13.2. bis 26.6.1941 (ΣQ = 23,2 Mrd. m³).

Höchste tägliche Abflüsse

Die Daten für die zweidimensionale Abflussscheitelstatistik an den Pegeln Wittenberge und Ketzin wurden folgendermaßen aufbereitet: Für die Hochwasserereignisse der zweidimensionalen Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik am Pegel Wittenberge (s. o.), die in den gemeinsamen Beobachtungszeitraum der Pegel Wittenberge und Ketzin fallen, wurden die höchsten täglichen Abflüsse am Pegel Ketzin während der Hochwasserdauer am Pegel Wittenberge ermittelt. Diese Höchstwerte müssen zeitlich nicht mit dem Scheitelabfluss am Pegel Wittenberge zusammenfallen. Damit wurde der Tatsache Rechnung getragen, dass die Abflüsse am Pegel Ketzin infolge der Steuerung der Wehre in der Havel kurzzeitig relativ stark schwanken können. Für die zweidimensionale Abflussscheitelstatistik an den Pegeln Wittenberge und Ketzin ergaben sich 206 Wertepaare [Q_{max}(Wittenberge), Q_{max}(Ketzin)].

6.1.2.2 Methodik

Schätzung einer zweidimensionalen Verteilungsfunktion	<p>Voraussetzung für die Berechnung bedingter Abflussfüllen am Pegel Wittenberge oder bedingter Abflussscheitel am Pegel Ketzin in Abhängigkeit von Scheitelabflüssen am Pegel Wittenberge bei gleichzeitiger Angabe von Konfidenzbereichen für die bedingten Größen ist die Schätzung einer zweidimensionalen Verteilungsfunktion auf Basis der beobachteten Werte der jeweiligen Zufallsvariablen. Da als praktisch anwendbare zweidimensionale analytische Verteilungsfunktion einzig die zweidimensionale Normalverteilung zur Verfügung steht, die Zufallsvariablen aber nicht normalverteilt sind, blieb nur der nachfolgend am Beispiel der Abflussscheitel- und Abflussfüllenstatistik für den Pegel Wittenberge beschriebene Lösungsweg, der formal völlig analog auch auf die Abflussscheitelstatistik für die Pegel Wittenberge und Ketzin angewendet wurde:</p>
Lösungsweg	<p>Den empirischen Verteilungen der Füllen F und Scheitel S wird jeweils eine so genannte transformierte Normalverteilung angepasst.</p> <p>Damit können die Beobachtungswerte in normiert-normalverteilte Werte umgewandelt werden.</p> <p>Auf ihrer Grundlage erfolgt die Berechnung des Korrelationskoeffizienten r zwischen den transformierten Füllen f und Scheiteln s, wonach die gemeinsame Verteilung beider Variablen festliegt: Ihre fünf Parameter sind die beiden normierten Mittel 0, die beiden normierten Standardabweichungen 1 und der genannte Korrelationskoeffizient r.</p> <p>Dann ist auch die Beziehung zur Berechnung des bedingten Erwartungswertes der Füllen (= bedingter Mittelwert) bekannt, die wegen der Verwendung der Normalverteilung eine Gerade mit dem Anstieg r durch den Ursprung darstellt.</p> <p>Die Verteilung der bedingten Füllen um ihren Erwartungswert, die zur Berechnung von Konfidenzbereichen notwendig wird, ist wieder eine Normalverteilung mit den Parametern</p>
Empirische Verteilung	<ul style="list-style-type: none"> ▪ $\text{bedingter Erwartungswert} = r * s \quad (1)$ ▪ $\text{bedingte Standardabweichung} = (1 - r^2)^{0,5} \quad (2)$
SIKO/SIMO	<p>Die skizzierten Arbeitsschritte wurden mit der Software SIKO/SIMO (WASY, 2001) realisiert. Mit SIKO/SIMO wurden zunächst an die empirischen Verteilungen der Füllen und der Scheitel die transformierten Normalverteilungen</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ dreiparametrische logarithmische Normalverteilung mit unterem Grenzwert ▪ Potenznormalverteilung mit unterem Grenzwert ▪ Johnson-Verteilung mit unterem und oberem Grenzwert <p>angepasst. Mit Hilfe der Anpassungsmaße D (Kolmogorov), $N\omega^2$ und Quantilkorrelation erwies sich zwar in allen Fällen die Johnson-Verteilung als die geeignetste analytische Verteilung, doch ihre oberen Grenzwerte lagen so nahe bei den jeweiligen maximalen Beobachtungswerten, dass die geforderte Berechnung der bedingten Größen bis zu Scheitelabflüssen am Pegel Wittenberge von $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht möglich war. Deshalb wurde die Potenznormalverteilung (PNV) verwendet, mit der ebenfalls befriedigende Anpassungen erreicht wurden.</p> <p>Die PNV hat die vier Parameter</p>
Potenznormalverteilung (PNV)	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Erwartungswert E, ▪ Standardabweichung Saw, ▪ unterer Grenzwert UG und ▪ Exponent exp.

Jeder beobachtete Wert X einer Variablen lässt sich mit der Formel

$$x = ((X + UG)^{\text{exp}} - E) / \text{Saw} \quad (3)$$

in einen „beobachteten“ Wert x einer normiert-normalverteilten Variablen umwandeln.

6.1.2.3 Durchführung der Berechnungen und Ergebnisse

Bedingte Abflussfüllen am Pegel Wittenberge

Bedingte Abflussfüllen am Pegel Wittenberge

Tabelle 6-1, die die Korrelationskoeffizienten zwischen den mit Hilfe der PNV transformierten Abflussscheiteln und Abflussfüllen am Pegel Wittenberge enthält, deutet auf eine erfreulich enge Bindung zwischen beiden transformierten Variablen hin.

Korrelationskoeffizienten

Tabelle 6-1: Korrelationskoeffizienten zwischen den transformierten Scheiteln und Füllen am Pegel Wittenberge

Jahr		Winter-HW (Nov. - Apr.)		Sommer-HW (Mai - Okt.)	
N	r	N	r	N	r
316	0,909	226	0,904	90	0,921

Aufgrund der sehr geringen Unterschiede zwischen den Korrelationskoeffizienten wird im Weiteren auf eine theoretisch mögliche gesonderte Betrachtung von Winter-Hochwassern mit Scheiteln von November bis April und Sommer-Hochwassern mit Scheiteln von Mai bis Oktober verzichtet. Es werden daher die PNV für die Scheitel und die Füllen verwendet, welche an die empirischen Verteilungen aller 316 Werte angepasst wurden. Sie sind durch die folgenden Parameter festgelegt:

Parameter der PNV

Tabelle 6-2: Parameter der PNV für Füllen und Scheitel am Pegel Wittenberge

Variable	E	Saw	UG	exp
Fülle	4,1969	1,3903	-85,8322	0,2030
Scheitel	2,1768	0,3883	-992,9697	0,1373

Die Beziehung zwischen den transformierten Füllen f und Scheiteln s ist die Gerade

$$f = r * s = 0,908543 * s \quad (4)$$

Zu einem transformierten Scheitel s ergibt sich mit dieser einfachen Formel eine transformierte Fülle f, welche sich durch Inversion von Gleichung (3) in die gesuchte bedingte Fülle F umrechnen lässt.

Beispiel

Als Beispiel soll zu dem Scheitel $S = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ die bedingte Fülle F gefunden werden. Nach Gleichung (3) mit den Parametern der Scheitel aus Tabelle 6-2 ergibt sich ein transformierter Scheitel $s = 1,7083$. Damit wird nach Gleichung (4) die transformierte Fülle $f = 1,5521$ und nach der Inversion von Gleichung (3)

$$F = (f * \text{Saw} + E)^{1/\text{exp}} - \text{UG} \quad (5)$$

die zu $S = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ gehörende bedingte Fülle $F = 9121 \text{ Mio. m}^3$.

Wenn zu einer solchen bedingten Fülle F noch ein Konfidenzbereich mit den Grenzen F_{unten} und F_{oben} so gefunden werden soll, dass die wahre, aber unbekannte Fülle mit einer vorgegebenen Wahrscheinlichkeit P* in ihm liegt, ist wie folgt vorzugehen: Nach Gleichung (1) und (2) ergeben sich seine transformierte Breite tBr mit Hilfe der normierten Normalverteilung Φ zu

$$tBr = (1 - r^2)^{0,5} * \Phi^{[-1]}(P) \quad \text{mit} \quad P = 50 + P^*/2 \quad [\%]$$

und seine Grenzen zu

$$(f - tBr, f + tBr).$$

Die Werte $\Phi^{[-1]}(P)$ nehmen für die üblichen Wahrscheinlichkeiten $P^* = 60, 80$ und 90% die Größen $\pm 0,842, \pm 1,282$ sowie $\pm 1,645$ an. Die gefundenen Grenzen müssen anschließend noch ebenso wie die bedingte Fülle rücktransformiert werden.

Im Zahlenbeispiel ergeben sich die transformierten Grenzen für $P^* = 80 \%$ wie folgt:

$$\begin{aligned} tBr &= (1 - 0,908543^2)^{0,5} * 1,282 = 0,5356 \\ f_{\text{unten}} &= 1,5521 - 0,5356 = 1,0165 \\ f_{\text{oben}} &= 1,5521 + 0,5356 = 2,0877 \end{aligned}$$

und nach Gleichung (5) schließlich

$$F_{\text{unten}} = 4976 \text{ Mio. m}^3 \quad \text{und} \quad F_{\text{oben}} = 15681 \text{ Mio. m}^3.$$

Das bedeutet, dass die Abflussfülle bei einem Scheitel von $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Wittenberge mit einer Wahrscheinlichkeit von 80% zwischen den Grenzen 4976 und 15681 Mio. m^3 liegt. Ihr bedingter Erwartungswert von 9121 Mio. m^3 liegt wegen der nichtlinearen Transformation asymmetrisch bezüglich der Grenzen des Sicherheitsbereiches.

Alle Berechnungen wurden für die in Tabelle 6-3 verzeichneten Scheitelabflüsse durchgeführt, die den Abflussbereich zwischen 1000 und $5000 \text{ m}^3/\text{s}$ mit einer Schrittweite von $250 \text{ m}^3/\text{s}$ abdecken. Neben den zugehörigen bedingten Füllen werden in Tabelle 6-3 auch deren Konfidenzbereiche mit den Wahrscheinlichkeiten $P^* = 60, 80$ und 90% angegeben.

Tabelle 6-3: Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitel-/füllenstatistik für den Pegel Wittenberge/Elbe

Abflussscheitel S in m^3/s	Erwartungswert F der bedingten Fülle in Mio. m^3	Untere und obere Grenzwerte der bedingten Fülle in Mio. m^3 für $P^* =$					
		60% (P = 20 bis 80 %)		80% (P = 10 bis 90 %)		90% (P = 5 bis 95 %)	
		F_{unten}	F_{oben}	F_{unten}	F_{oben}	F_{unten}	F_{oben}
1000	90,5	86,4	107	85,9	126	85,8	149
1250	1109	823	2352	465	2421	361	2968
1500	2273	1369	3626	1033	4559	812	5468
1750	3442	2149	5313	1653	6577	1320	7794
2000	4602	2946	6947	2298	8509	1857	10002
2250	5750	3750	8537	2957	10375	2412	12121
2500	6886	4559	10091	3626	12188	2979	14171
2750	8010	5368	11612	4299	13954	3554	16161
3000	9121	6176	13105	4976	15681	4135	18100
3250	10223	6983	14573	5655	17375	4721	19998
3500	11313	7788	16018	6335	19035	5309	21854
3750	12395	8592	17445	7017	20672	5901	23681
4000	13467	9392	18852	7698	22282	6494	25474
4250	14530	10190	20240	8379	23868	7088	27238
4500	15584	10984	21612	9058	25432	7682	28975
4750	16630	11776	22970	9737	26976	8277	30688
5000	17671	12567	24315	10416	28506	8874	32382

Bedingte Maximalabflüsse am Pegel Ketzin

Bedingte Maximalabflüsse am Pegel Ketzin

Tabelle 6-4, die die Korrelationskoeffizienten zwischen den mit Hilfe der PNV transformierten Abflussscheiteln am Pegel Wittenberge und den im Hochwasserzeitraum beobachteten Maximalabflüssen am Pegel Ketzin enthält, deutet auf einen signifikanten Zusammenhang zwischen beiden transformierten Variablen hin. Mit einem Korrelationskoeffizienten von 0,661 ist dieser jedoch bei weitem nicht so eng wie der zwischen den Abflussscheiteln und -füllen am Pegel Wittenberge (vgl. Tabelle 6-1). Der insgesamt schwache Zusammenhang zwischen den Hochwassern in Elbe und Havel ist ein Indiz dafür, dass das Hochwasserregime der Elbe in Wittenberge durch andere Zuflüsse wesentlich stärker beeinflusst wird als durch die Havel und umgekehrt.

Korrelationskoeffizienten

Tabelle 6-4: Korrelationskoeffizienten zwischen den transformierten Maximalabflüssen an den Pegeln Wittenberge und Ketzin

Jahr		Winter-HW (Nov. - Apr.)		Sommer-HW (Mai - Okt.)	
N	r	N	r	N	r
206	0,661	137	0,717	69	0,442

Für die weitere statistische Analyse erschien es auch hier nicht Erfolg versprechend, die Berechnungen getrennt für Winter- und Sommer-Hochwasser durchzuführen. Der dadurch erreichten geringfügigen Verbesserung des statistischen Zusammenhanges für die Winter-Hochwasser stände eine deutliche Verschlechterung des statistischen Zusammenhanges für die Sommer-Hochwasser gegenüber. Es werden daher für beide Pegel die PNV für die Maximalabflüsse verwendet, welche an die empirischen Verteilungen aller 206 Werte angepasst wurden. Sie sind durch die folgenden Parameter festgelegt:

Parameter der PNV

Tabelle 6-5: Parameter der PNV der Maximalabflüsse an den Pegeln Ketzin und Wittenberge

Pegel	E	Saw	UG	exp
Ketzin	31,4114	10,4261	-35,6392	0,7796
Wittenberge	2,1620	0,3870	-992,9695	0,1351

Die Beziehung zwischen den transformierten Maximalabflüssen s_k und s_w an den Pegeln Ketzin und Wittenberge wird durch die Gerade

$$s_k = r * s_w = 0,661185 * s_w \tag{6}$$

wiedergegeben.

Zu einem transformierten Scheitelabfluss s_w am Pegeln Wittenberge ergibt sich mit dieser einfachen Formel ein transformierter Maximalabfluss s_k am Pegel Ketzin, welcher sich durch Inversion von Gleichung (3) in den gesuchten bedingten Maximalabfluss S_k umrechnen lässt. Alle Berechnungen wurden wiederum für die bereits in Tabelle 6-3 verzeichneten Scheitelabflüsse am Pegel Wittenberge durchgeführt. Neben den zugehörigen bedingten Maximalabflüssen am Pegel Ketzin werden in Tabelle 6-6 auch deren Konfidenzbereiche mit den Wahrscheinlichkeiten $P^* = 60, 80$ und 90% angegeben.

Tabelle 6-6: Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitelstatistik für den Pegel Ketzin/Havel

Abflussscheitel S_w am Pegel Wittenberge in m^3/s	Erwartungswert S_k des bedingten Maximalabflusses in m^3/s	Untere u. obere Grenzwerte des bedingten Maximalabflusses in m^3/s für $P^* =$					
		60 % (P = 20 bis 80 %)		80 % (P = 10 bis 90 %)		90 % (P = 5 bis 95 %)	
		$S_k(\text{unten})$	$S_k(\text{oben})$	$S_k(\text{unten})$	$S_k(\text{oben})$	$S_k(\text{unten})$	$S_k(\text{oben})$
1000	70,6	53,3	90,1	45,5	100,9	39,9	110,2
1250	116,1	94,6	139,0	84,0	151,4	75,6	161,9
1500	128,5	106,3	152,1	95,2	164,8	86,4	175,5
1750	136,6	113,9	160,6	102,5	173,5	93,5	184,4
2000	142,7	119,7	167,0	108,1	180,0	98,9	191,0
2250	147,7	124,4	172,2	112,7	185,4	103,4	196,4
2500	152,0	128,4	176,6	116,6	189,9	107,2	201,0
2750	155,6	131,9	180,4	120,0	193,8	110,5	205,0
3000	158,9	135,1	183,8	123,1	197,2	113,4	208,5
3250	161,9	137,9	186,9	125,8	200,4	116,1	211,7
3500	164,6	140,5	189,7	128,3	203,2	118,5	214,6
3750	167,1	142,8	192,3	130,6	205,9	120,8	217,3
4000	169,4	145,0	194,7	132,8	208,3	122,9	219,7
4250	171,5	147,1	196,9	134,8	210,6	124,9	222,0
4500	173,5	149,0	199,0	136,7	212,7	126,7	224,2
4750	175,4	150,9	201,0	138,5	214,7	128,5	226,3
5000	177,3	152,6	202,9	140,1	216,7	130,1	228,2

6.1.2.4 Interpretation der Ergebnisse und Begründung von Szenarien

**Abflussscheitel-/
Abflussfüllensta-
tistik**

Abflussscheitel-/Abflussfüllenstatistik für den Pegel Wittenberge

Zur besseren Interpretation der Ergebnisse der wahrscheinlichkeitsbasierten statistischen Untersuchung der Abhängigkeit zwischen den Abflussscheiteln und Füllen in der Elbe am Pegel Wittenberge werden die in Tabelle 6-3 enthaltenen Ergebnisse in Abbildung 6-3 graphisch dargestellt. In diese Abbildung einbezogen wurden auch die insgesamt 316 Wertepaare ($Q_{max}, \Sigma Q$), die die Datengrundlage für die zweidimensionale Statistik bildeten, wobei zwischen Winter- und Sommer-Hochwassern unterschieden wird. Das Hochwasser 2002 und die mit ihm im Berichtsteil zu Los 1 verglichenen historischen Hochwasser von 1954, 1981, 1988 und 2003 wurden in Abbildung 6-3 hervorgehoben und mit der entsprechenden Jahreszahl versehen.

**Kombination
des Scheitelab-
flusses mit der
Abflussfülle**

Abbildung 6-3 zeigt, dass Winter-Hochwasser bei gleichem Scheitelabfluss in der Regel eine größere Abflussfülle als Sommer-Hochwasser haben. Doch gibt es auch Sommer-Hochwasser mit überdurchschnittlich hohen Abflussfüllen, z. B. das Hochwasser 1926 mit einer Abflussfülle von 11,2 Mrd. m^3 bei einem Scheitelabfluss von 2960 m^3/s . Von den fünf im Band 1, Los 1 betrachteten historischen Hochwassern (einschließlich Hochwasser 2002) haben vier eine unterdurchschnittliche Abflussfülle. Nur das Hochwasser 1988 hat eine Abflussfülle (= 10,4 Mrd. m^3), die ziemlich genau dem Erwartungswert entspricht. Dieser Abflussfülle würde beim Scheitelabfluss des Hochwassers von 2002 (= 4215 m^3/s) eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit von nur etwa 20 % (siehe Abbildung 6-3) zugewiesen werden. Damit erscheint eine Kombination des Scheitelabflusses des Hochwassers 2002 mit der Abflussfülle des Hochwassers 1988 durchaus gerechtfertigt. Praktisch würde das für den Pegel Wittenberge etwa die Verdopplung der Abflussfülle des Hochwassers 2002 bedeuten.

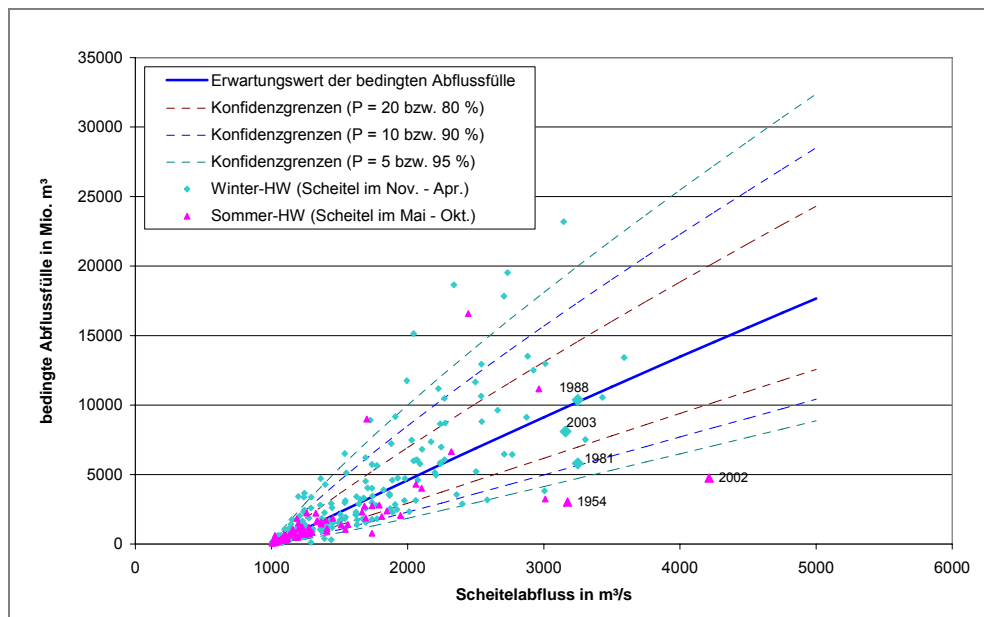


Abbildung 6-3: Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitel-/füllenstatistik für den Pegel Wittenberge/Elbe

Sommer- / Winter-Hochwasser 1988

Aufgrund der vorliegenden Ergebnisse der zweidimensionalen Statistik für den Pegel Wittenberge wird eingeschätzt, dass durch die Kombination des Scheitelabflusses des Sommer-Hochwassers 2002, das durch sommerliche Starkniederschläge ausgelöst wurde, mit der Abflussfülle des Winter-Hochwassers 1988, das durch Schneeschmelze und Regen ausgelöst wurde, keine unzulässige Maximierung vorgenommen wird. Diese Kombination sollte deshalb in den Szenario-Untersuchungen berücksichtigt werden.

Abflussscheitelstatistik

Abflussscheitelstatistik für die Pegel Wittenberge und Ketzin

Maximalabflüsse am Pegel Ketzin/Havel

Zur besseren Interpretation der Ergebnisse der wahrscheinlichkeitsbasierten statistischen Untersuchung der Abhängigkeit zwischen den Abflussscheiteln in der Elbe am Pegel Wittenberge und den im Hochwasserzeitraum auftretenden Maximalabflüssen am Pegel Ketzin/Havel werden die in Tabelle 6-6 enthaltenen Ergebnisse in Abbildung 6-4 graphisch dargestellt. In Analogie zu Abbildung 6-3 wurden auch in diese Abbildung die insgesamt 206 Wertepaare [$Q_{\max}(\text{Wittenberge})$, $Q_{\max}(\text{Ketzin})$] einbezogen, die die Datengrundlage für die zweidimensionale Statistik bildeten, wobei auch hier zwischen Winter- und Sommer-Hochwassern unterschieden wird. In Abbildung 6-4 dargestellt wurden auch die aktuellen HQ_i für den Pegel Ketzin (vgl. Berichtsteil zu Los 1).

Kombination mit HQ_5 / HQ_{10} Havel

Abbildung 6-4 zeigt, dass für sehr hohe Scheitelabflüsse am Pegel Wittenberge zwischen 4000 und 5000 m^3/s die korrespondierenden Maximalabflüsse am Pegel Ketzin etwa dem 5jährigen Hochwasser entsprechen. Eine Kombination des Scheitelabflusses des Hochwassers 2002 in der Elbe mit einem Zufluss zur Havelniederung im Bereich von HQ_5 liefert deshalb ein absolut plausibles, da wahrscheinliches Szenario. Auch die Kombination des Scheitelabflusses des Hochwassers 2002 in der Elbe mit einem Zufluss zur Havelniederung im Bereich von HQ_{10} ist noch gerechtfertigt, da auch HQ_{10} innerhalb der inneren Konfidenzgrenzen ($P = 20$ bzw. 80%) liegt. Eine Kombination des Scheitelabflusses des Hochwassers 2002 in der Elbe mit selteneren Havelhochwassern ($T \geq 20$ a) erscheint dagegen nicht notwendig, da ein derartiges Zusammentreffen sehr unwahrscheinlich ist.

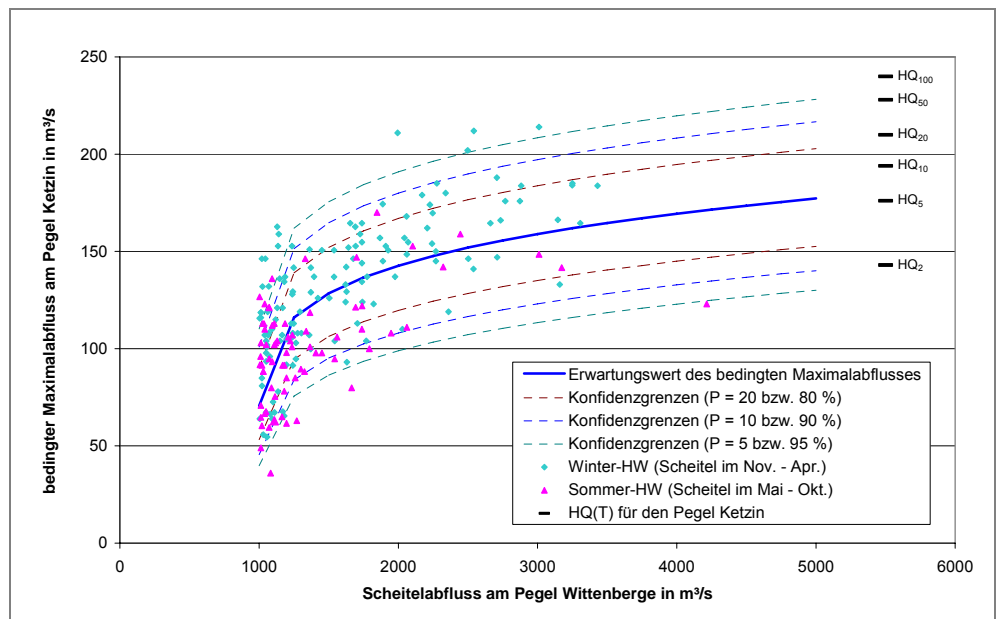


Abbildung 6-4: Ergebnisse der zweidimensionalen Abflussscheitelstatistik für den Pegel Ketzin/Havel

6.1.3 Zu untersuchende Szenarien

Worst-case-Szenarien

In Abstimmung mit den Auftraggebern wurde entschieden, neben dem Basisszenario, das durch den beobachteten (tatsächlichen und auf Basis der oben dargestellten Analyse) Hochwasserverlauf 2002 charakterisiert wird, folgende worst-case-Szenarien zu untersuchen:

- Szenario 1: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche an der Elbe (**unter Berücksichtigung von Berechnungen mit WAVOS seitens der BfG**)
- Szenario 2: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) mit Fülle des Hochwassers 1988
- Szenario 3: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) trifft auf HQ_{10} in der Havel
- Szenario 4: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) mit Fülle des Hochwassers 1988 trifft auf HQ_{10} in der Havel
- Szenario 5: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) mit noch größerem Abflussscheitel (möglichst größer als HQ_{100})

6.2 Ableitung einer veränderten Ganglinie zum Hochwasser 2002 für den Pegel Tangermünde für die Szenarien 1 und 3

Pegel Tangermünde

Bei zukünftiger Benutzung des Flutungssystems kann nicht davon ausgegangen werden, dass die Deiche entlang des Mittellaufs der Elbe wie in 2002 brechen werden und die Hochwasserwelle entsprechend gedämpft den Mündungsbereich der Havel erreicht. Inwieweit die zu erwartenden Abflüsse im Vergleich zum HW2002 am Pegel Tangermünde zu erhöhen sind, konnte anhand der von der BfG am 28. April 2006 bereitgestellten Ergebnisse des Modellsystems WAVOS abgeschätzt werden. In Abbildung 6-5 sind die gelieferten Daten am Pegel Tangermünde dargestellt (die beiden grünen Kurven). Zusätzlich ist auch die im WASY-Modell angesetzte Abflussganglinie auf Basis der neuen Abflusstafel, inklusive Hysterese abgebildet (oran-

ge Kurve). Im unteren Bereich der Abbildung wird die Differenz der beiden WAVOS-Ganglinien gezeigt.

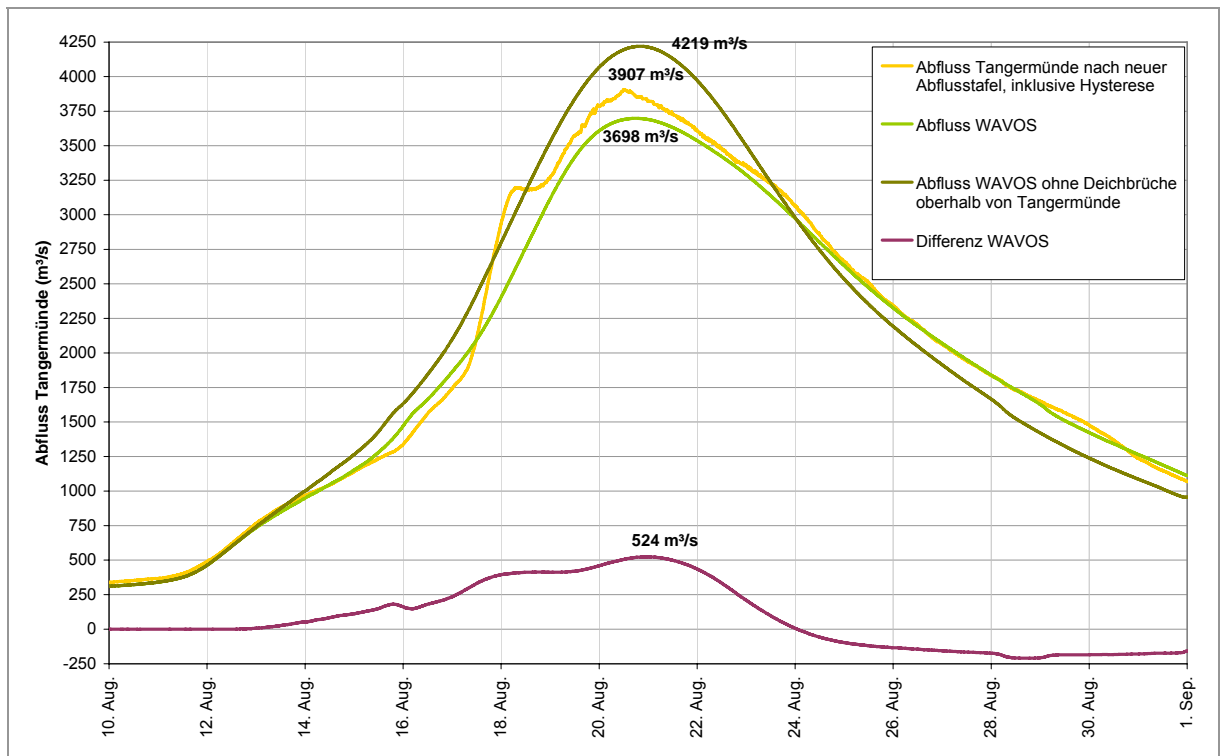


Abbildung 6-5: Ergebnisse der beiden WAVOS-Modelle sowie die im WASY Modell angesetzte Abflussganglinie am Pegel Tangermünde

Abflusskurven

Der Unterschied zwischen den Abflussganglinien des WAVOS-Modells und der im WASY-Modell angesetzten Abflussganglinie am Pegel Tangermünde macht deutlich, dass es wenig sinnvoll ist, die Abflussganglinie für die Szenarien 1 und 3 direkt vom WAVOS-Modell zu übernehmen. Statt einer maximalen Zunahme von 524 m³/s (die maximale Differenz der beiden WAVOS-Modelle) würde dies bedeuten, dass der Spitzenabfluss von 3907 m³/s (WASY-Modell, 2002) um lediglich 312 m³/s erhöht werden würde (auf 4219 m³/s). Um den Einfluss der Deichbrüche realitätsnah abbilden zu können, wurde daher beschlossen, die Differenz der beiden WAVOS-Ganglinien zur Abflussganglinie des WASY-Modells zu addieren. Dies ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Die dargestellte grüne Kurve entspricht damit der Abflussganglinie, die bei den Szenarien 1 und 3 am Pegel Tangermünde angesetzt wurde. Bei Szenario 3 wurde lediglich die Abflussganglinie Albertsheim zusätzlich angepasst. Bei den beiden Szenarien fließen somit am 20. August um 12:00 maximal 4413 m³/s über die Elbe dem Modellgebiet hinzu.

Hätte man das WASY-Modell für das Ereignis 2002 so angepasst, dass es der zum Bearbeitungszeitpunkt vorliegenden WAVOS-BfG Modellierung entsprochen hätte und dann mit der WAVOS-BfG Ganglinie ohne Deichbrüche gerechnet, wären im Szenarienvergleich grundsätzlich gleiche Ergebnisse zu erwarten (maßgeblich ist die Differenz der Ganglinien).

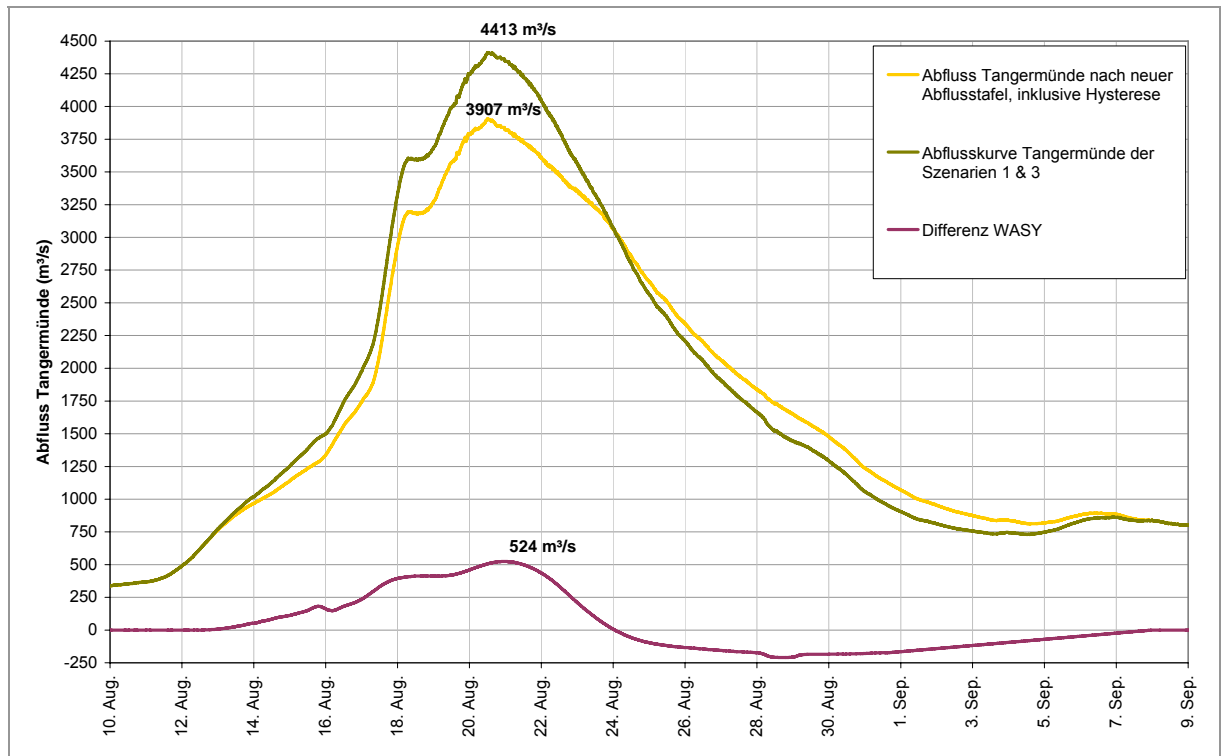


Abbildung 6-6: Bestimmung der Abflussganglinie für die Szenarien 1 und 3

6.3 Ableitung einer veränderten Ganglinie zum Hochwasser 2002 für den Pegel Tangermünde für die Szenarien 2 und 4

Abflussganglinie am Pegel Tangermünde

Eine maßgebende Randbedingung für das hydrodynamische Modell, mit dem die in Abschnitt 6.1.3 aufgeführten Szenarien zur Flutung der Havelniederung untersucht werden, ist die Abflussganglinie am Pegel Tangermünde. Für die Szenarien 1 und 3 kann auf die in Abschnitt 6.2 ermittelte Abflussganglinie zurückgegriffen werden. Für die Szenarien 2 und 4 muss dieser Abflussganglinie jedoch noch die Fülle des Hochwassers 1988 aufgeprägt werden.

Skalierung der Zeitachse

Verglichen werden jeweils die Abflussfüllen über 1000 m³/s. Diese Fülle beträgt für die in Abschnitt 6.2 abgeleitete Abflussganglinie 2002 2,26 Mrd. m³ und für die 1988 beobachtete Abflussganglinie 3,77 Mrd. m³. Daraus lässt sich ein Skalierungsfaktor von 1,67 ableiten. Da der Scheitelabfluss (4413 m³/s) der für die Szenarien 1 und 3 berechneten Abflussganglinie zum Hochwasser 2002 gewahrt bleiben muss, ist eine Skalierung nur in Richtung der Zeitachse möglich. Die Originalganglinie wird dabei in Richtung der Zeitachse gestreckt (Abbildung 6-7).

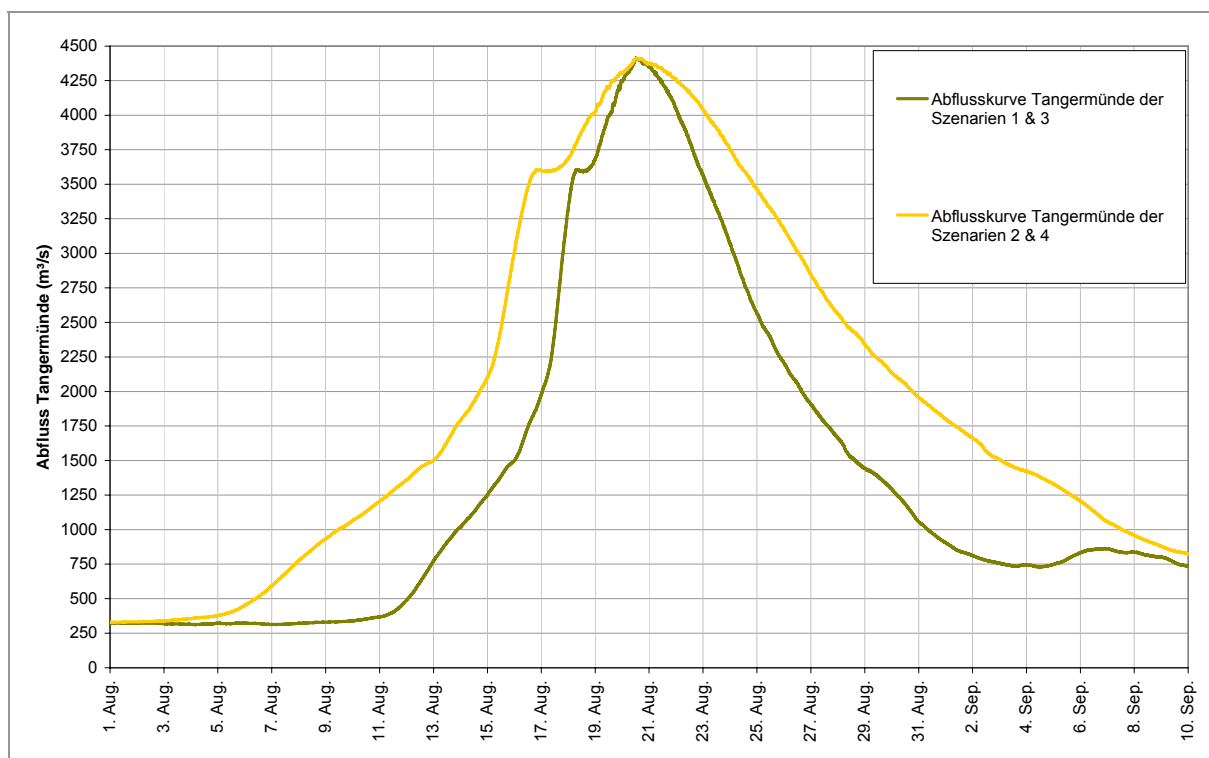


Abbildung 6-7: Bestimmung der Abflussganglinie für die Szenarien 2 und 4

6.4 Ableitung einer veränderten Ganglinie zum Hochwasser 2002 für den Pegel Tangermünde für das Szenario 5

Spitzenabfluss

Auch die bei Szenario 5 am Pegel Tangermünde anzusetzende Abflussganglinie sollte auf der Abflussganglinie für Szenario 1 aufbauen. In GRÜNEWALD (2006) wird auf Basis von modifizierten Jahreshöchstabflüssen (ohne Retentionswirkung der Havelniederung) des Zeitraumes 1890 - 2006, berechnet mit HQ-EX 3.0 (WASY, 2005), ein HQ_{200} von $4920 \text{ m}^3/\text{s}$ für den Pegel Wittenberge bestimmt. Berechnungen mit dem WASY-Modell haben gezeigt, dass dies mit einem Spitzenabfluss von $5056 \text{ m}^3/\text{s}$ in Tangermünde korreliert.

GRÜNEWALD (2006) gibt auch an, dass die auf gleiche Weise berechnete obere Konfidenzgrenze des HQ_{100} in Wittenberge sogar höher liegt ($4961 \text{ m}^3/\text{s}$). Es wird hier daher angenommen, dass der Abfluss von $4920 \text{ m}^3/\text{s}$ in Wittenberge mindestens einem HQ_{100} gleichkommt und damit eine geeignete Größe für das Szenario 5 bildet.

Für dieses Szenario ist also ein Spitzenwert in Tangermünde von $5056 \text{ m}^3/\text{s}$ anzusetzen. Dies bedeutet im Vergleich zu Szenario 1 eine Zunahme des Scheitelabflusses von ca. 14,6 %. Es wurde weiterhin angenommen, dass bei Abflusswerten geringer als $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ kein Unterschied zwischen Szenario 1 und 5 zu beachten ist. Dazwischen nimmt der prozentuale Unterschied in Abhängigkeit des Durchflusses linear zu. Dies ist auf der rechten Achse in der nächsten Abbildung dargestellt (lila Kurve). Auf der linken Achse sind die Abflussganglinien aller Szenarien sowie die Abflussganglinie des Basismodells dargestellt.

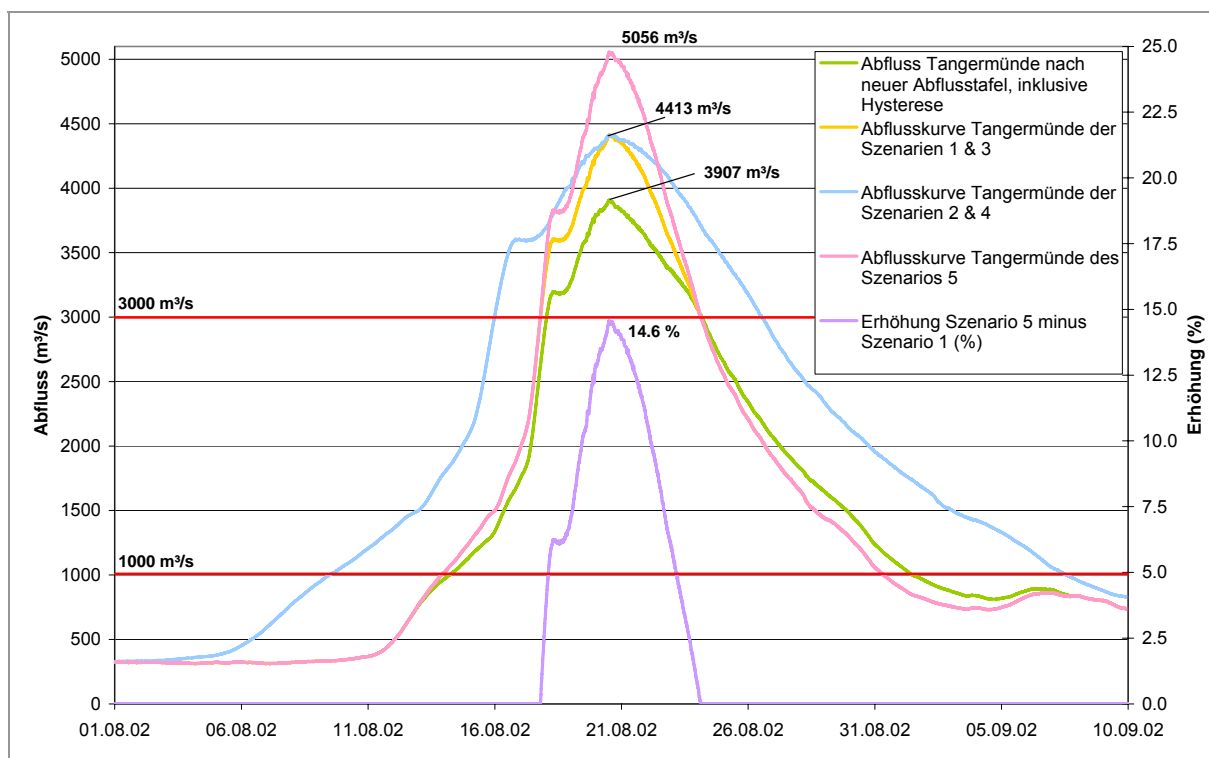


Abbildung 6-8: Bestimmung der Abflussganglinie für das Szenario 5

Abflussvolumen

Abschließend sind in Tabelle 6-7 und in Abbildung 6-9 die Abflussvolumen über 1000 m³/s und 3000 m³/s dargestellt. Szenario 5 hat zwar mit 5056 m³/s den eindeutig höchsten Spitzenabfluss, die Abflussganglinie der Szenarien 2 und 4 hat jedoch bei Abflüssen über 1000 m³/s, über 3000 m³/s und sogar bei Abflüssen über dem Abfluss, der im Modell in Tangermünde in etwa mit dem BHW Wittenberge korreliert (3725 m³/s, s. Tabelle 6-7), das größte Abflussvolumen. Damit werden die von den Auftraggebern gewünschten zu untersuchenden stark variierenden hydraulischen Möglichkeiten, die in dem System eintreten können, von den gewählten Szenarien gut wiedergegeben.

Tabelle 6-7: Abflussvolumina der Szenarien bei verschiedenen angenommenen Mindestabflusswerten (m³/s)

Minimum Abfluss Tangermünde	Szenario	Abflussvolumen (Mio. m ³)
bei Q > 1000 m ³ /s	Abflussvolumen Tangermünde nach neuer Abflusstafel, inklusive Hysterese	2105,7
	Abflussvolumen Tangermünde der Szenarien 2 und 4	3767,8
	Abflussvolumen Tangermünde des Szenarios 5	2450,3
	Abflussvolumen Tangermünde der Szenarien 1 und 3	2260,2
bei Q > 3000 m ³ /s	Abflussvolumen Tangermünde nach neuer Abflusstafel, inklusive Hysterese	259,8
	Abflussvolumen Tangermünde der Szenarien 2 und 4	763,0
	Abflussvolumen Tangermünde des Szenarios 5	647,8
	Abflussvolumen Tangermünde der Szenarien 1 und 3	457,7

Minimum Abfluss Tangermünde	Szenario	Abflussvolumen (Mio. m ³)
bei $Q > 3725 \text{ m}^3/\text{s}$ ¹⁾	Abflussvolumen Tangermünde nach neuer Abflusstafel, inklusive Hysterese	13,9
	Abflussvolumen Tangermünde der Szenarien 2 und 4	214,3
	Abflussvolumen Tangermünde des Szenarios 5	294,5
	Abflussvolumen Tangermünde der Szenarien 1 und 3	128,5

¹⁾ Dieser Abfluss entspricht in Tangermünde etwa dem Abfluss, der bei einer ungekappten Simulation im Modell in Wittenberge einen Wasserstand ergibt, der in etwa dem BHW von 745 cm am Pegel gleichkommt.

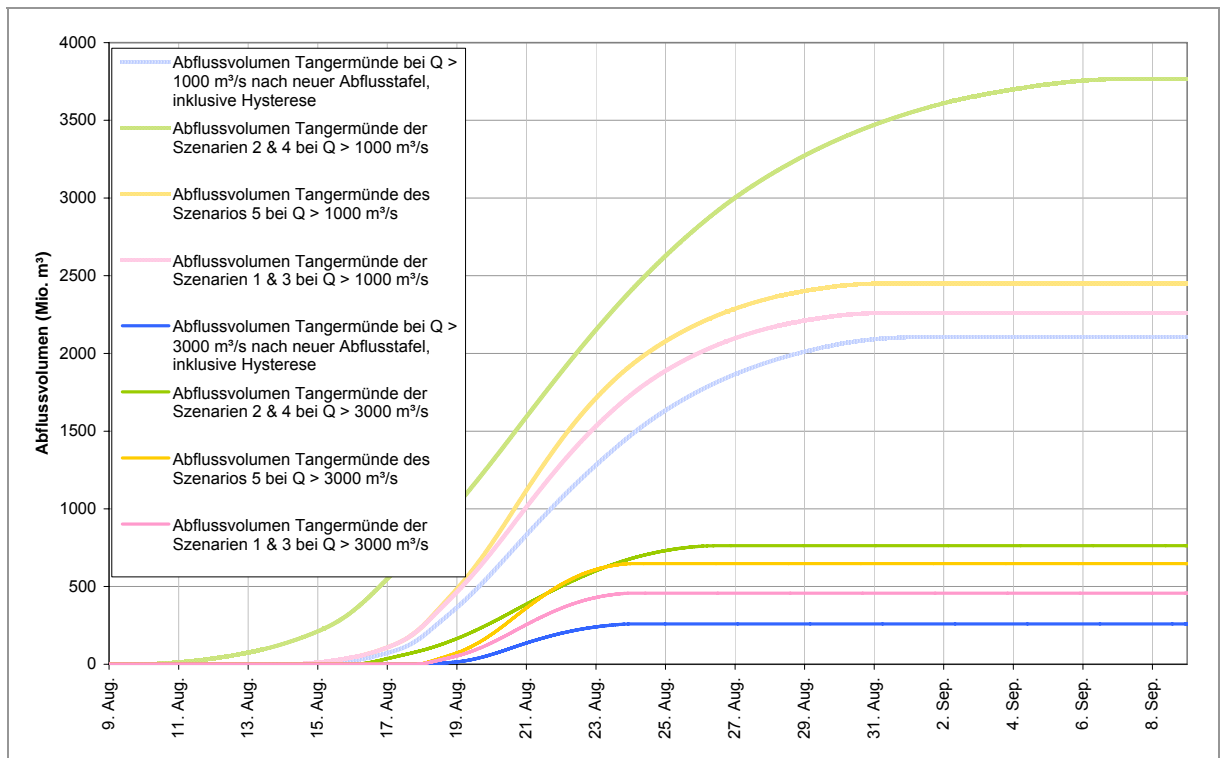


Abbildung 6-9: Abflussvolumen über $Q = 1000$ und $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Szenarien

7 Modellanwendung/Szenarienberechnungen

Optimale Flutung

In Band 2 wird die Analyse des HW2002 ausführlich dokumentiert. Zusammen mit der ebenfalls in Band 2 dargestellten Optimierung der Flutung am Beispiel des HW2002 hat sich daraus folgendes ergeben:

- Alle zu öffnenden Polder sollten gleichzeitig geöffnet werden.
- Alle zu öffnenden Polder sollten möglichst früh geöffnet werden, spätestens zum Zeitpunkt der Öffnung von Neuwerben. Das Öffnen der Polder zum Zeitpunkt der Schließung des Wehres Quitzöbel hat einen nur geringen zusätzlichen positiven Effekt.
- Die Öffnung von Neuwerben hätte früher stattfinden sollen. Außerdem hätte die Steuerung des Wehres einen komplett anderen Verlauf haben sollen.

Das Maximum der Optimierung konnte bei gleichzeitiger Öffnung der Polder 1 bis 6 erreicht werden. Das Wehr Neuwerben wäre dabei dann bereits am 19.08., 09:11 Uhr geöffnet worden, am 20.09., 18:00 Uhr wären 751 m³/s in die Niederung hineingeströmt und am 24.08., 1:43 Uhr wäre das Wehr wieder komplett geschlossen gewesen. Insgesamt wären dabei etwa 62 cm in Wittenberge gekappt worden. In Band 2 wird ausführlich berichtet, dass auf Grund der im Modell überschätzten Hysterese eigentlich nur 61 cm gekappt hätten werden können, auf Grund der Vergleichbarkeit mit den nachfolgenden Berechnungen, die alle auch auf Basis einer Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Scheitels in Tangermünde von 0,35 m/s errechnet worden sind (s. Abschnitt 5.2.5.4), muss aber hier von 62 cm ausgegangen werden.

Alle nachfolgenden Varianten und Szenarien sind auf Basis dieses Maximums der Optimierung erstellt worden. Dabei wird angenommen, dass sich der Zufluss in Albertsheim, falls nicht ausdrücklich anders erwähnt, gegenüber dem HW2002 nicht ändert und dass die Polder 1 bis 6 alle zum Zeitpunkt der Schließung des Wehres Quitzöbel geöffnet werden.

Im nächsten Abschnitt wird zuerst auf der Basis dieser maximal optimierte Variante untersucht, in wie weit das vorhandene Flutungssystem von möglichen oder bereits fertig gestellten Änderungen beeinflusst wird. In Abschnitt 7.2 werden dann die Analysen der hydraulischen Szenarien (auch auf Basis der maximal optimierten Variante) vorgestellt. In Abschnitt 7.3 werden abschließend einige historische Varianten vorgestellt und analysiert.

7.1 Weitere Untersuchungen auf Basis der maximal möglichen Kappung der Polderöffnungsvariante Polder 1 bis 6

Veränderung im Flutungssystem

Die in diesem Abschnitt dargestellten Varianten sind alle auf Basis der maximal möglichen Kappung der Polderöffnungsvarianten Polder 1 bis 6 („optimierte Basisvariante“ genannt) erstellt worden (s. Los 2, Abschnitt 2.1.3.2) und beschreiben die im Vergleich zum beim HW2002 eingesetzten Basisflutungssystem möglichen und bereits fertig gestellten Änderungen des Systems und deren Einfluss. Auf eine Kombination der einzelnen Varianten wurde verzichtet. Die untersuchten Änderungen des Systems sind;

- das zusätzliche Öffnen von Polder 7,
- das zusätzliche Öffnen von Polder 8,
- das zusätzliche Öffnen von Polder 9,
- das zusätzliche Öffnen von Polder 10,

- das zusätzliche Öffnen der Polder 7 bis 10,
- das (gleichzeitige) zur Verfügungstellen der Erweiterungen in den Poldern Havelberg und Küssernitz (s. Abschnitt 2.1.3.2),
- das Einbauen des bereits fertiggestellten Auslasses am Schöpfwerk Vehlgest Ost und damit das Verzichten auf die 2002 durchgeführte Deichsprengung,
- das Einbauen der geplanten Bauwerke in Polder Warnau, damit das Verzichten auf die 2002 durchgeführte Deichabgrabung (hier wurden 4 unterschiedliche Bauwerksvarianten berechnet).

7.1.1 Zusätzliches Öffnen der Polder 7 bis 10

In Abbildung 7-1 sind die auf Basis der WbVor neu bestimmten Poldergrenzen für die Polder 7 bis 10 dargestellt. Es sollte untersucht werden, was die Flutung dieser Polder zusätzlich zu der bereits dargestellten Optimierungsvariante von Band 2, Abschnitt 5.2.5.4 bei der Flutung für einen Effekt haben würde. In der Abbildung sind auch die möglichen, im Modell integrierten Deichöffnungsstellen dargestellt. Sie liegen jeweils unmittelbar an der tiefsten Polderstelle. Die Breite der Deichbreschen (maximal 73 m) wurde der Einfachheit halber von der Deichbresche Warnau übernommen, wobei die minimalen Höhen der Breschen an die lokalen Geländeoberkanten angepasst wurden. In Tabelle 7-1 sind die angesetzten minimalen Höhen der Deichbreschen dargestellt.

Es wurde untersucht, welchen Effekt jeder einzelne Polder auf das System haben würde, sowie welcher Effekt eintreten würde, falls alle vier Polder zusammen dem System hinzugefügt werden. Dementsprechend sind für diese Untersuchungen 5 Varianten aufbereitet worden.

In Abbildung 7-2 sind die Ergebnisse für Havelberg-Stadt dargestellt. In Abbildung 7-3 sind zusätzlich die Wasserstände in und in Abbildung 7-4 die Zuflüsse zu den einzelnen Poldern abgebildet. Es zeigt sich, dass, wenn lediglich Polder 8, 9 oder 10 zusätzlich geöffnet werden, die maximalen Wasserstände in Havelberg-Stadt um nur 2 cm weniger ansteigen. Falls lediglich Polder 7 geöffnet wird, wird das Maximum um 3 cm und wenn alle Polder geöffnet werden um 5 cm reduziert. Bei Öffnung aller vier Polder wird das Speichervolumen der Havel also nicht komplett ausgenutzt. Es hat sich aber gezeigt, dass bei dieser Variante bei vollständiger Nutzung des Volumens lediglich etwa 1 - 2 cm mehr gekappt werden können. Bezüglich der Kapung zeigen die Polder damit keinen nennenswerten positiven Effekt.

Im Vergleich zur optimierten Basisvariante verschiebt sich der Zeitpunkt des maximalen Wasserstands in Havelberg um ca. 4 Tage nach vorn (bis zum 23. August). Danach fallen die Wasserstände bis zum 26. August 17:00. Zu diesem Zeitpunkt erreicht das in der Havelniederung gespeicherte Volumen sein Maximum. Bei Öffnung der Polder 7 bis 10 beträgt der Wasserstand in Havelberg am 27. August etwa 26,25 m DHHN92 und dies ist dann auch der maximale Wasserstand der in den an den Nebenflüssen positionierten Polder (Flöthgraben, Schaffhorst, Polder 8 bis Polder 10) maximal auftritt. Damit liegen die maximalen Wasserstände in Schaffhorst und Flöthgraben bei dieser Variante um etwa 20 cm niedriger als bei der optimierten Basisvariante. Die Nebenflüsse (insbesondere die Neue Dosse) steigen aufgrund der vielen angeschlossenen Polder und den im Vergleich zur Havel viel schmalere Profile (das Wasser staut sich am Anfang der Nebenflüsse stark auf) nicht so stark an wie z. B. die Wasserstände in Havelberg oder Garz. Die Polder, die direkt an der Havel gelegen sind, erreichen somit bereits am 24. August das maximale Speichervolumen. Das Wasser, das in der Zeit zwischen dem 24. August und dem 27. August die Polder der Nebenflüsse füllt, fließt also teilweise aus den Havelpoldern heraus.

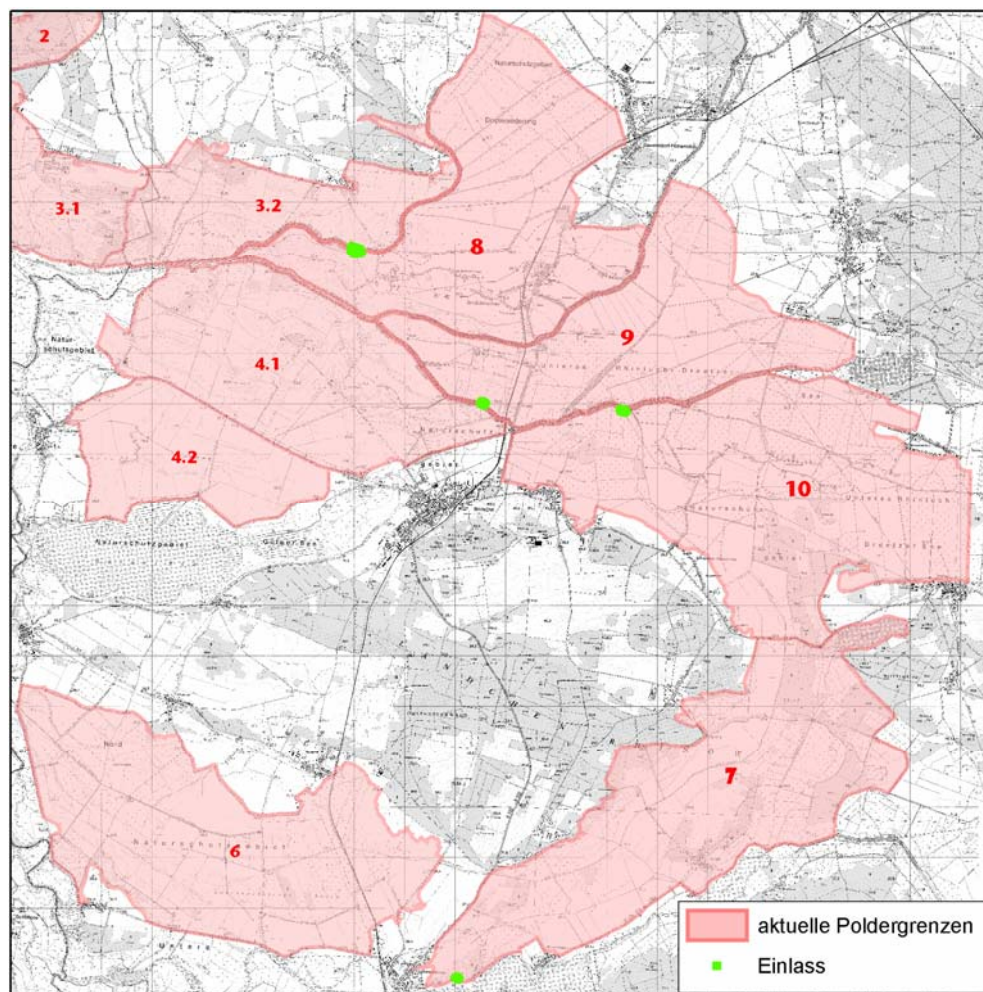


Abbildung 7-1: Polder 7 bis 10

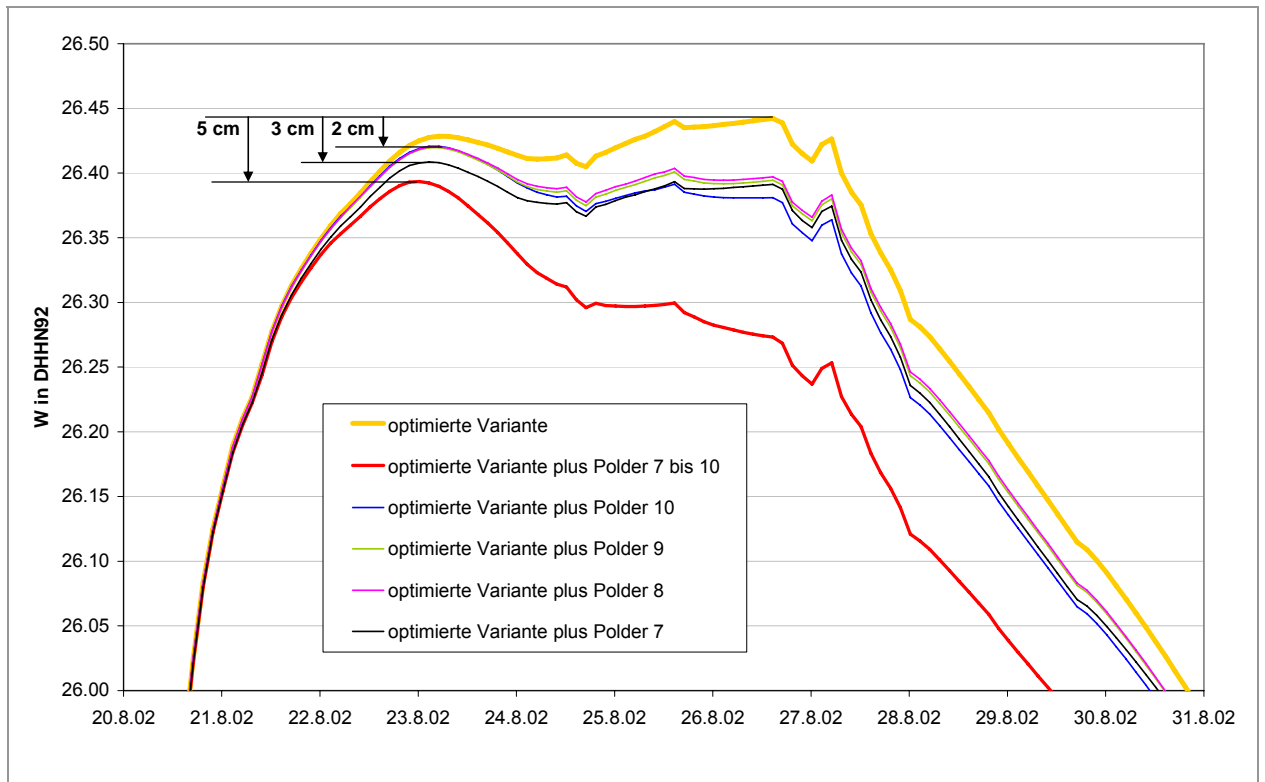


Abbildung 7-2: Ergebnisse der Anbindung der Polder 7 bis 10, Pegel Havelberg-Stadt

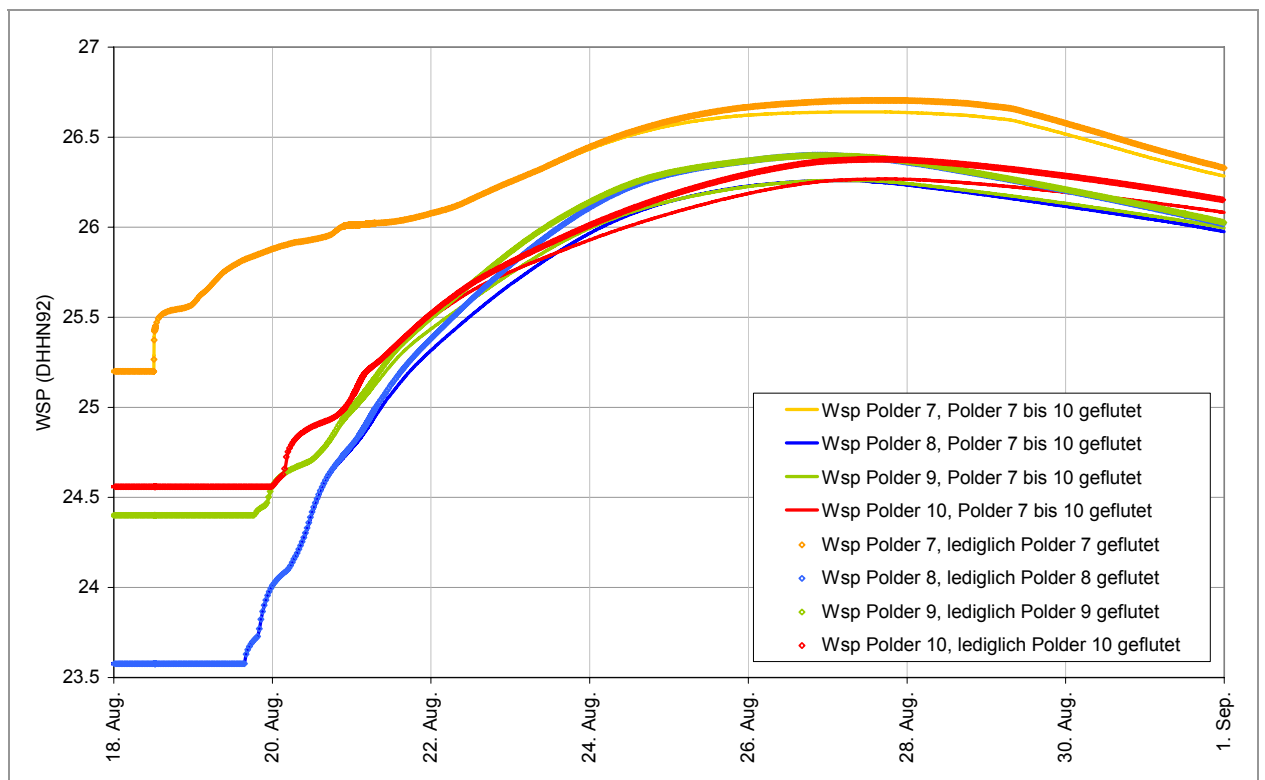


Abbildung 7-3: Ergebnisse der Anbindung der Polder 7 bis 10, Wasserstände in den Poldern 7 bis 10

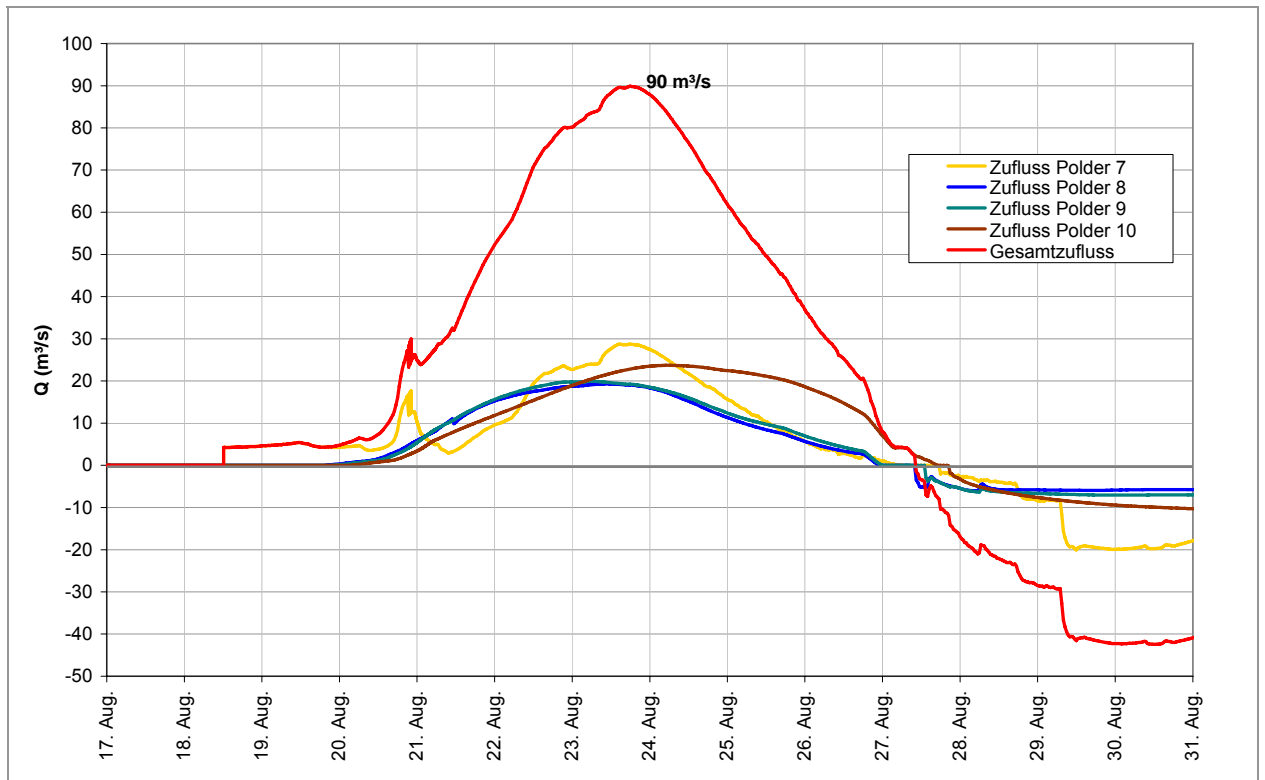


Abbildung 7-4: Ergebnisse der Anbindung der Polder 7 bis 10, Zuflüsse zu den Poldern 7 bis 10

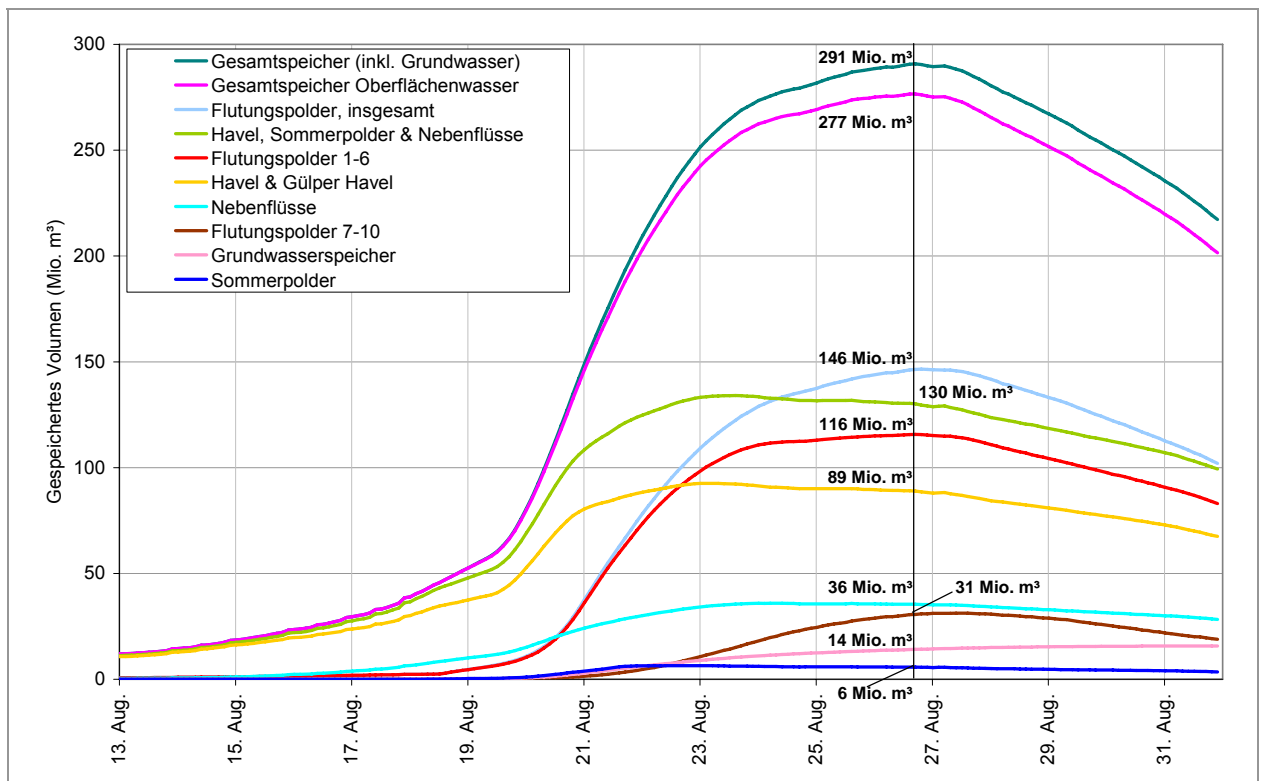


Abbildung 7-5: In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen für die optimierte Basisvariante mit zusätzlicher Öffnung von Polder 7 bis 10

Zu den vier Zusatzpoldern fließen am 23. August maximal 90 m³/s. Obwohl der Polder 7 mit 25,7 m DHHN92 die mit Abstand höchste Schwelle der vier Deichlücken hat, wird sie aufgrund der oberhalb von Grütz gelegenen Anschlussstelle und der damit verbundenen höheren Wasserstände als erster Polder geflutet (am 18. August). Den Poldern 8 bis 10 fließt erst ab 20. August Wasser hinzu (geöffnet wurden sie auch bereits am 18. August). Die maximalen Zuflussraten der einzelnen Polder sind in Tabelle 7-1 aufgelistet. Polder 10 wird aufgrund des im Vergleich zu den Poldern 8 und 9 größeren Volumens eindeutig langsamer gefüllt. Auch die Lage (am oberen Ende des Nebenflusses) und die relativ hohe Schwelle der Deichbresche (25,1 m DHHN92) spielen hier eine wichtige Rolle. Der maximale Zufluss in Polder 7 unterscheidet sich von der Variante, wo alle Polder geflutet werden, und der Variante, wo lediglich Polder 7 geflutet wird, kaum. Die maximalen Zuflussraten der Polder 8 bis 10 nehmen dagegen stärker ab, wenn zusätzlich die übrigen drei Polder angebunden werden.

Deichbruch

Tabelle 7-1: Minimale Höhen der Deichbreschen und maximale Zuflussraten zu den Poldern 7 bis 10

	Minimale Höhe der Deichbresche (m DHHN92)	Maximaler Zufluss, wenn nur ein einzelner Polder geöffnet wird (m ³ /s)	Maximaler Zufluss, wenn alle Polder 7 bis 10 geöffnet werden (m ³ /s)
Polder 7	25,70	30,3	28,6
Polder 8	24,85	24,7	19,5
Polder 9	24,90	26,8	19,8
Polder 10	25,10	30,8	23,7

Speichervolumen

In Tabelle 7-2 sind die Speichervolumen der einzelnen Systemkomponenten bei einer Flutung der Polder 7 bis 10 zum Zeitpunkt der maximalen Speicherung der gesamten Havelniederung (26. August 17:00) dargestellt. Insgesamt sind auch bei dieser Variante (im Vergleich zu der Variante ohne die Polder 7 bis 10) etwa 290 Mio. m³ in der Niederung gespeichert. In den Poldern 1 bis 6 sind im Vergleich zur Basisvariante jedoch um 16 Mio. m³ und auch in den Oberflächengewässern (Havel, Nebenflüsse und Sommerpolder) sind um 12 Mio. m³ weniger enthalten. In den Poldern 7 bis 10 sind dafür 31 Mio. m³ gespeichert. Das im Grundwasser gespeicherte Volumen hat aufgrund der niedrigeren Havel- und Polderwasserstände ein wenig abgenommen. Dabei sollte angemerkt werden, dass die Flutung der Polder 7 bis 10 nicht im Grundwassermodell berücksichtigt wurde (s. Abschnitt 3.3.2). Die Umverteilung der Speichervolumen hat zur Folge, dass bei Anbindung der Polder 7 bis 10 ab der Schließung von Quitzöbel statt wie bei der Basisvariante 55,1 % jetzt 60,6 % des oberirdisch gespeicherten Wassers in den Flutungspoldern gespeichert werden.

Kappung

Die Anbindung der Polder 7 bis 10 hätte also 2002 keine erfolgreichere Kappung ermöglicht und der Anstieg in Havelberg hätte nur um 5 cm reduziert werden können. Dafür wären aber die Wasserstände der Polder der Nebenflüsse um ca. 20 cm weniger angestiegen. Die Anbindung der Polder hätte aber eine Zunahme der an die Havel angebundenen Fläche von etwa 53 % (s. Tabelle 2-3) bedeutet. Auf diese Flächen wären mit höchster Wahrscheinlichkeit ähnliche (landwirtschaftliche und ökologische) Schäden wie die tatsächlich in 2002 in den Poldern 1 - 5 aufgetretenen Schäden verursacht worden. Dieser Nachteil überwiegt eindeutig gegenüber dem Vorteil der geringeren maximalen Wasserstände in den Poldern 1 - 6. In 2002 wäre demnach eine Flutung der Polder 7 bis 10 nicht sinnvoll gewesen. In Abschnitt 7.2 wird dennoch untersucht, ob die Anbindung der Polder bei extremeren Ereignissen zu empfehlen ist.

Tabelle 7-2: Zusammenfassung der Volumenaufteilung der Variante Polder 7-10 zum Zeitpunkt der maximalen Füllung der Havelniederung

Bezeichnung	optimierte Varianten		Eichungsmodell
	Basisvariante	plus Polder 7-10	
Datum des maximale Speichervolumens der Havelniederung	26.08.2002 17:03	26.08.2002 17:03	27.08.2002 00:15
Grundwasserspeicher (Mio. m³)			
GW-Speicher	15,3	14,2	9,9
Polder (Mio. m³)			
Havelberg	20,6	18,2	13,6
Kümmernitz, inkl. Sommerpolder	11,3	10,0	7,5
Vehlgast	13,9	12,5	9,9
Flöthgraben	11,2	9,6	7,4
Schafhorst	23,2	19,6	14,2
Twerl	11,1	9,7	7,1
Warnau	12,6	11,4	9,2
Gr. Grabenniederung	27,8	24,7	0,5
Polder 7	-	8,6	-
Polder 8	-	6,6	-
Polder 9	-	6,8	-
Polder 10	-	8,7	-
Flutungspolder 1-6	<u>131,7</u>	<u>115,7</u>	69,4
Flutungspolder 7-10	-	<u>30,6</u>	-
Flutungspolder, insgesamt	<u>131,7</u>	<u>146,4</u>	69,4
Flussrinnen und Sommerpolder (Mio. m³)			
Sommerpolder	6,6	5,8	4,4
Havel & Gülper Havel	96,3	88,9	76,2
Nebenflüsse	38,6	35,5	30,1
Havel, Sommerpolder & Nebenflüsse	<u>141,5</u>	<u>130,1</u>	110,7
Gesamtspeicher der Havelniederung			
EZG Havel, OW (Mio. m ³)	273,3	276,5	180,1
Anteil der Flutungspolder am OW (%)	<u>48,2</u>	<u>52,9</u>	38,5
Gesamtspeicher (inkl. GW) (Mio. m ³)	<u>288,6</u>	<u>290,7</u>	190,0
Volumen nach der Schließung von Quitzöbel (Mio. m³)			
Havel, Nebenflüsse & Sommerpolder, zusätzlich	<u>105,3</u>	<u>93,5</u>	73,7
Flutungspolder, zusätzlich	<u>129,4</u>	<u>144,0</u>	68,1
EZG Havel OW, zusätzlich	234,8	237,5	141,9
Anteil der Flutungspolder am OW, zusätzlich (%)	<u>55,1</u>	<u>60,6</u>	48,0
Gesamtspeicher (inkl. GW), zusätzlich	250,1	251,7	151,8

7.1.2 Erweiterungen Havelberg und Kümmernitz

Bei den Erweiterungen der Polder Trübengraben und Kümmernitz (Abschnitt 2.1.3.2) wurden zusätzlich die Polder 1.1 und 2.2 an die Havel angebunden. Die auch zu den Erweiterungen gezählten Polder 2.2 und 2.3 wurden bereits 2002 geflutet und sind dementsprechend auch bei der optimierten Basisvariante über die Sommerdeiche an die Havel angebunden. Um auch den Polder 2.2 effektiv anzubinden (schnelle Füllung) müssten im Modell nur die Breiten der in Abbildung 7-6

gelb markierten Durchlässe auf eine Breite von 10 m geändert werden. Mit diesen Einstellungen war der Polder 2.2 im optimierten Zustand innerhalb von 1,5 Tagen nahezu komplett gefüllt.

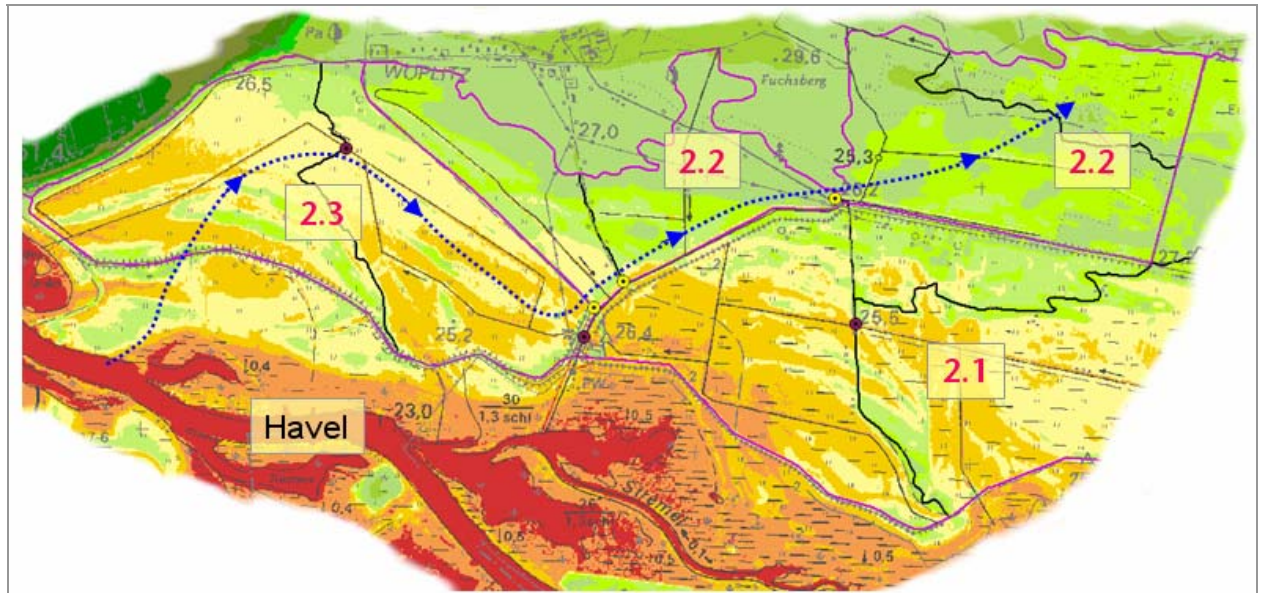


Abbildung 7-6: Fließweg der Flutung des Polders 2.2

Einlassbauwerk

Es hat sich herausgestellt, dass das bestehende Einlassbauwerk Siel 4,0 im Polder Trübengraben für die Flutung des Polders 1.1 nicht effektiv ist. Mit einem Durchmesser von 800 mm ist seine Kapazität zu gering und der Polder würde nicht schnell genug komplett gefüllt werden können. Bei den Berechnungen wurde deshalb angenommen, dass es hier eine Anbindung gibt, die für die Einströmung keine Barriere bildet.

Damit war für beide Erweiterungen gewährleistet, den maximalen Effekt auf die Wasserstände in Havelberg-Stadt gut vom Modell abbilden zu lassen.

Die Polder 2.2 und 1.1 haben bei einem Wasserstand von 26,45 m DHHN92 zusammen ein Volumen von etwa 3,8 Mio. m³ und sind somit zusammen kleiner als der Flutungspolder Kümmernitz (Polder 2, ca. 4,2 Mio. m³), der bereits der kleinste Flutungspolder ist (s. Abschnitt 2.1.3). Dementsprechend ist es logisch, dass die durch die Erweiterungen bewirkte Reduzierung des Anstiegs in Havelberg nur etwa 2 cm beträgt, wie in Abbildung 7-7 dargestellt ist. Aus wasserwirtschaftlicher Sicht sind deshalb die Erweiterungen nicht erforderlich.

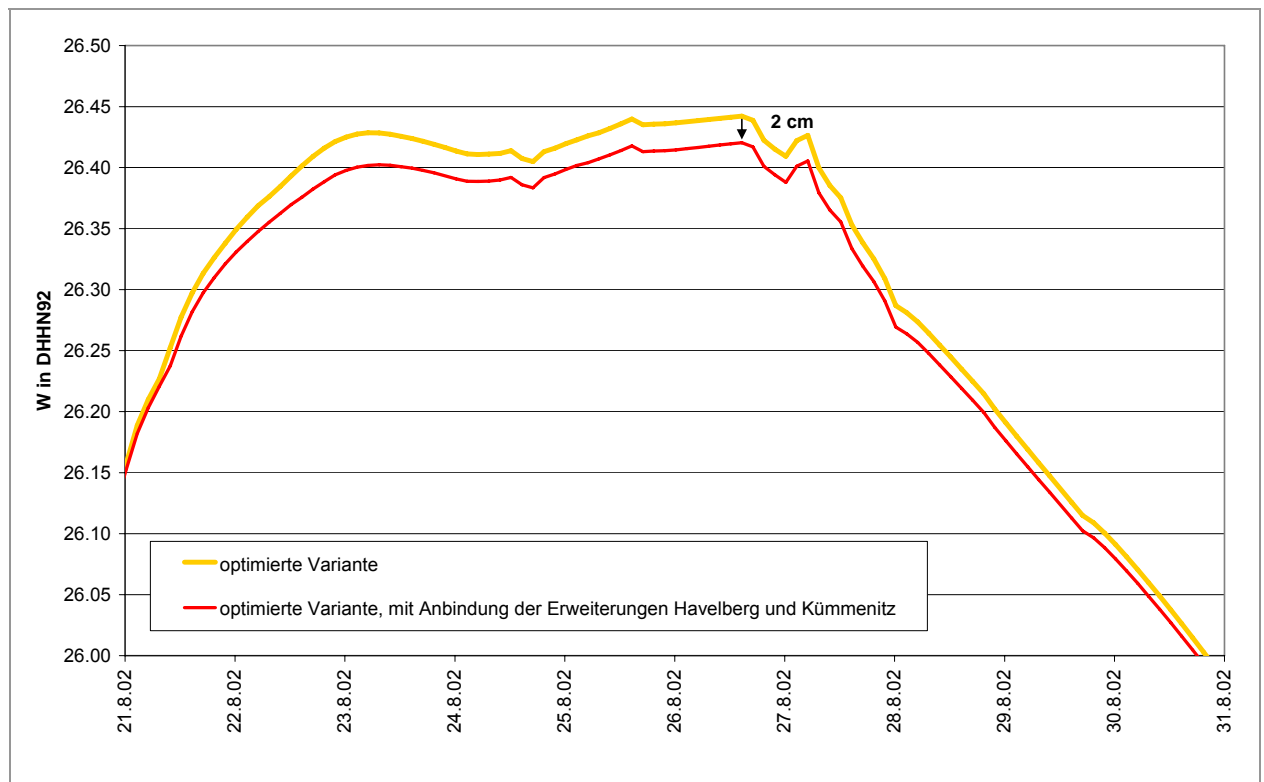


Abbildung 7-7: Auswirkung der Erweiterungen Havelberg und Kümmeritz auf die optimierte Variante

7.1.3 Das neue Bauwerk am Schöpfwerk Vehlgast Ost

- Freiauslass** Im Jahr 2005 wurde am SW Vehlgast Ost ein neuer Freiauslass fertig gestellt. Ziel des neuen Freiauslasses war es auch, die Entleerung des Polders bei eventueller Flutung zu beschleunigen. Wie bereits dargestellt wurde, war 2002 der Polder Vehlgast derjenige, der mit Abstand am langsamsten entleert worden ist, insbesondere betraf dies den östlichen Teil des Polders. Es sollte untersucht werden, ob der Polder mit diesem Bauwerk schneller entleert wird. Außerdem sollte analysiert werden, ob beim Fluten des Polders auf das Sprengen des Deiches verzichtet werden kann.
- Abflussfläche** Das Bauwerk hat eine Breite von 2,30 m, die Sohle liegt bei 21,40 und die Oberkante des Bauwerkes war bei 24,1 anzusetzen. Damit steht eine maximale Abflussfläche von 6,2 m² zur Verfügung. Das erklärt auch, warum der Polder Vehlgast bei der Flutung so langsam gefüllt wird, wie das in Abbildung 7-8 dargestellt ist. Zu dem Zeitpunkt, wenn der maximale Wasserstand im Polder mit dem Bauwerk erreicht wird, sind die Havelwasserstände bereits um 15 cm abgesunken. Zwar fließt im Vergleich zu der optimierten Basisvariante aufgrund der niedrigen Sohle des Bauwerkes am Anfang der Flutung mehr Wasser in den Polder, das durch das Bauwerk geleitete Maximum des Zuflusses ist jedoch mit lediglich 21 m³/s deutlich geringer als das Maximum, das durch die Deichlücke in den Polder hineinströmt (85 m³/s). Dadurch steigen die Wasserstände in Havelberg-Stadt bei dem Verzicht auf die Deichbresche 3 cm höher an (bis 26,47 m DHHN92).
- Sohle des Bauwerks** Das Verhalten des Polders bei der Entlastung der Havel ist in Abbildung 7-9 dargestellt. Durch die im Vergleich zur Deichlücke niedrigere Sohlschwelle am Bauwerk erfolgt die Entleerung bis 24,75 m DHHN92 durch das Bauwerk insgesamt schneller als durch die Deichlücke. Der Polder ist um etwa 6 Tage früher entleert! Am Anfang der Entleerung (ab dem 29. August) liegen die Wasserstände im Polder aufgrund der

Entleerung

geringen Kapazität des Bauwerkes jedoch deutlich über den Wasserständen, die bei der Flutung über eine Deichbresche auftreten. Zusätzlich ist zu bemerken, dass die insgesamt schnellere Entleerung der Variante mit Bauwerk auch durch das kleinere maximal gefüllte Volumen des Polders beeinflusst wird. Es ist dementsprechend nicht zu empfehlen, bei der Flutung des Polders Vehlgest auf eine Deichsprengung bzw. Deichschlitzung zu verzichten.

Es wurde daher noch eine Variante gerechnet, bei der sowohl das neue Bauwerk als auch die 2002 gesprengte Deichlücke zur Flutung des Polders genutzt werden. Das Ergebnis ist beispielhaft für die Wasserstände im Polder in Abbildung 7-10 dargestellt. Der Polder wird nur wenig schneller als bei der optimierten Basisvariante geflutet (damit sind die maximalen Wasserstände in Havelberg-Stadt bei beiden Varianten nahezu gleich), die Entleerung auf 24,75 m DHHN92 tritt jedoch um 6 ½ Tage früher ein. Damit ist das Bauwerk aus ökologischer Sicht eine Verbesserung für das Flutungssystem, aus wasserwirtschaftlicher Sicht hat es jedoch nur geringe Bedeutung.

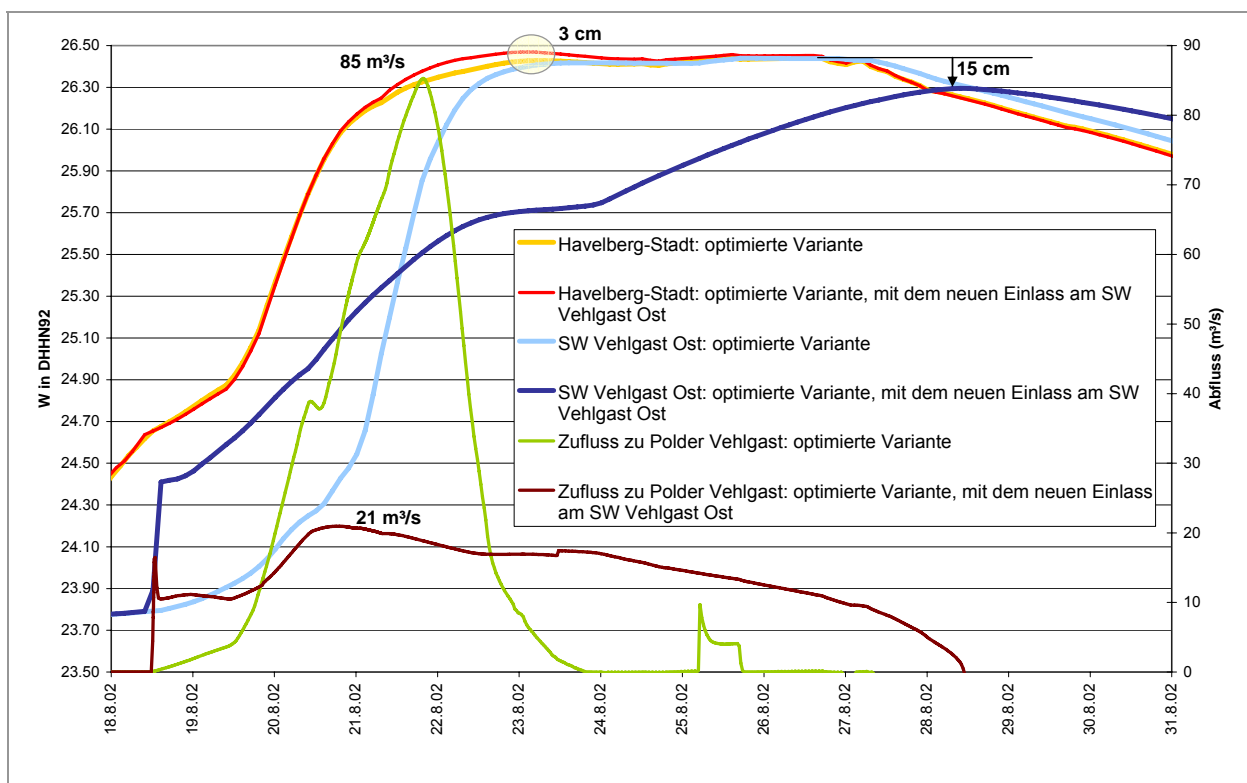


Abbildung 7-8: Auswirkung des neuen Bauwerks am SW Vehlgest Ost im Wellenanlauf

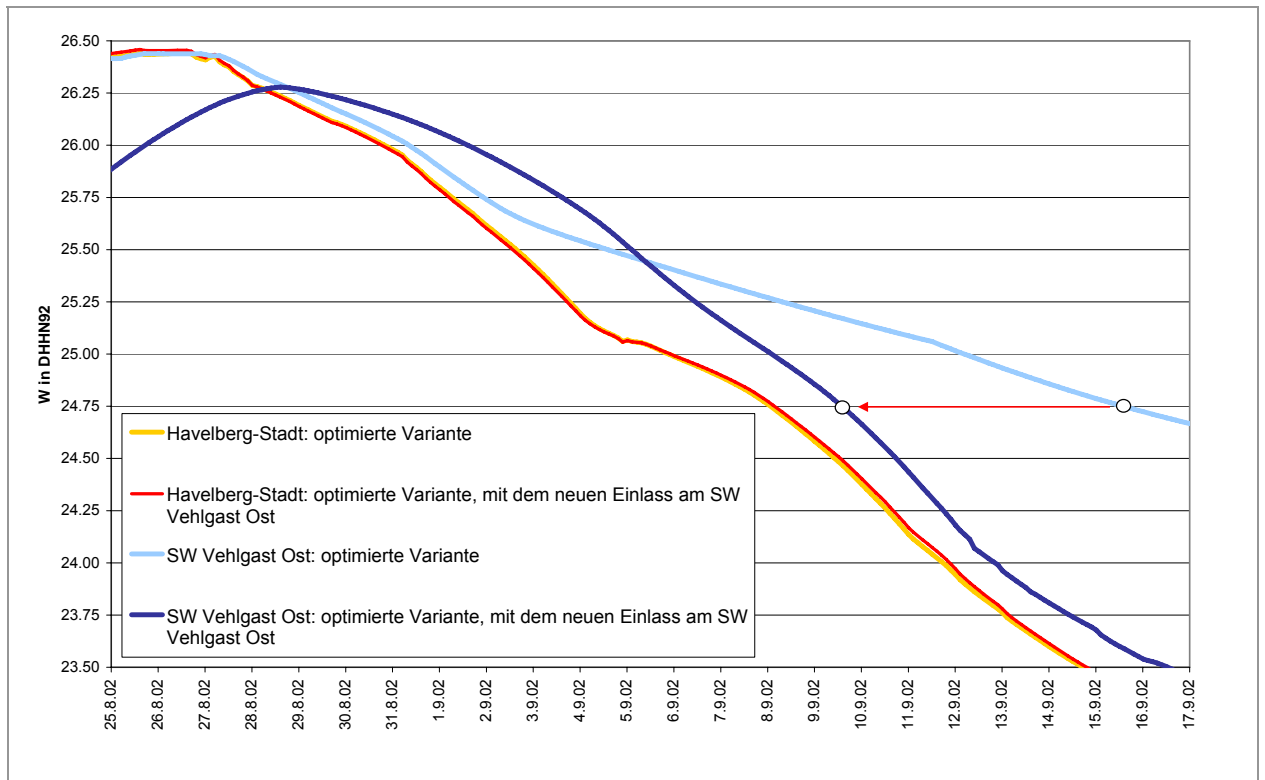


Abbildung 7-9: Auswirkung des neuen Bauwerks am SW Vehlgast Ost im Wellenablauf

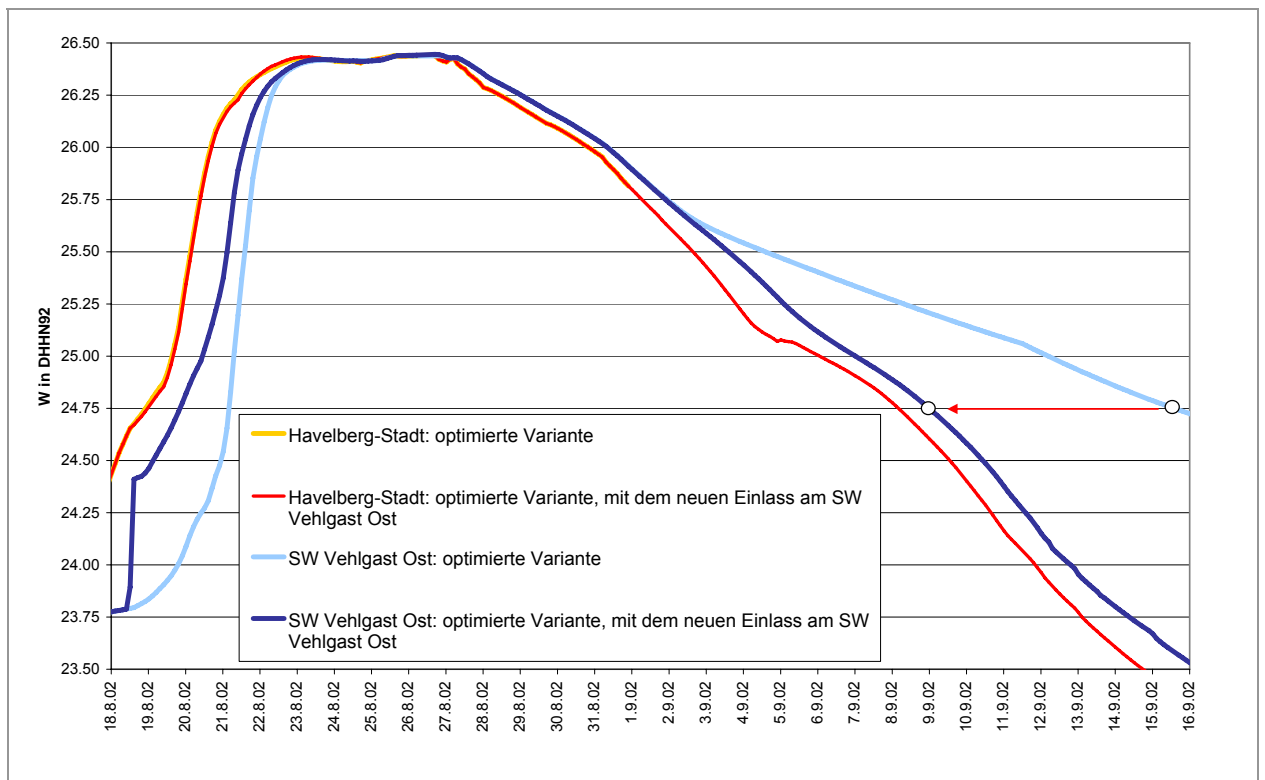


Abbildung 7-10: Auswirkung des neuen Bauwerks am SW Vehlgast Ost, falls gleichzeitig nicht auf die Deichsprennung verzichtet wird

7.1.4 Die geplanten Bauwerke in Polder Warnau

Standorte Auf Wunsch des Landesbetriebs für Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft (LHW) Sachsen-Anhalt sollte untersucht werden, ob es für den Polder Warnau möglich sei, durch den Bau von neuen Einlassbauwerken zukünftig bei der Flutung des Polders auf Deichabgrabungen (wie in 2002) zu verzichten. Es wurden drei mögliche Standorte für den Bau eines Bauwerkes bestimmt:

- am SW Warnau
- anstelle der 2002 durchgeführte Deichabgrabung
- am Einlasssil 18+658, unmittelbar am Sauerschen Wehr.

Zuerst wurde von der Wehrbreite 3 m ausgegangen. Es wurde außerdem angenommen, dass das Wehr überströmt wird und der Überfall in der Höhe nicht begrenzt ist. Auf dieser Basis wurden 4 Varianten gerechnet (s. Tabelle 7-3). Bei der Variante (i) und (ii) ist kein neues Bauwerk am Schöpfwerk Warnau geplant. Es wurde hier angenommen, dass der bestehende Auslass weiterhin funktionsfähig ist.

Beschreibung der Varianten **Tabelle 7-3: Beschreibung der Varianten für die Berücksichtigung der geplanten Bauwerke in Warnau**

Variante	Standort des Bauwerkes	Sohle (DHHN92)	Breite (m)	Höhe (m)	Anzahl der Öffnungen
Warnau (i)	Schöpfwerk	22,3	1,6	1,6	best. Bauwerk
	Deichbresche	21,5	3	-	1
	Sauersches Wehr	-	-	-	kein Bauwerk
Warnau (ii)	Schöpfwerk	22,3	1,6	1,6	best. Bauwerk
	Deichbresche	21,5	3,0	-	2
	Sauersches Wehr	-	-	-	kein Bauwerk
Warnau (iii)	Schöpfwerk	21,5	3,0	-	1
	Deichbresche				kein Bauwerk
	Sauersches Wehr				kein Bauwerk
Warnau (iv)	Schöpfwerk	21,5	3,0	-	1
	Deichbresche				kein Bauwerk
	Sauersches Wehr	23,5	3,0	-	1

Gesamtzuflüsse In Abbildung 7-11 sind die Gesamtzuflüsse in den Polder für die unterschiedlichen Varianten für die optimierte Basisvariante dargestellt. In Abbildung 7-12 und Abbildung 7-13 sind außerdem die resultierenden Wasserstände in Havelberg-Stadt und SW Warnau BP abgebildet. Bei allen Varianten wird der in der Basisvariante erreichte maximale Wasserstand im Polder Warnau gleichfalls erreicht. Dementsprechend sind die Unterschiede am Pegel Havelberg-Stadt gering. Zwar wurden bei der Spitze am 23. August Unterschiede von maximal 1,5 cm ausgewiesen, die maximalen Wasserstände sind jedoch am 26. August bei allen Varianten gleich. In den Poldern sind die Wasserstände in Abhängigkeit des Zuflusses maximal um einen Tag verschoben. Die Zuflüsse sind dann auch bei allen Varianten relativ hoch.

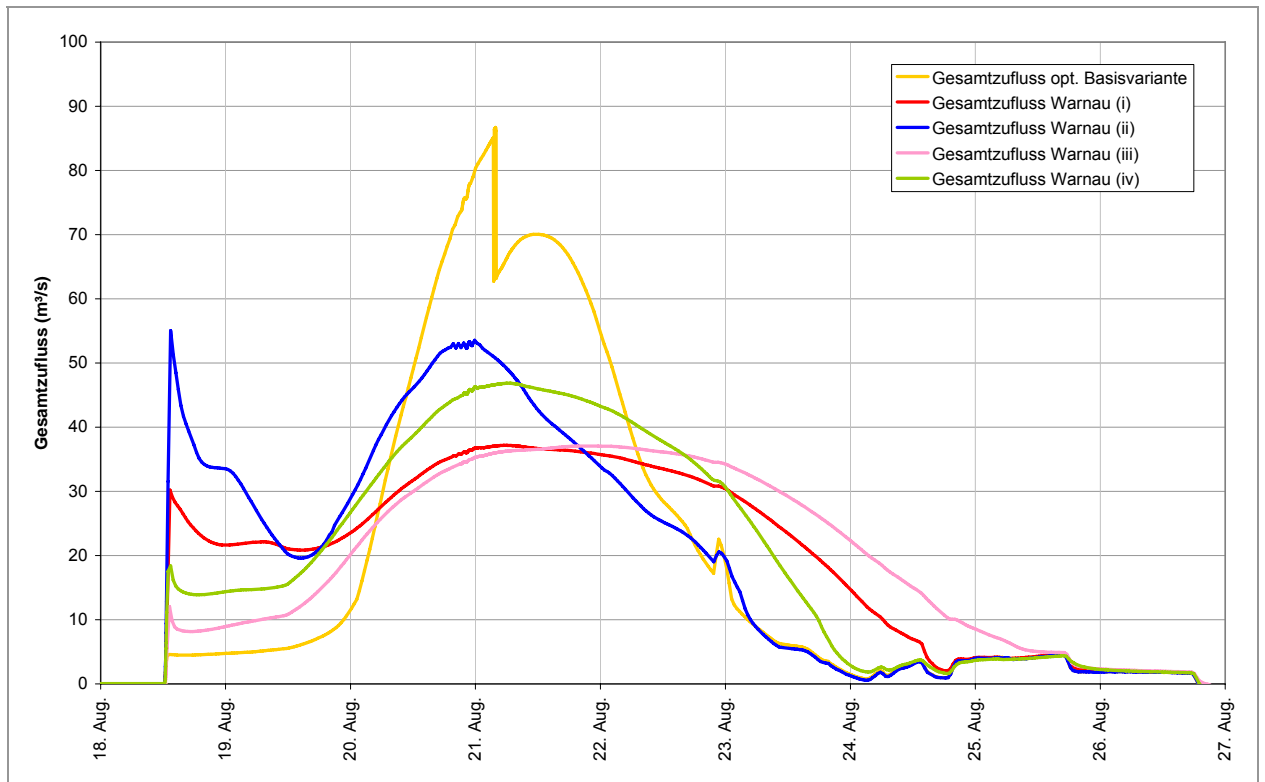


Abbildung 7-11: Gesamtzufluss der Varianten Warnau (i) bis Warnau (iv)

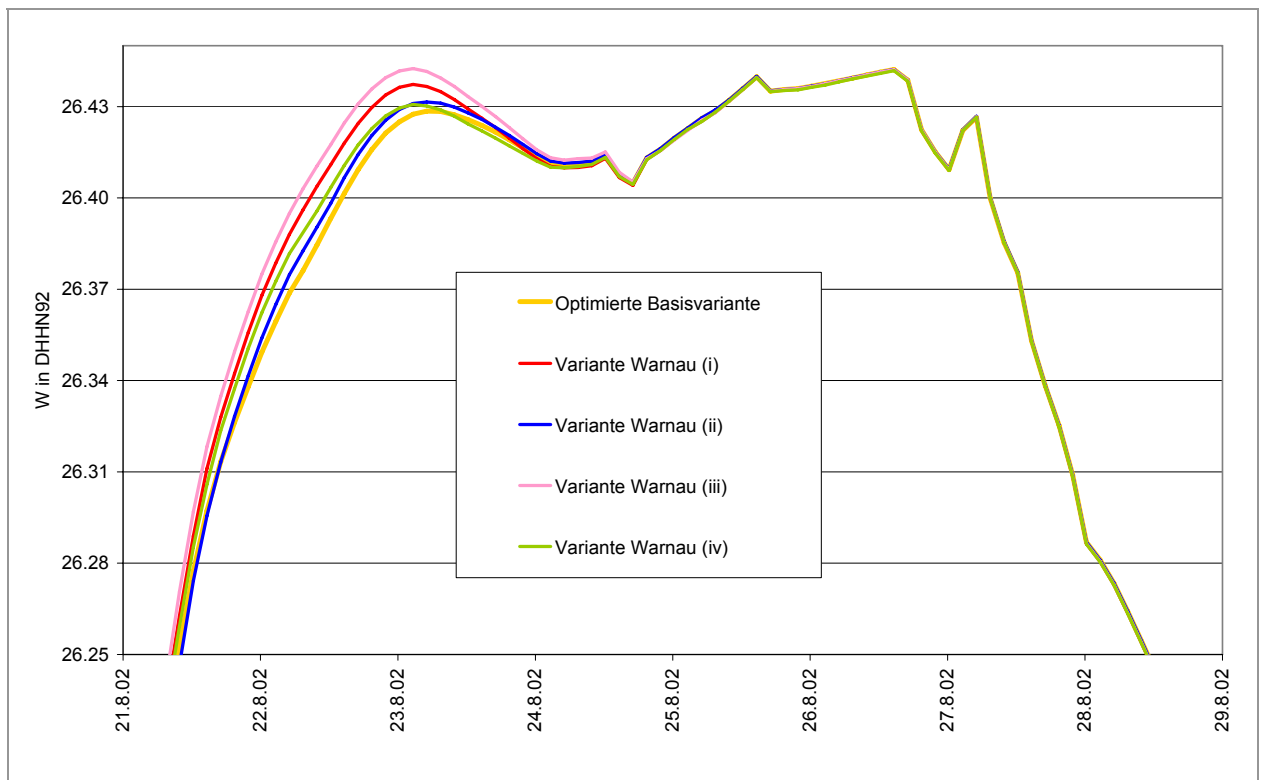


Abbildung 7-12: Auswirkung der Varianten Warnau (i) bis (iv) auf den Pegel Havelberg-Stadt

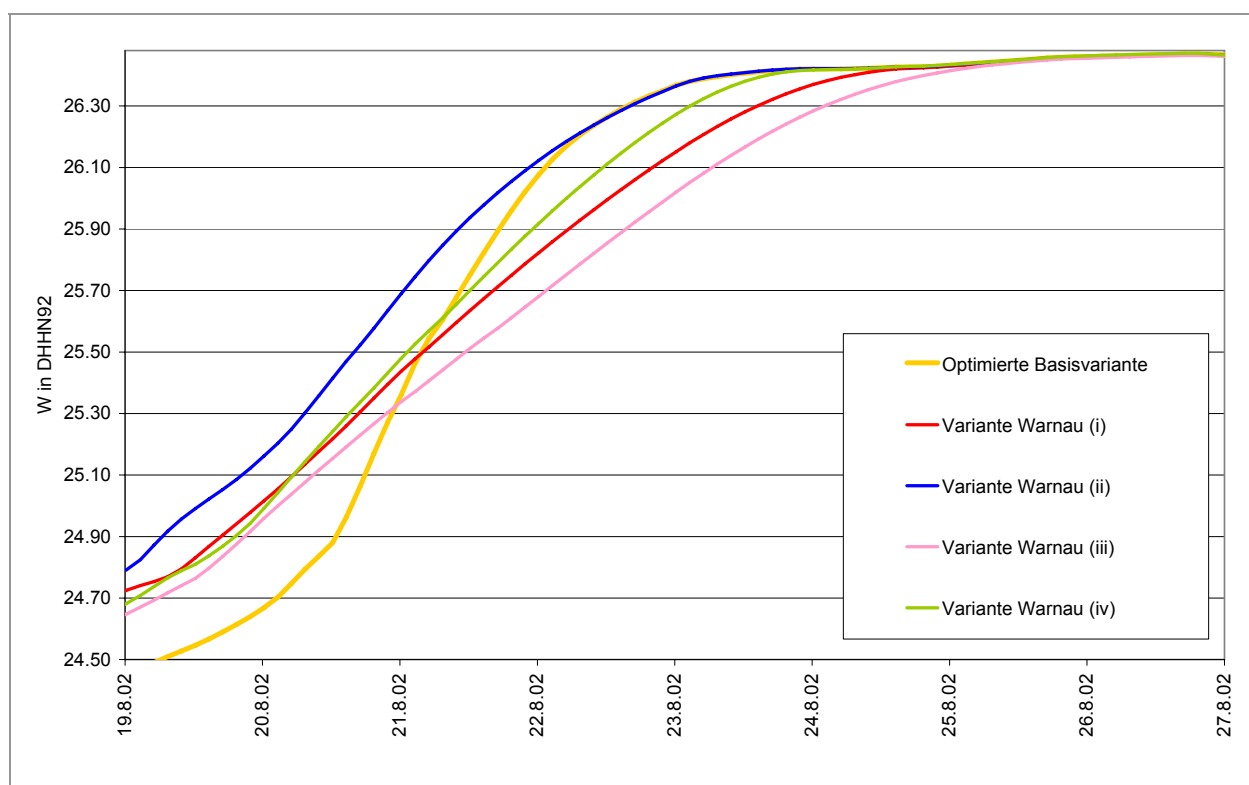


Abbildung 7-13: Auswirkung der Varianten Warnau (i) bis (iv) auf den Pegel SW Warnau BP

Eignung der Bauwerke

Auch wenn lediglich ein Bauwerk gebaut werden sollte (Variante (iii), an Stelle des SW Warnau) liegt der Zufluss zum Polder noch über 35 m³/s. Es scheint damit gesichert, dass die Bauwerke aus wasserwirtschaftlicher Sicht ohne Bedenken gebaut werden können. Aus ökologischer Sicht sind die Wehre wahrscheinlich sogar günstiger als die Deichbresche. Die im Vergleich zu den Bauwerksunterkanten hohe Sohlschwelle an der Bresche hat 2002 dazu geführt, dass der Polder relativ langsam entleert werden konnte. Die Bauwerke werden eine schnellere Entleerung ermöglichen.

Welche Variante letztendlich gewählt wird, ist dem Auftraggeber überlassen. Die Variante (iv) scheint aufgrund der hohen Zuflussraten am günstigsten zu sein. Bei Variante (ii), die die höchsten Zuflussraten aufzeichnet, fließt im Anlauf der Welle wegen des Gefälles zwischen Deichbruchstelle (Graz OP) und Schöpfwerk (Garz UP) teilweise Wasser am Schöpfwerk aus dem Polder heraus. Dieses Gefälle ist allerdings auch bei der Entlastung des Polders bei Variante (iv) zu beachten. Es kann dazu führen, dass das Bauwerk am Sauerschen Wehr bei der Entlastung geschlossen werden muss. Damit wird verhindert, dass Havelwasser durch den Polder strömt und die Entleerung des Polders Warnau bremst. Ob in diesem Fall nur ein Bauwerk anstelle des Schöpfwerkes für die Entlastung des Polders ausreichen würde, wurde nicht weiter untersucht.

Gesamtzufluss

Der bei Variante (iii) bestimmte Gesamtzufluss ist mit 35 m³/s etwa doppelt so hoch wie der Durchfluss am neuen Bauwerk am SW Vehlgest Ost. Dies liegt hauptsächlich daran, dass das Bauwerk Vehlgest Ost in der Höhe auf 24,1 m DHHN92 begrenzt ist.

Bei den durchgerechneten Varianten wurde angenommen, dass die neuen Bauwerke in der Höhe unbegrenzt sind. Außerdem wurde angenommen, dass die Wehre überströmt werden. Zur Überprüfung, ob die geplanten Bauwerke tatsächlich keinen wesentlichen Unterschied zur Deichbresche bilden, wurden zwei weitere Varianten aufbereitet (s Tabelle 7-4). Bei beiden Varianten sind die Bauwerke als unterströmige Wehre definiert. Bei Variante (v) kann allerdings die Schütztafel so weit

Bauwerksparemeter und Bauart der Wehre

hochgezogen werden, dass im Grunde wieder überströmte Verhältnisse auftreten. Die Breite wurde nach Angaben des LHW auf 4,5 m ausgedehnt und die Sohle auf 23,0 m DHHN92 festgelegt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 7-14 bis Abbildung 7-16 zusammen mit den Ergebnissen der bevorzugten Variante (iv) dargestellt.

Aus den Ergebnissen wird deutlich, dass auch die Anpassung der Bauwerksparemeter und Bauart der Wehre keinen wesentlichen Unterschied zu den bereits dargestellten Varianten bewirkt. Sogar mit in der Höhe auf 25,0 m DHHN92 begrenzten Bauwerken ist ein maximaler Zufluss im Polder von 42 m³/s gewährleistet. Diese Menge reicht aus, um den Polder ausreichend schnell zu fluten, wodurch die Wasserstände in der Havel gegenüber dem Ist-Zustand nicht signifikant ansteigen.

Tabelle 7-4: Beschreibung der weiteren Varianten für die Berücksichtigung der geplanten Bauwerke in Warnau

Variante	Standort des Bauwerkes	Sohle (DHHN92)	Breite (m)	Höhe (m)	Anzahl der Öffnungen
Warnau (v)	Schöpfwerk	23,0	4.5	-	1
	Deichbresche	-	-	-	kein Bauwerk
	Sauersches Wehr	23,0	4.5	-	1
Warnau (vi)	Schöpfwerk	23,0	4.5	2,0	1
	Deichbresche	-	-	-	kein Bauwerk
	Sauersches Wehr	23,0	4.5	2,0	1

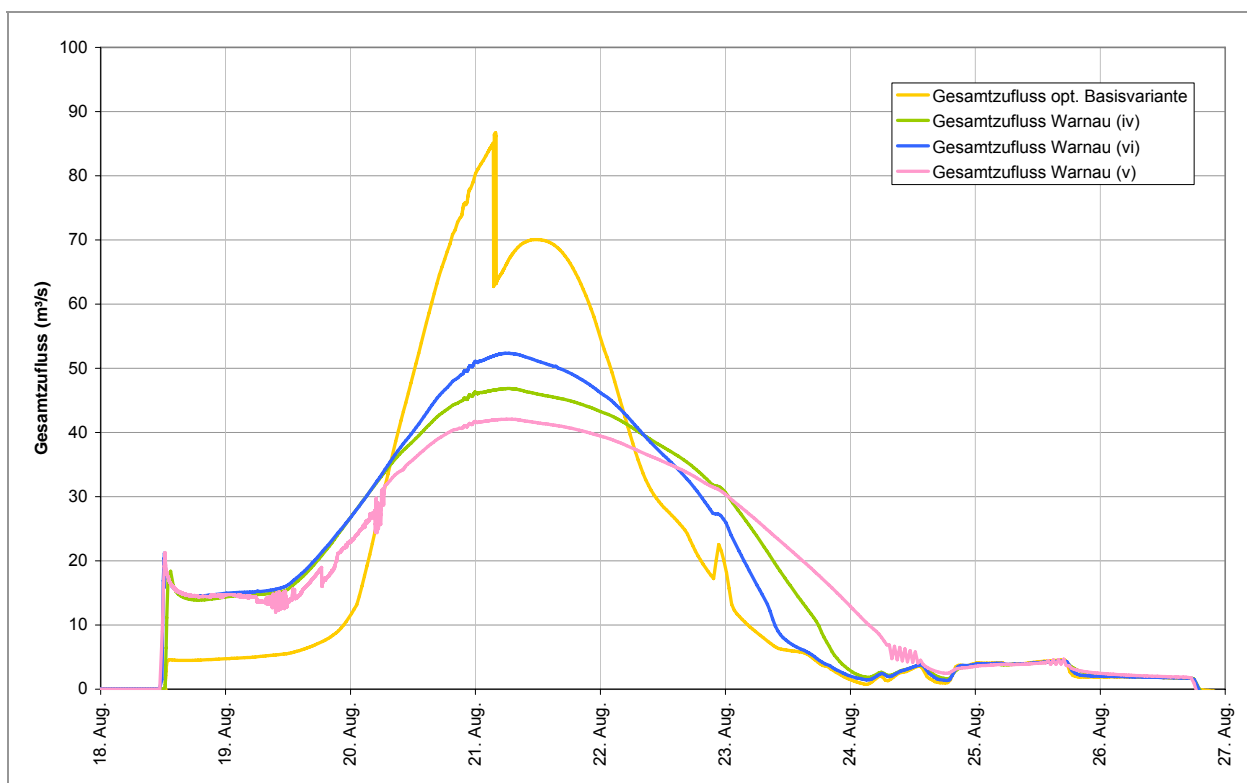


Abbildung 7-14: Gesamtzufluss der Varianten Warnau (iv) bis (vi)

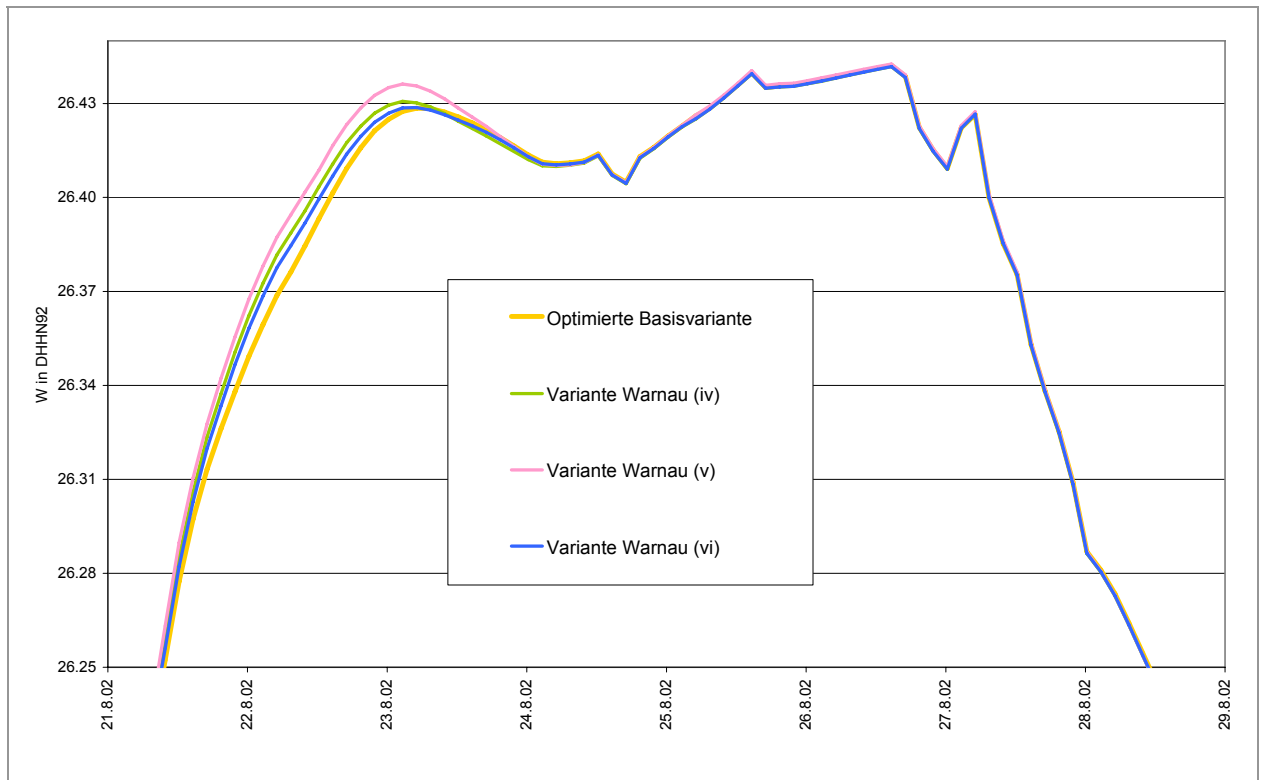


Abbildung 7-15: Auswirkung der Varianten Warnau (iv) bis (vi) auf den Pegel Havelberg-Stadt

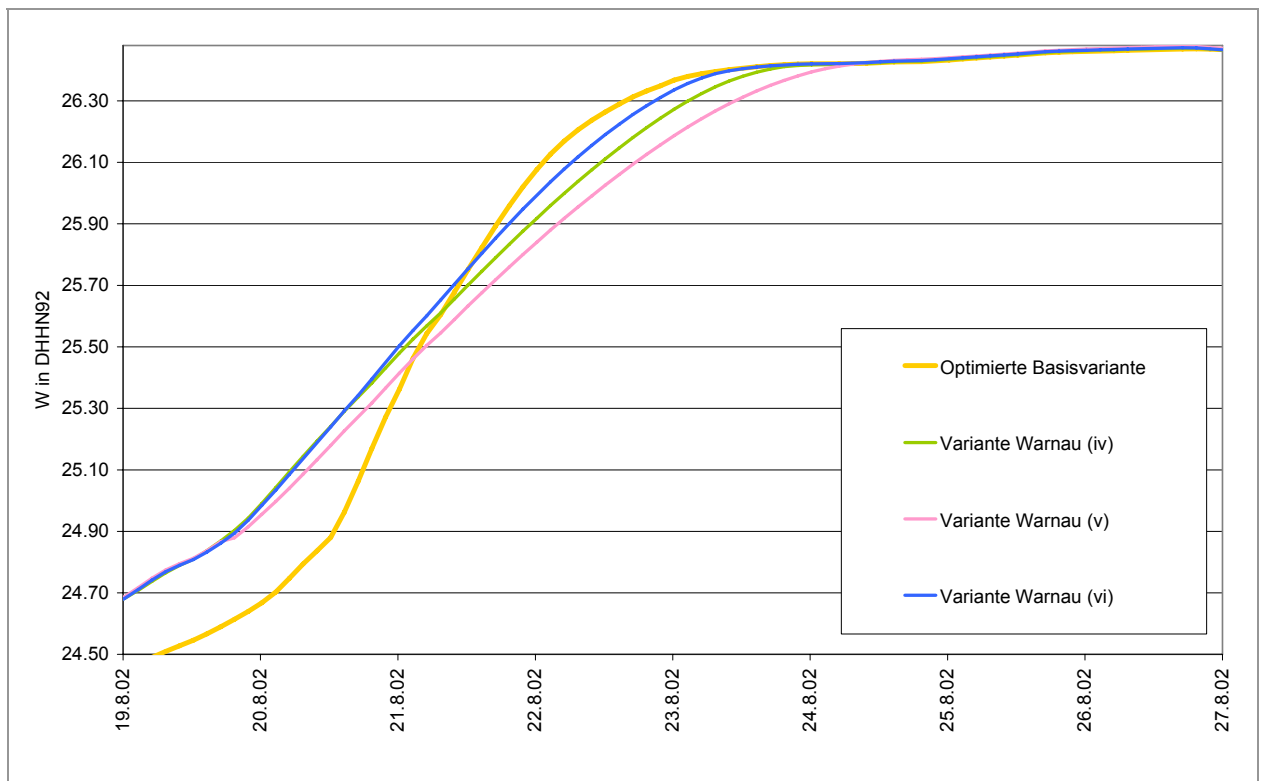


Abbildung 7-16: Auswirkung der Varianten (iv) bis (vi) Warnau auf den Pegel SW Warnau BP

7.2 Szenarien für Extemereignisse

In Abschnitt 6.1.3 wurde bereits dargestellt, anhand welcher hydraulischen Szenarien das System auf extremere Ereignisse überprüft werden soll.

Schließung des Wehres Quitzöbel

Bei den Modellrechnungen muss die Schließung des Wehres Quitzöbel aufgrund der geänderten Abflussbedingungen in der Elbe bei jedem Szenario neu bestimmt werden. Das Wehr wird in Übereinstimmung mit der WbVor gerade in dem Moment geschlossen, in dem die Fließrichtung am Wehr Gnevsdorf sich umdreht und Wasser von der Elbe in die Havel hinein zu strömen beginnt.

zusätzliche Simulationen

Bei den Szenarien sind damit im Vorfeld der zu bestimmenden maximalen Kappung zwei zusätzliche Simulationen notwendig;

- Eine ungekappte Simulation, wobei das Wehr Quitzöbel durchgehend geöffnet bleibt. Hiermit wird der Zeitpunkt der erforderlichen Schließung von Quitzöbel und damit der frühestmögliche Zeitpunkt der Öffnung der Polder bestimmt.
- Eine ungekappte Simulation inklusive die anhand der ersten Simulation bestimmte Schließung von Quitzöbel. Anhand deren Ergebnisse kann die für ein im Vorfeld festgelegtes Kappungsziel Wittenberge erforderliche Kappungsmenge (zeitlich) bestimmt werden.

Die Polder werden analog zu den Berechnungen in Band 2 (s. Abschnitt 5.2.1.4 dieses Bandes) bei jedem Szenario nahezu gleichzeitig mit dem Schließen des Wehres Quitzöbel geöffnet (theoretisch frühest mögliche, optimale Öffnungszeit). In Tabelle 7-5 sind die Öffnungszeiten der Polder (alle Polder werden gleichzeitig geöffnet) dargestellt.

Öffnungszeiten der Polder

Tabelle 7-5: Öffnungszeiten der Polder

Szenario	Zeitpunkt der Polderöffnung
Szenario 1	17. August 16:30
Szenario 2	15. August 15:30
Szenario 3	18. August 00:00
Szenario 4	15. August 20:45
Szenario 5	17. August 16:30
Basisvariante 2002	18. August 12:00

Kappungsziel

Bei jedem Szenario wird das Kappungsziel so lange angepasst, bis die maximalen Wasserstände in Havelberg-Stadt und Quitzöbel OP nicht über 26,45 bzw. 27,05 m DHHN92 steigen. Es hat sich heraus gestellt, dass bei keiner der untersuchten Szenarien das momentan gültige BHW Wittenberge eingehalten werden kann, falls ein wesentlich niedrigerer maximaler Wasserstand in Havelberg-Stadt und Quitzöbel erlaubt worden wäre.

Drosselung Wehr Quitzöbel

Bei der Entleerung der Niederung wurde zur Anfang angenommen, dass die Drosselung, die in 2002 am Wehr Quitzöbel vorgenommen wurde, auch für die Szenarien gültig sei. Die Drosselung hat jedoch nicht nur aufgrund der Gefahr, dass die Wasserstände in Wittenberge bei der Entleerung über das Kappungsziel steigen würden, sondern hauptsächlich wegen der Gefährdung der Baustelle am Wehr Gnevsdorf stattgefunden. Es wurde daher bei den Szenarien auch untersucht, inwieweit das schnellere Öffnen von Quitzöbel einen positiven Einfluss auf das System haben könnte.

- Polder 7 - 10** Es wurde weiterhin untersucht, was es bringt, die Polder 7 - 10 bei den Szenarien einzusetzen. Diese Untersuchungen wurden auf Basis der ersten Erkenntnisse jedoch nur bei Szenario 2 und 4 (breite Welle) für sinnvoll befunden.
- Diese beiden zusätzlichen Untersuchungen wurden bereits bei der Optimierung des HW2002 in Band 2 und in Abschnitt 7.1 des vorliegenden Bandes dokumentiert. Für das HW2002 hatten beide Maßnahmen allerdings keinen nennenswerten Einfluss auf die maximal mögliche Kappung. Das schnellere Öffnen des Wehres Quitzöbel hatte jedoch einen positiven Effekt auf die Überstaudauer der Polder (Band 2).
- Havelberg-Stadt 27,0 m DHHN92** Abschließend war von den Auftraggebern gewünscht zu untersuchen, inwieweit eine größere Kappung erreicht werden kann, indem nicht wie bisher bis 26,45 m DHHN92 in Havelberg-Stadt, sondern bis 27,0 m DHHN92 geflutet wird. Es wurde anfangs entschieden, dies nur für ein Szenario zu untersuchen. Dafür wurde das Szenario 5 gewählt. Es hat sich jedoch herausgestellt, dass ein Wasserstand von 27,0 m DHHN92 mit der Kapazität des vorhandenen Wehres Neuwerben nicht erreicht werden kann. Daher wurde zusätzlich für das Szenario 2, das durch eine breite Welle in der Elbe gekennzeichnet ist, untersucht, ob ein Wasserspiegel von 27,0 m DHHN92 in Havelberg-Stadt erreicht werden kann.

7.2.1 Szenario 1

- Kappungsziele** Für dieses Szenario wurden insgesamt vier unterschiedliche Kappungsziele in Wittenberge untersucht;
- 730 cm a. P. Wittenberge (entspricht einen Modellwasserstand von 23,83 m DHHN92),
 - 735 cm a. P. Wittenberge (entspricht einen Modellwasserstand von 23,88 m DHHN92),
 - 740 cm a. P. Wittenberge (entspricht einen Modellwasserstand von 23,93 m DHHN92),
 - 745 cm a. P. Wittenberge (entspricht das BHW Wittenberge und einen Modellwasserstand von 23,98 m DHHN92).
- Die Ergebnisse sind in Abbildung 7-17 bis Abbildung 7-19 für die Pegel Quitzöbel, Havelberg-Stadt und Wittenberge dargestellt. In Abbildung 7-19 ist außerdem der berechnete ungekappte Wasserstand in Wittenberge abgebildet. Abbildung 7-20 zeigt die bei den vier Berechnungen über das Wehr Neuwerben abgeleiteten Wassermengen.

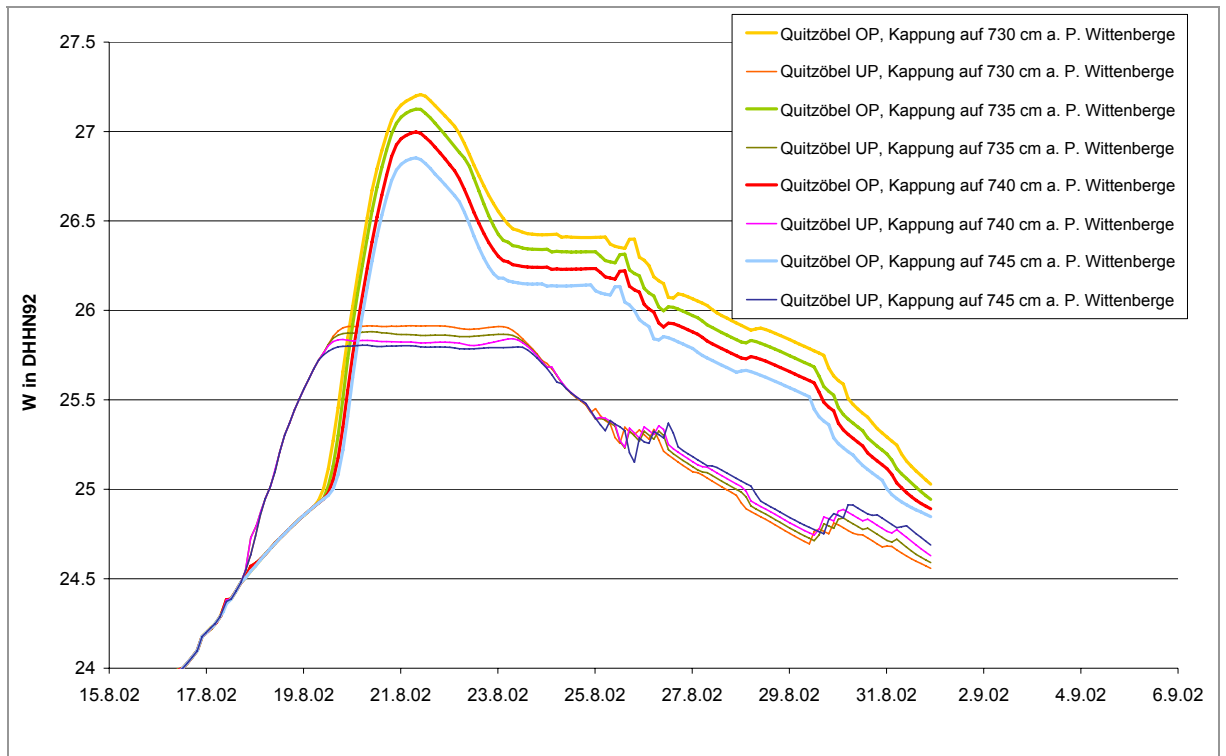


Abbildung 7-17: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Wasserstände in Quitzöbel

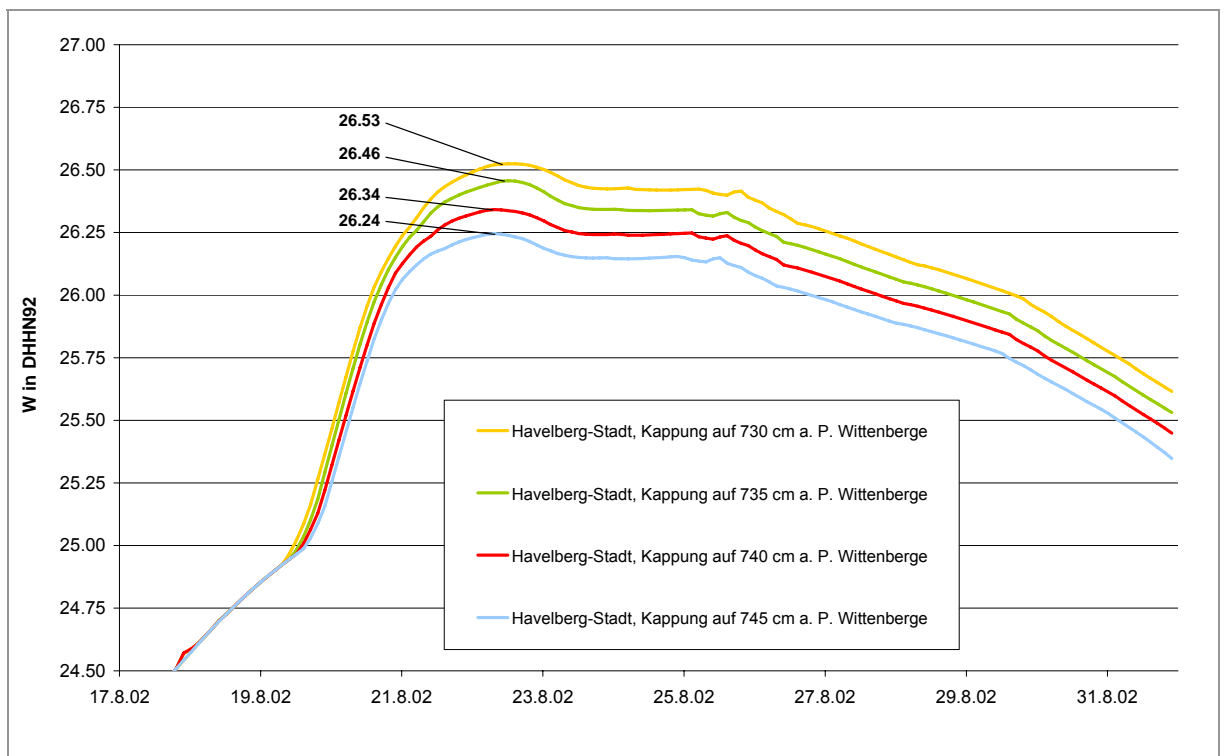


Abbildung 7-18: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Wasserstände in Havelberg-Stadt

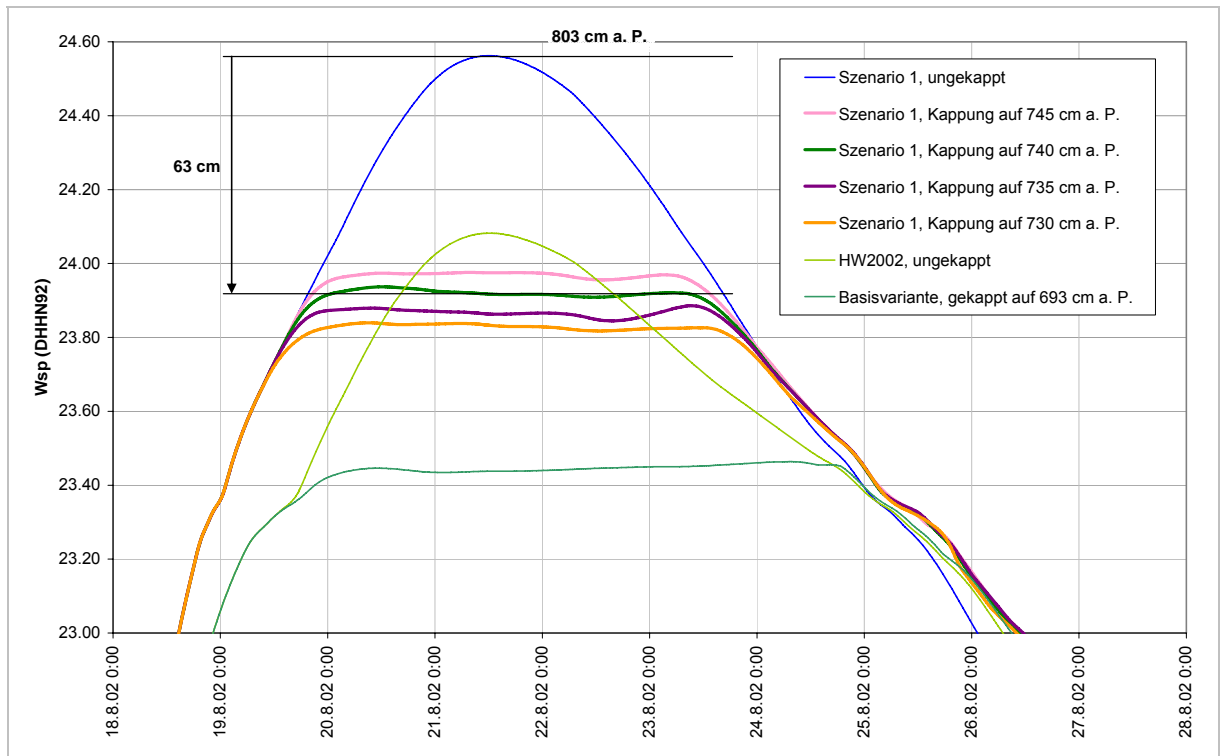


Abbildung 7-19: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Wasserstände in Wittenberge

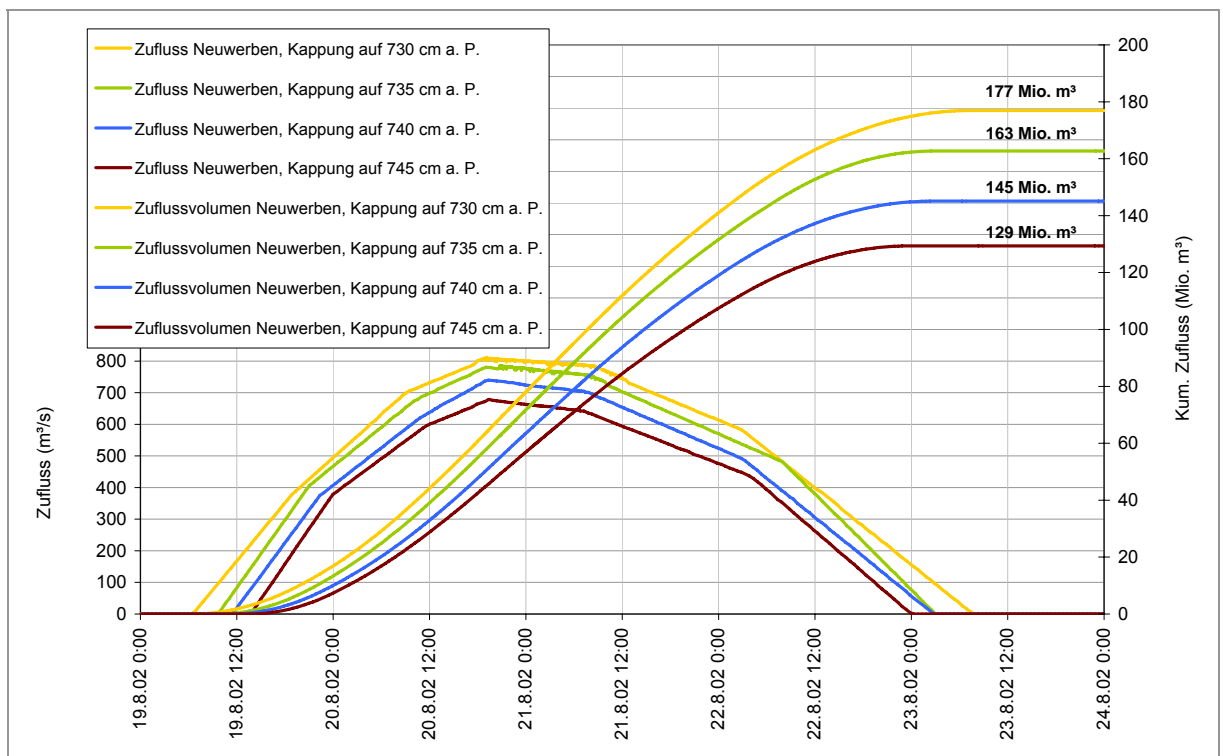


Abbildung 7-20: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 1, Durchflüsse am Wehr Neuwerben

Aus den Abbildungen wird deutlich, dass eine Kappung auf 735 cm a. P. Wittenberge zwar zu einem maximalen Wasserstand führt, der in Havelberg-Stadt unterhalb

Kappungswasserstand

des kritischen Wertes von 26,45 m DHHN92 liegt, in Quitzöbel OP jedoch den kritischen Wert von 27,05 m DHHN92 überschreitet. Bei einer Kappung auf 740 cm a. P. Wittenberge wird dieser Wert in Quitzöbel OP gerade noch nicht erreicht. Für Szenario 1 kann damit mit dem bestehenden Flutungssystem maximal eine Kappung auf 740 cm a. P. erreicht werden. In Abbildung 7-19 ist erkennbar, dass bei dieser Kappung der Zielwasserstand gut getroffen wird (Modellwasserstand ist 23,93 m DHHN92). In der Abbildung ist auch die optimale Kappung des HW2002 als Vergleichsgröße abgebildet. Der erreichte Kappungswasserstand für Szenario 1 liegt nur ca. 15 cm unter dem berechneten ungekappten Wasserstand von 2002. Damit wird deutlich, dass die Deichbrüche entlang der Elbe einen wesentlichen positiven Effekt auf die Flutung in 2002 gehabt haben. Sie haben dazu geführt, dass die Welle in der Spitze nicht so steil war. Bei der optimierten Variante 2002 konnte daher der kritische Wasserspiegel in Havelberg-Stadt erreicht werden, ohne gleichzeitig den kritischen Wasserstand in Quitzöbel zu überschreiten.

Insgesamt werden bei einer Kappung auf 740 cm a. P. 145 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben abgeleitet. Falls auf BHW gekappt werden würde, müssten etwa 16 Mio. m³ weniger gekappt werden (insgesamt 129 Mio. m³). Im Vergleich zu der optimalen Kappung des HW2002 können bei diesem Szenario 1 aufgrund des frühzeitigen Erreichens des kritischen Wasserstandes in Quitzöbel maximal etwa 30 Mio. m³ (entspricht etwa 17 %) weniger in die Niederung geleitet werden.

Entleerung

Ausgehend von dieser ermittelten maximalen Kappung wurde abschließend bei diesem Szenario untersucht, wie schnell die Niederung und insbesondere die Polder nach der Flutung entleert werden können. Dies ist in Abbildung 7-21 für den Pegel Havelberg-Stadt und in Abbildung 7-22 für den Polder Schafhorst dargestellt. Aus den Abbildungen wird deutlich, dass bei einer ähnlich zu 2002 angesetzten Drosselung die Entleerung nicht optimal verläuft. Die Entleerung geht eindeutig schneller, wenn das Wehr Quitzöbel nach 2 Tagen vollständig geöffnet wird. Zu einer Reduzierung des maximalen Wasserstands in Havelberg-Stadt oder Quitzöbel kommt es jedoch bei einer schnelleren Entleerung nicht. Dementsprechend hat die optimierte Entleerung auch keine Auswirkungen auf die Kappung in Wittenberge. Der maximale Wasserstand in Polder Schafhorst kann jedoch um ca. 3 cm gesenkt werden. Das ist damit zu begründen, dass der Polder im nicht optimierten Zustand bis zur erneuten Öffnung von Quitzöbel noch nicht vollständig gefüllt wurde. In Tabelle 7-6 sind die aus den Ergebnissen ermittelten Flutungsdauern der einzelnen Polder aufgelistet (s. auch Band 2). Die mittlere Überstaudauer in den Poldern beträgt für das Szenario 1 etwa 18 Tage und ist damit aufgrund der spitzeren Welle sogar, wenn auch nur geringfügig, kürzer als bei der bezüglich der Entleerung optimierten Basisvariante 2002.

Tabelle 7-6: Berechnung der Überflutungsdauer in den Poldern für Szenario 1

Polder	Bezeichnung	Basisvariante	Optimierte Entleerung der Basisvariante	Szenario 1
Warnau	Zeitpunkt I ¹⁾	20.08.2002 05:03	20.08.2002 05:03	20.08.2002 05:03
	Zeitpunkt II ²⁾	12.09.2002 19:30	08.09.2002 19:30	08.09.2002 05:03
	Flutungsdauer (Tage)	23,60	19,60	19,00
Twerl	Zeitpunkt I	19.08.2002 21:50	19.08.2002 21:50	19.08.2002 14:39
	Zeitpunkt II	10.09.2002 12:15	06.09.2002 12:00	05.09.2002 21:51
	Flutungsdauer (Tage)	21,60	17,59	17,30
Schafhorst	Zeitpunkt I	20.08.2002 05:00	20.08.2002 05:00	20.08.2002 00:15
	Zeitpunkt II	09.09.2002 09:50	04.09.2002 22:00	04.09.2002 07:27
	Flutungsdauer (Tage)	20,20	15,71	15,30

Polder	Bezeichnung	Basisvariante	Optimierte Entleerung der Basisvariante	Szenario 1
Flöthgraben	Zeitpunkt I	20.08.2002 00:15	20.08.2002 00:15	19.08.2002 14:39
	Zeitpunkt II	10.09.2002 19:30	06.09.2002 14:30	06.09.2002 00:15
	Flutungsdauer (Tage)	21,80	17,59	17,40
Vehlgast	Zeitpunkt I	21.08.2002 05:03	21.08.2002 05:03	21.08.2002 05:03
	Zeitpunkt II	15.09.2002 19:30	13.09.2002 18:00	13.09.2002 12:15
	Flutungsdauer (Tage)	25,60	23,54	23,30
Havelberg (SW Havelberg)	Zeitpunkt I	19.08.2002 02:40	19.08.2002 02:40	18.08.2002 17:03
	Zeitpunkt II	08.09.2002 14:40	04.09.2002 00:00	03.09.2002 07:27
	Flutungsdauer (Tage)	20,50	15,89	15,60
Mittel	Zeitpunkt I	20.08.2002 02:38	20.08.2002 02:38	19.08.2002 21:27
	Zeitpunkt II	11.09.2002 07:52	07.09.2002 10:20	06.09.2002 21:03
	Flutungsdauer (Tage)	22,22	18,32	17,98

1) Zeitpunkt des Erreichens von 24,75 DHHN92 im Anlauf der Welle
 2) Zeitpunkt des Erreichens von 24,75 DHHN92 im Ablauf der Welle

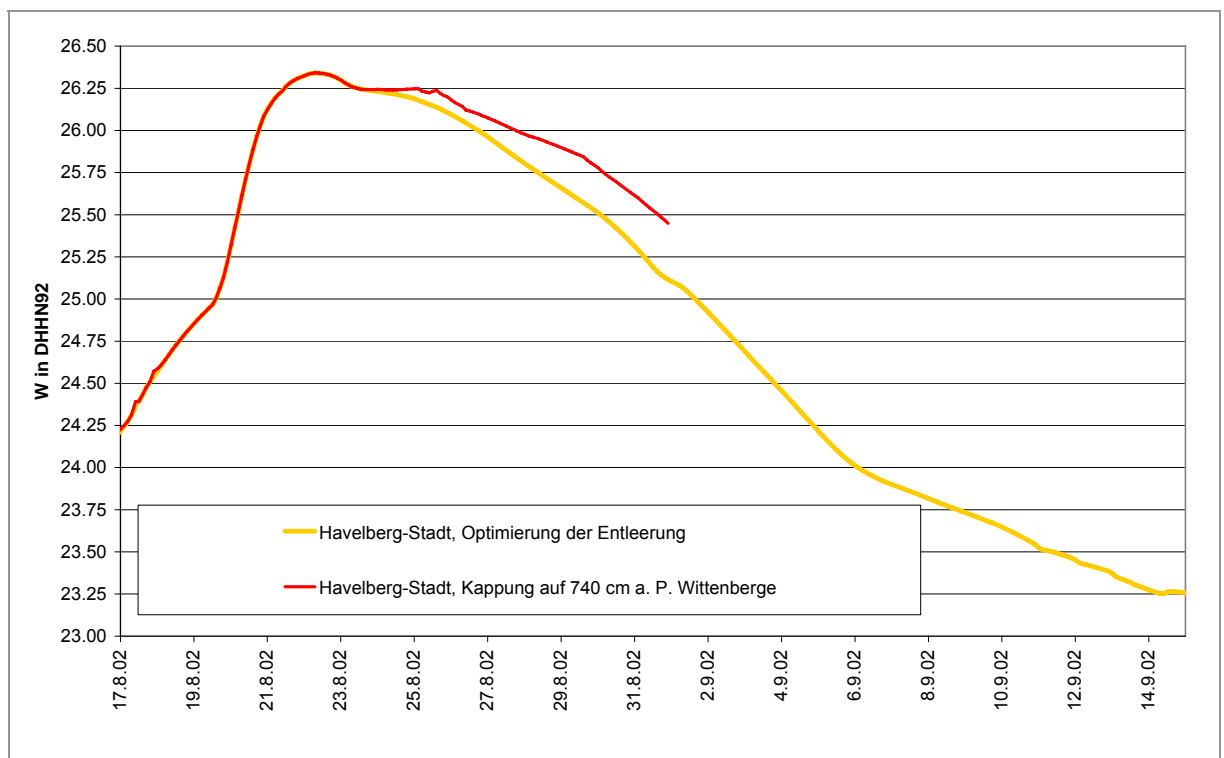


Abbildung 7-21: Optimierung der Entleerung in Havelberg-Stadt, Szenario 1

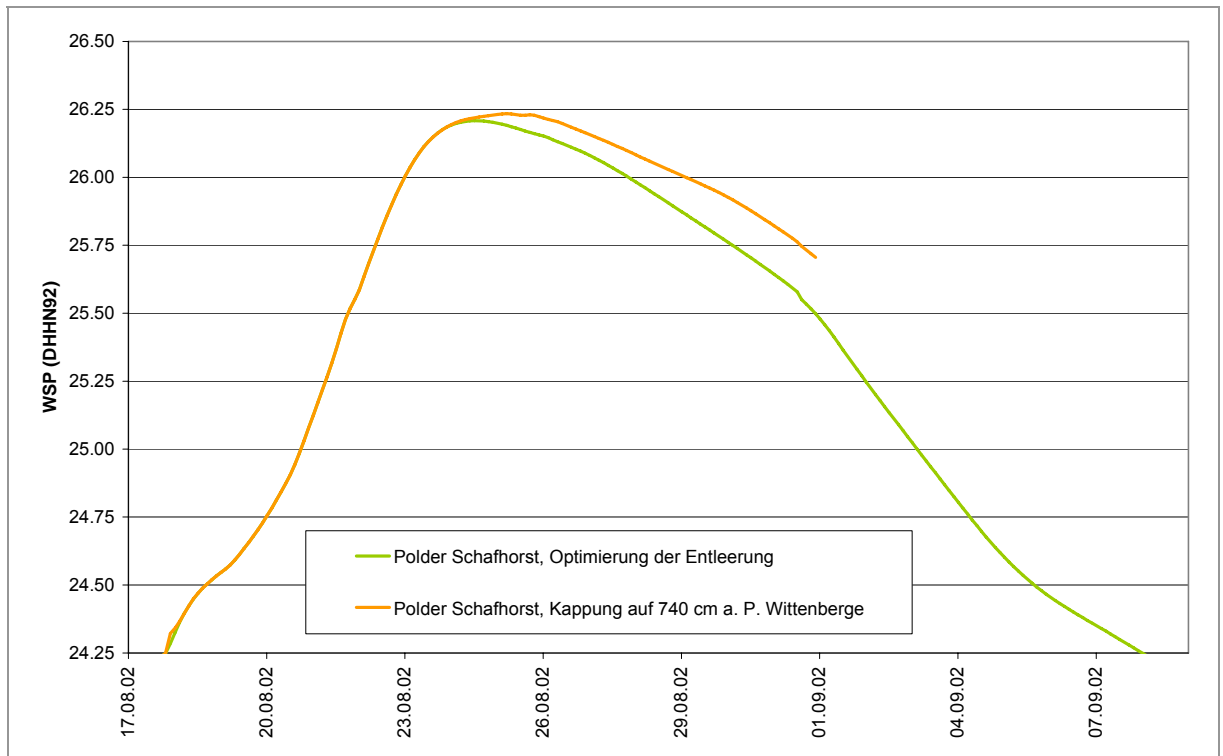


Abbildung 7-22: Optimierung der Entleerung in Polder Schafhorst, Szenario 1

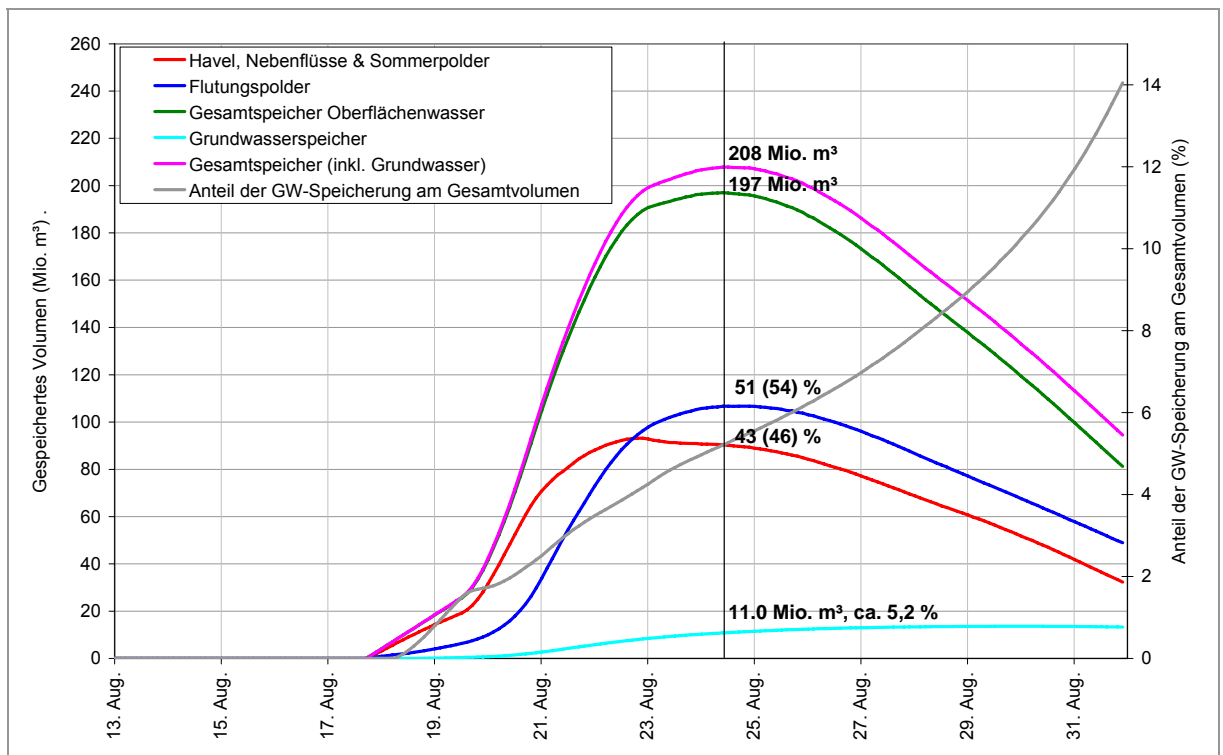


Abbildung 7-23: Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 1

Auf Basis der zuletzt dargestellten Variante (inklusive optimierte Entleerung) wurden die pro Zeitschritt in den unterschiedlichen Systemkomponenten gespeicherten Volumina berechnet. Abbildung 7-23 zeigt das ab dem Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel zusätzlich gespeicherte Volumen und Abbildung 7-29 gibt das gesamte Volumen an.

Volumina

Insgesamt hätten also bei Szenario 1 ca. 247 Mio. m³ in der Havelniederung zwischen Albertsheim und Quitzöbel gespeichert werden können. Davon wären bereits etwa 39 Mio. m³ zum Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel gefüllt gewesen, so dass bei diesem Szenario während der Flutung maximal 208 Mio. m³ zusätzlich hätten gespeichert werden können. Davon sind etwa 95 % (197 Mio. m³) oberirdisch und 5 % (11 Mio. m³) ins Grundwasser gespeichert wurden. Von dem oberirdisch gespeicherten Wasser entfallen 54 % auf die Flutungspolder (107 Mio. m³) und 46 % (90 Mio. m³) auf die regulären Oberflächengewässer. Im Vergleich zu der optimierten Basisvariante (289 Mio. m³) ist maximal insgesamt knapp 15 % weniger Wasser in der Niederung gespeichert, was aufgrund des nicht komplett ausgeschöpften Speichers in Havelberg-Stadt bei Szenario 1 auch den Erwartungen entspricht.

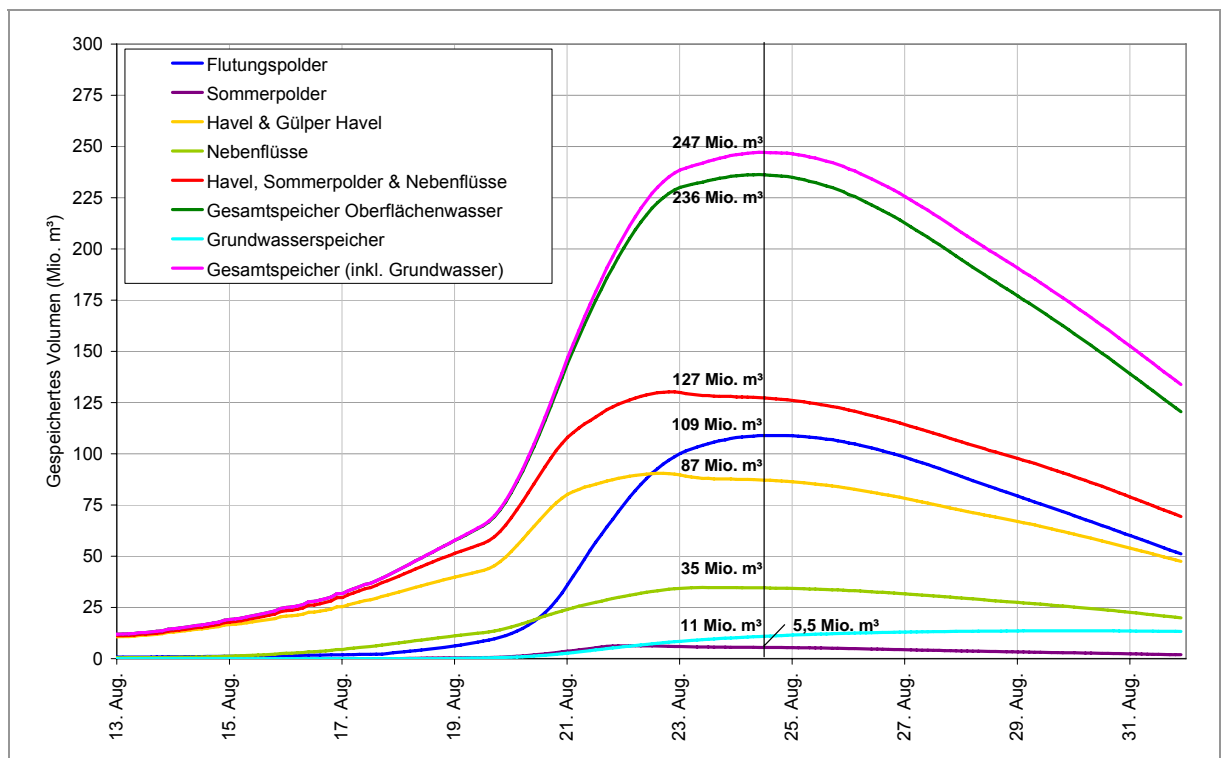


Abbildung 7-24: In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen , Szenario 1

7.2.2 Szenario 2

Kappungsziele

Für Szenario 2 sind lediglich 2 unterschiedliche Kappungsziele in Wittenberge untersucht worden; 755 und 760 cm a. P. Es hat sich schnell herausgestellt, dass bei einer Kappung auf BHW (745 cm) die Wasserstände in Havelberg über 26,70 steigen würden. Das Ergebnis der beiden Berechnungen ist in Abbildung 7-25 für die Pegel Quitzöbel und Havelberg-Stadt dargestellt. In Abbildung 7-26 sind die Ergebnisse für den Pegel Wittenberge abgebildet.

Maximaler Wasserstand in Havelberg-Stadt

Bei einer Kappung auf 760 cm a. P. Wittenberge überschreitet der maximale Wasserstand in Havelberg-Stadt gerade die kritische Grenze von 26,45 m DHHN92. Wie sich herausgestellt hat, führt die Optimierung der Entleerung bei diesem Szenario jedoch dazu, dass der maximale Wasserstand in Havelberg-Stadt um 1 cm weiter abgesenkt werden kann. Damit wäre die kritische Grenze in Havelberg-Stadt nur um ca. 0,6 cm überschritten. Es kann mit dem bestehenden Flutungssystem also maximal eine Kappung auf 760 cm a. P. Wittenberge erreicht werden (Kappung von 47 cm). Dieses Kappungsziel liegt 15 cm über dem BHW Wittenberge. Daher würde bei dem jetzigen Ausbauzustand die Standsicherheit der Elbedeiche unterhalb von Gnevsdorf im Falle des dargestellten Szenarios nicht gewährleistet sein.

Wehr Neuwerben

Bei diesem Kappungsziel werden über das Wehr Neuwerben 149 Mio. m³ abgeleitet, was vergleichbar ist mit der Menge die bei Szenario 1 abgeleitet wurde. Das die Wasserstände bei Szenario 2 in Havelberg-Stadt jedoch um 12 cm und in Polder Schafhorst sogar um fast 20 cm (nicht dargestellt) weiter ansteigen als bei Szenario 1, liegt daran, dass die Mündung der Havelniederung viel länger geschlossen ist. Dadurch muss über eine wesentlich längere Periode (fast 3 Tage) Havel Eigenwasser in der Niederung gespeichert werden.

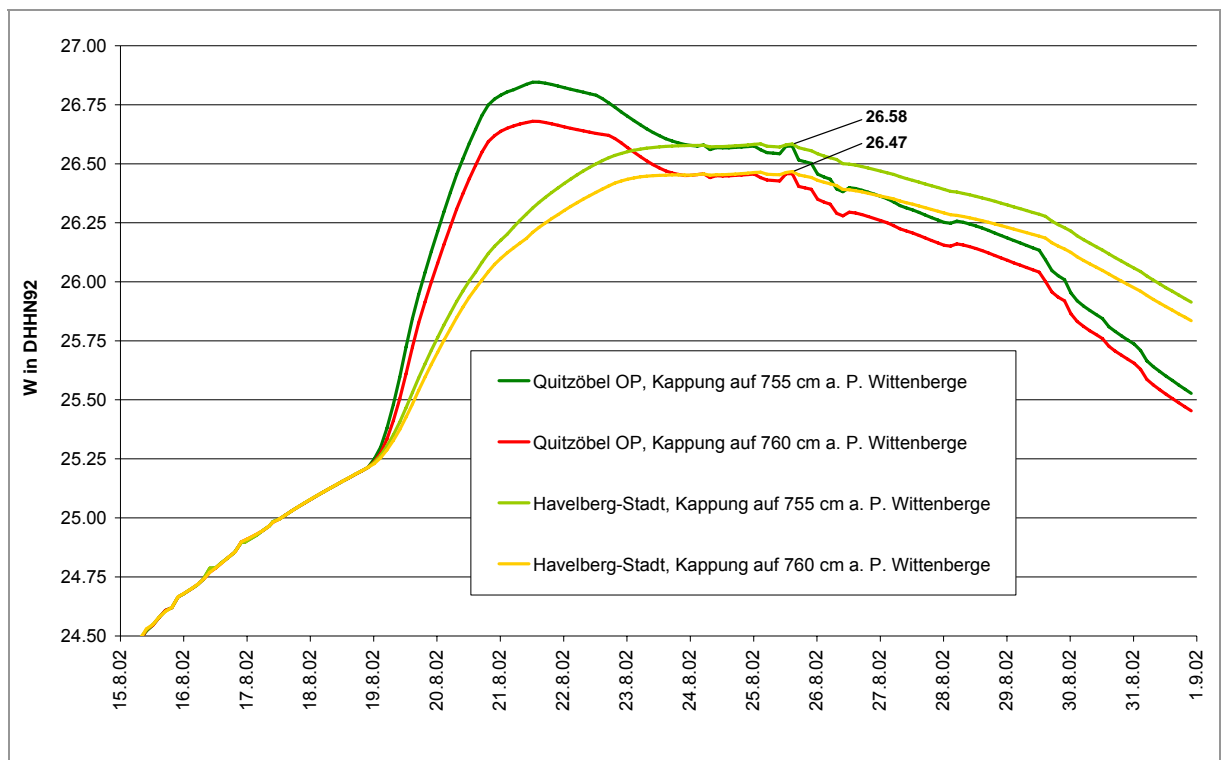


Abbildung 7-25: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 2, Wasserstände in Quitzöbel OP und Havelberg-Stadt

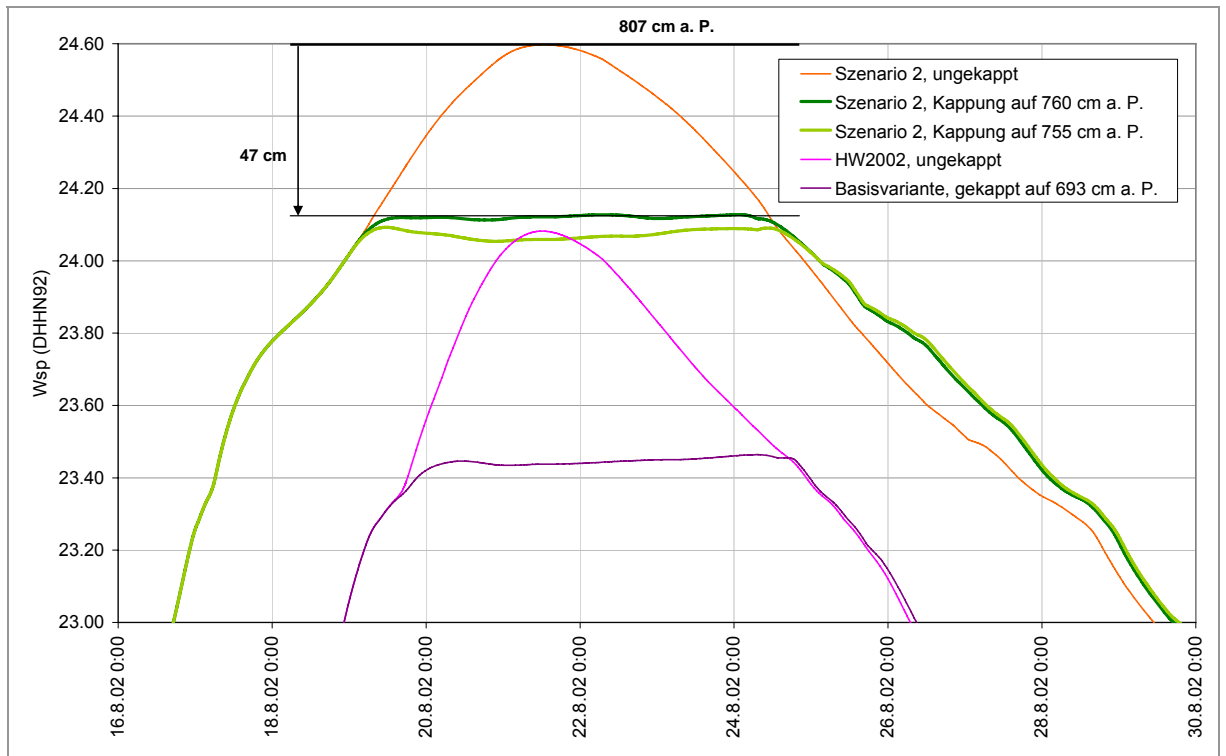


Abbildung 7-26: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 2, Wasserstände in Wittenberge

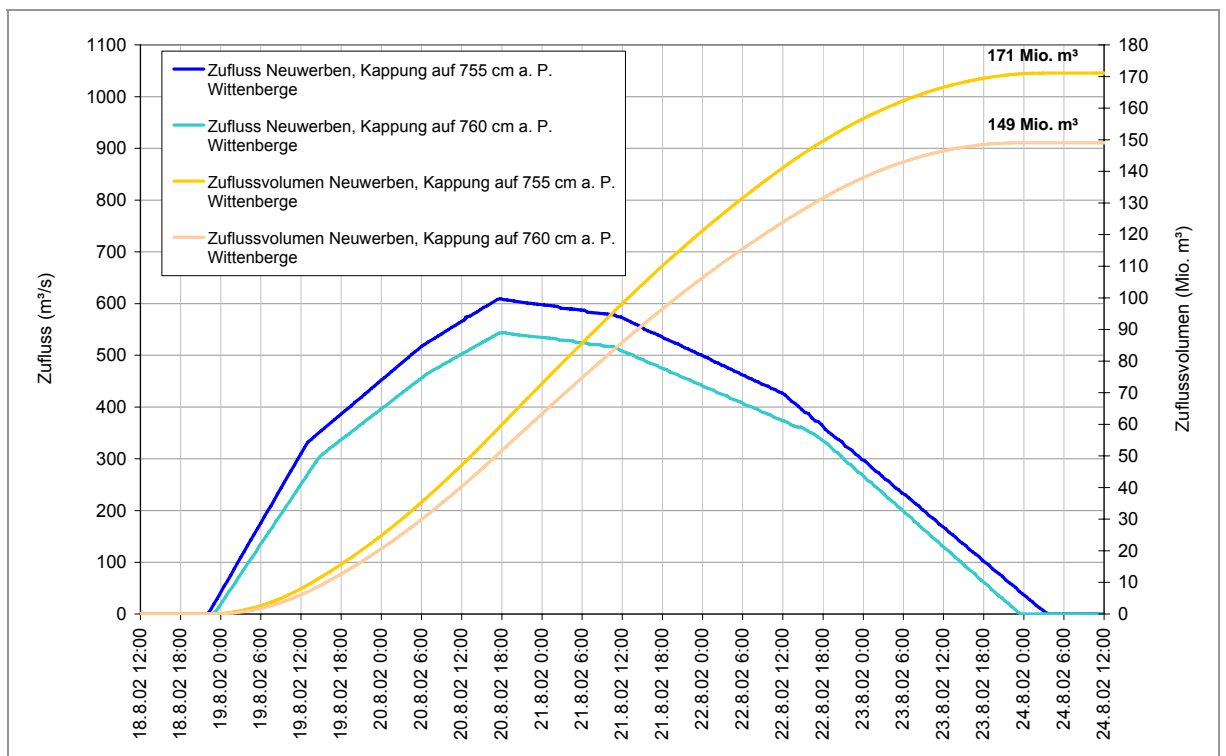


Abbildung 7-27: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 2, Abflussvolumen in Neuwerven

Entleerung

Ausgehend von dieser ermittelten maximalen Kappung von 47 cm wurde auch bei diesem Szenario untersucht, wie schnell die Niederung und insbesondere die Polder nach der Flutung entleert werden können. Dies ist in Abbildung 7-28 für den Pegel Quitzöbel und in Abbildung 7-29 für den Polder Flöthgraben dargestellt.

Aus den Abbildungen wird deutlich, dass bei einer wie in 2002 vorgenommenen Drosselung die Entleerung nicht optimal verläuft. Die Entleerung verläuft bei einem nach ca. zwei Tagen vollständig geöffneten Wehr Quitzöbel eindeutig schneller. Bei diesem Szenario kommt es sogar zu einer Reduzierung des maximalen Wasserstands in Havelberg-Stadt von ca. 1 cm (nicht dargestellt). Auf die Kappung in Wittenberge hat die optimierte Entleerung jedoch keine Auswirkungen. Der maximale Wasserstand im Polder Flöthgraben kann um ca. 3 cm gesenkt werden.

In Tabelle 7-7 sind Flutungsdauern der einzelnen Polder aufgelistet. Die mittlere Überstaudauer in den Poldern beträgt damit für das Szenario 2 etwa 22 ½ Tage und ist damit aufgrund der breiteren Welle sogar - wenn auch nur geringfügig - länger als bei der bezüglich der Entleerung nicht optimierte Basisvariante 2002 (s. Tabelle 7-6). Im Vergleich zu Szenario 1 sind die Polder bei Szenario 2 etwa 4 Tage und 10 Stunden länger geflutet. Bei einer späteren Öffnung der Polder (z.B. zum Zeitpunkt der Öffnung von Neuwerben) würden die Polder wesentlich kürzer geflutet sein (schätzungsweise 1-2 Tage).

Tabelle 7-7: Berechnung der Überflutungsdauer in den Poldern für Szenario 2

Polder	Bezeichnung	Optimierte Entleerung der Basisvariante	Szenario 1	Szenario 2
Warnau	Zeitpunkt I ¹⁾	20.08.2002 05:03	20.08.2002 05:03	18.08.2002 19:27
	Zeitpunkt II ²⁾	08.09.2002 19:30	08.09.2002 05:03	11.09.2002 02:39
	Flutungsdauer (Tage)	19,60	19,00	23,30
Twerl	Zeitpunkt I	19.08.2002 21:50	19.08.2002 14:39	17.08.2002 09:51
	Zeitpunkt II	06.09.2002 12:00	05.09.2002 21:51	08.09.2002 14:39
	Flutungsdauer (Tage)	17,59	17,30	22,20
Schaffhorst	Zeitpunkt I	20.08.2002 05:00	20.08.2002 00:15	18.08.2002 00:15
	Zeitpunkt II	04.09.2002 22:00	04.09.2002 07:27	07.09.2002 09:51
	Flutungsdauer (Tage)	15,71	15,30	20,40
Flöthgraben	Zeitpunkt I	20.08.2002 00:15	19.08.2002 14:39	17.08.2002 09:51
	Zeitpunkt II	06.09.2002 14:30	06.09.2002 00:15	08.09.2002 19:27
	Flutungsdauer (Tage)	17,59	17,40	22,40
Vehlgast	Zeitpunkt I	21.08.2002 05:03	21.08.2002 05:03	20.08.2002 19:27
	Zeitpunkt II	13.09.2002 18:00	13.09.2002 12:15	14.09.2002 21:51
	Flutungsdauer (Tage)	23,54	23,30	25,10
Havelberg (SW Havelberg)	Zeitpunkt I	19.08.2002 02:40	18.08.2002 17:03	16.08.2002 12:15
	Zeitpunkt II	04.09.2002 00:00	03.09.2002 07:27	06.09.2002 09:51
	Flutungsdauer (Tage)	15,89	15,60	20,90
Mittel	Zeitpunkt I	20.08.2002 02:38	19.08.2002 21:27	18.08.2002 03:51
	Zeitpunkt II	07.09.2002 10:20	06.09.2002 21:03	09.09.2002 13:03
	Flutungsdauer (Tage)	18,32	17,98	22,38

¹⁾ Zeitpunkt des Erreichens von 24,75 DHHN92 im Anlauf der Welle
²⁾ Zeitpunkt des Erreichens von 24,75 DHHN92 im Ablauf der Welle

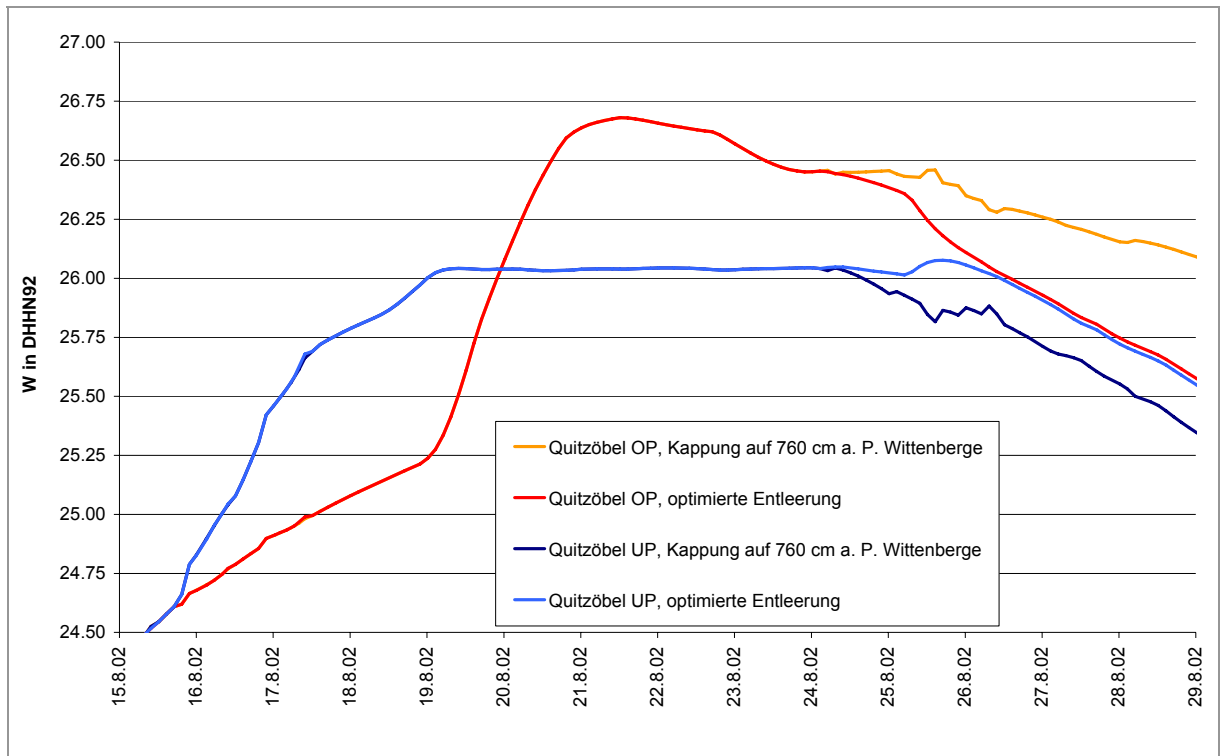


Abbildung 7-28: Optimierung der Entleerung in Quitzöbel, Szenario 2

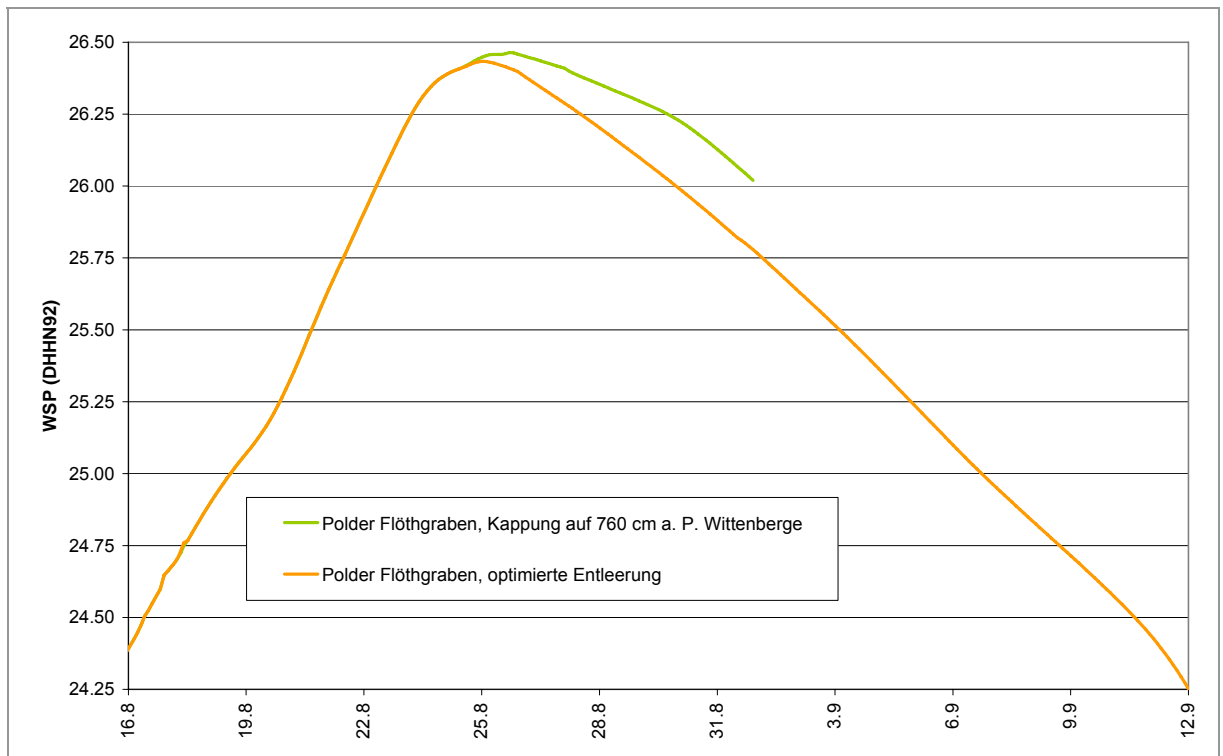


Abbildung 7-29: Optimierung der Entleerung in Polder Flöthgraben, Szenario 2

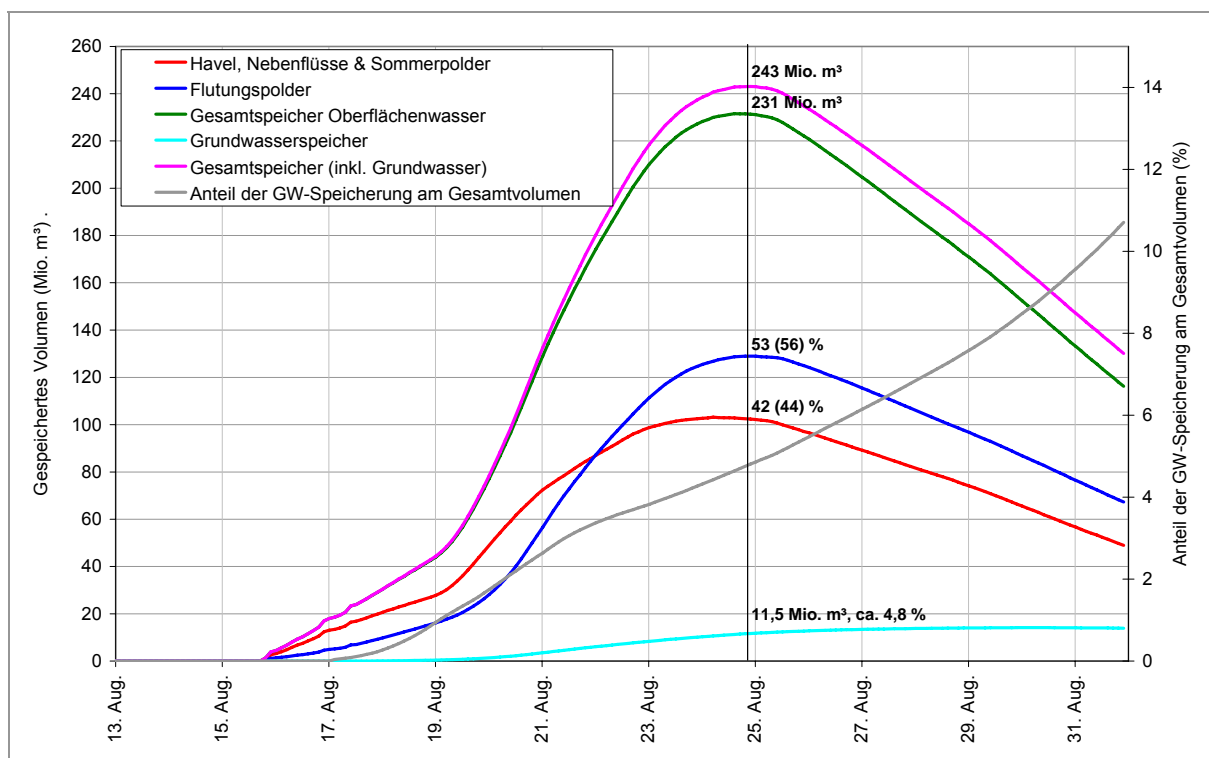


Abbildung 7-30: Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 2

Volumina

Auf Basis der zuletzt dargestellten Variante (inklusive optimierte Entleerung) wurden die pro Zeitschritt in den unterschiedlichen Systemkomponenten gespeicherten Volumen berechnet. Abbildung 7-30 zeigt das ab dem Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel zusätzlich gespeicherte Volumen und Abbildung 7-31 gibt das gesamte Volumen an.

Insgesamt hätten also bei Szenario 2 ca. 285 Mio. m³ in der Havelniederung zwischen Albertsheim und Quitzöbel gespeichert werden können. Davon wären bereits etwa 42 Mio. m³ zum Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel gefüllt gewesen. Bei Szenario 1 waren am 15. August, 15:30 Uhr (zu diesem Zeitpunkt wurde bei Szenario 2 das Wehr Quitzöbel geschlossen) lediglich 23 Mio. m³ in der Havel gespeichert. Aufgrund der bei diesem Szenario 2 angesetzten breiteren Welle kommt es aber frühzeitig zu einem Rückstau in der Havel und damit zu einem höheren Speichervolumen zu diesem Zeitpunkt. Nach dem Schließen des Wehres Quitzöbel konnten somit bei dieser Variante maximal 243 Mio. m³ zusätzlich in der Niederung gespeichert werden. Davon sind etwa 95 % (231 Mio. m³) oberirdisch und 5 % (11,5 Mio. m³) ins Grundwasser gespeichert wurden. Von dem oberirdisch gespeicherten Wasser entfallen 56 % auf die Flutungspolder (129 Mio. m³) und 44 % (102 Mio. m³) auf die regulären Oberflächengewässer.

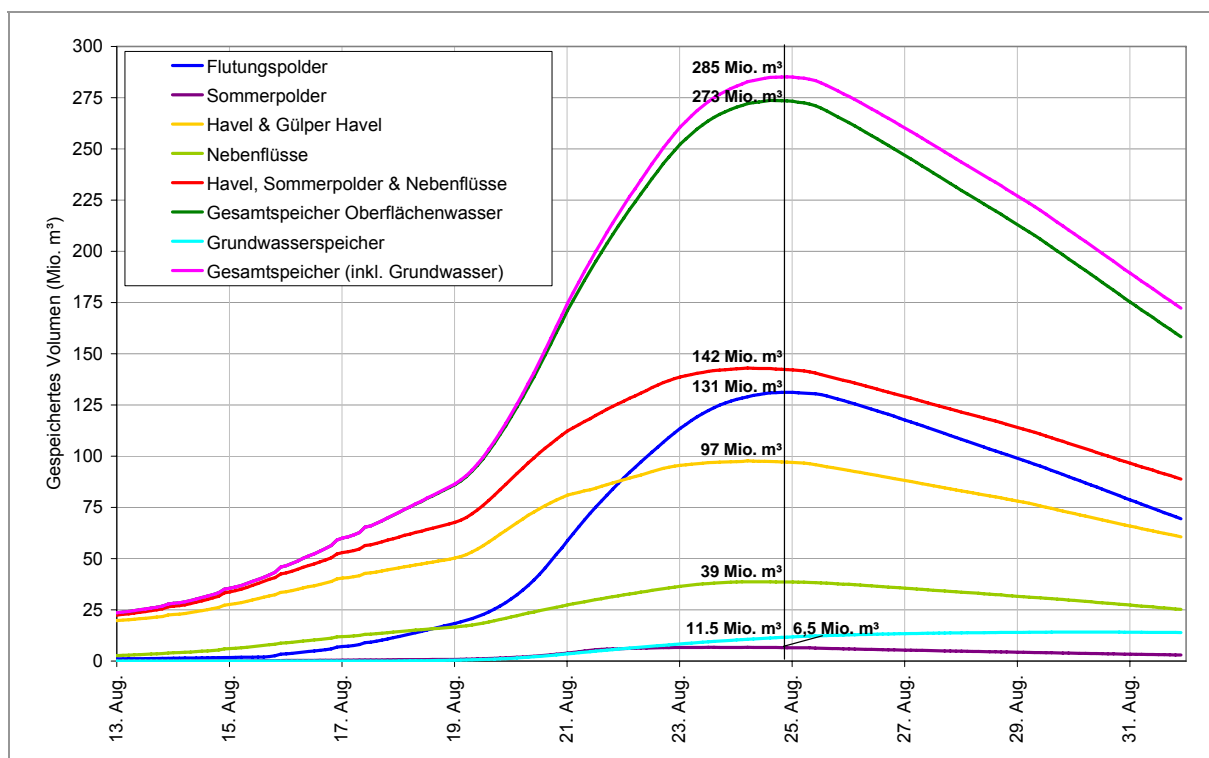


Abbildung 7-31: In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen, Szenario 2

Einbindung der Polder 7 bis 10

Auch auf Basis der zuletzt behandelten Variante (optimierte Entleerung) wurde bei diesem Szenario außerdem untersucht, inwieweit die Einbindung der Polder 7 bis 10 das Flutungssystem positiv beeinflussen könnte.

Für die Havelpegel und die einzelnen Polder 1- 5 (Polder 6 wurde hier nicht ausgewertet) sind die maximalen Wasserstände der Varianten mit und ohne Polder 7 bis 10 in der nächsten Tabelle aufgelistet. Außerdem ist die Differenz zwischen beiden Varianten dargestellt. In Polder Schafhorst sinkt der Wasserspiegel bei Einbindung der Polder 7 bis 10 um fast 20 cm ab und auch in Havelberg-Stadt sind es immerhin noch 7 cm. Das Volumen der Havelniederung wurde also bei der angestrebten Kappung von 47 cm nicht komplett ausgeschöpft. Aus diesem Grund wurden auch bei der Variante mit dem Kappungsziel 755 cm a. P. Wittenberge die Polder 7 bis 10 geöffnet. Auch dann sinkt der Wasserspiegel in Havelberg-Stadt und zwar um 9 cm auf 26,49 m DHHN92. Es ist daher davon auszugehen, dass bei Einbindung der Polder 7 bis 10 bis auf einen Wasserspiegel von ca. 757 cm a. P. Wittenberge gekappt werden kann (eine Kappung von 50 cm). Das bedeutet, dass die Öffnung der Polder 7 bis 10 bei Szenario 2 eine um 3 cm höhere Kappung bewirken könnte. Auch hier, wie bei der Einbindung der Polder beim HW2002 in Abschnitt 7.1.1, scheint die durch die Einbindung der Polder 7 bis 10 mögliche zusätzliche Kappung nicht mit der durch die gleichzeitig entstehenden ökologischen Schäden vereinbar zu sein.

Havelberg-Stadt 27,0 m DHHN92

Wie bereits angekündigt, wurde am Rande der Hauptuntersuchungen für das Szenario 2 eine zusätzliche Variante entwickelt, wobei die Wasserstände in Havelberg-Stadt bis auf 27,0 m DHHN92 ansteigen können. In der nächsten Abbildung ist dargestellt, dass mit den angesetzten Kappungswasserständen in Wittenberge die ideale Lösung nicht gefunden werden konnte. Es kann jedoch abgeschätzt werden, dass die maximale Kappung in Wittenberge bei einem erlaubten Wasserstand von 27,0 m DHHN92 in Havelberg-Stadt ca. 741 cm a. P. Wittenberge beträgt. Damit nimmt die Kappung im Vergleich zu der Variante dieses Szenarios 2, wobei lediglich einen maximalen Wasserstand von 26,45 m DHHN92 in Havelberg erlaubt wird, um etwa

39 cm zu (86 statt 47 cm Kappung). Dies entspricht in etwa einer Zunahme um 83 %!

Tabelle 7-8: Absenkung der Wasserstände bei Szenario 2 als Folge der Einbindung der Polder 7 bis 10

	Maximum ohne Polder 7 bis 10 (m DHHN92)	Maximum mit Polder 7 bis 10 (m DHHN92)	Differenz (m)
Schafhorst	26,434	26,239	0,195
Flöthgraben	26,434	26,242	0,191
Grütz OP	26,685	26,542	0,143
Twerl	26,453	26,324	0,128
Albertsheim	26,780	26,657	0,123
Grütz UP	26,497	26,383	0,114
Warnau	26,469	26,370	0,099
Garz Op	26,471	26,373	0,098
Garz UP	26,458	26,371	0,087
Vehlgast	26,454	26,372	0,082
Kümmernitz	26,452	26,371	0,081
Havelberg-Stadt	26,456	26,386	0,071
Quitzeobel OP	26,680	26,666	0,014

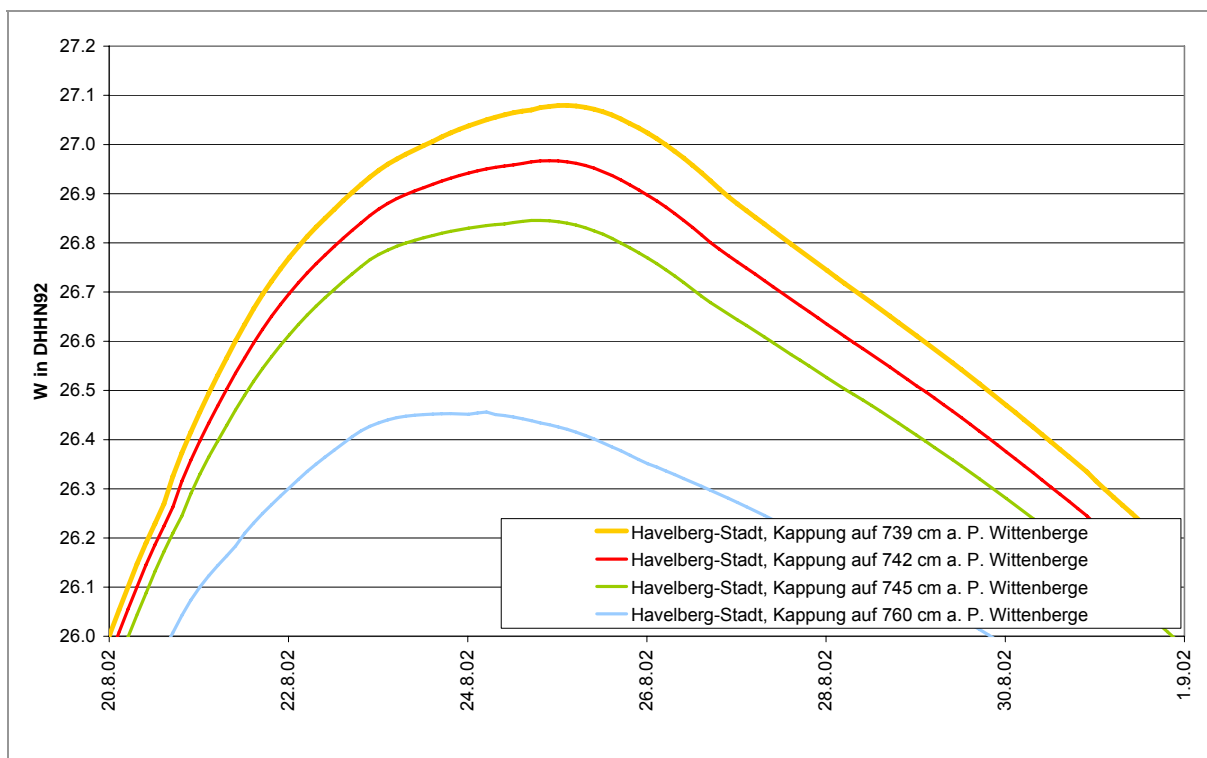


Abbildung 7-32: Optimierung der Kappung bei einem maximalen Wasserstand von 27,0 m DHHN92 in Havelberg-Stadt, Szenario 2

7.2.3 Szenario 3

Das hier vorgestellte Szenario weicht von Szenario 1 lediglich darin ab, dass der Havelzufluss am Pegel Albertsheim auf ein HQ₁₀-Ereignis (238 m³/s) erhöht wurde. Dies ist in Abbildung 7-33 dargestellt.

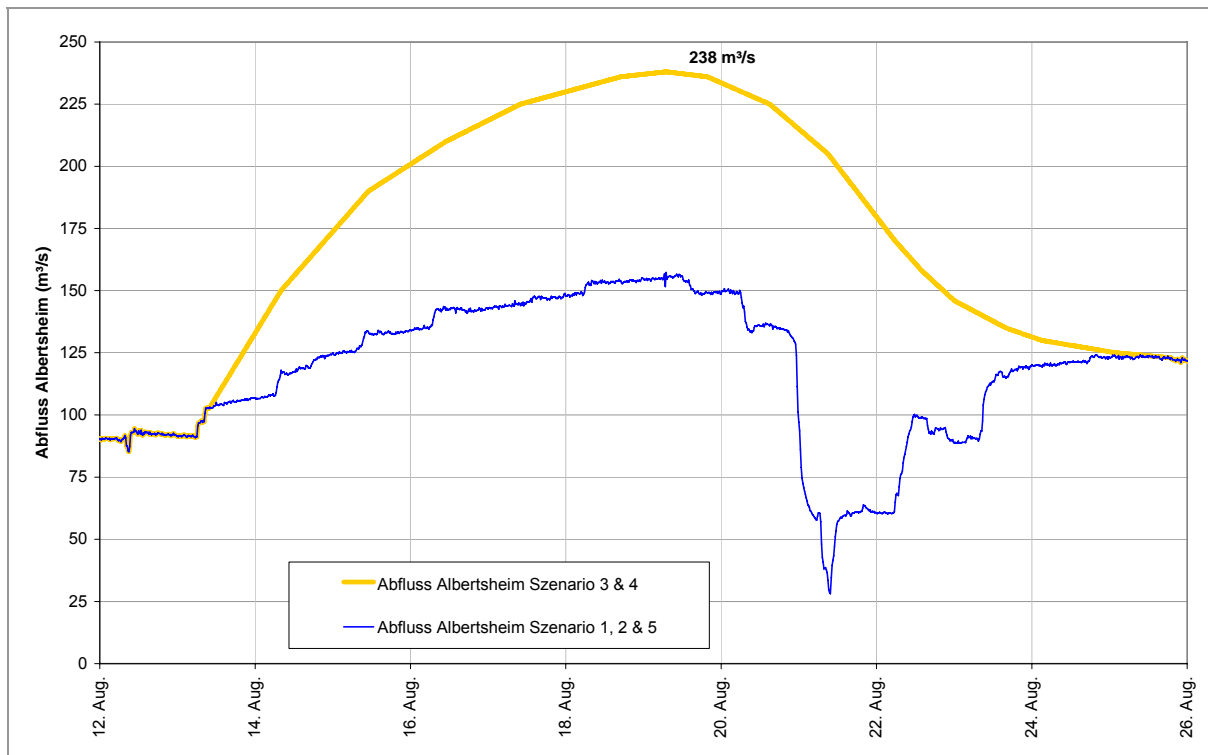


Abbildung 7-33: Anpassung der Zuflussrate Albertsheim für die Szenarien 3 und 4

maximal mögliche Kappung

Wie die Ergebnisse in Abbildung 7-34 bis Abbildung 7-36 zeigen, beträgt die maximal mögliche Kappung bei Szenario 3 etwa 55 cm (748 cm a. P. Wittenberge). Damit wird das BHW Wittenberge, obwohl nur geringfügig, auch bei diesem Szenario überschritten. Dabei steigen die Wasserstände in Havelberg-Stadt auf 26,44 m DHNN92 bis an die kritische Grenze von 26,45 m DHHN92 an. Die Wasserstände in Quitzöbel bleiben jedoch mit 26,84 m DHHN92 weit unter der kritische Grenze von 27,05 m DHHN92. Wenn bei Szenario 1 noch die Wasserstände in Quitzöbel maßgeblich waren, sind bei diesem Szenario sowie auch bei Szenario 2, jedoch aus dem bereits genannten anderen Grund, wegen der erhöhten Zuflussraten die Wasserstände in Havelberg-Stadt maßgeblich.

Wehr Neuwerden

In diesem Abschnitt nicht dargestellt wurde die Ableitungsmenge über das Wehr Neuwerden bei diesem Szenario. Bei einem Kappungsziel von 748 cm a. P. Wittenberge müssen bei Szenario 3 insgesamt 118 Mio. m³ über das Wehr geleitet werden (maximal 642 m³/s). Dies sind im Vergleich zu Szenario 1, wo das Wehr Quitzöbel ungefähr zum gleichen Zeitpunkt geschlossen wurde, um 27 Mio. m³ weniger. Gleichzeitig sind aber die Wasserstände aufgrund der hohen Zuflussraten in Albertsheim in der Havel und in den Poldern höher.

Entleerung

In diesem Abschnitt wird auch nicht detailliert dargestellt, wie lange die Polder bei einer optimierten Entleerung geflutet sind. Die mittlere Überstaudauer der Havelpolder beträgt bei Szenario 3 in etwa 19 Tage und 4 Stunden. Damit sind die Polder bei Szenario 3 um etwa 20 Stunden länger geflutet als bei Szenario 1.

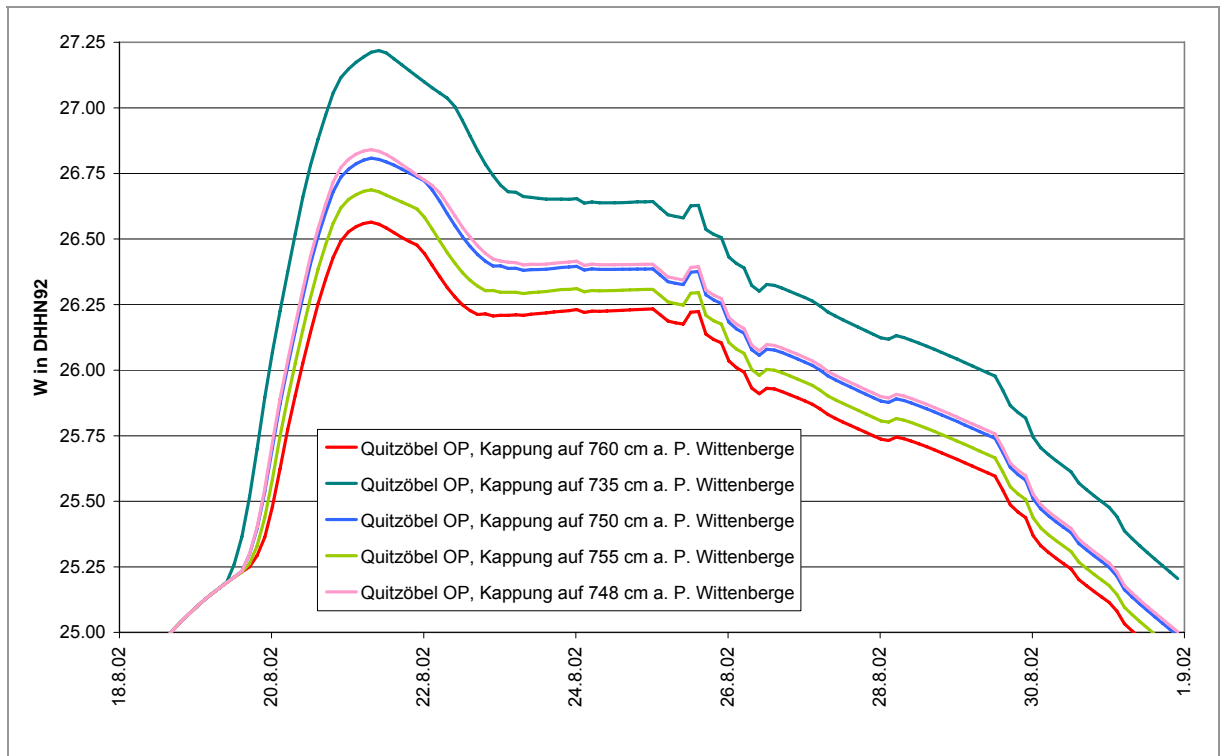


Abbildung 7-34: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 3, Wasserstände in Quitzöbel OP

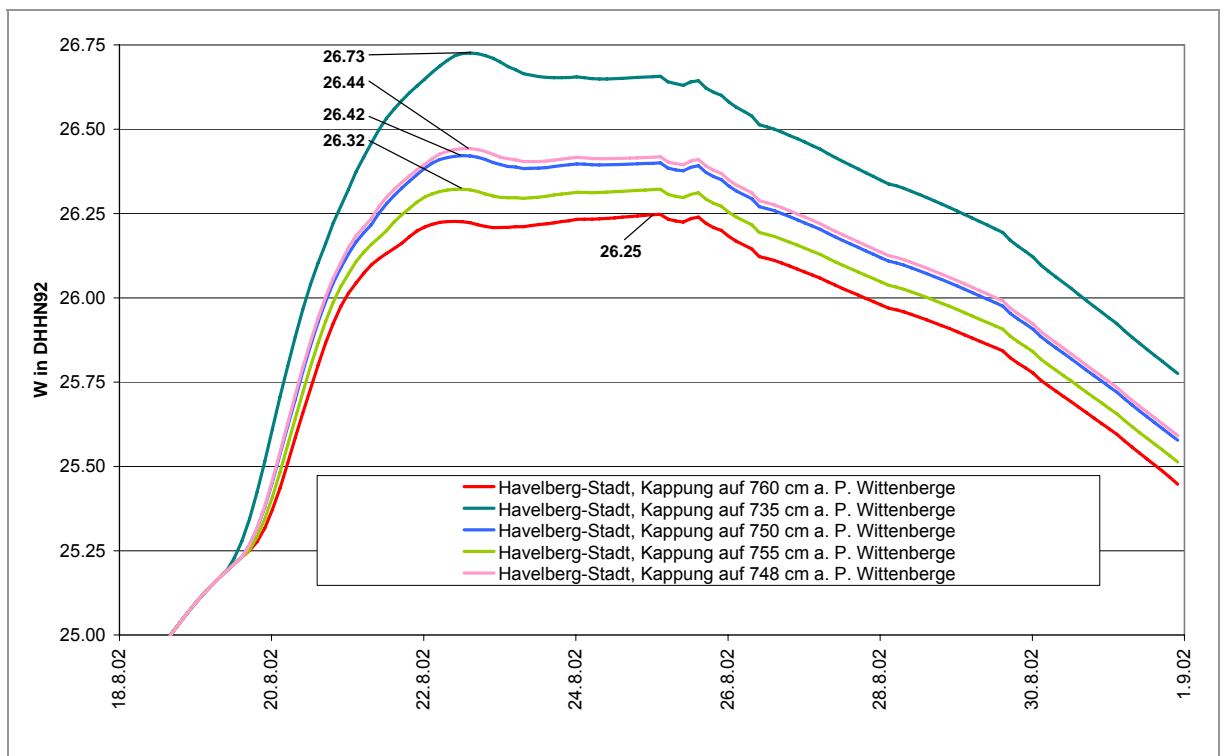


Abbildung 7-35: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 3, Wasserstände in Havelberg-Stadt

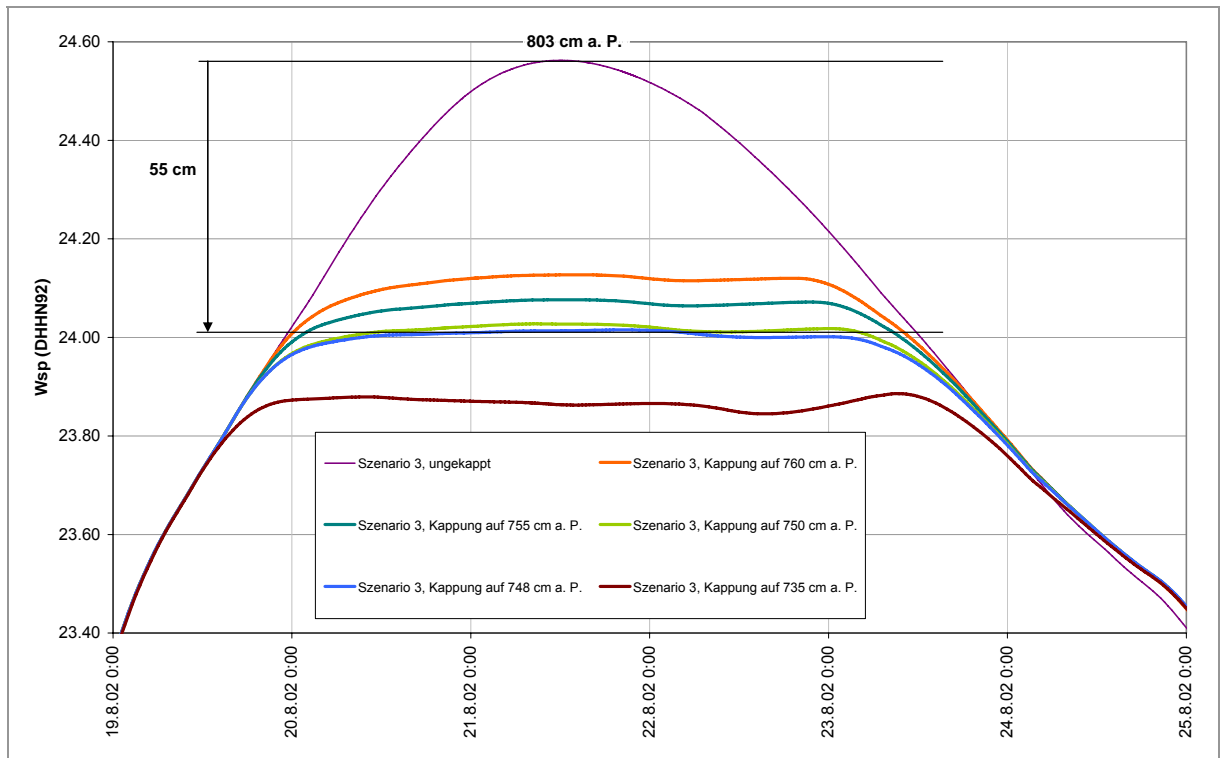


Abbildung 7-36: Ergebnisse der verschiedenen Varianten des Szenarios 3, Wasserstände in Wittenberge

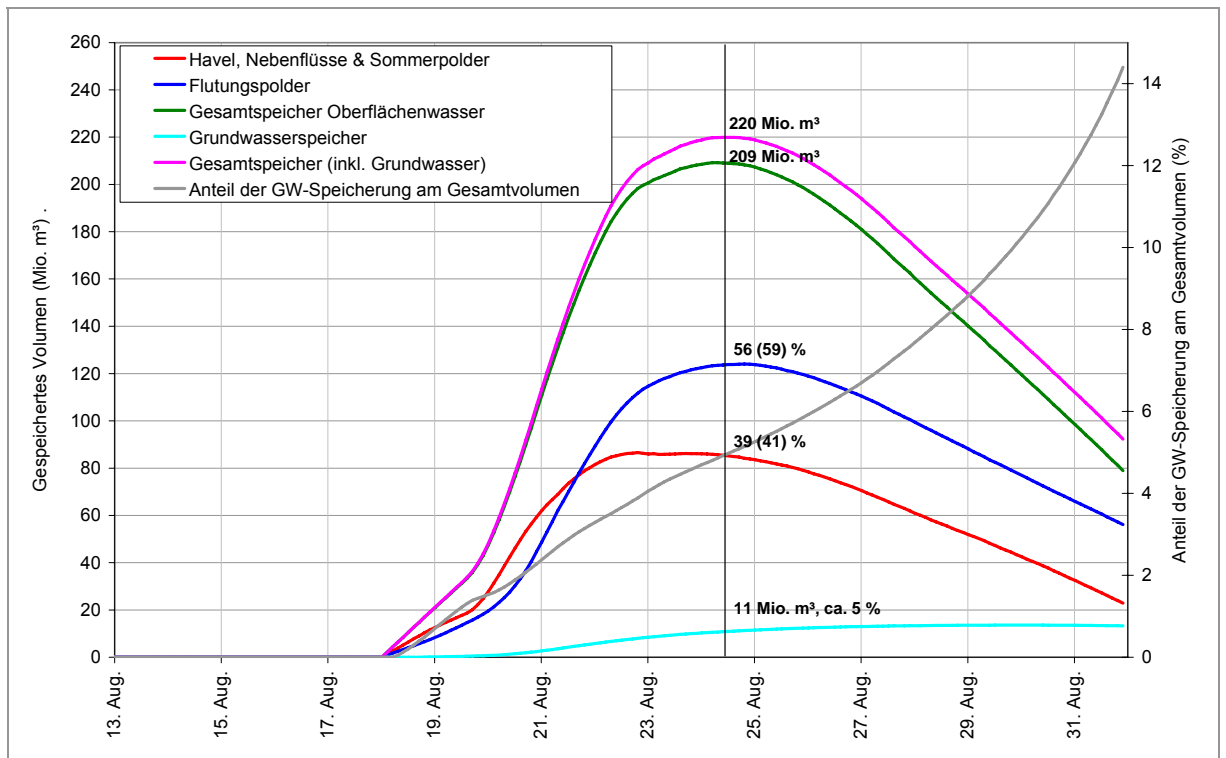


Abbildung 7-37: Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 3

Auf Basis der zuletzt dargestellten Variante (inklusive Optimierte Entleerung) wurden die pro Zeitschritt in den unterschiedlichen Systemkomponenten gespeicherten Volumina berechnet. Abbildung 7-34 zeigt das ab dem Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel zusätzlich gespeicherte Volumen und Abbildung 7-38 gibt das gesamte Volumen an.

Volumina

Insgesamt hätten also bei Szenario 3 ca. 276 Mio. m³ in der Havelniederung zwischen Albertsheim und Quitzöbel gespeichert werden können. Davon wären bereits etwa 56 Mio. m³ zum Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel gefüllt gewesen, so dass bei dieser Variante während der Flutung maximal 220 Mio. m³ zusätzlich hätten gespeichert werden können. Davon sind etwa 95 % (209 Mio. m³) oberirdisch und 5 % (11 Mio. m³) ins Grundwasser gespeichert wurden. Von dem oberirdisch gespeicherten Wasser entfallen 59 % auf die Flutungspolder (124 Mio. m³) und 41 % (85 Mio. m³) auf die regulären Oberflächengewässer. Im Vergleich zu der optimierten Basisvariante sind maximal insgesamt etwa 4,5 % weniger Wasser in der Niederung gespeichert gewesen. Das ist damit zu erklären, dass zum Zeitpunkt der maximalen Speicherung der Wasserstand in Havelberg-Stadt bereits auf 26,39 m DHHN92 gesenkt ist. Bei Szenario 2 ist der Wasserstand zum Zeitpunkt der maximalen Speicherung um 4 cm höher, dementsprechend ist auch die maximale Speicherung bei Szenario um fast 10 Mio. m³ größer. Da bei der Schließung von Quitzöbel die Havel bereits relativ gut gefüllt war (56 statt ca. 40 Mio. m³ bei den Szenarien 1 und 2), ist bei diesem Szenario der Anteil des in den Poldern gespeicherten Volumens größer als bei den Szenarien 1 & 2 (59 gegenüber 55 %).

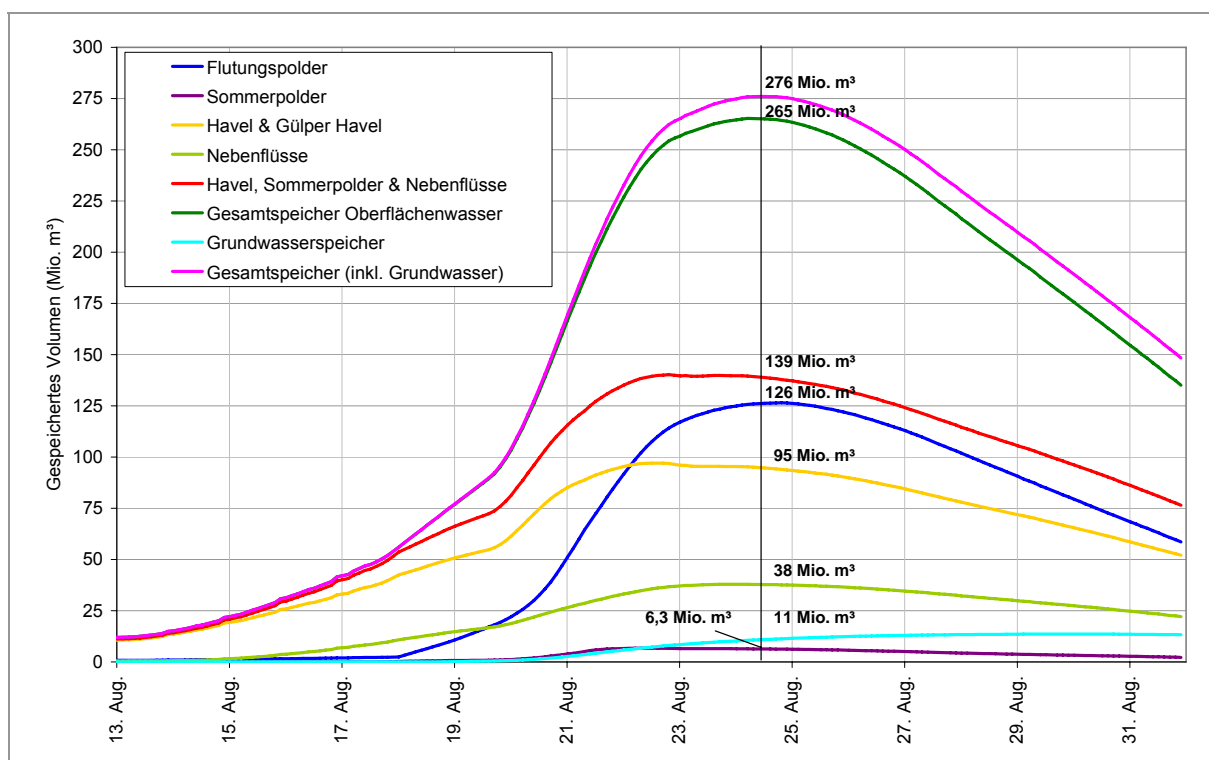


Abbildung 7-38: In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen, Szenario 3

7.2.4 Szenario 4

Bei diesem Szenario werden die Szenarien 2 (breite Welle) und 3 (hohe Zuflussrate in der Havel) kombiniert. Die beiden einzelnen Szenarien haben bereits gezeigt, dass das BHW Wittenberge bei einer kritischen Grenze von 26,45 m DHHN92 in Havelberg-Stadt deutlich (Szenario 2) oder gerade (Szenario 3) nicht eingehalten werden kann. Es kann daher bereits im Vorfeld behauptet werden, dass bei der Kombination die Einhaltung des BHWs Wittenberge auch nicht gegeben sein wird.

maximal mögliches Kappungsziel

Bei diesem Szenario wird lediglich das maximal mögliche Kappungsziel dargestellt. Wie in den Abbildung 7-39 dargestellt ist, ist maximal eine Kappung auf 774 cm a. P. Wittenberge möglich. Damit kann das BHW bei weitem nicht eingehalten werden. Das maximale Kappungsziel liegt noch mal 14 cm höher als bei Szenario 2. Der Wasserspiegel in Havelberg-Stadt steigt hierbei auf 26,47 m DHHN92 an. Aber auch hier, wie bei Szenario 2 gilt, dass dieses Maximum durch das schnellere Öffnen von Quitzöbel noch optimiert werden konnte. Dies in Abbildung 7-40 dargestellt. Durch die Optimierung der Entleerung konnte der maximale Wasserstand in Havelberg-Stadt 1 cm unter der kritische Grenze von 26,45 m DHHN92 gehalten werden. Der maximale Wasserspiegel in Polder Schafhorst ist dadurch im Vergleich zu der nicht optimierten Entleerung um etwa 4 cm gesunken.

Entleerung

Auch für dieses Szenario konnte auf Basis der optimierten Entleerung die Überstaudauer der Polder berechnet werden. Im Mittel sind die Polder dabei 22 Tage und 18 Stunden geflutet. Damit ist der Unterschied zwischen Szenario 2 und 4 aus Sicht der Überflutungsdauer so gut wie vernachlässigbar. Insgesamt sind jedoch nur 87,5 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben in die Havelniederung geströmt. Das ist im Vergleich zu Szenario 2 um 42 % weniger!

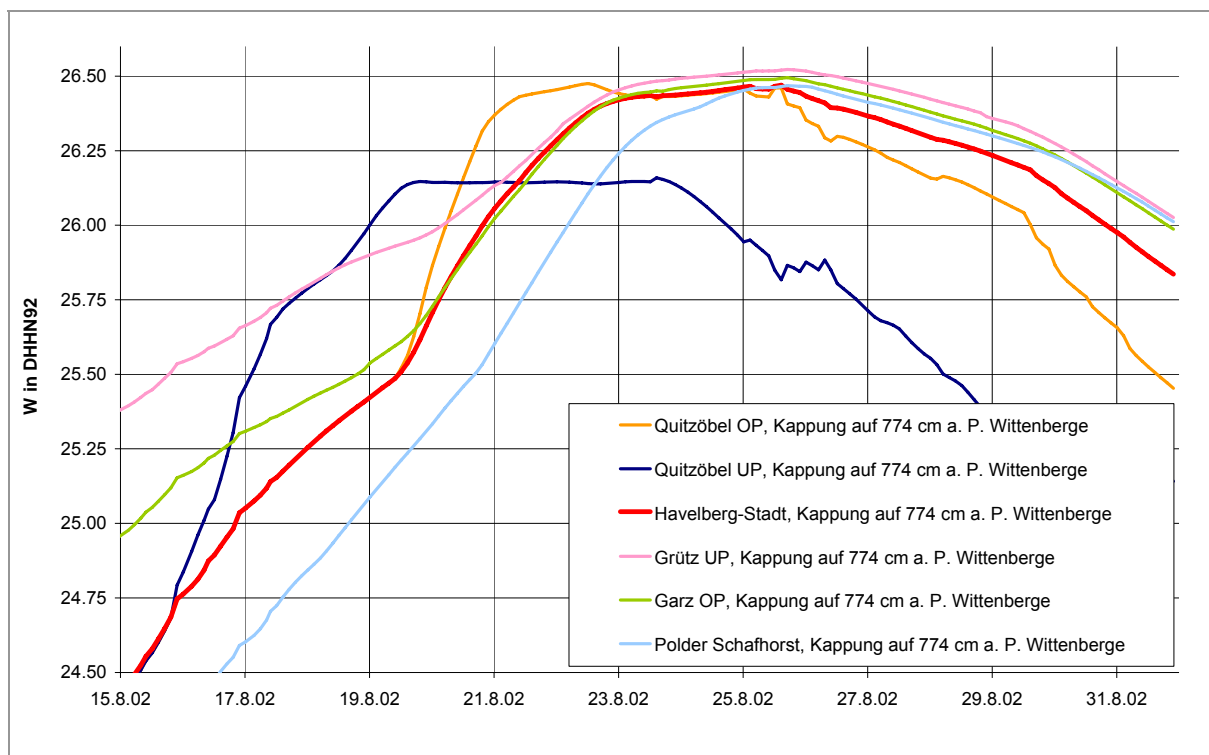


Abbildung 7-39: Ergebnisse der maximalen Kappung des Szenarios 4, Wasserstände in der Havel und Polder Schafhorst

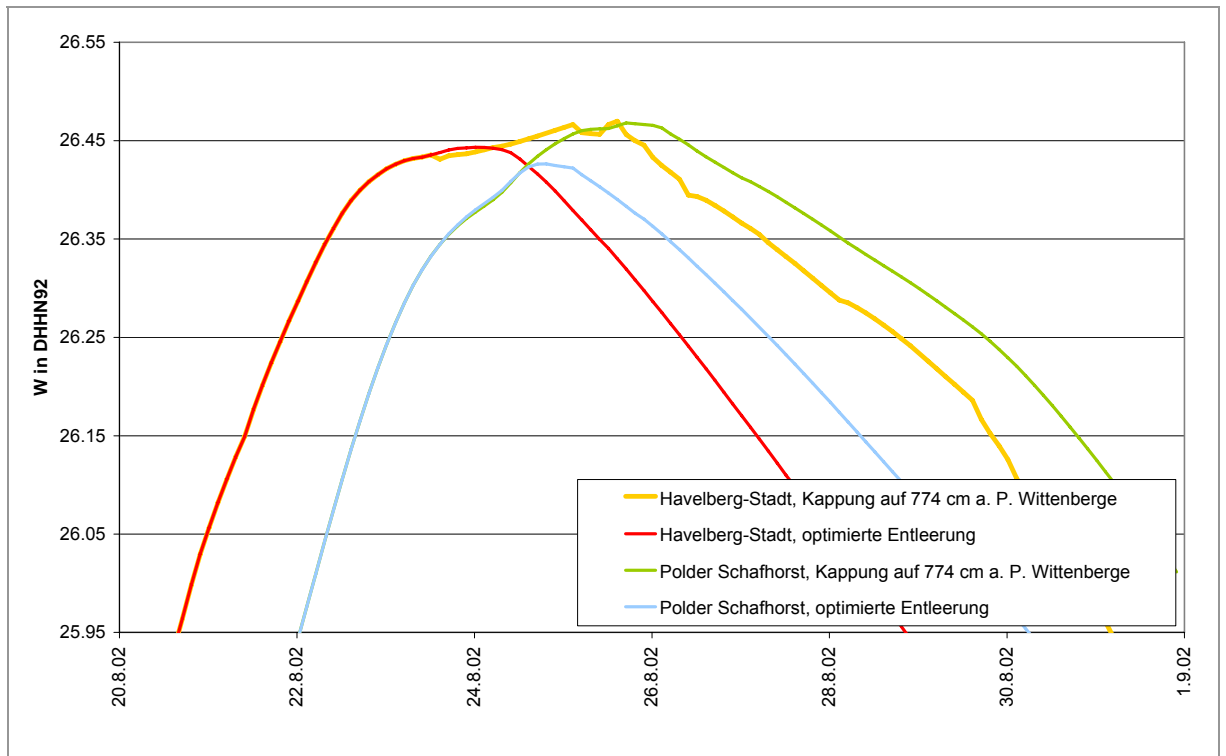


Abbildung 7-40: Ergebnisse der maximalen Kappung des Szenarios 4, Wasserstände in der Havel und Polder Schafhorst

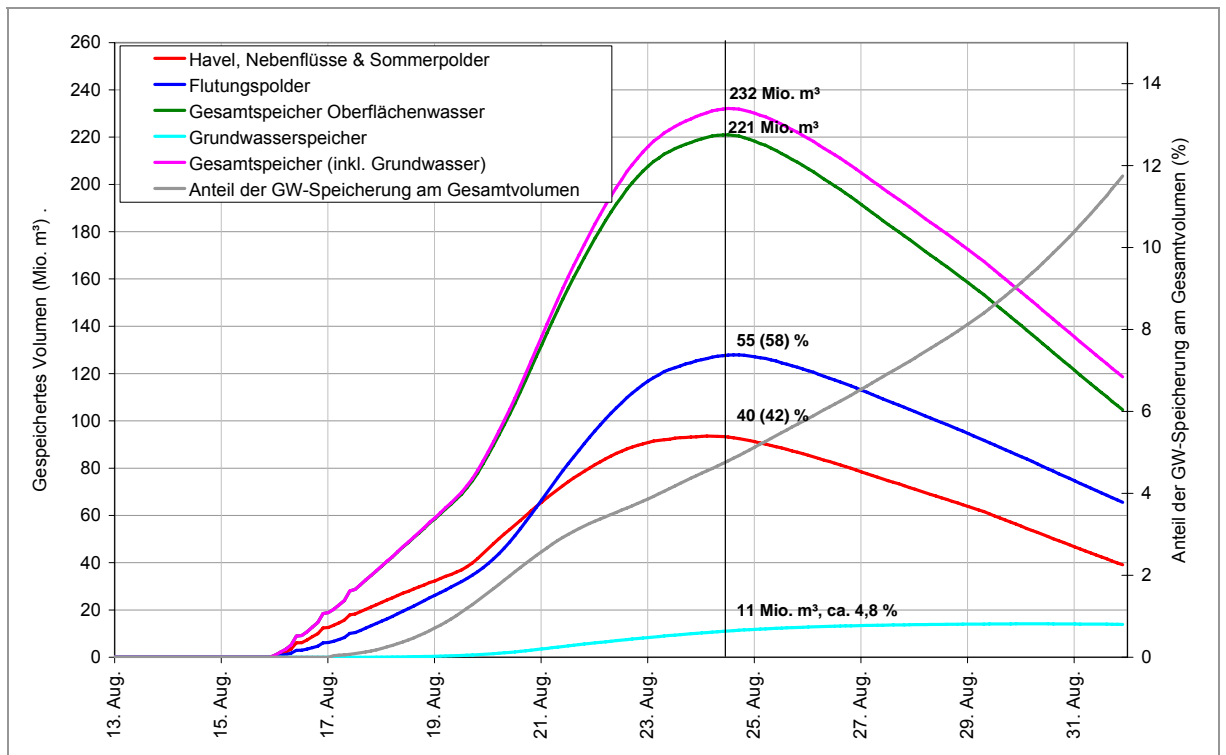


Abbildung 7-41: Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 4

Auf Basis der zuletzt dargestellten Variante (inklusive optimierte Entleerung) wurden die pro Zeitschritt in den unterschiedlichen Systemkomponenten gespeicherte Volumina berechnet. Abbildung 7-41 zeigt das ab dem Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel zusätzlich gespeicherte Volumen und Abbildung 7-42 gibt das gesamte Volumen an.

Volumina

Insgesamt hätten also bei Szenario 4 ca. 284 Mio. m³ in der Havelniederung zwischen Albertsheim und Quitzöbel gespeichert werden können. Davon wären bereits etwa 52 Mio. m³ zum Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel gefüllt gewesen. Bei diesem Szenario 1 waren am 15. August 20:45 Uhr (zu diesem Zeitpunkt wurde bei Szenario 4 das Wehr Quitzöbel geschlossen) lediglich 24,5 Mio. m³ in der Havel gespeichert. Aufgrund der bei diesem Szenario 4 angesetzten breiteren Welle kommt es aber frühzeitig zu einem Rückstau in der Havel und damit zu einem höheren Speichervolumen zu diesem Zeitpunkt. Durch die höhere Zuflussrate in der Havel ist bei Szenario 4 am 15. August um 15:30 Uhr (zu diesem Zeitpunkt wurde bei Szenario 2 das Wehr Quitzöbel geschlossen) außerdem der bereits beanspruchte Speicher der Niederung um 5 Mio. m³ größer als bei Szenario 2. Nach dem Schließen des Wehres Quitzöbel konnten somit bei Szenario 4 maximal 232 Mio. m³ zusätzlich in der Niederung gespeichert werden. Davon sind etwa 95 % (221 Mio. m³) oberirdisch und 5 % (11 Mio. m³) ins Grundwasser gespeichert worden. Von dem oberirdisch gespeicherten Wasser entfallen 58 % auf die Flutungspolder (128 Mio. m³) und 42 % (93 Mio. m³) auf die regulären Oberflächengewässer. Im Vergleich zu der optimierten Basisvariante ist aufgrund der nahezu kompletten Ausschöpfung des Speichers in Havelberg-Stadt maximal insgesamt lediglich 1,7 % weniger Wasser in der Niederung gespeichert. Hinsichtlich der Effizienz der Ausschöpfung des vorhandenen Havelspeichers unterscheiden sich die Szenarien 2 und 4 kaum. Allerdings kann aufgrund des auf HQ₁₀ erhöhten Abflusses der Havel statt 47 nur noch 33 cm in Wittenberge gekappt werden!

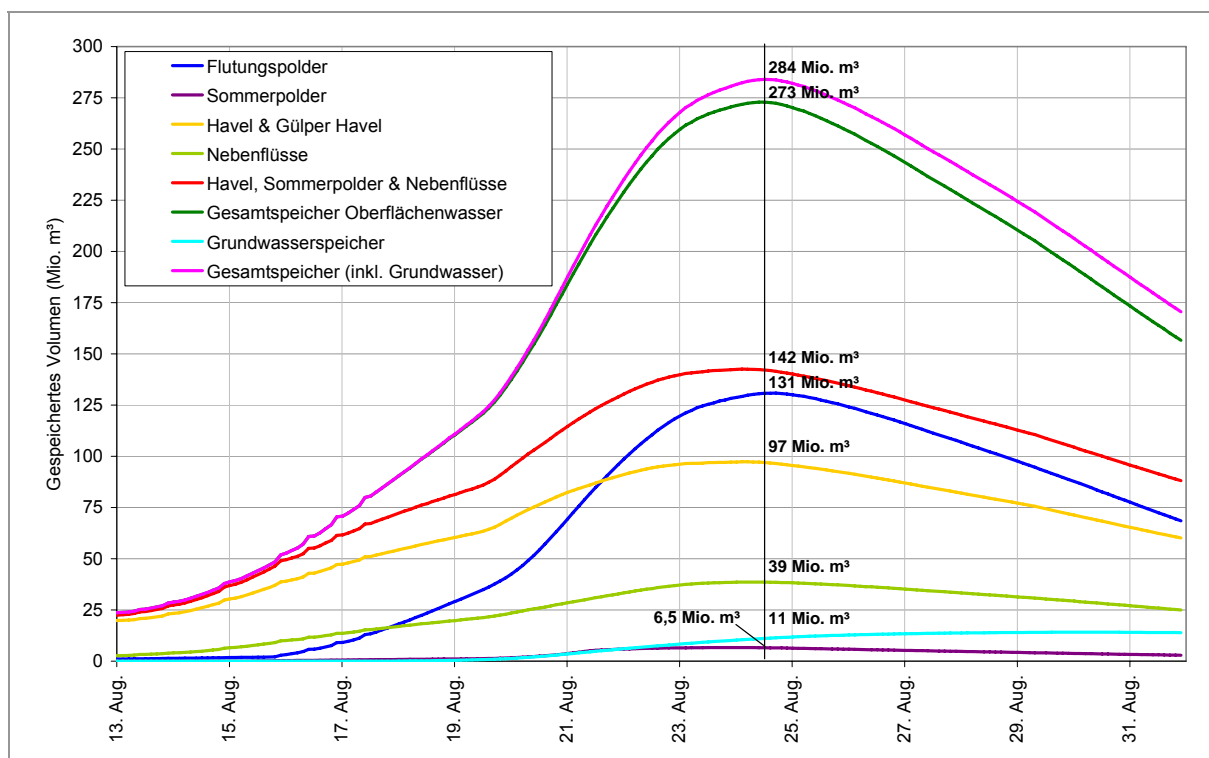


Abbildung 7-42: In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen, Szenario 4

Polder 7-10

Auch bei diesem Szenario wurde analysiert, inwieweit das Einbinden der Polder 7 bis 10 sich auf die Wasserstände der Havel und der Polder auswirken würde. Dies ist in Tabelle 7-9 tabellarisch dargestellt. Die Einbindung der Polder hätte hier eine Absenkung von ca. 11 cm in Havelberg-Stadt bewirkt. Auffällig ist, dass die Absenkung im Oberlauf der Havel (Grütz und Albertsheim) viel geringer ist als bei der Anbindung der Polder 7 bis 10 bei Szenario 2. Dies ist mit den hohen Abflussraten in Albertsheim und dem damit verbundenen höheren Gefälle in diesem Bereich zu erklären.

zusätzliche Kappung

Bei 11 cm Absenkung in Havelberg ist davon auszugehen, dass eine zusätzliche Kappung in Wittenberge möglich ist. Dies wurde anhand einer weiteren, jedoch nicht dargestellten Variante mit dem Kappungsziel von 767 cm a. P. Wittenberge überprüft. Bei dieser um 7 cm höheren Kappung stellt sich in Havelberg-Stadt ein Wasserstand von 26,49 m DHHN92 ein. Es ist daher wahrscheinlich, dass bei diesem Szenario eine zusätzliche Kappung von 5 cm durch das Öffnen der Polder 7 bis 10 möglich ist. Auch dieses Kappungsziel (ca. 769 cm a. P. Wittenberge) würde das BHW Wittenberge weit überschreiten.

Es scheint denkbar, dass dennoch bei dem Zusammentreffen einer breiten Welle in der Elbe und einem 5 – 10-jährigen Abfluss in Albertsheim es durchaus Möglichkeiten gibt, durch das zusätzliche Öffnen von Polder 7 bis 10 eine entscheidend größere Kappung in Wittenberge (unterhalb des BHWs) zu erreichen. Um jedoch eine solches Szenario noch innerhalb dieses Projekts analysieren zu können, hat leider die Zeit gefehlt und außerdem wurden die zu untersuchenden Szenarien im Vorfeld mit den Auftraggebern abgestimmt.

Tabelle 7-9: Absenkung der Wasserstände bei Szenario 4 als Folge der Einbindung der Polder 7 bis 10

	Maximum ohne Polder 7 bis 10 (m DHHN92)	Maximum mit Polder 7 bis 10 (m DHHN92)	Differenz (m)
Schafhorst	26,433	26,236	0,197
Flöthgraben	26,432	26,240	0,192
Twerl	26,448	26,308	0,141
Warnau	26,468	26,352	0,116
Garz OP	26,469	26,354	0,116
Garz UP	26,448	26,336	0,112
Kümmernitz	26,442	26,330	0,111
Vehlgast	26,444	26,333	0,111
Havelberg-Stadt	26,443	26,335	0,108
Grütz UP	26,502	26,399	0,103
Quitzebel OP	26,476	26,402	0,074
Albertsheim	26,902	26,838	0,064
Grütz OP	26,641	26,596	0,044

7.2.5 Szenario 5

Spitzenabfluss

Wie Bereits in Abschnitt 6.4 dokumentiert wurde, war es Ziel dieses Szenarios, einen Spitzenabfluss in der Elbe abzubilden, der weitaus höher ist als der bei den übrigen Szenarien angesetzte Spitzenabfluss von 4413 m³/s (in Tangermünde). Es wurde beschlossen, einen Spitzenabfluss von 5056 m³/s anzusetzen. Dieser Abfluss ergibt in unserem Modell einem ungekappten Abfluss in Wittenberge von etwa 4920 m³/s.

Die Ergebnisse sind in Abbildung 7-43 bis Abbildung 7-45 dargestellt. Auf den ersten Blick lässt sich aus Abbildung 7-43 ablesen, dass dieses Ereignis auf etwa 786 cm

Kappung

optimaler Kappungswasserstand

a. P. Wittenberge gekappt werden kann. Bei einer solchen Kappung würde der maximale Wasserstand in Havelberg-Stadt nicht über 26,45 m DHHN92 steigen. Gleichzeitig würde der Wasserspiegel in Quitzöbel OP jedoch die kritische Grenze von 27.05 m DHHN92 überschreiten (Abbildung 7-44). Bei einer um 11 cm niedrigeren Kappung wird diese Grenze gerade noch nicht erreicht. Der optimale Kappungswasserstand dieses Ereignisses beträgt damit 797 cm a. P. Wittenberge. Dies entspricht einer Kappung von 56 cm. GRÜNEWALD (2006) gibt für Wittenberge ein HQ_{100} von 4570 m³/s an. Laut Abflusstafel entspricht dies einem Pegelstand von 801 cm. Würden die Deiche auf diesen HQ_{100} -Wert ausgebaut werden, könnten sie im Grunde somit durch die Flutung der Havelniederung einem (ungekappten) HQ_{200} standhalten (nach Grünewald beträgt das HQ_{200} in Wittenberge 4920 m³/s und dies entspricht dem ungekappten Abfluss in Wittenberge bei diesem Szenario). Diese Aussage gilt allerdings nur für das hier untersuchte Szenario. Zwar könnte die Elbe-Welle aufgrund des noch nicht ganz ausgeschöpften Speichervolumens der Havelniederung noch ein wenig breiter werden, ab einer bestimmten Breite der Welle kann eine ungekappter Spitzenabfluss von HQ_{200} jedoch nicht mehr auf 801 cm a. P. Wittenberge gekappt werden.

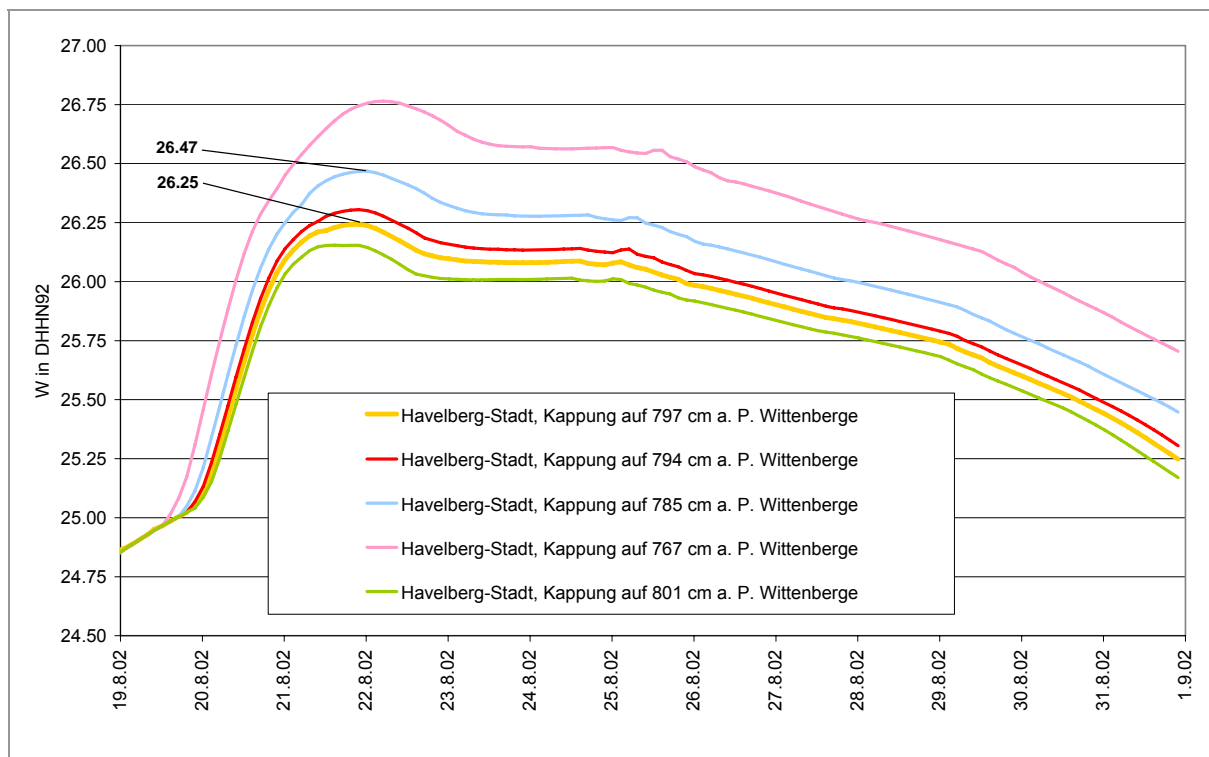


Abbildung 7-43: Ergebnisse der untersuchten Kappungswasserstände des Szenarios 5, Havelberg-Stadt

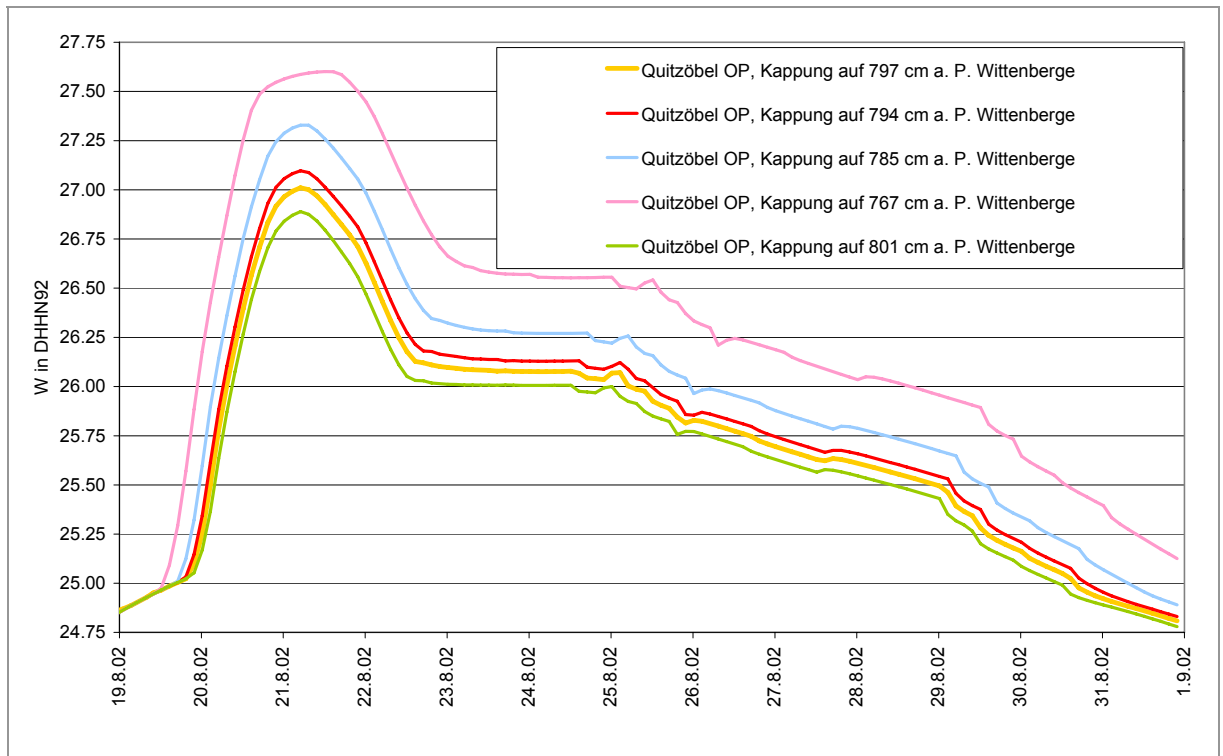


Abbildung 7-44: Ergebnisse der untersuchten Kappungswasserstände des Szenarios 5, Quitzöbel OP

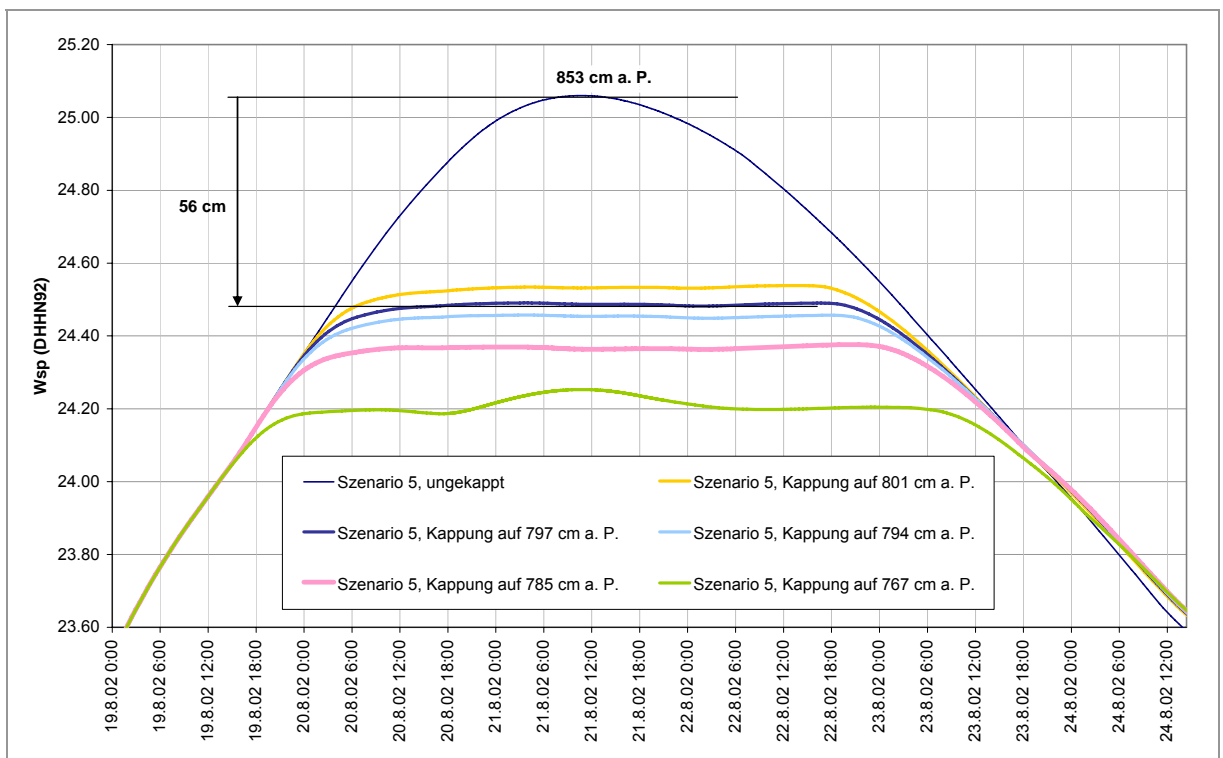


Abbildung 7-45: Ergebnisse der untersuchten Kappungswasserstände des Szenarios 5, Wittenberge

Wasserspiegel Havelberg- Stadt	<p>In Abbildung 7-45 ist auch die Kappung auf 767 cm a. P. Wittenberge dargestellt. Dass der Wasserspiegel ab dem 21. August nicht mehr gehalten werden kann (grüne Kurve), deutet darauf hin, dass der vorgegebene Abfluss am Wehr Neuwerben seine Kapazität überschreitet. Dies wurde anhand der abgeleiteten Mengen über das Wehr überprüft. Da der Wasserspiegel in Havelberg-Stadt bei dieser Variante lediglich bis auf 26,76 m DHHN92 angestiegen ist, wird deutlich, dass es bei diesem Szenario generell nur ein Kappungswasserstand bis etwa 775 cm a. P. Wittenberge möglich ist, auch wenn es erlaubt sein sollte, den Wasserstand in Havelberg auf 27,0 m DHHN92 ansteigen zu lassen. Wahrscheinlich steigt der Wasserspiegel in Havelberg-Stadt bei dieser wegen der Kapazität des Wehres Neuwerben maximal möglichen Kappung von fast 80 cm bis ca. 26,68 m DHHN92 an. Es wurde bereits berichtet, dass aufgrund dieser Erkenntnis beschlossen wurde, dass auch bei Szenario 2 untersucht werden sollte, inwieweit bei einem erlaubten Wasserstand von 27,0 m DHHN92 in Havelberg-Stadt gekappt werden kann (s. Abschnitt 7.2.2).</p>
Entleerung	<p>Ausgehend von der auf Basis des Grenzwertes von 27,05 m DHHN92 am Pegel Quitzöbel OP ermittelten maximalen Kappung von 57 cm wurde auch bei diesem Szenario untersucht, wie schnell die Niederung und insbesondere die Polder nach der Flutung entleert werden können. Es hat sich herausgestellt, dass die Polder bei dieser Variante 17 Tage und 5 Stunden geflutet sind. Aufgrund der relativ spitzen Welle, die bei diesem Szenario generiert wurde, ist damit die Überstaudauer des Szenarios 5 sogar geringer als bei Szenario 1. Es fließen auch lediglich 118 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben in die Niederung ein (maximal 760 m³/s). Da dies in einer relativ kurzen Periode geschieht, steigen die Wasserstände in Quitzöbel stark an. Der Speicher der Niederung ist jedoch nicht vollständig ausgeschöpft. Wenn 12 cm mehr gekappt werden würden (785 cm a. P. Wittenberge), würden bereits 153 Mio. m³ über Neuwerben in die Niederung fließen. Allerdings würde das gleichzeitig einen Wasserstand von 27,38 m DHHN92 in Quitzöbel zur Folge haben (s. Abbildung 7-44).</p>

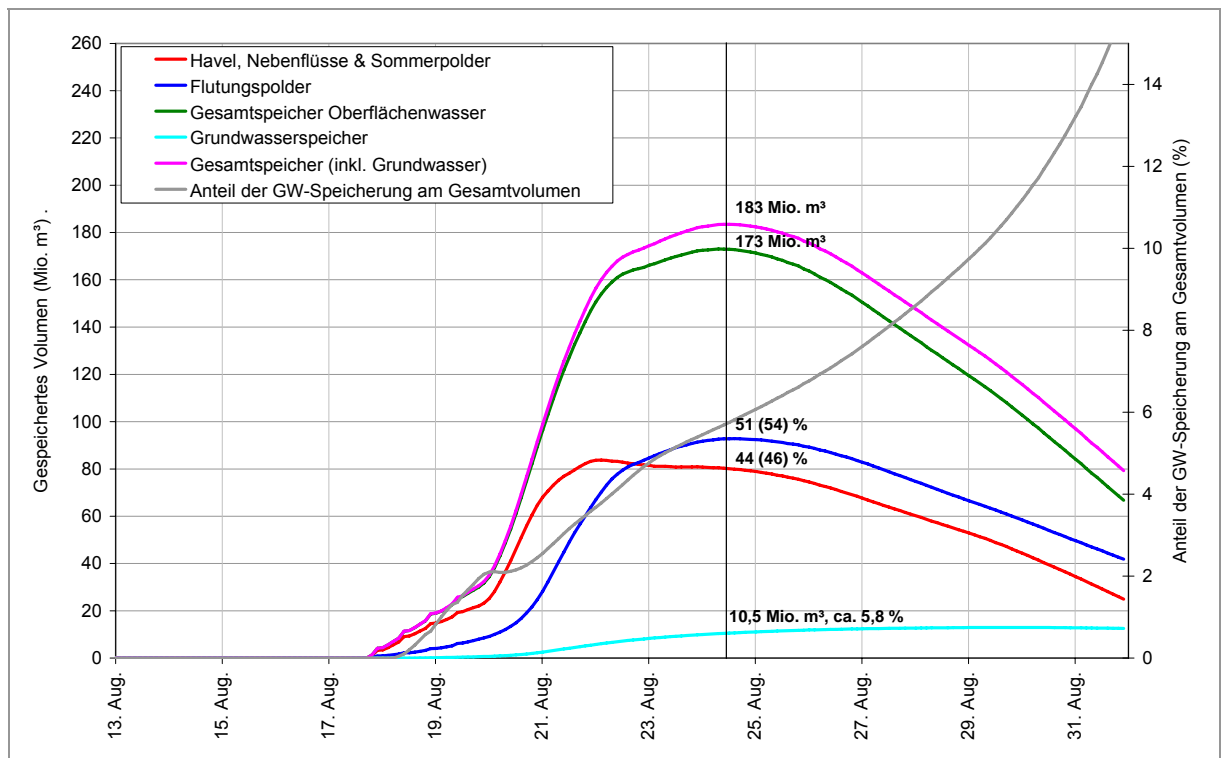


Abbildung 7-46: Das nach der Schließung Quitzöbel in den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeicherte Volumen, Szenario 5

Auf Basis der zuletzt dargestellten Variante (inklusive Optimierte Entleerung) wurden die pro Zeitschritt in den unterschiedlichen Systemkomponenten gespeicherten Volumen berechnet. Abbildung 7-46 zeigt das ab dem Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel zusätzlich gespeicherte Volumen und Abbildung 7-47 gibt das gesamte Volumen an.

Volumina

Insgesamt hätten also bei Szenario 5 ca. 222 Mio. m³ in der Havelniederung zwischen Albertsheim und Quitzöbel gespeichert werden können. Davon wären bereits etwa 39 Mio. m³ zum Zeitpunkt der Schließung Quitzöbel gefüllt gewesen, so dass bei dieser Variante während der Flutung maximal 183 Mio. m³ zusätzlich hätten gespeichert werden können. Davon sind etwa 95 % (173 Mio. m³) oberirdisch und 5 % (10,5 Mio. m³) ins Grundwasser gespeichert worden. Von dem oberirdisch gespeicherten Wasser entfallen 54 % auf die Flutungspolder (93 Mio. m³) und 46 % (80 Mio. m³) auf die regulären Oberflächengewässer. Im Vergleich zu der optimierten Basisvariante ist maximal insgesamt etwa 23 % weniger Wasser in der Niederung gespeichert, was auf Grund des nicht komplett ausgeschöpften Speichers in Havelberg-Stadt bei Szenario 5 auch den Erwartungen entspricht.

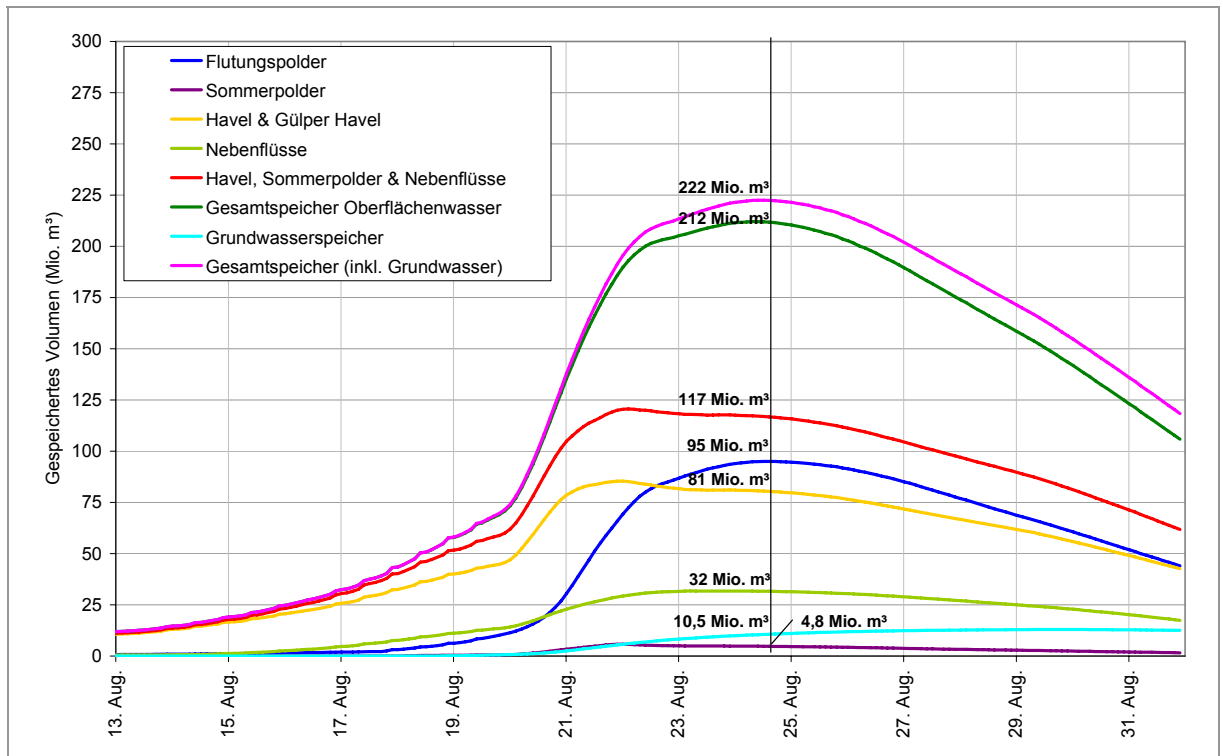


Abbildung 7-47: In den unterschiedlichen Komponenten des Systems gespeichertes Gesamtvolumen, Szenario 5

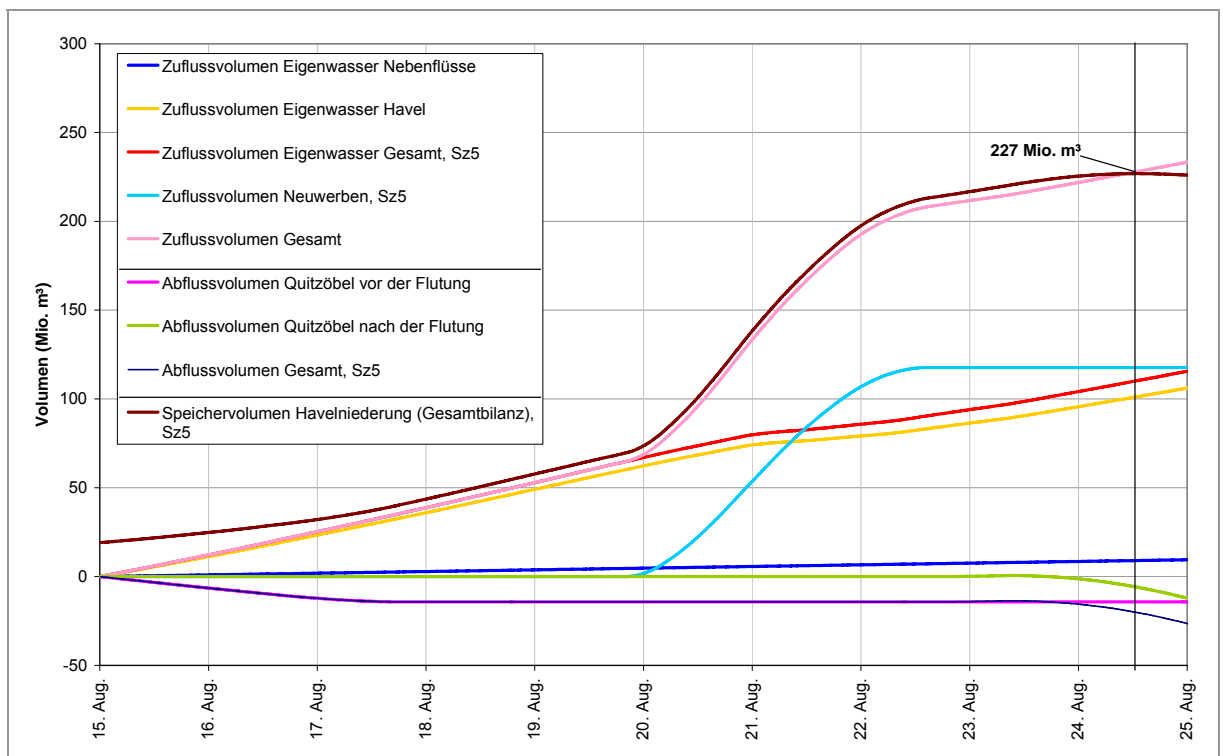


Abbildung 7-48: Über den unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossenen Volumen, Szenario 5

Zu- und Abflusskomponenten

In Abbildung 7-48 ist alternativ dazu das maximal in der Havelniederung gespeicherte Volumen dargestellt, das anhand der Randbedingungen des Mike11-Modells bestimmt wurde. Das so ermittelte Volumen (maximal wurden hier 227 Mio. m³ gespeichert) weicht nur um 2,1 % von dem anhand des DGM's bestimmten Volumen ab (maximal 222 Mio. m³). Die Methode, die auf Basis der Zu- und Abflüsse das gespeicherte Volumen bestimmt, hat den Vorteil, dass die Anteile der einzelnen Zu- und Abflusskomponenten (insbesondere das Eigenwasser der Havel und der Zufluss über das Wehr Neuwerben) bestimmt werden können. In Tabelle 7-10 ist dies sowohl für das dargestellte Szenario als auch für die optimierte Basisvariante (inklusive Optimierung der Entleerung, s. Abschnitt 5.2.5.5 in Band 2) dargestellt. Die Anteile basieren auf der Bilanzperiode nach der Schließung Quitzöbel bis zum Erreichen der maximalen Speicherung.

Entleerung über das Wehr Quitzöbel

Um auch den Anteil der Entleerung über das Wehr Quitzöbel zum Zeitpunkt der maximalen Speicherung anteilig als positiven Wert quantifizieren zu können, wurde der Wert „Gesamtzufluss nach Abschluss der Havel“ im Anschluss noch um die bei der Entleerung durch das Wehr Quitzöbel geflossenen Mengen erhöht („Gesamtzufluss nach Abschluss der Havel addiert mit Quitzöbel während der Entleerung“). Dieser Wert repräsentiert damit die nach Havelabschluss bewegten Wassermengen und dient als Referenz für die in der Tabelle genannten einzelnen Anteile (Eigenwasser, Quitzöbel und Neuwerben).

Da wegen der hohen Wasserstände am Pegel Quitzöbel OP der Speicher der Niederung bei Szenario 5 nicht vollständig genutzt wird, ist der Anteil des Eigenwassers an den genannten Wassermengen im Vergleich zu der optimierten Basisvariante relativ groß (43,7 % statt 34,7 %).

Bei der Zusammenfassung der Szenarien (Abschnitt 7.2.6) werden auch die auf gleiche Weise berechneten Ergebnisse der anderen Szenarien besprochen.

Tabelle 7-10: Berechnung der Anteile der einzelnen Zu- und Abflusskomponenten am insgesamt gespeicherten Volumen, Szenario 5

Bezeichnung		Szenario 5	Optimierte Entleerung
Zusatzinformation	Anfangsspeicher am 15. August	19,1	18,5
	Datum des maximal gespeicherten Volumens	24.8.02 12:27	24.8.02 19:31
Zuflussvolumen nach dem 15. August	Eigenwasser Havel	101,0	104,2
	Eigenwasser Nebenflüsse	9,0	9,3
	Eigenwasser Gesamt	110,0	113,4
	Neuwerben	117,7	174,5
	Zufluss Gesamt	227,8	288,0
Abflussvolumen nach dem 15. August	Quitzöbel vor Abschluss der Havel	-14,2	-18,9
	Quitzöbel während der Entleerung	-5,8	-3,6
	Abfluss Gesamt	-20,0	-22,4
Gesamtbilanz bei der maximalen Speicherung	Gesamtspeicher auf Basis der Zu- und Abflussraten	226,9	284,0
	Gesamtspeicher auf Basis des DGMs	222,0	277,5
	Differenz der beiden Methoden (%)	2,1	2,3
	Eigenwasser nach Abschluss der Havel	95,8	94,6
	Gesamtzufluss nach Abschluss der Havel	213,5	269,1
	Gesamtzufluss nach Abschluss der Havel addiert mit Quitzöbel während der Entleerung	219,3	272,7
	davon Anteil Eigenwasser	<u>43,7</u>	<u>34,7</u>
	davon Anteil Quitzöbel während der Entleerung	<u>2,6</u>	<u>1,3</u>
davon Anteil Neuwerben	<u>53,7</u>	<u>64,0</u>	

7.2.6 Zusammenfassung der Szenarien

Nachfolgend werden die Szenarien zusammen betrachtet. Zuerst werden in der nächsten Tabelle die wichtigsten Daten zusammengefasst.

Szenario 1

Bei dem Szenario 1 kann demnach am meisten gekappt werden (63 cm). Obwohl bei diesem Szenario der Speicher der Havelniederung nicht komplett ausgenutzt wird (der Wasserstand in Havelberg-Stadt steigt nicht über 26,34 m DHHN92, in Quitzöbel OP wird jedoch die kritische Grenze von 27,05 nahezu erreicht), ist die absolute Kappung damit noch 1 cm größer als bei der optimierten Basisvariante. Durch die wegen dem Ausbleiben der Deichbrüche im Oberlauf der Elbe im Vergleich zum Ist-Zustand spitzeren Welle muss dafür sogar deutlich weniger Wasser durch das Wehr Neuwerben in die Havel geleitet werden (145 Mio. m³ statt 174 Mio. m³).

Der gekappte Wasserstand bei Szenario 1 ist jedoch deutlich höher als der maximal gekappte Wasserstand bei der Basisvariante (740 auf 693 cm a. P., dies entspricht einer Differenz von 47 cm!). Da aber auch der ungekappte Wasserstand in Wittenberge viel höher als beim Basismodell ist (803 auf 754 cm am Pegel.), fällt die absolute Kappung bei Szenario 1 höher aus. Die spitze Welle hat auch zur Folge, dass das Wehr Neuwerben im Vergleich zur Basisvariante um fast einen Tag weniger geöffnet sein muss. Dies führt dazu, dass sich die Überstaudauer der Polder bei Szenario 1 (wenn auch nur geringfügig) gegenüber der Basisvariante verringert. Da der gekappte Wasserstand bei Szenario 1 das BHW Wittenberge nicht überschritten hat (maximal 740 cm a. P.) ist festzuhalten, dass auch ohne die Deichbrüche entlang der Elbe das HW2002 hätte ausreichend gekappt werden können.

Tabelle 7-11: Hauptwerte der berechneten Szenarien

	Szenarien					Basisvariante
	1 (2002 ohne Deichbrüche)	2 (Sz. 1 mit Fülle 1988)	3 (Sz. 1 mit HQ ₁₀ Havel)	4 (Sz. 2 mit HQ ₁₀ Havel)	5 (Sz. 1 mit Scheitel- erhöhung)	
Q _{Max} Tangermünde (m ³ /s)	4410	4410	4410	4410	5056	3907
WSP _{Max} Wittenberge a. P. ungekappt	803	807	803	807	853	755
WSP _{Max} Wittenberge a. P. gekappt	740	760	748	774	797	693
Kappung (m)	63	47	55	33	56	62
Kappungsvolumen (Mio. m ³)	145	149	118	88	118	174
Öffnung von Neuwerben	19.08.02 11:20	18.08.02 22:45	19.08.02 14:03	19.08.02 09:25	19.08.02 19:37	19.08.02 09:11
Schließung von Neuwerben	23.08.02 02:49	23.08.02 23:41	22.08.02 23:38	23.08.02 10:27	22.08.02 15:10	24.08.02 01:43
Kappungsdauer	3d15h21	5d0h58	3d9h36	4d0h58	2d19h41	4d16h34
Maximaler Kappungsabfluss Neuwerben (m ³ /s)	739,4	543,7	641,6	392,4	759,3	750,6
Mittlerer Abfluss Neuwerben (m ³ /s)	460,5	342,2	401,7	251,9	485,1	432,0
WSP _{Max} Quitzöbel OP (DHHN92)	27,00	26,68	26,84	26,48	27,01	26,99

	Szenarien					Basisvariante
	1 (2002 ohne Deichbrüche)	2 (Sz. 1 mit Fülle 1988)	3 (Sz. 1 mit HQ ₁₀ Havel)	4 (Sz. 2 mit HQ ₁₀ Havel)	5 (Sz. 1 mit Scheitel- erhöhung)	
WSP _{Max} Havelberg-Stadt (DHHN92)	26,34	26,46	26,45	26,44	26,24	26,43
Überstaudauer der Polder (Tage)	17,98	22,38	19,15	22,75	17,22	18,32

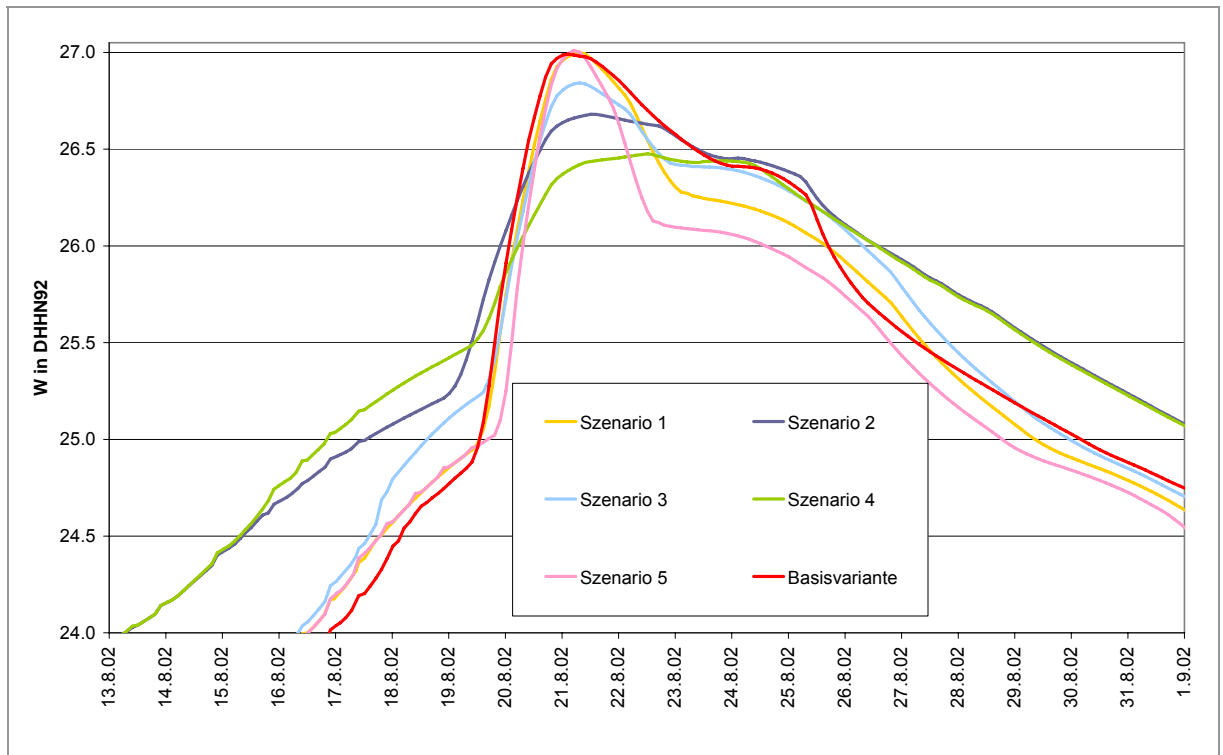


Abbildung 7-49: Entwicklung der Wasserstände in Quitzöbel OP bei maximal erreichbarer Kappung für die unterschiedlichen Szenarien

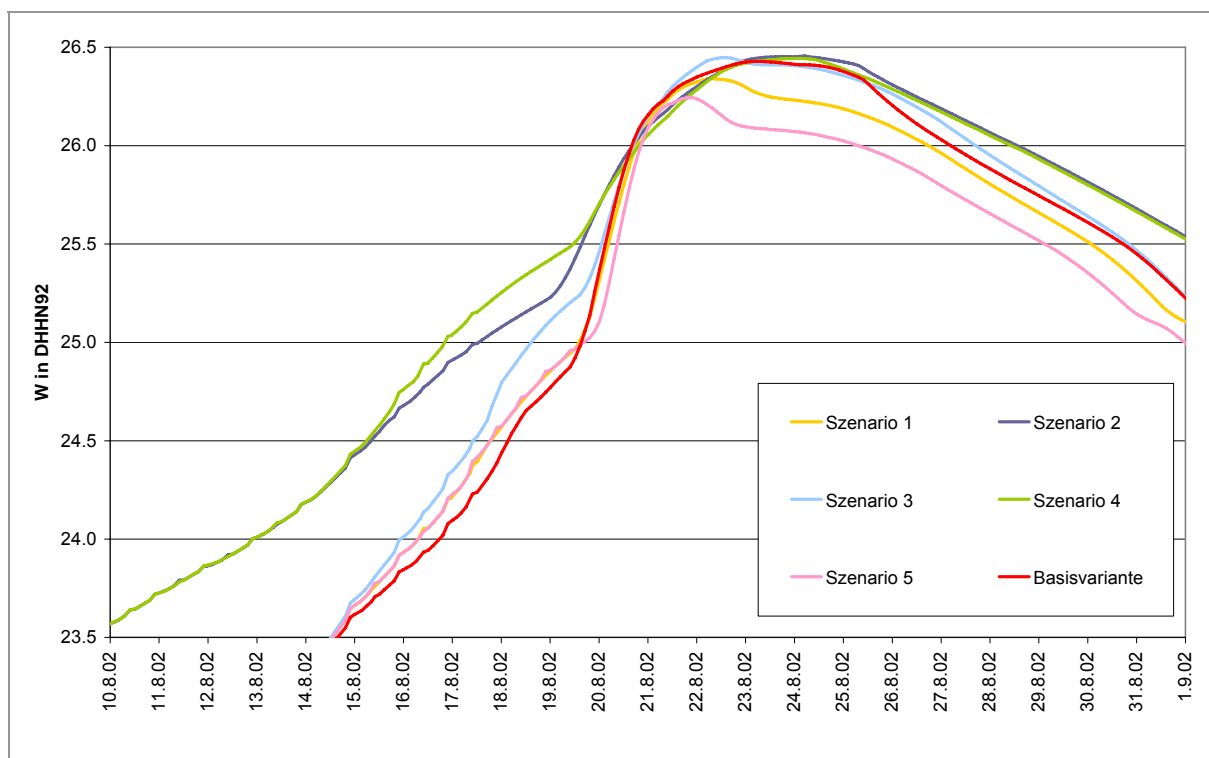


Abbildung 7-50: Entwicklung der Wasserstände in Havelberg-Stadt bei maximal erreichbarer Kappung für die unterschiedlichen Szenarien

Die Szenarien 2 bis 5 bauen alle auf diesem ersten Szenario auf und haben gemeinsam, dass die angesetzten hydraulischen Bedingungen eine effektive Kappung erschweren.

In Abbildung 7-49 und Abbildung 7-50 sind die Wasserstandsganglinien der optimierten Szenarien an den Pegeln Quitzöbel OP in Havelberg-Stadt dargestellt.

Szenario 2

Das Szenario 2 hat ein Abflussvolumen bei Abflüssen über 3725 m³/s am Pegel Tangermünde von etwa 214 Mio. m³. Dies sind ca. 67 % mehr als bei Szenario 1 (Tabelle 6-7). In Tabelle 7-4 ist jedoch erkennbar, dass obwohl der maximale Wasserstand am Pegel Havelberg-Stadt erreicht wird und dementsprechend der Speicher der Niederung ausgeschöpft ist, das maximale Kappungsvolumen, das bei der Basisvariante erreicht wurde, um etwa 26 Mio. m³ unterschritten wird. Auch das bei Szenario 1 erreichte Volumen wird lediglich um 5 Mio. m³ übertroffen. Dies ist damit zu begründen, dass durch die breitere Welle ein bereits viel früherer Rückstau in der Havel vorhanden ist. Im Vergleich zum Basiszenario liegt der Wasserstand in Havelberg-Stadt unmittelbar vor Öffnung von Neuwerben bei diesem Szenario um etwa 40 cm höher (Abbildung 7-50). Damit steht am Anfang der Flutung über das Wehr Neuwerben eindeutig weniger Speicherraum zur Verfügung als bei der Basisvariante oder bei Szenario 1. Der maximal erreichte Kappungswasserstand bei Szenario 2 liegt 15 cm über BHW und 20 cm über dem bei Szenario 1 erreichten Kappungsziel. Da der ungekappte Wasserstand in Wittenberge aufgrund der breiten Welle im Vergleich zu Szenario 1 auch um 4 cm steigt, ist die erreichte absolute Kappung jedoch lediglich 16 cm geringer als bei Szenario 1.

Szenario 3

Szenario 3 hat im Vergleich zu Szenario 1 einen wesentlich höheren Abfluss in der Havel. Bereits am 13. August liegen die Abflussraten in Albertsheim über denen der Basisvariante. Erst wenn das Wehr Quitzöbel geschlossen wird, steigen die Wasserstände in Havelberg stark an. Der maximale Abfluss von 238 m³/s (HQ₁₀) wird in Albertsheim am 19. August erreicht, ungefähr gleichzeitig mit dem Öffnen des Weh-

res Neuwerben. Auch wenn das Wehr Neuwerben bereits wieder geschlossen ist, sind in Albertsheim immer noch Abflüsse über 170 m³/s gegeben. Insgesamt ist das Abflussvolumen der Havel damit um 63 Mio. m³ größer als bei Szenario 1. Davon sind nach Abschluss der Havel etwa 55 Mio. m³ in der Havelniederung zu speichern. Die restlichen 8 Mio. m³ werden über das Wehr Quitzöbel an die Elbe weitergeleitet, führen aber unmittelbar vor Abschluss der Havel zu höheren Wasserständen in der Havel und damit zu einem im Vergleich zu Szenario 1 kleineren verfügbaren Speicherraum in der Niederung! Das mit insgesamt 118 Mio. m³ im Vergleich zu Szenario 1 jedoch nur 27 Mio. m³ weniger gekappt werden kann (und nicht etwa 60 Mio. m³!), ist damit zu begründen, dass bei diesem Szenario in Havelberg-Stadt bis zur kritischen Grenze von 26,45 m DHHN92 geflutet werden kann. Dies führt dazu, dass bei Szenario 3 maximal etwa 30 Mio. m³ mehr in der Niederung gespeichert sind als bei Szenario 1 (s. Tabelle 7-12)! Die Wasserstände in Quitzöbel bleiben bei Szenario 3 weit unter der kritischen Grenze von 27,05 m DHHN92. Es kann bei Szenario 3 bis auf 3 cm über BHW gekappt werden. Bei einem günstigeren Verlauf der Abflussganglinie Albertsheim (z. B. früher, später oder steiler) hätte sogar bei einem HQ₁₀ in der Havel ein dem HW2002 ähnliches Ereignis ohne Deichbrüche entlang der Elbe ausreichend gekappt werden können. Das System wird dann aber auch maximal belastet! Im Vergleich zu Szenario 2 werden bei Szenario 3 etwa 8 cm mehr gekappt. Das HQ₁₀-Ereignis hat damit einen geringeren Einfluss auf die Kappung als die angesetzte breitere Welle bei Szenario 2.

Szenario 4

Bei Szenario 4 werden die Szenarien 2 und 3 kombiniert. Es soll darstellen, wie eine breite Welle in der Elbe mit einem Hochwasserereignis in der Havel zusammenfällt. Da bei den Szenarien 2 und 3 das BHW in Wittenberge nicht oder gerade nicht durch die Flutung der Havelniederung gehalten werden konnte, war bereits im Vorfeld bei diesem Szenario davon auszugehen, dass hier das BHW weit überschritten wird. Es konnte tatsächlich nur auf einem Niveau gekappt werden, das 29 cm über dem BHW Wittenberge liegt. Dabei wurde mit 33 cm deutlich weniger gekappt als bei Szenario 2 (47 cm) oder 3 (55 cm). Es wurde sogar weniger gekappt als die Summe der Kappungsdifferenzen der Szenarien 2 und 3 zu Szenario 1 zusammen. Im Vergleich zu Szenario 1 wurden bei Szenario 2 etwa 16 cm und bei Szenario 3 etwa 8 cm weniger gekappt. Bei Szenario 4 wurden mit 30 cm im Vergleich zu Szenario 1 mehr als die Summe der beiden (24 cm) weniger gekappt. Auch wenn man berücksichtigt, dass bei Szenario 1 der Havelspeicher nicht vollständig genutzt wurde, ist anhand der gekappten Volumen zu erkennen, dass die Effekte der beiden einzelnen Szenarien sich bei Szenario 4 verstärken. Dies ist vordergründig damit zu erklären, dass die Havel im Vergleich zu Szenario 3 früher abgeschlossen wird und die höheren Abflüsse der Havel (nahezu) vollständig in der Havel gespeichert werden müssen (anstatt der teilweisen Ableitung in die Elbe). Obwohl der Speicher der Niederung am 24. August komplett ausgeschöpft ist, können bei Szenario 4 insgesamt nur 88 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben geleitet werden.

Szenario 5

Bei Szenario 5 wurde die bei Szenario 1 angesetzte Welle auf maximal 5056 m³/s am Pegel Tangermünde erhöht. Es wurden allerdings nur Abflüsse erhöht, die über dem Wert von 3000 m³/s lagen. Aus Tabelle 6-7 wurde bereits ersichtlich, dass es ziemlich unwahrscheinlich sein würde, dass bei diesem Szenario das BHW Wittenberge eingehalten werden könnte. Es könnte dann auch maximal auf 52 cm über BHW gekappt werden. Dabei sollen 118 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben geleitet werden. Dies führt bei einem maximalen Abfluss am Wehr von fast 760 m³/s bereits schnell zu einem Wasserstand von 27,01 m DHHN92 in Quitzöbel OP. Der maximale Wasserstand in Havelberg-Stadt steigt nicht über 26,24 m DHHN92 an. Das zeigt, dass der Speicher der Niederung bei Szenario 5 bei weitem noch nicht ausgeschöpft wird. Es werden maximal nur um die 225 Mio. m³ in der Niederung gespeichert. Dies ist weitere 25 Mio. m³ weniger als bei Szenario 1 maximal gespeichert werden würden.

**Kritischer
Wasserstand**

Damit ist bei zwei der 5 Szenarien nicht der Wasserstand in Havelberg-Stadt, sondern der Wasserstand in Quitzöbel maßgeblich. Der hier kritische Wasserstand von 27,05 m DHHN92 wurde nach einer Aussage des WSA so festgesetzt, da bis zu diesem Wasserstand das Wehr Quitzöbel nicht gefährdet ist. Inwieweit dieses Niveau auch tatsächlich nicht überschritten werden darf, ist nicht bekannt. Eine Überprüfung des maximal möglichen Wasserstands am Wehr wird daher empfohlen. Die Ergebnisse in den Abschnitten 7.2.1 und 7.2.5 haben jedoch gezeigt, dass auch bei einem unbegrenzten Wasserstand in Quitzöbel aufgrund des kritischen Wasserstands in Havelberg nur eine geringfügig größere Kappung für die Szenarien 1 und 5 möglich wäre. Für Szenario 1 wäre dann eine maximale Kappung auf 735 cm und für Szenario 5 eine Kappung auf 786 cm a. P. Wittenberge möglich.

**Gespeichertes
Volumen**

In Abbildung 7-51 bis Abbildung 7-53 sind für die einzelne Szenarien das maximal in der Havelniederung gespeicherte Volumen angegeben, das anhand der Randbedingungen des Mike11-Modells bestimmt wurde. In Abschnitt 7.2.5 wurde dies bereits detailliert für das Szenario 5 dokumentiert. Hier werden lediglich die Ergebnisse der übrigen Szenarien dargestellt. In Tabelle 7-12 sind die Anteile der einzelnen Ab- und Zuflusskomponenten für alle Szenarien dargestellt. Es ist eindeutig zu erkennen, dass der Anteil des Haveleigenwassers (inklusive Nebenflüsse) bei den Szenarien zwischen 38 % und 65 % des insgesamt nach Abschließung der Havel bewegten Wasservolumens beträgt. Falls gleichzeitig ein HQ_{10} in der Havel auftritt und auch eine breite Welle in der Elbe gekappt werden muss (Szenario 4), ist der Anteil mit 64,7 % am größten. Bei spitzen Wellen ist der Anteil am geringsten (Szenario 1). Wenn die Welle jedoch zu spitz wird und nur eine kleine Menge über das Wehr Neuwerben geleitet werden kann, weil sonst der Wasserspiegel in Quitzöbel zu stark ansteigt, wird der Anteil jedoch wieder größer (Szenario 5). Die optimierte Basisvariante hatte mit einem Eigenwasseranteil von 34,7 % (Abschnitt 5.2.5.5, Band 2) und dem nahezu gleichzeitige Erreichen der kritischen Wasserstände sowohl in Quitzöbel als auch in Havelberg-Stadt Bedingungen, die für die Flutung sehr gut geeignet sind!

Abschließend kann geschlussfolgert werden, dass bei spitzen Wellen in der Elbe das Verhalten der Havel relativ unwichtig ist (Szenario 3). Falls aber keine spitze Welle, sondern eine breite Welle in der Elbe auf ein HQ_{10} -Ereignis in der Havel trifft (Szenario 4), hat sich gezeigt, dass der Effekt des Hochwassers der Havel aufgrund des früheren Abschlusses der Niederung verstärkt wird. In Abschnitt 6 wurde bereits erläutert, dass das gleichzeitige Auftreten eines HQ_{10} in der Havel und einer Abflussspitze in der Elbe wie beim HW2002 nicht häufig vorkommt. Das Zusammentreffen beider Ereignisse (Szenario 4) ist demnach recht unwahrscheinlich.

**BHW Witten-
berge**

Dagegen ist das gleichzeitige Auftreten einer Welle mit einem Volumen des HW1988 und einer Abflussspitze des HW2002 (Szenario 2) statistisch gesehen eher wahrscheinlich (Abbildung 6-3). Es hat sich gezeigt, dass ein solches Ereignis **nicht** auf das BHW Wittenberge gekappt werden kann. Gleiches gilt bei einem Ereignis mit einer höheren Abflussspitze als Szenario 1 (Szenario 5). Für die zukünftige effektive Nutzung des Flutungssystems scheint es daher zwingend, das BHW Wittenberge zu überprüfen und gegebenenfalls die betroffenen Deichabschnitte auf ein höheres BHW auszubauen. Beispielsweise wird hier ein Niveau von 801 cm a. P. Wittenberge erwähnt. Laut Abflusstafel würde dies einen Abfluss von 4575 m³/s am Pegel bedeuten. Nach GRÜNEWALD (2006) entspricht das einem HQ_{100} in Wittenberge. Bei allen Szenarien konnte mindestens auf dieses Niveau gekappt werden. Die gilt sogar für das Szenario 5, das in Abschnitt 6.4 als ein HQ_{200} -Ereignis eingestuft wurde.

Sicherlich sind noch viele weitere Szenarien denkbar, bei denen auf das heutige BHW Wittenberge gekappt werden kann. Jede Flutung kann jedoch nur so effektiv wie die Genauigkeit der vorhergesagten Ganglinien der Elbe- und Havelpegel sein. 2002 hat sich bereits gezeigt, dass diese Genauigkeit eine effektive Flutung nicht immer erlaubt (s. Band 2). Wenn man dies in Betracht zieht und außerdem beach-

tet, dass die dargestellten Szenarien auf Basis von gemessenen Pegelwerten erstellt worden sind, lässt sich einfach vorstellen, was es 2002 für die Elbe-Unterlieger unterhalb von Gnevsdorf bedeutet hätte, wenn die Deiche oberhalb von Tangermünde nicht gebrochen wären. Auch aus der Sicht scheint es sinnvoll, das jetzige BHW auf eine mögliche Erhöhung zu überprüfen.

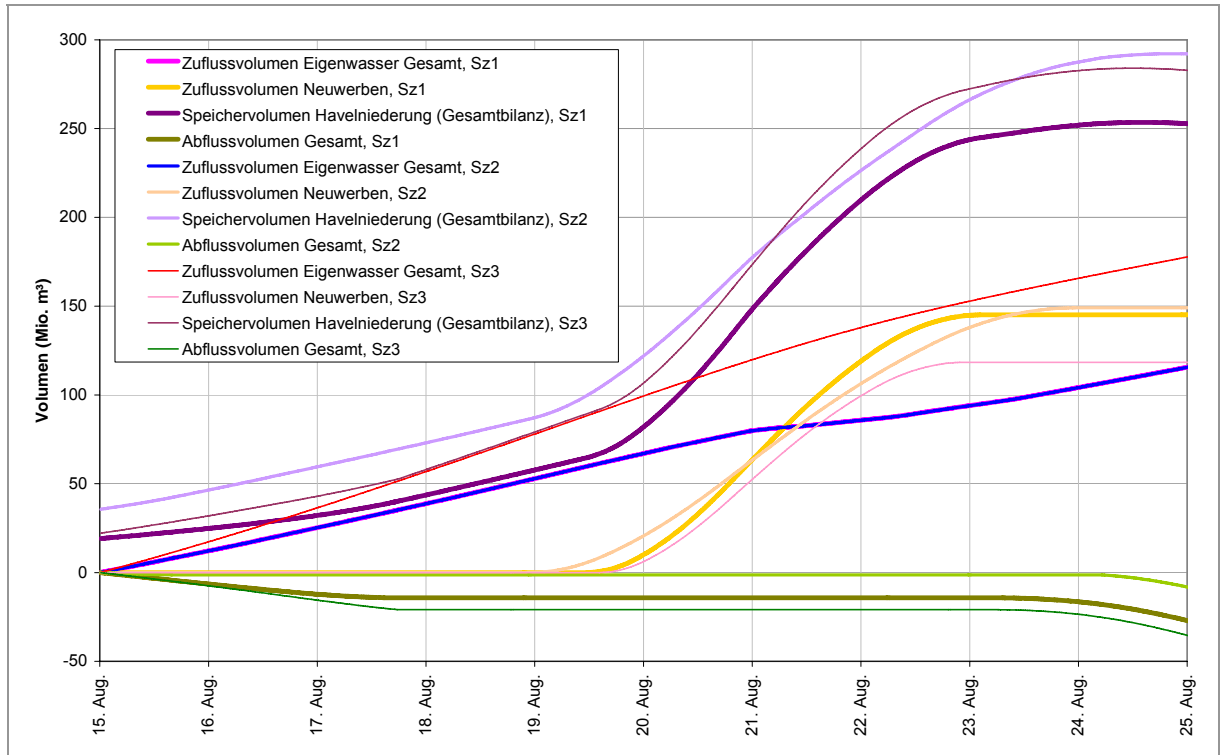


Abbildung 7-51: Über die unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossene Volumina, Szenario 1, 2 und 3

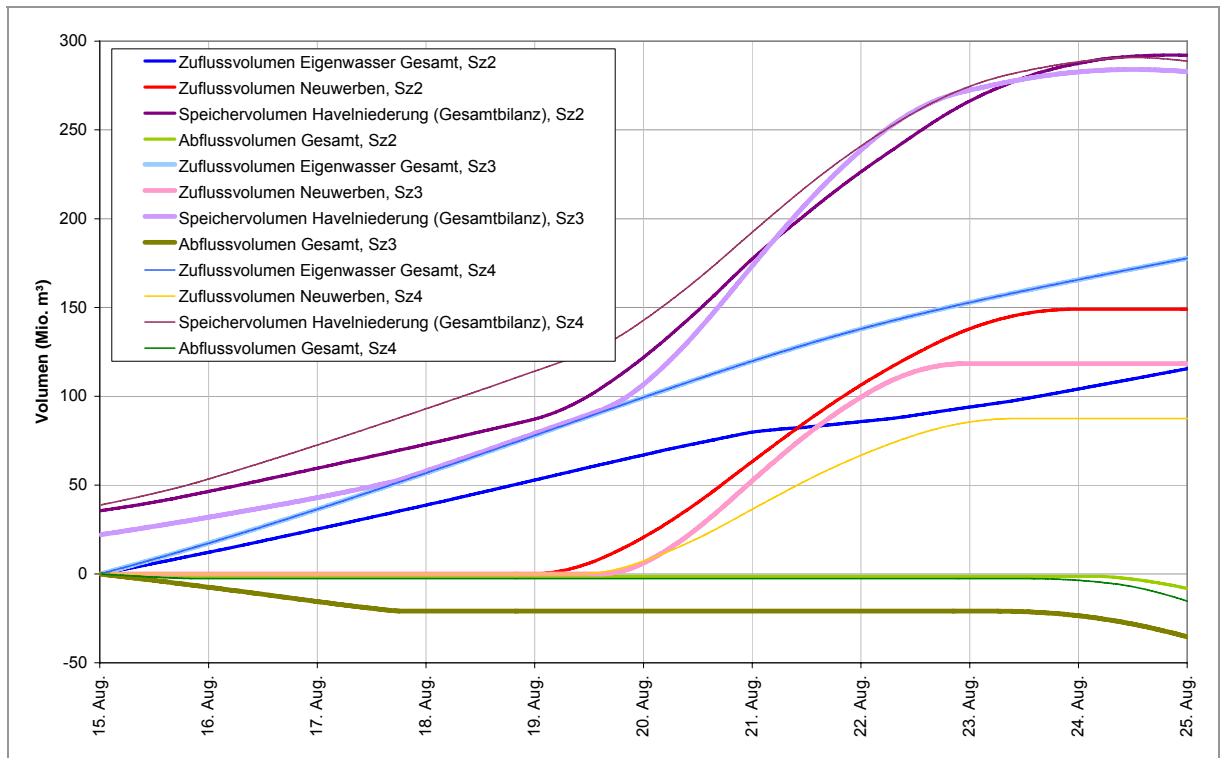


Abbildung 7-52: Über die unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossene Volumina, Szenario 2, 3 und 4

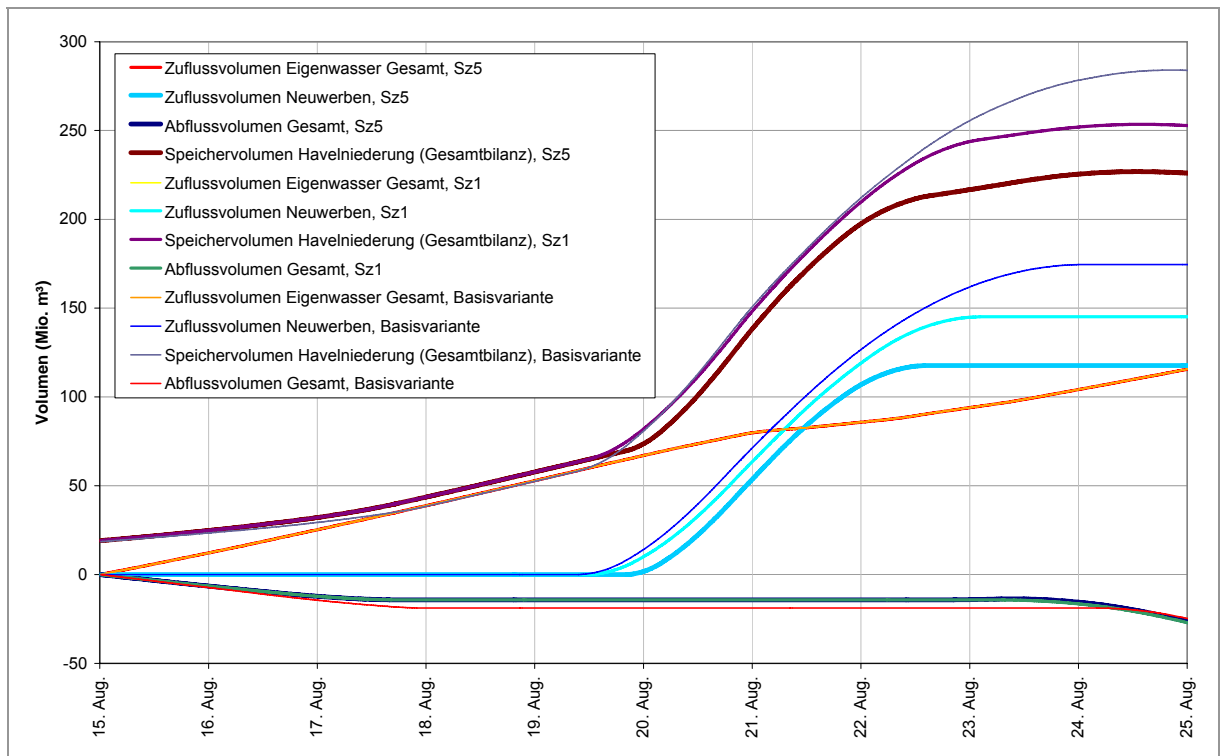


Abbildung 7-53: Über die unterschiedlichen Komponenten des Systems zu- oder abgeflossene Volumina, Szenario 1, 5 und Basisvariante

Tabelle 7-12: Berechnung der Anteile der einzelne Zu- und Abflusskomponenten am insgesamt gespeicherten Volumen, alle Szenarien

Bezeichnung		Szenarien				
		1	2	3	4	5
Zusatzinformation	Anfangsspeicher am 15. August	19,1	35,6	22,1	38,8	19,1
	Datum des maximal gespeicherten Volumens	24.8.02 12:15	24.8.02 21:43	24.8.02 12:17	24.8.02 12:13	24.8.02 12:27
Zuflussvolumen nach dem 15. August	Eigenwasser Havel	101,0	105,1	162,9	162,9	101,0
	Eigenwasser Nebenflüsse	9,0	9,4	9,0	9,0	9,0
	Eigenwasser Gesamt	110,0	114,5	171,9	171,9	110,0
	Neuwerben	145,1	149,0	118,4	87,5	117,7
	Zufluss Gesamt	255,1	263,5	290,3	259,3	227,8
Abflussvolumen nach dem 15. August	Quitzzöbel vor Abschluss der Havel	-14,2	-1,3	-20,9	-2,6	-14,2
	Quitzzöbel während der Entleerung	-6,5	-5,6	-7,4	-4,7	-5,8
	Abfluss Gesamt	-20,8	-6,9	-28,4	-7,3	-20,0
Gesamtbilanz bei der maximalen Speicherung	Gesamtspeicher auf Basis der Zu- und Abflussraten	253,5	292,1	284,0	290,8	226,9
	Gesamtspeicher auf Basis des DGMs	247,0	285,0	276,0	284,0	222,0
	Differenz der beiden Methoden (%)	2,5	2,4	2,8	2,3	2,1
	Eigenwasser nach Abschluss der Havel	95,8	113,2	151,0	169,2	95,8
	Gesamtzufluss nach Abschluss der Havel	240,9	262,2	269,4	256,7	213,5
	Gesamtzufluss nach Abschluss der Havel addiert mit Quitzzöbel während der Entleerung	247,4	267,9	276,8	261,4	219,3
	davon Anteil Eigenwasser	38,7	42,3	54,5	64,7	43,7
	davon Anteil Quitzzöbel während der Entleerung	2,6	2,1	2,7	1,8	2,6
	davon Anteil Neuwerben	58,7	55,6	42,8	33,5	53,7

7.3 Darstellung und Analyse der historischen Varianten

Seitens des Auftraggebers wurde in Anlehnung an die in Band 2, Abschnitt 5.2.3.2 dargestellten extremen Varianten angeregt zu untersuchen, welche Verhältnisse sich beim HW2002 eingestellt hätten, wenn die Havel nicht wie bestehend an die Elbe angebunden wäre, sondern wie vor Fertigstellung des Flutungssystems.

Über diese Varianten sollte eine Einschätzung der ursprünglichen Retention in der Havelniederung gewonnen werden.

7.3.1 Variantenbeschreibung

Allgemeine Annahmen zu den historischen Varianten:

- alle Polder (inkl. Polder 7 bis 10) werden gleichzeitig geöffnet, damit steht die gesamte ehemalige Aue für die Flutung zur Verfügung,
- das Wehr Quitzöbel bleibt während der gesamten Flutung geschlossen,
- die Mündung der Havel in der Elbe wurde so gestaltet, dass sich im Mündungsbereich (bis zur Abzweigung zum Wehr Quitzöbel) keine hydraulische Barriere bildet,
- dazu wurde das Wehr Neuwerben aus dem Modell entfernt und die Profile im Mündungsbereich wurden 4 mal breiter gemacht.

Es wurden zwei Mündungsvarianten gerechnet (s. Abbildung unten):

- die Mündung der Havel befindet sich an Stelle des Wehres Neuwerben (Var I),
- die Mündung der Havel befindet sich bei Elbe km 431,3 (Var II, hier ist deutlich ein Altarm in der Karte zu erkennen):
 - Die Profile wurden für Var II vereinfacht von Var I übernommen, lediglich die Lage und Kilometrierung wurden geändert.
 - Der Gnevsdorfer Vorfluter und das Wehr Quitzöbel wurden nicht geändert.
 - Der Verbindungskanal zum Wehr Neuwerben wurde vereinfacht auf die ehemalige Mündung projiziert. Es befinden sich bei dieser Variante also drei Gewässer parallel auf engster Stelle: Elbe, Gnevsdorfer Vorfluter und ehemalige Havelmündung.

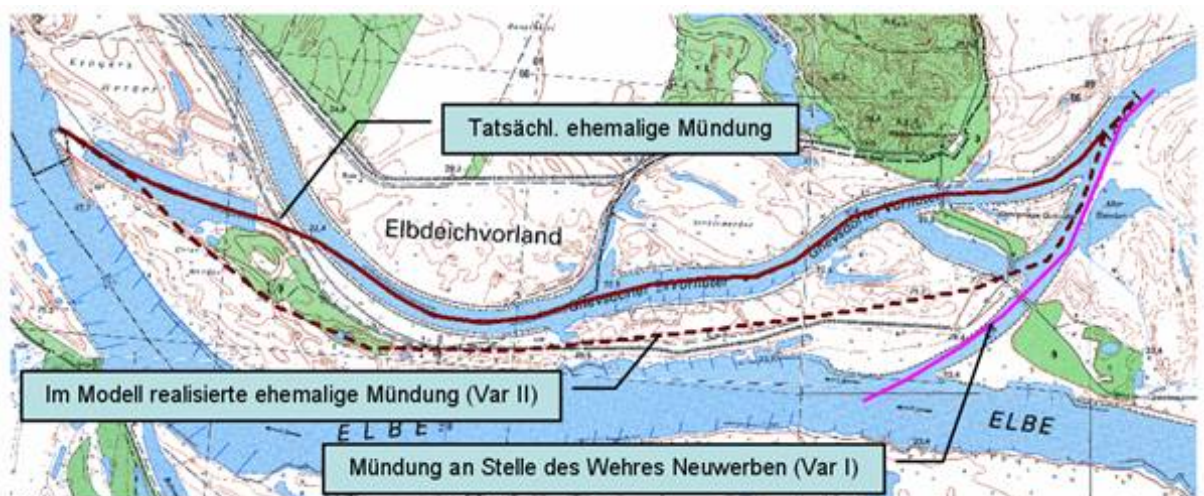


Abbildung 7-54: Lageplan zu historischen Varianten

Für die Variante I wurde lediglich eine Untervariante berechnet. Dabei wurden die Polder am 18. August geöffnet. Außerdem wurde die im Band 2 (Los 2) in Tangermünde angesetzte Abflussganglinie des HW2002 als obere Randbedingung gewählt. Diese Untervariante wurde auch bei Variante 2 berechnet.

Für die Variante der ehemaligen Mündung am Elbe-km 431,3 (Var II) wurden jedoch auch weitere Situationen untersucht:

- Die Polder werden bereits am 6. August geöffnet. Damit stehen die Polder früher zur Verfügung, sind allerdings auch früher voll.
- Als obere Randbedingung der Elbe wird nicht das HW2002, sondern die im Abschnitt 7.2.2 dargestellte Abflussganglinie für das Szenario 2 (HW2002 ohne Deichbrüche entlang der Elbe oberhalb von Tangermünde kombiniert mit der Abflussfülle des HW1988) gesetzt, eine also deutlich höhere und breitere Welle als beim Hochwasser 2002.

Beide Situationen wurden in verschiedener Weise kombiniert, wodurch für die Variante II insgesamt die folgenden Untervarianten berechnet wurden:

- Die Polder werden am 18. August geöffnet und die obere Randbedingung in Tangermünde ist wie beim HW2002 (Var II HW2002a).
- Die Polder werden bereits am 6. August geöffnet und die obere Randbedingung in Tangermünde ist wie beim HW2002 (Var II HW2002b).
- Die Polder werden am 18. August geöffnet und die obere Randbedingung in Tangermünde ist wie beim Szenario 2 (Var II SZ2a).
- Die Polder werden am 6. August geöffnet und die obere Randbedingung in Tangermünde ist wie beim Szenario 2 (Var II SZ2b).

Analog wird die Variante I nachfolgend „Var I HW2002a“ genannt.

7.3.2 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Varianten sind in den nächsten Abbildungen dargestellt. Für jede Gegenüberstellung von zwei Varianten sind jeweils zwei Abbildungen vorhanden. In der oberen Abbildung sind die berechneten Wasserstände für beide Varianten in Havelberg-Stadt und in der unteren Abbildung die Wasserstände in Wittenberge gegeben. In der unteren Abbildung sind außerdem die Zuflussraten von der Elbe in die Havel rechtsseitig dargestellt.

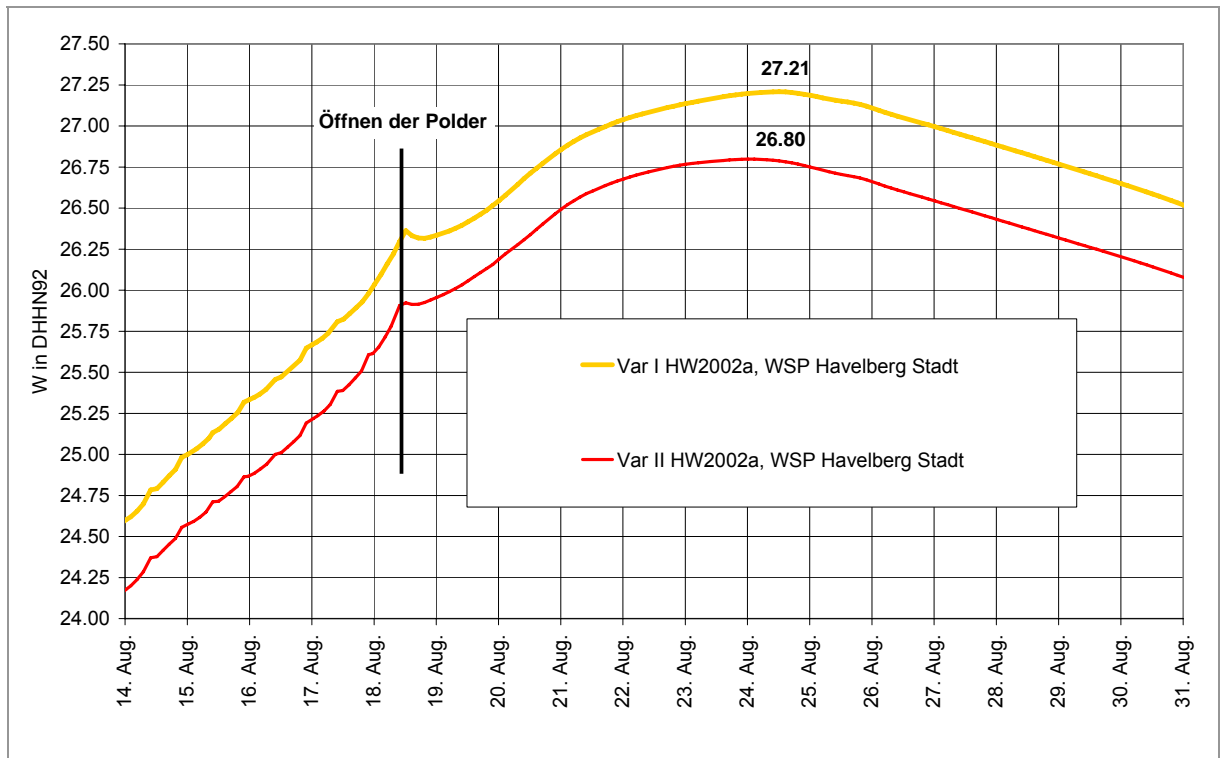


Abbildung 7-55: Varianten Var I HW2002a und Var II HW2002a, Wasserstand (WSP) Havelberg-Stadt

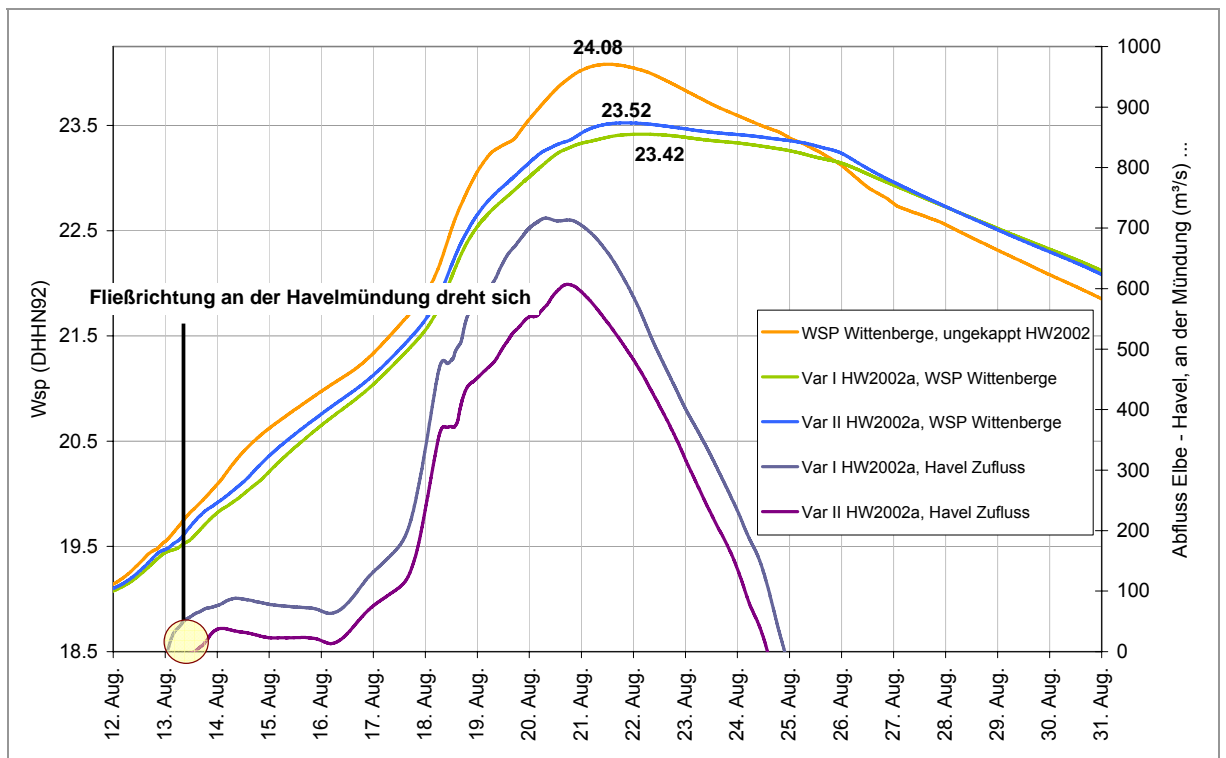


Abbildung 7-56: Varianten Var I HW2002a und Var II HW2002a, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel

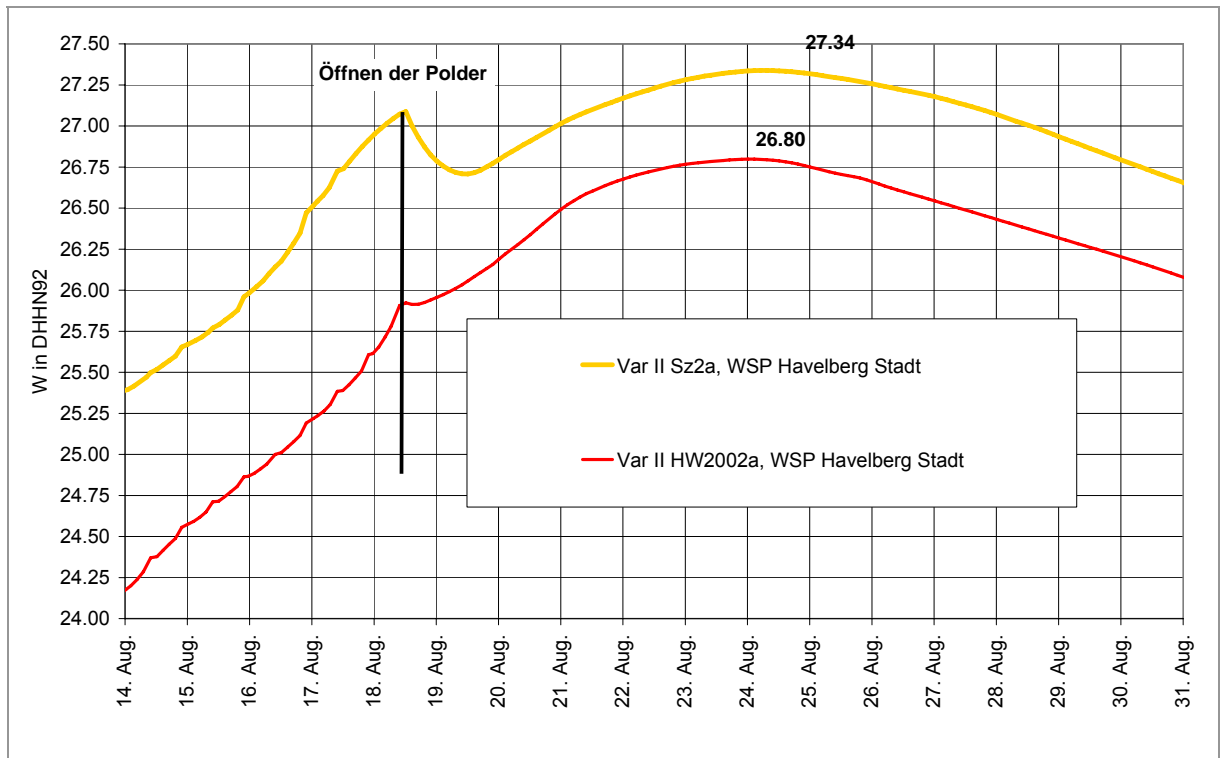


Abbildung 7-57: Varianten Var II HW2002a und Var II SZ2a, Wasserstand Havelberg-Stadt

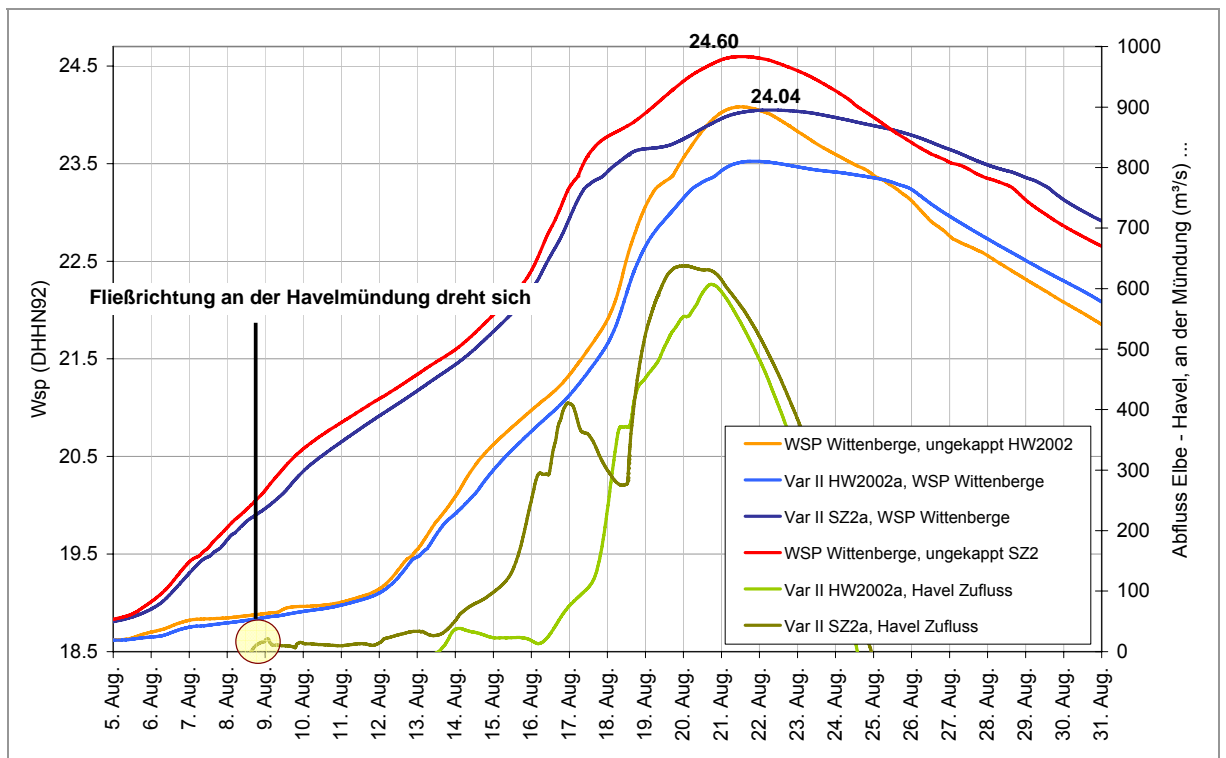


Abbildung 7-58: Varianten Var II HW2002a und Var II SZ2a, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel

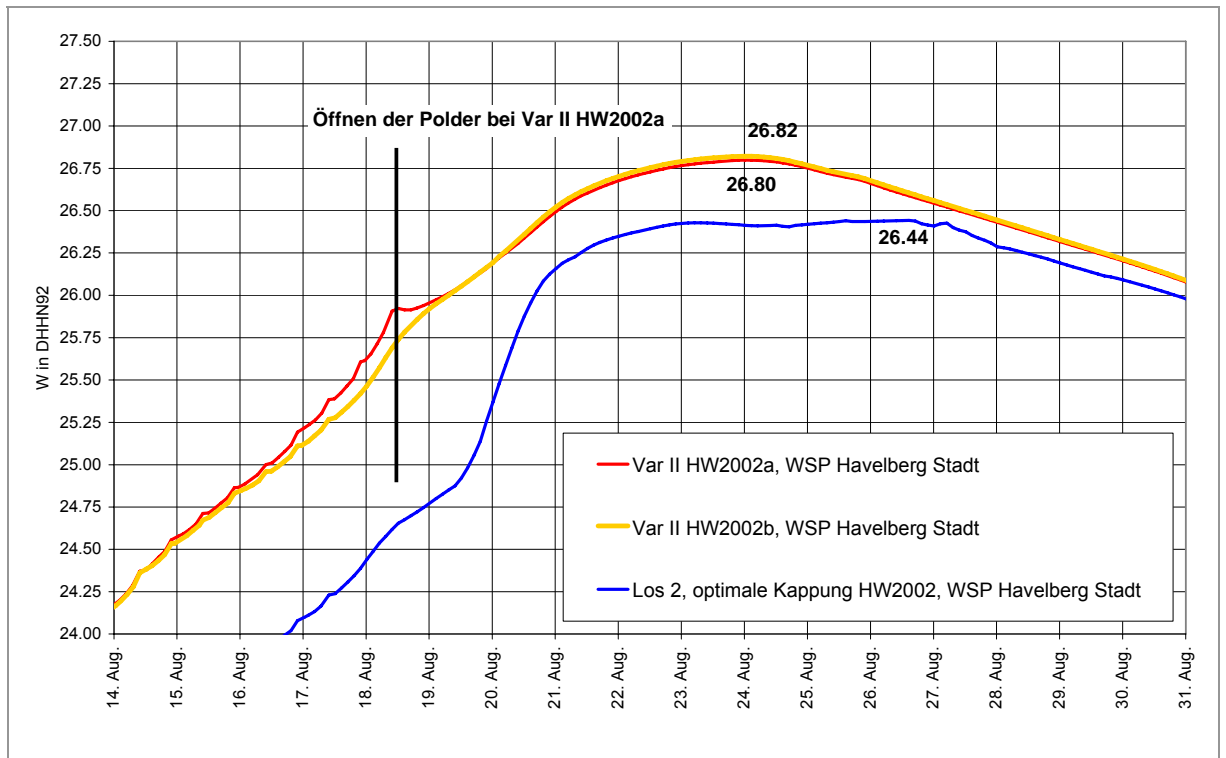


Abbildung 7-59: Varianten Var II HW2002a und Var II HW2002b, Wasserstand Havelberg-Stadt

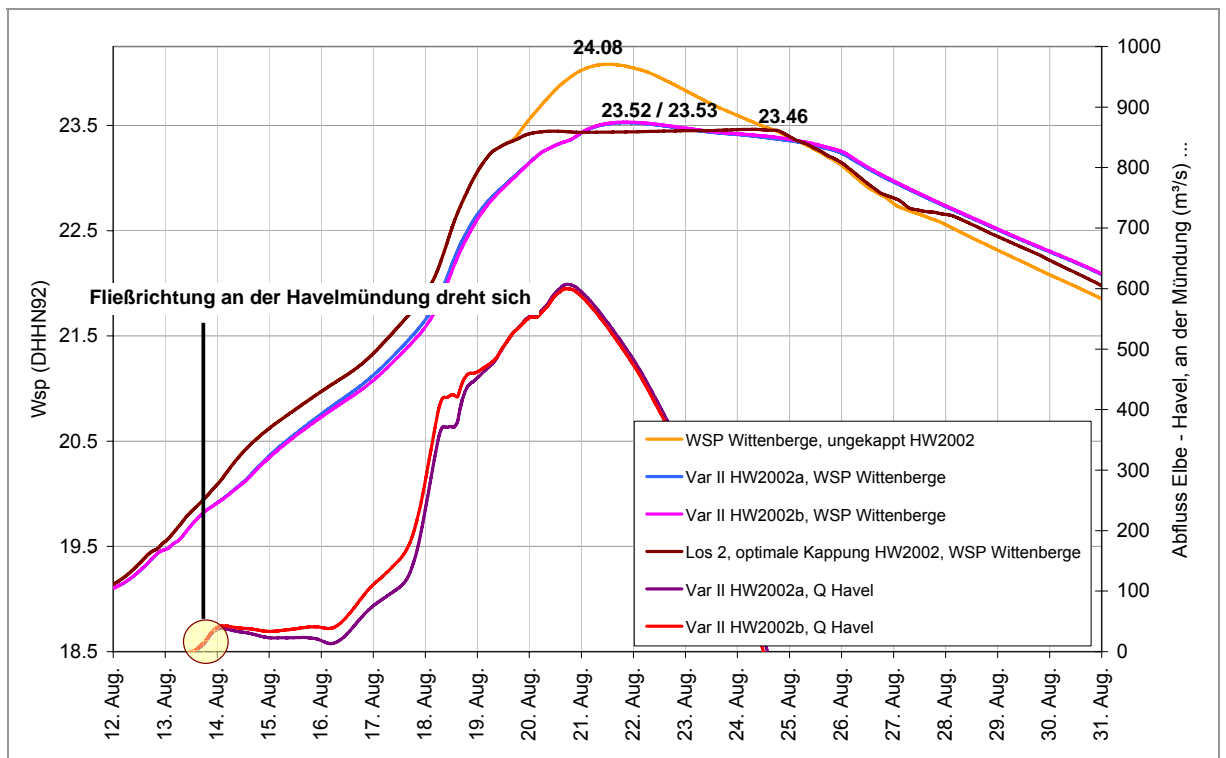


Abbildung 7-60: Varianten Var II HW2002a und Var II HW2002b, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel

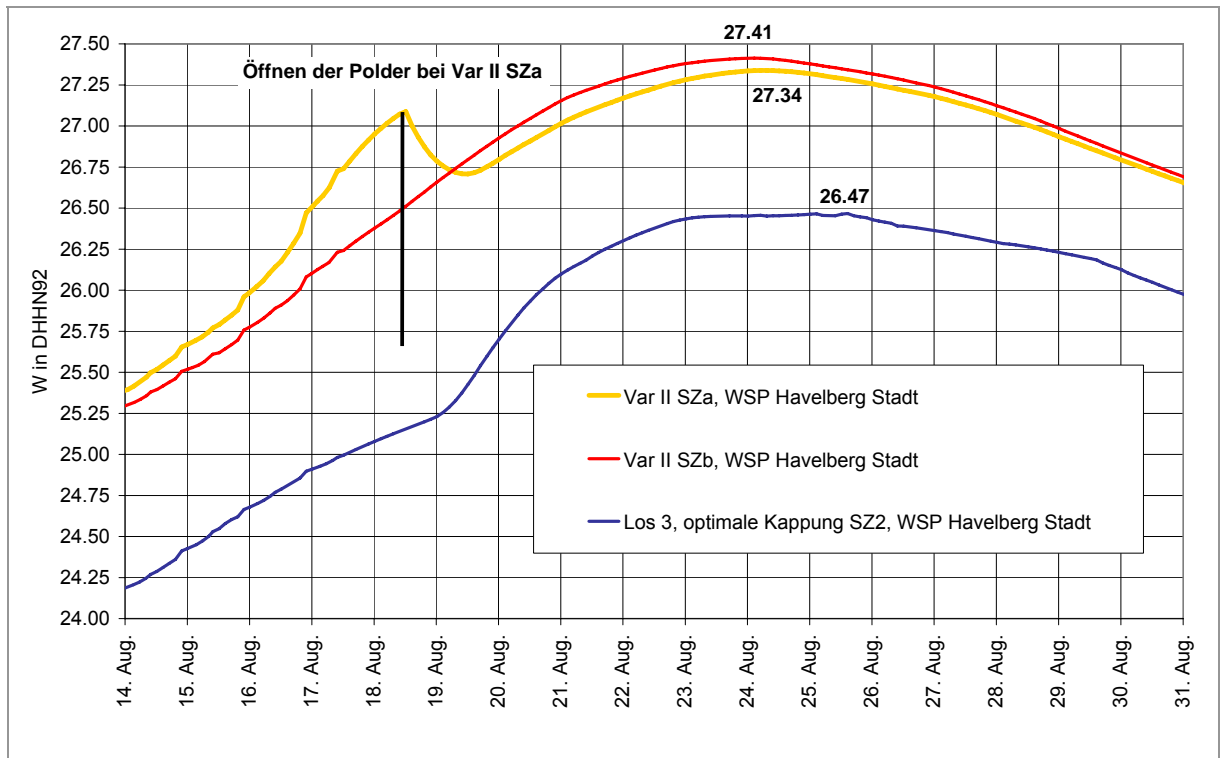


Abbildung 7-61: Varianten Var II HW2002a und Var II HW2002b, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel

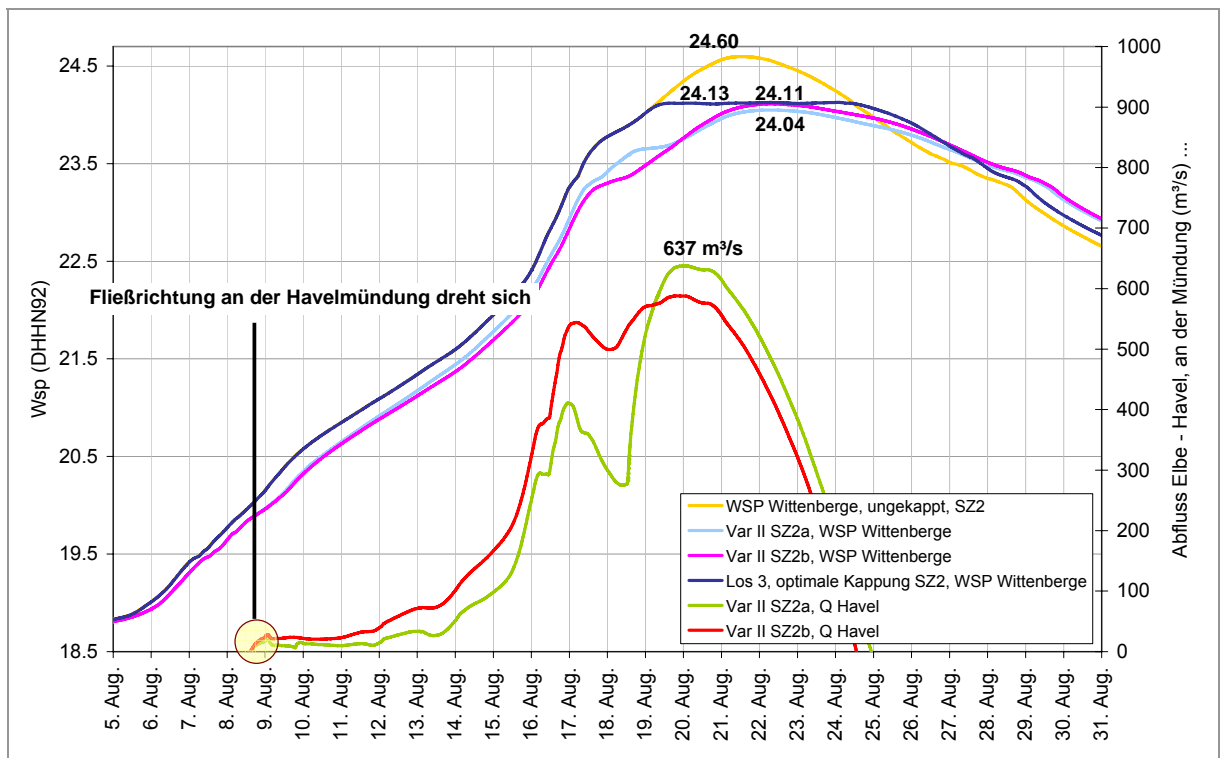


Abbildung 7-62: Varianten Var II SZ2a und Var II SZ2b, Wasserstand Wittenberge und Zufluss Havel

In Abbildung 7-59 bis Abbildung 7-62 ist zusätzlich das optimierte Ergebnis von Band 2 oder von Szenario 2 (optimierte Kappung unter Berücksichtigung eines maximalen Wasserstands von 26,45 m DHHN92 in Havelberg-Stadt) dargestellt. Demnach wird deutlich, dass die frühere natürliche Retention zu einer ähnlichen Kappung des Elbehochwassers wie die ermittelte maximale optimale Kappung geführt hätte. Die Retention der Havelniederung hatte in früheren Zeiten demnach eine große Bedeutung. Die Wasserstände in Havelberg-Stadt sind bei der natürlichen Retention aber viel höher als bei der aktuellen maximalen optimalen Kappung und liegen weit über den jetzt maximal erlaubten 26,45 m DHHN92.

Das frühere Öffnen der Polder beim HW2002 (am 6. August bei Variante „Var II HW2002b“ gegenüber den 18. August bei Variante „Var II HW2002a“) hat für den maximalen Wasserstand sowohl in Wittenberge als auch in Havelberg-Stadt keine Auswirkung (maximale 1-2 cm, siehe Abbildung 7-59 und Abbildung 7-60). Die Polder haben für dieses Hochwasser eine ausreichend große Fläche um auch bei hohen Wasserständen noch genügend Wasser aufnehmen zu können. Beim Hochwasser des Szenarios 2 hat das spätere Öffnen der Polder (am 18. August, Var II SZ2a) im Vergleich zu der Variante „Var II Sz2b“ schon zu einer besseren Kappung beigetragen. Sowohl in Wittenberge als auch in Havelberg-Stadt steigt der Wasserstand durch das spätere Öffnen der Polder um ca. 6 cm weniger weit an. Die Gegenüberstellung der beiden Varianten des Szenarios 2 zeigt die Wirkung der Polderöffnung sehr deutlich. Die Variante „Var II SZ2b“ stellt die historische Situation für Szenario 2 daher am besten dar.

In der nächsten Tabelle sind die wichtigsten Ergebnisse dargestellt.

Tabelle 7-13: Zusammenfassung der Ergebnisse der historischen Varianten

	Wasserspiegel Modell (m DHHN92)			Wasserspiegel + 24 cm (cm ü. PN)		Kappung (cm)	Maximaler Zufluss zur Havel (m³/s)
	Havelberg Stadt	Wittenberge ungekappt (geschlossene Havel-Mündung)	Wittenberge gekappt (offene Havel-Mündung)	Wittenberge ungekappt (geschlossene Havel-Mündung)	Wittenberge gekappt (offene Havel-Mündung)		
Var I HW2002a	27.21	24.08	23.42	755	689	66	715
Var II HW2002a	26.80	24.08	23.52	755	699	56	607
Var II HW2002b	26.82	24.08	23.53	755	700	55	600
Los2, HW2002, optimiert	26.44	24.08	23.46	755	693	62	-
Var II SZ2a	27.34	24.60	24.04	807	751	56	637
Var II SZ2b	27.41	24.60	24.11	807	758	49	588
Los3, SZ2, optimiert	26.47	24.60	24.13	807	760	47	-

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass die dargestellten Ergebnisse nicht direkt mit den Ergebnissen der extremen Varianten in Los 2, Abschnitt 5.2.3.2 verglichen werden können. Bei den oben dargestellten Varianten wurde die neue Abflusstafel Tangermünde angesetzt und alle Polder (auch die Polder 6-10) geöffnet. Außerdem wurden die Polder im Vergleich zu den genannten extremen Varianten viel früher geöffnet, um die historische Situation (offene Aue) besser abbilden zu können.

8 Sonstiges

8.1 Standsicherheitsprüfung Polderdeiche

8.1.1 Allgemeine Standsicherheit

**Bestimmung
der Sickerlinie**

Bestimmung der Sickerlinie:

Vom Verlauf und der Dauer des Hochwassers sowie von der Durchgängigkeit des Deichmaterials hängt es ab, ob die Deiche einer teilweisen oder völligen Durchsickerung ausgesetzt sind. Für die Berechnung der Standsicherheit wird von einer vollständigen Durchsickerung bis zur landseitigen Böschung ausgegangen.

Die Bestimmung der Sickerlinie erfolgt mit Hilfe der Software FEFLOW (DIERSCH, 2005). Eingangsgröße sind der Wasserstand des Bemessungshochwassers, die Geometrie des Deiches und die Materialeigenschaften.

Für die Standsicherheit der wasserseitigen Böschung kann der fallende Wasserspiegel besonders kritisch sein.

**Allgemeine
Standsicherheit**

Für die Berechnung der allgemeinen Standsicherheit von Deichen gilt die DIN V 4084. Entsprechend dem DVWK-Merkblatt 210 erfolgt die Berechnung nach dem Lamellenverfahren nach *Bishop / Krey*. Es ist nachzuweisen, dass für jede mögliche Gleitfuge ein Bruch auszuschließen ist. Nach Ansatz von möglichen kreisförmigen Gleitlinien ist durch mehrere Rechengänge die ungünstigste Lage zu bestimmen. Dazu wird die Gleitfläche in gleichmäßig breite Lamellen von ca. 1,0 m Breite eingeteilt. In der Lamelle wirkenden Kraftanteile der Einwirkungen bzw. Beanspruchungen und Widerstände werden abschnittsweise ermittelt und mittels des Momentengleichgewichts um das Zentrum des Gleitkreises miteinander verglichen.

Alle Einwirkungen am Gleitkörper sind nach Größe und Lage zu berücksichtigen, wobei Verkehrslasten nur zu berücksichtigen sind, wenn sie ungünstig auf den Körper wirken.

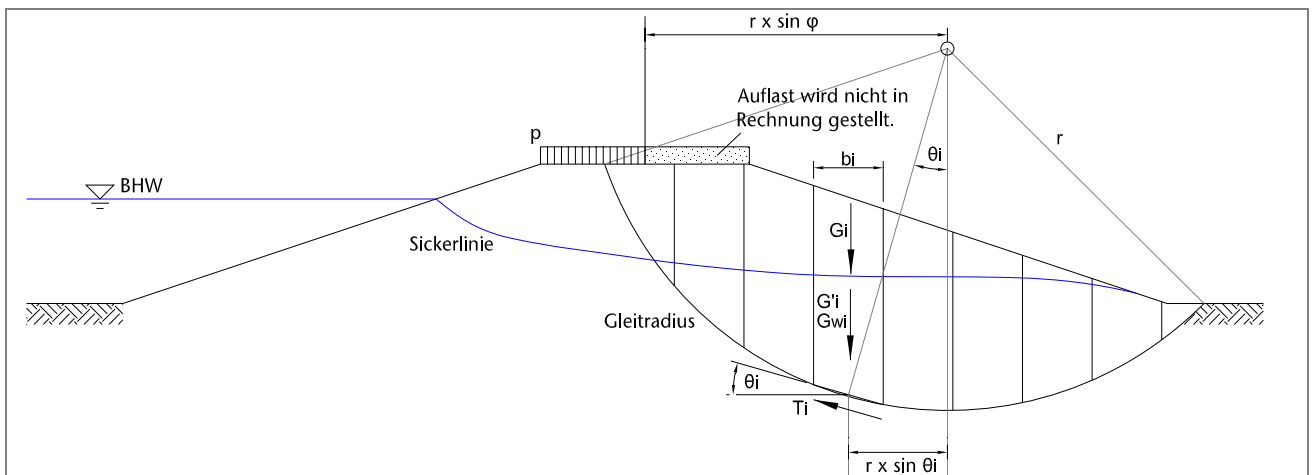


Abbildung 8-1: Lamellenverfahren nach Bishop/Krey

8.1.2 Nachweis der allgemeinen Standsicherheit:

$$\eta = \frac{r \cdot \sum T_i + \sum M_s}{r \cdot \sum (G_i + P_i) \cdot \sin \vartheta_i + \sum M_R}$$

wobei

$$T_i = \frac{(G_i + P_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot \tan \varphi_i + c_i \cdot b_i)}{\cos \vartheta_i + \mu \cdot \tan \varphi_i \cdot \sin \vartheta_i}$$

$$\sum M_s = \text{zusätzlich widerstehende Momente}$$

$$\sum M_R = \text{zusätzlich einwirkende Momente}$$

$$u_i = \gamma_w \cdot h_{wi} = \text{Porenwasserdruck in der Lamelle } i$$

$$(G_i + P_i) \cdot \sin \vartheta_i = \text{Resultierende der Einwirkungen in der Gleitfläche an der Lamelle } i$$

$$T_i = \text{Resultierende der Widerstände in der Gleitfläche an der Lamelle } i$$

$$\vartheta_i = \text{Gleitflächenwinkel zur Horizontalen}$$

$$b_i = \text{Breite der Lamelle } i$$

Der Nachweis der Standsicherheit ist erbracht, wenn folgende Werte abhängig vom Lastfall eingehalten werden:

- Lastfall 1, ständige Bemessungssituation $\eta = 1.4$
- Lastfall 2, vorübergehende Bemessungssituation $\eta = 1.3$
- Lastfall 3, außergewöhnliche Bemessungssituation $\eta = 1.2$

Einwirkungen durch den Lastfall 1 nach DIN 19712 sind nicht zu berücksichtigen, da die Polderdeiche nicht ständig eingestaut sind und der Wasserdruck und die daraus resultierenden Strömungen aus einem Bemessungshochwasser keine ständigen Lasten darstellen.

Zu berücksichtigen sind der Lastfall 2 und 3

- Lastfall 2: Eigenlast, Verkehrslast auf Krone und Berme, Wasserstand bis Höhe BHW
- Lastfall 3: Eigenlast, Verkehrslast auf Krone und Berme, Wasserstand bis Höhe Deichkrone
- Ggf. Versagen der Dränung und von Böschungsdichtungen.

8.1.3 Suffusion und Erosionsgrundbruch

Suffusion

Suffusion ist die Umlagerung und der Abtransport feiner Bodenteilchen im Boden durch Wasser. Dabei werden feine Körner eines ungleichförmigen nichtbindigen Bodens von der Strömungskraft des Wassers aus dem Boden gelöst und durch den vorhandenen Porenraum transportiert.

Wenn die feinen Bodenteilchen durch die Poren der größeren Bodenteilchen hindurch abtransportiert werden, bleibt das Volumen und die Struktur des Bodens zunächst erhalten, weil sich das Skelett der größeren Bodenkörner noch gegenseitig abstützt. Die Dichte des Erdstoffes nimmt ab, weil der Porenraum zunimmt. Die Durchsickerung von Wasser nimmt zu, da mit der Porosität auch die Durchlässigkeit zunimmt. Die Stabilität kann plötzlich abnehmen, und es besteht die Gefahr eines Zusammenbruches.

Erosionsgrundbruch

Erosionsgrundbruch entsteht, wenn durch das Austreten von Sickerwasser Bodenteilchen fortgeschwemmt werden und im Boden eine Röhre freigespült wird, durch die der Deich vom Wasser durchströmt werden kann.

Gefährdet sind Deich- und Filterbaustoffe mit einem relativ großen Ungleichförmigkeitsgrad bei einem hohen Strömungsgefälle. Wenn die in der folgenden Abbildung dargestellten Abhängigkeiten eingehalten werden, gelten die Baustoffe als unbedenklich.

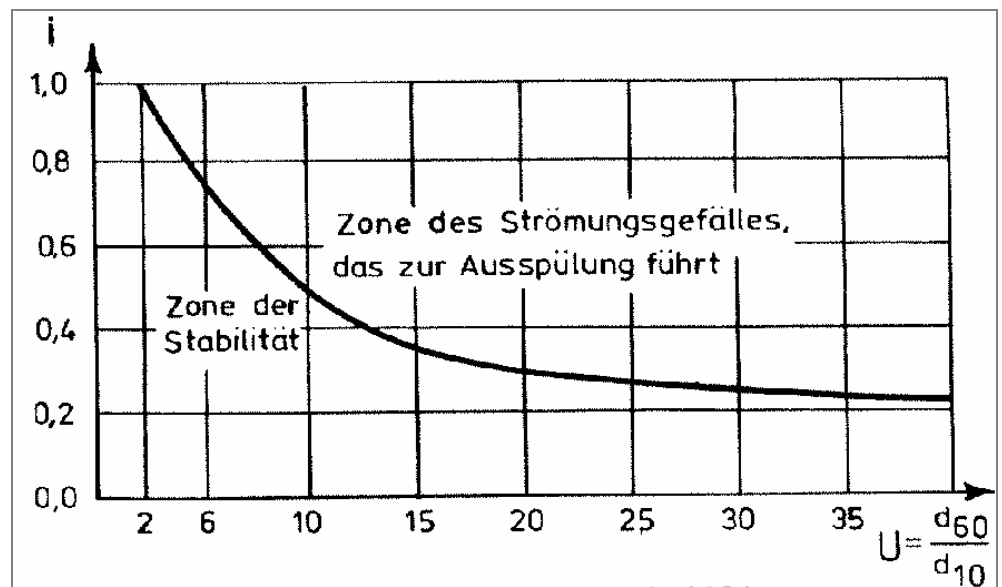


Abbildung 8-2: Grenzwerte der hydraulischen Gradienten

8.1.4 Sicherheit gegen Auftrieb

Entsprechend den Baugrunduntersuchungen kann es nötig sein, den Nachweis zu führen, dass keine Gefahr des hydraulischen Grundbruchs besteht. Liegt unter dem Deichkörper eine stärker durchlässige Schicht, kann sich bei Hochwasser eine Druckhöhe des Wassers einstellen, die über die Geländeoberfläche reicht. Ist diese Druckhöhe gleich oder größer dem Eigengewicht des Bodens, kann es zu einem Auftreiben (hydraulischer Grundbruch) kommen. Entsprechend dem DVWK- Merkblatt 210 ist der Nachweis entsprechend der EAU E115 *Schultze/Kastner* zu führen.

$$\eta = \frac{s * \gamma}{(h + s) * \gamma_w} \geq 1,2$$

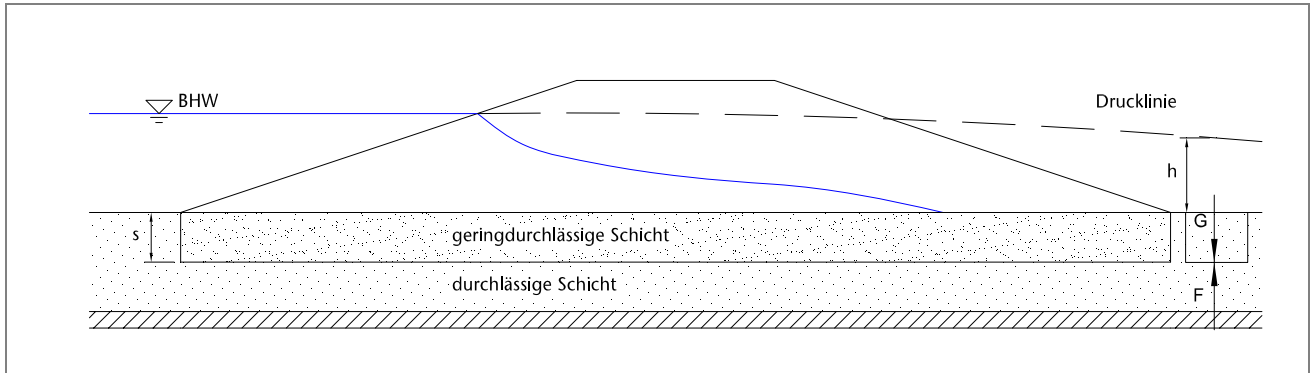


Abbildung 8-3: Nachweis hydraulischer Grundbruch

8.1.5 Nachweis der Gleitsicherheit

Horizontal angreifende Kräfte entstehen infolge des Wasserdrucks. Entsprechend DIN 1054 ist der Nachweis der Gleitsicherheit erbracht, wenn:

$$\eta = \frac{G * \tan(\varphi)}{H} \geq 1,2$$

8.1.6 Notwendige Parameter

Um den Nachweis der Standsicherheit der Polderdeiche führen zu können ist es notwendig, Baugrunduntersuchungen zu haben bzw. durchzuführen und neben der Deichgeometrie die Materialbeschaffenheit der Deiche und des Untergrundes zu bestimmen. Folgende Parameter müssen dabei bestimmt werden:

- Wichten $\gamma + \gamma'$
- Scherparameter des Bodens $\varphi, \varphi' + c, c_u$
- K-Werte
- Ungleichförmigkeitsgrad U
- Einheitlichkeit des Deichaufbaus

Des Weiteren sind folgende Angaben wichtig:

- Ggf. vorhandene Dichtungen
- Vorh. Belastungen auf den Deichkörper
- Bepflanzung des Deichkörpers.

8.1.7 Standsicherheitsuntersuchung mit Annahmen

Zur zusätzlichen Verdeutlichung der Notwendigkeit von genauen Bodenkennwerten wurden verschiedene Rechengänge, mit angenommenen Werten, für die vor Ort vorhandene Böschungsgeometrie durchgeführt. Als Deichgeometrie wurde ein Deichabschnitt am Polder Vehlgest am km 17+140 ausgewählt. Die Deichoberkante

hat eine Höhe von 27,10 m DHHN92, das Gelände vor dem Deich liegt auf der Höhe 24,83 m DHHN92.

Für das Deichmaterial wurde angenommen, das es ein Erddamm aus homogenem Boden (Sand) ist.

Folgende Bodenkenngößen entsprechend DIN 1055, T.2, S. 111 (Lastannahmen) wurden ausgewählt.

Sand, mitteldicht

Wichte:

- cal γ = erdfeucht= 18 kN/m³
- cal γ_r = wassergesättigt= 20 kN/m³
- cal γ' = unter Auftrieb= 10 kN/m³

Reibungswinkel:

- φ' = 32,5°

Zur Ermittlung des Widerstandes gegen Böschungsbruch werden die charakteristischen Scherparameter abgemindert: Teilsicherheitsbeiwerte entsprechend DIN 1054 GZ 1A, Nachweis der Gesamtsicherheit

$$\varphi_{\text{pd}} = \varphi_{\text{pk}} / \gamma_{\varphi} = 32,5^\circ / 1,15 = 28,26^\circ$$

$$c_d = c_k / \gamma_c$$

Verkehrslasten

Es wurde eine Verkehrsflächenlast von 5 kN/m² angesetzt in der Annahme, dass der Deich nicht oft und nur von leichten Fahrzeugen befahren wird. Sollte der Damm befahrbar sein, sind höhere Lasten anzusetzen.

Abhängig von der Berücksichtigung der Kohäsion, erhält man Ergebnisse zwischen „nicht standsicher“ (< 1.3) und „standsicher“ (≥ 1.3), siehe Tabelle 8-1.

Tabelle 8-1 Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für einen homogenen Erddeich mit Bodenparametern nach DIN 1055

Laufende Nr.	Wasser- spiegel. m ü. DHHN92	Wichte			Reibungs- winkel φ'	Kohäsion c	Sicherheit η soll: ≥1.3
		γ	γ_r	γ'			
1	26,2	18	20	10	32,5	0	1,1
2	26,2	18	20	10	32,5	2,5	1,8
3	26,2	18	20	10	32,5	5	2,2

Exemplarische Berechnungen sind im Folgenden dargestellt (Abbildung 8-4 für die laufende Nr. 1 und Abbildung 8-5 für die laufende Nr. 3).

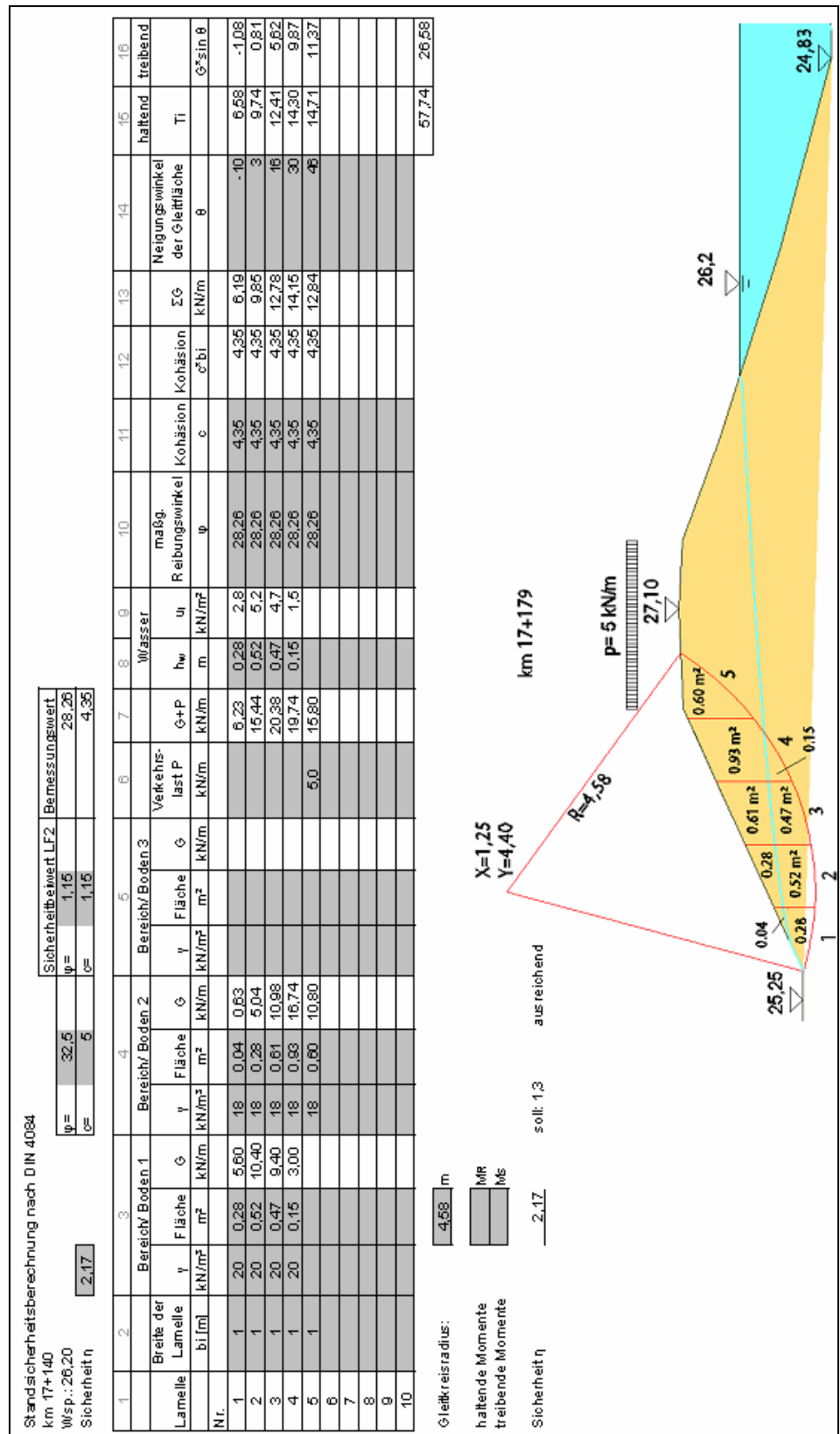


Abbildung 8-5: Exemplarische Standsicherheitsuntersuchung für einen homogenen Erddeich mit einem Reibungswinkel $\phi' = 32,5^\circ$ und einer Kohäsion von 5 kN/m^2 (entsprechend laufender Nr. 3)

Diese Berechnungen wurden dann ausgedehnt auf weitere mögliche Bodenkennwerte für einen homogenen Erddamm. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst. Auch in diesen Fällen erhält man in Abhängigkeit von der Berücksichtigung der Kohäsion Ergebnisse zwischen „nicht standsicher“ (< 1.3) und „standsicher“ (≥ 1.3).

Tabelle 8-2 Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen für einen homogenen Erddich mit angenommenen Bodenparametern

laufende Nr.	Wasser- spiegel.	Wichte			Reibungs- winkel	Kohäsion	Sicherheit
		γ	γ_r	γ'			
	m ü. DHHN92				φ'	c	η soll: ≥ 1.3
4	26,3	18	20	10	30	0	1,0
5	26,3	18	20	10	30	2,5	1,6
6	26,3	18	20	10	30	5	2,1
7	26,3	20	22	10	32,5	0	1,2
8	26,3	20	22	10	32,5	2,5	1,8
9	26,3	20	22	10	32,5	5	2,1
10	26,4	18	20	10	32,5	0	0,8
11	26,4	18	20	10	32,5	2,5	1,7
12	26,4	18	20	10	32,5	5	2,2
13	26,4	18	20	10	30	0	0,7
14	26,4	18	20	10	30	2,5	1,6
15	26,4	18	20	10	30	5	2,0
16	26,4	20	22	10	32,5	0	0,8
17	26,4	20	22	10	32,5	2,5	1,7
18	26,4	20	22	10	32,5	5	2,1

8.1.8 Fazit

Wesentliche Versagensgründe

Wie wichtig die Einhaltung der DIN 19712 und damit der Zustand der Deiche ist, zeigen die Erfahrungen aus dem Elbe-Hochwasser von 2002. Insgesamt gab es in Sachsen 14 Deichbrüche an der Elbe, zwei an der Dahle und 115 im Muldegebiet. In Sachsen-Anhalt kam es insgesamt an Elbe und Mulde zu 310 Deichschäden, davon 17 Deichbrüche und 53 Deichschlitzungen. Wesentliche Versagensgründe waren:

- Überflutung und damit verbunden rückschreitende Erosion des Deichkörpers
- Baumbewuchs auf oder an den Deichen
- hydraulischer Grundbruch
- starke Durchströmung wegen ungenügender Lagerungsdichte und mangelhafter Unterhaltung der z. T. sehr alten Deiche
- starke Durchströmung bei Wühltriebfall
- Ein- oder Aufbauten.

Dies zeigt deutlich, dass für eine aussagekräftige Beurteilung der Standsicherheit der Deiche aktuelle Daten und Untersuchungen zu den Deichaufbauten und dem Untergrund vorliegen müssen.

Für das vorliegende Gutachten vorhandene Daten betrafen jedoch nur die Geometrien und Deichhöhen der Deichkörper. In der Wehrbedienungsvorschrift wird ein Wasserstand von 25,89 m DHHN92, ab welchem die Flutung aller Polder aufgrund der Gefahr eines Deichbruches (infolge von fehlendem Gegendruck auf der Polderseite) als erforderlich gilt, angegeben. Eine Aussage zu einer möglichen Erhöhung dieser Grenze ist mit den vorliegenden Daten nicht möglich.

Aus den Aufzeichnungen an den Pegeln ist jedoch ersichtlich, dass auch 2002 die Polder für mindestens einen Tag einen Außenwasserstand über 25,89 m DHHN92 und zusätzlich einen deutlich niedrigeren Innenwasserstand hatten. Im Polder Flöthgraben trat dieser Fall aufgrund der späten Öffnung sogar 2 Tage lang auf (Abbildung 8-6).

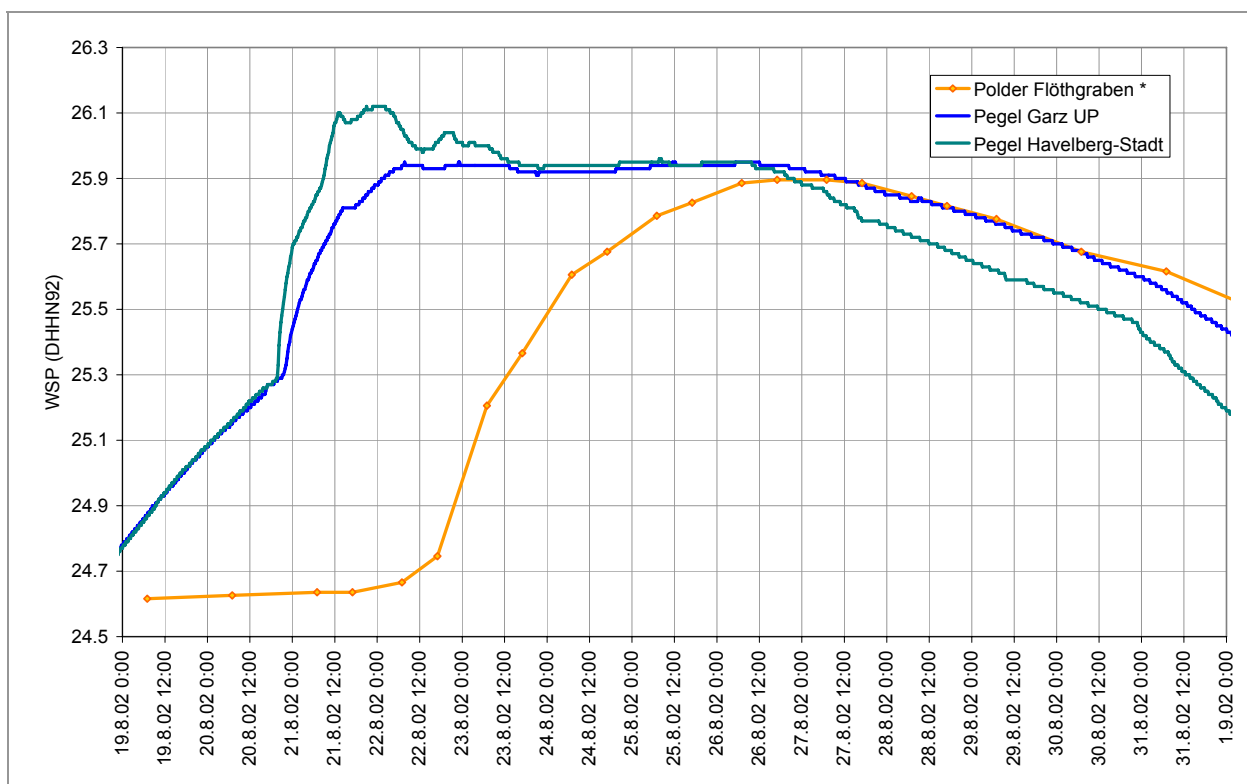


Abbildung 8-6: Gemessene Wasserstände an den Pegeln Havelberg-Stadt, Garz UP und Flöthgraben

Da Polder 6 gar nicht geflutet wurde und die Wasserstände im Oberlauf der Havel sogar über den am Pegel Havelberg-Stadt beobachteten Wasserständen lagen, waren die Polderdeiche hier am stärksten belastet. Gebrochen sind sie jedoch nicht.

Um mehr Gewissheit über die Standsicherheit der Polderdeiche zu gewinnen und darauf basierend entscheiden zu können, ob auch bei Wasserständen über 25,89 m DHHN92 auf die Flutung einiger Polder verzichtet werden kann, wird daher dringend empfohlen, detaillierte Deichuntersuchungen vorzunehmen.

8.2 Kostengegenüberstellung Deichsprengung bzw. -schlitzung/Einlassbauwerk

8.2.1 Allgemeines

Die Flutung eines Polders ist die effektivste Möglichkeit, den Scheitelabfluss einer Hochwasserwelle zu reduzieren. Die Flutung ist optimal, wenn es gelingt, dem Scheitel der Hochwasserwelle genau die Wassermenge zu entnehmen, die dem Poldervolumen entspricht.

Möglich wird eine gesteuerte Polderflutung durch gezielte Öffnung der Deiche mit Hilfe von Einlassbauwerken im Deichsystem, nicht steuerbare Flutungspolder werden durch Sprengung der Deiche im Bedarfsfall ab einem bestimmten Hochwasserstand überschwemmt.

Der Vorteil eines Flutungsbauwerkes liegt in der einfachen Beeinflussbarkeit der Flutung. Zeitpunkt und die Einlaufmenge für die Flutung des Polders können genau kontrolliert und wenn nötig kann die Flutung auch gestoppt werden.

Bei einer Sprengung/Schlitzung ist das Ergebnis nur begrenzt vorhersehbar. Die durchgeführten Sprengungen an den Deichen im August 2002 haben gezeigt, dass eventuell neue Sprengansätze notwendig werden, wenn das Ergebnis nicht zufriedenstellend ist. Dadurch ist die Einhaltung des richtigen Zeitpunktes der Deichöffnung unsicherer. Auch die Breite der Öffnungen ist durch Sprengungen und dynamische Prozesse des Wassers schwer vorhersagbar. Bei zu geringen Öffnungsbreiten ist der Durchfluss begrenzt und das Poldervolumen kann nicht voll genutzt werden, um den Hochwasserscheitel zu kappen, bei zu großen Öffnungen können die Polder bereits vor Erreichen des Hochwasserscheitels volllaufen. Die Folgen einer Sprengung sind nicht mehr beeinflussbar, der Zulauf in den Polder ist nicht mehr zu stoppen oder zu regulieren.

Ist in den nicht gesteuerten Flutungspoldern eine größere Häufung von Überschwemmungen zu erwarten, so ist dies bei den gesteuerten Flutungspoldern in weit geringerem Umfang zu besorgen. Bei einem reinen Vergleich der Kostenarten zwischen dem Bau eines Bauwerkes und einer Sprengung/Schlitzung der Deiche bei Bedarf, ist aufgrund der seltenen Notwendigkeit zur Flutung der Polder (HW100) schnell ersichtlich, dass ein Neubau eines Einlassbauwerkes nicht wirtschaftlich wäre.

In der nachfolgenden Kostenzusammenstellung wurde von einem Ereignis ausgegangen, dass nur alle 50 bzw. 100 Jahre die Flutung der Polder notwendig macht.

8.2.2 Kostenzusammenstellung

8.2.2.1 Einlassbauwerk

Für den Polder Vehlgest wurde ein Bauwerk überschlägig berechnet. Als nötige Durchflussmenge werden $\sim 150 \text{ m}^3/\text{s}$ und als Wasserstand über der Sohle eine Höhe von $\sim 2,0 \text{ m}$ angenommen. Die nötige Bauwerksbreite der Öffnung beträgt $\sim 25 \text{ m}$. Als Einlassbauwerk ist ein Stahlbetonbauwerk mit Stauklappen vorgesehen, dessen Kosten mit ca. 700.000 € geschätzt werden. Dabei werden ca. 600.000 € (netto) für den Stahlbetonbau angesetzt und ca. 100.000 € für die maschinentechnische Ausrüstung. Mit einem Zuschlag von $\sim 15 \%$ für technische Planung, Baustelleneinrichtung und -räumung, Bauüberwachung und Unvorhergesehenes ergibt sich ein geschätzter Gesamtpreis von ca. 800.000 €.

Kosten für ein Einlassbauwerk entstehen durch folgende Positionen:

- Neubau des Einlassbauwerkes

- Betriebskosten (geschätzte Stromkosten von 300 €/Jahr; Bedienungskosten von etwa 120 h/Jahr * 30 €/h)
- Instandhaltungskosten (Bauwerk und der Maschinen etwa 2.000 €/Jahr)
- Abschreibung der baulichen Anlage: 60 Jahre
- Abschreibung der Maschinen: 40 Jahre

Tabelle 8-3: Kostenzusammenstellung Bauwerk Vehlgest

Kostenart	Kostenansatz Euro	50-jähriger Ansatz		100-jähriger Ansatz	
		Jahre/ Anzahl	Gesamt Euro	Jahre/ Anzahl	Gesamt Euro
Bauwerk	800.000	1	800.000	1	800.000
Betriebskosten	3.900	50	195.000	100	390.000
Instandhaltung	2.000	50	100.000	100	200.000
Abschreibung Bauwerke	11.500	50	575.000	100	1.150.000
Abschreibung Maschinen	2.875	50	143.750	100	287.500
		Summe	1.813.750	Summe	2.827.500

Einlaufbauwerke für andere Polder können kleiner dimensioniert werden und sind entsprechend kostengünstiger. Die überschlägige Kostenermittlung für ein Einlaufbauwerk am Polder Warnau ergibt ~370.000 €.

Tabelle 8-4: Kostenzusammenstellung Bauwerk Warnau

Kostenart	Kostenansatz Euro	50-jähriger Ansatz		100-jähriger Ansatz	
		Jahre/ Anzahl	Gesamt Euro	Jahre/ Anzahl	Gesamt Euro
Bauwerk	370.000	1	370.000	1	370.000
Betriebskosten	3.500	50	175.000	100	350.000
Instandhaltung	1.500	50	75.000	100	150.000
Abschreibung Bauwerke	5.000	50	250.000	100	500.000
Abschreibung Maschinen	1.750	50	87.500	100	175.000
		Summe	957.500	Summe	1.545.000

8.2.2.2 Deichsprengung/Schlitzung

Kosten für eine Flutung der Polder durch Deichsprengung entstehen durch folgende Positionen:

- Sprengung/Schlitzung
- Deichneubau
- Instandsetzung der Deichbreschen
- Schäden durch Versandungen im Einlaufbereich.
- Unterhaltung des Deichabschnittes

Kostenansätze

Die Kosten der Deichinstandsetzung betragen nach Angaben des LUA Brandenburg für den Polder Schafhorst (ca. 108 m Bresche) 664.300 €, für den Polder Flöthgraben (ca. 63 m Bresche) 330.500 € und für den Polder Twerl (ca. 111 m Bresche) 177.100 €.

Dies entspricht durchschnittlichen Kosten von ca. 415.500 € für 100 m Deich. Entsprechend den Sprengungen im Jahr 2002 wird von bis zu 100 m breiten Deichbreschen ausgegangen. Die Kosten einer Sprengung mit ~30.000 € ist ein geschätzter Wert.

Tabelle 8-5: Kostenzusammenstellung Deichsprengung

Kostenart	Menge	Einheit	Kostenansatz Euro	50-jähriger Ansatz		100-jähriger Ansatz	
				Jahre/Anzahl	Gesamt Euro	Jahre/Anzahl	Gesamt Euro
Sprengung	1	St.	30.000	1	30.000	1	30.000
Deichneubau	100	m	4.155	1	415.500	1	415.500
Zuschläge	15	%	25.500	1	66.825	1	66.825
Unterhaltung	2.500	m ²	1	50	125.000	100	250.000
				Summe	637.325	Summe	762.325

Bei einer Schlitzung des Deiches entfallen die Kosten für die Sprengung. Die Kosten für die Öffnung des Deiches reduzieren sich in diesem Fall auf ca. 4.000 € (Tabelle 8-6.)

Tabelle 8-6: Kostenzusammenstellung Deichschlitzung

Kostenart	Menge	Einheit	Kostenansatz Euro	50-jähriger Ansatz		100-jähriger Ansatz	
				Jahre/Anzahl	Gesamt Euro	Jahre/Anzahl	Gesamt Euro
Schlitzung	1	St.	4.000	1	4.000	1	4.000
Deichneubau	100	m	4.155	1	415.500	1	415.500
Zuschläge	15	%	25.500	1	66.825	1	66.825
Unterhaltung	2.500	m ²	1	50	125.000	100	250.000
				Summe	611.325	Summe	736.325

8.2.3 Kosten-Nutzen-Analyse

Der Nutzen, das Kappen des Hochwasserscheitels, ist bei beiden Varianten der Deichöffnung der gleiche. Durch die niedrigeren Investitionskosten ist im Kosten-Nutzen-Vergleich die Variante der Sprengung vorteilhafter. Bei dem August-Hochwasser 2002 wurden bereits Kenntnisse bei der Sprengung von Deichen gesammelt und insgesamt positive Erfahrungen gemacht.

Der Bau eines Einlassbauwerkes rentiert sich erst durch mehrmaligen Einsatz. Als reine Hochwasserentlastung bei einem Extrem-Hochwasserereignis ist es nicht wirtschaftlich. Das Einlassbauwerk Warnau beispielsweise, welches zu den kleinsten ge-

hört, würde erst wirtschaftlich werden, wenn in dem angesetzten Zeitraum von 100 Jahren der Deich mindestens zweimal durch Sprengungen geöffnet werden müsste.

Tabelle 8-7: Kostenzusammenstellung für zwei Deichsprengungen

Kostenart	Menge	Einheit	Kostenansatz Euro	50-jähriger Ansatz		100-jähriger Ansatz	
				Jahre/Anzahl	Gesamt Euro	Jahre/Anzahl	Gesamt Euro
Sprengung	1	St.	30.000	2	60.000	2	30.000
Deichneubau	100	m	4.155	2	831.000	2	831.000
Zuschläge	15	%	25.500	2	51.000	2	51.000
Unterhaltung	2.400	m ²	1	50	120.000	100	240.000
				Summe	1.062.000	Summe	1.182.000

8.2.4 Fazit

Der Bau von Einlassbauwerken ist grundsätzlich unwirtschaftlich im Vergleich zu einer Sprengung der Deiche im Bedarfsfall. Wirtschaftlicher ist es, die Sprengung der Deiche gut vorzubereiten, um Zeitverzögerungen zu verhindern. Für die Einsatzmannschaften müssen die Stellen, an den Sprengungen vorgesehen sind, in der Örtlichkeit ersichtlich und auch mit schwerem Gerät erreichbar sein. Die Einlaufbereiche der Deichbreschen können durch in den Deich eingesetzte Spundwände begrenzt werden. Dadurch kann die maximale Zuflussmenge durch eine verringerte Einlaufbreite vor der Sprengung begrenzt werden und die Instandsetzungskosten zur Deichlückenschließung sind geringer. Die im Vorfeld anfallenden Kosten belaufen sich auf ca. 100.000 € für das Einbringen der Spundbohlen und die Vorbereitung der Arbeiten.

Die Kosten der Sprengung lassen sich nach Ausführungen der HWLZ Lenzen noch weiter reduzieren, indem auf Sprengungen verzichtet und stattdessen durch Baggerarbeiten manuell ein Schlitz in den Deich gebracht werden. Dabei wird ein Bagger an die im Vorfeld abgestimmte Stelle transportiert, die Deichkrone bis ca. 20 cm oberhalb des Wasserstandes abgetragen und anschließend ein Rinne in den abgebagerten Abschnitt eingebracht. Die Aufweitung der Einlaufstelle erfolgt durch das einströmende Wasser. Je Schlitzstelle entstehen so Kosten von ~4.000 €, die im Vergleich zu den angesetzten Kosten der Sprengung von 30.000 € ein Vielfaches günstiger sind. Bedenklich an diesem Verfahren sind aber Sicherheitsaspekte (Baggerfahrt/ -arbeit auf durchfeuchteten Deich) sowie eine nur bedingt beeinflussbare zeitliche/räumliche Entwicklung der Deichbreche nach Schlitzung und Überflutung. Die Vermeidung von Unfällen muss oberstes Gebot sein. Die seitliche Begrenzung kann auch bei diesem Verfahren durch in den Deich eingebrachte Spundwände begrenzt werden.

8.3 Untersuchung zu einem möglichen Deichbruch zwischen Havelberg und Sandau

Gemäß Auftrag des Landesumweltamtes Brandenburg sollte untersucht werden, was die Folgen eines möglichen Deichbruches am rechten Elbeufer zwischen den Pegeln Sandau und Havelberg EP für das Flutungssystem und insbesondere für die Ortschaft Sandau bedeuten würden. In Abstimmung mit dem Auftraggeber wurde beschlossen, die Untersuchungen auf Basis des Szenario 1 (also ohne Deichbrüche entlang der Elbe oberhalb von Tangermünde) durchzuführen.

- Deichbruch** In Abbildung 8-7 ist der abgestimmte Standort eines möglichen Deichbruches am rechten Elbehauptdeich dargestellt.
- Der Deichbruch wurde an der tiefsten Stelle des Sommerpolders zwischen Elbe, Havel und Polder Trübengraben (Polder 1) gelegt. Dieser Sommerpolder wurde auch bereits beim Hochwasser 2002 auf natürliche Weise geflutet und war bereits entsprechend im Modell integriert. Der Sommerpolder ist im Süden eingedeicht (Innendeich), um bei einer Flutung das Hinterland (Gebiet B und C und die Ortschaft Sandau) zu schützen. Um die Gefahr einschätzen zu können, ob bei einem Deichbruch an dieser Stelle auch das Hinterland geflutet wird, wurden auch die Gebiete B und C dem Modell hinzugefügt.
- Breiten des Deichbruches** Es sollten zwei mögliche Breiten des Deichbruches untersucht werden; 100 und 200 m. Außerdem wurde angenommen, dass ein Deichbruch bei einem Wasserstand eintritt, der um 50 cm unterhalb des ungekappten Scheitels liegt (dies ist am 19. August um 5:00 der Fall). Das Wehr Neuwerben wird bei diesem Szenario nicht geöffnet. Das Wehr Quitzöbel wird am 17. August um 16:30 geschlossen und am 24. August wieder geöffnet.
- Außerdem sollte untersucht werden, was es bringen würde, bei einem solchen Deichbruch die Polder 1 bis 6 zu öffnen.

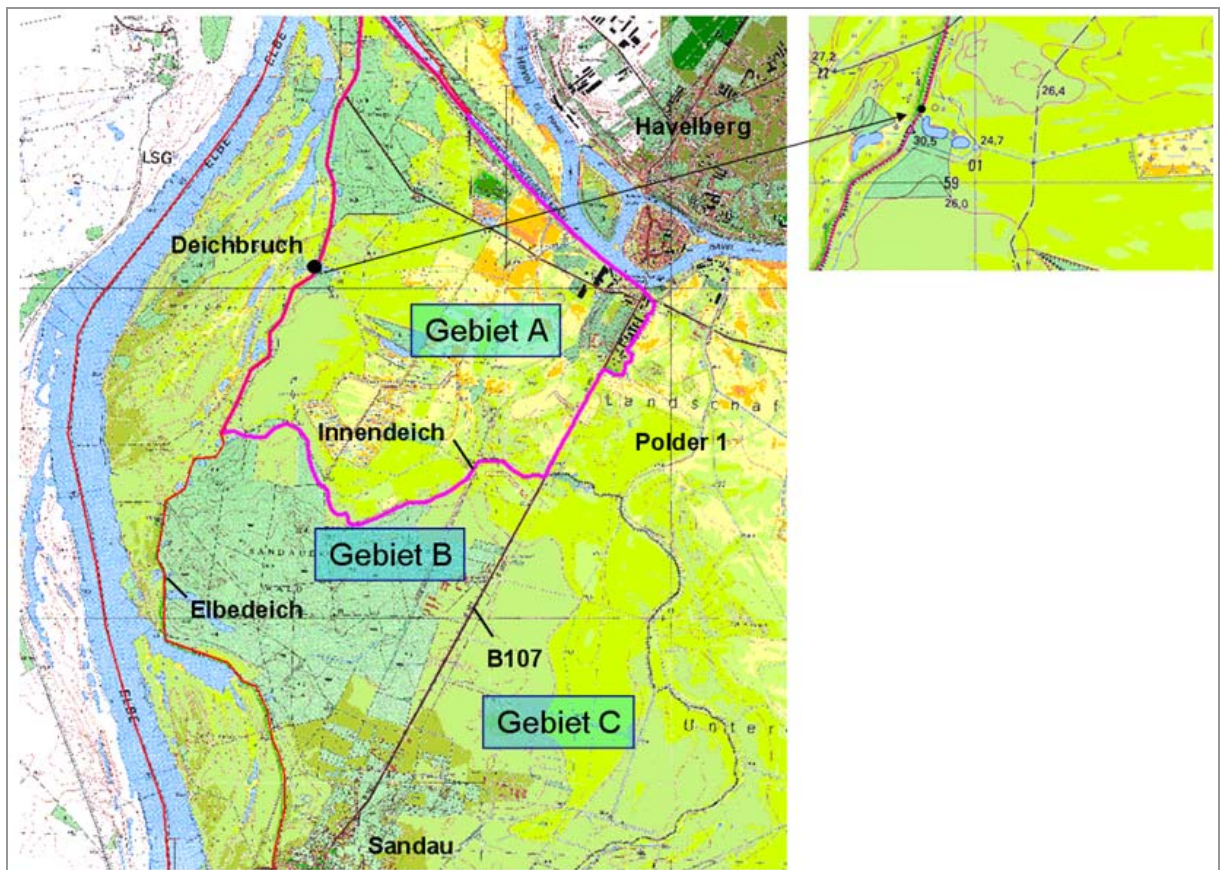


Abbildung 8-7: Standort des möglichen Deichbruches am rechten Elbedeich

In Abbildung 8-8 ist dargestellt, dass bei einer Breite des Deichbruches von 100 m bei Nicht-Öffnen der Polder die Wasserstände im Gebiet A (und aufgrund der Deichkrone des Innendeiches von ca. 27,20 m DHHN92 damit auch im Gebiet B und C) bis ca. 27,90 m DHHN92 ansteigen. In Abbildung 8-9 ist dargestellt, dass bei gleicher Breite des Deichbruches, wenn die Polder geöffnet werden, der Was-

**Wasserstand in
Havelberg-
Stadt**

serstand nur noch bis 27,20 m DHHN92 ansteigt, und damit gerade die Krone des Innendeiches erreicht.

In dem Fall wären die Gebiete B und C gerade noch geschützt und auch die Ortschaft Sandau wäre nicht gefährdet. Aus den Abbildungen wird jedoch auch deutlich, dass der Wasserstand in der Havel genau so weit ansteigen wird, wie der Wasserstand im Sommerpolder. In dem vorliegenden Bericht wurde davon ausgegangen, dass der maximale Wasserstand in Havelberg-Stadt ein Niveau von 26,45 m DHHN92 nicht überschreiten darf. Da dieser kritische Wasserstand sogar beim Öffnen der Polder 1 bis 6 und bei einer relativ geringen Breite des Deichbruches hier eindeutig nicht eingehalten werden kann, kann hier nur empfohlen werden, die Deiche am Sommerpolder regelmäßig auf ihre Standsicherheit zu überprüfen.

Aus dieser Sicht ist es dann auch wenig sinnvoll, eine weitere Variante mit einer Breite des Deichbruches von 200 m durchzurechnen. Es wurde aber dennoch gemacht und die Ergebnisse zeigen erwartungsgemäß noch problematischere Verhältnisse für Havelberg-Stadt (bis 27,95 m DHHN92). Dies ist in der nächsten Abbildung zusammen mit der Wasserstandsentwicklung im Gebiet C dargestellt. In diesem Fall stehen auch Teile der Ortschaft Sandau unter Wasser.

Die (nicht dargestellte) Kappung, die mit dem Deichbruch zwischen Havelberg und Sandau am Pegel Wittenberge bewirkt wird, ist im Vergleich zu der Kappung, die bei Szenario 1 erreicht wurde, um 5 (Deichbruchbreite von 100 m) beziehungsweise 30 cm (Deichbruchbreite von 200 m) größer. Die Kappungsverläufe in Wittenberge sowie der relativ langsame Anstieg der Wasserstände in Havelberg-Stadt deuten darauf hin, dass bei einer kontrollierten Flutung an Stelle des angenommenen Deichbruches eine im Vergleich zum heutigen Flutungssystem wesentlich effektivere Kappung in Wittenberge möglich wäre.

Es wurde nur ansatzweise untersucht, was das schnellere Öffnen des Wehres Quitzöbel für die maximalen Wasserstände am Deichbruch beziehungsweise in Havelberg-Stadt bedeuten könnte. Dabei hat sich herausgestellt, dass bei einer Breite des Deichbruches von 100 m das Öffnen der Polder und das vollständige Öffnen des Wehres Quitzöbel ab dem 19. August 5:00 (also genau zum Zeitpunkt des Deichbruches) die Wasserstände am Deichbruch genau nur bis auf 26,72 m und in Havelberg genau bis auf die kritische Grenze von 26,45 m DHHN92 ansteigen lassen würden. Das schnelle Öffnen des Wehres hätte aber zur Folge, dass die Wasserstände in Wittenberge über BHW ansteigen.

Bei einer Breite von 200 m kann der Wasserspiegel in Havelberg-Stadt jedoch nicht unter 26,96 und am Deichbruch nicht unter 27,15 m DHHN92 gehalten werden. Das BHW Wittenberge kann jedoch eingehalten werden.

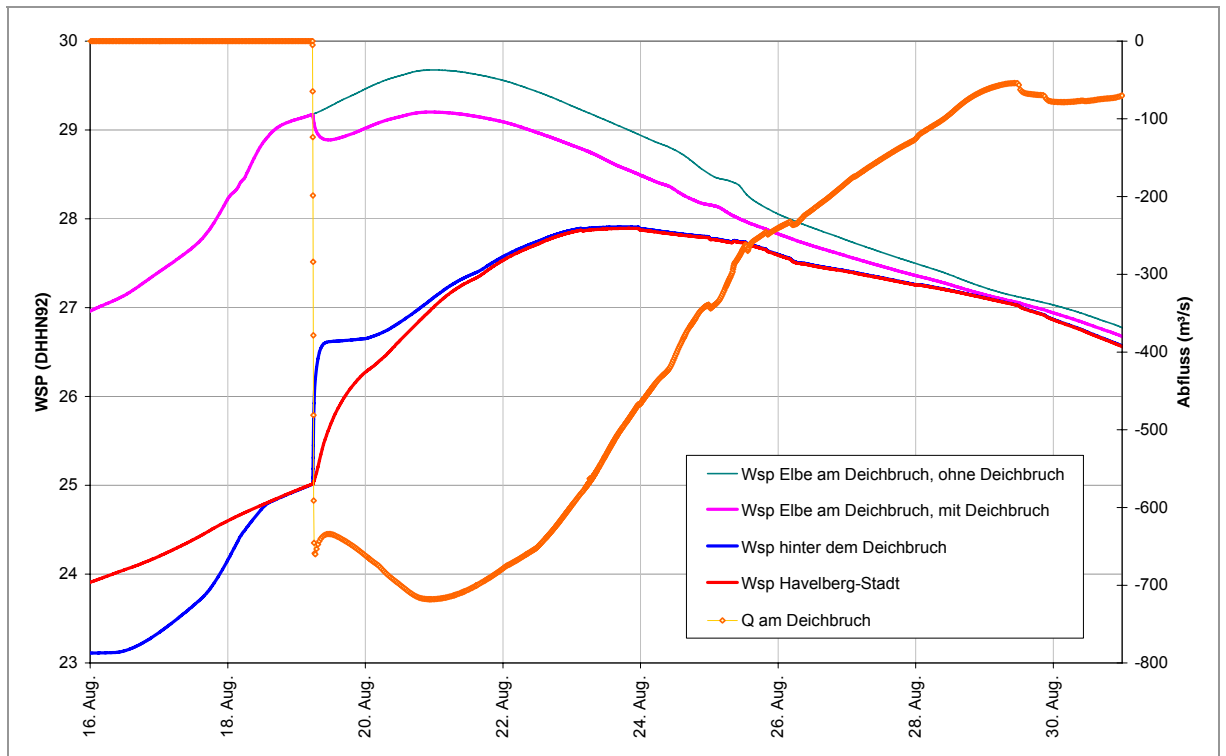


Abbildung 8-8: Analyse eines möglichen Deichbruches der Elbe, Breite des Deichbruches 100 m und geschlossene Havelpolder

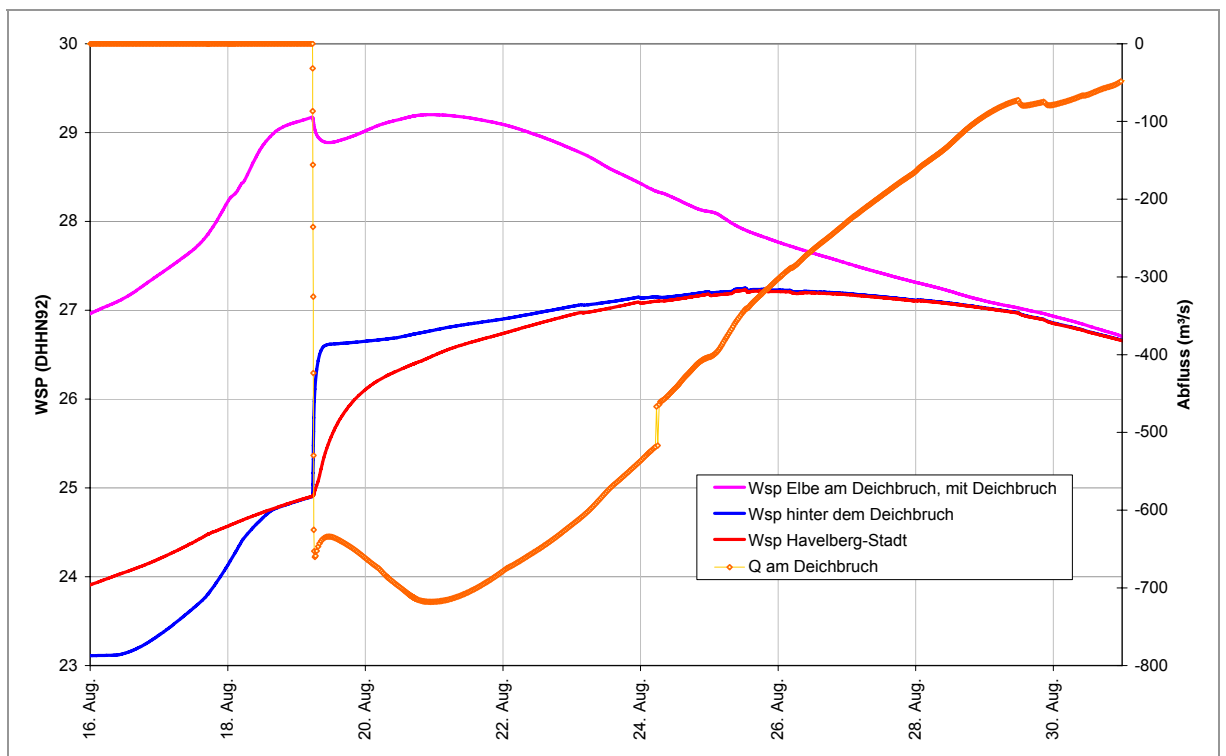


Abbildung 8-9: Analyse eines möglichen Deichbruches der Elbe, Breite des Deichbruches 100 m und geöffnete Havelpolder

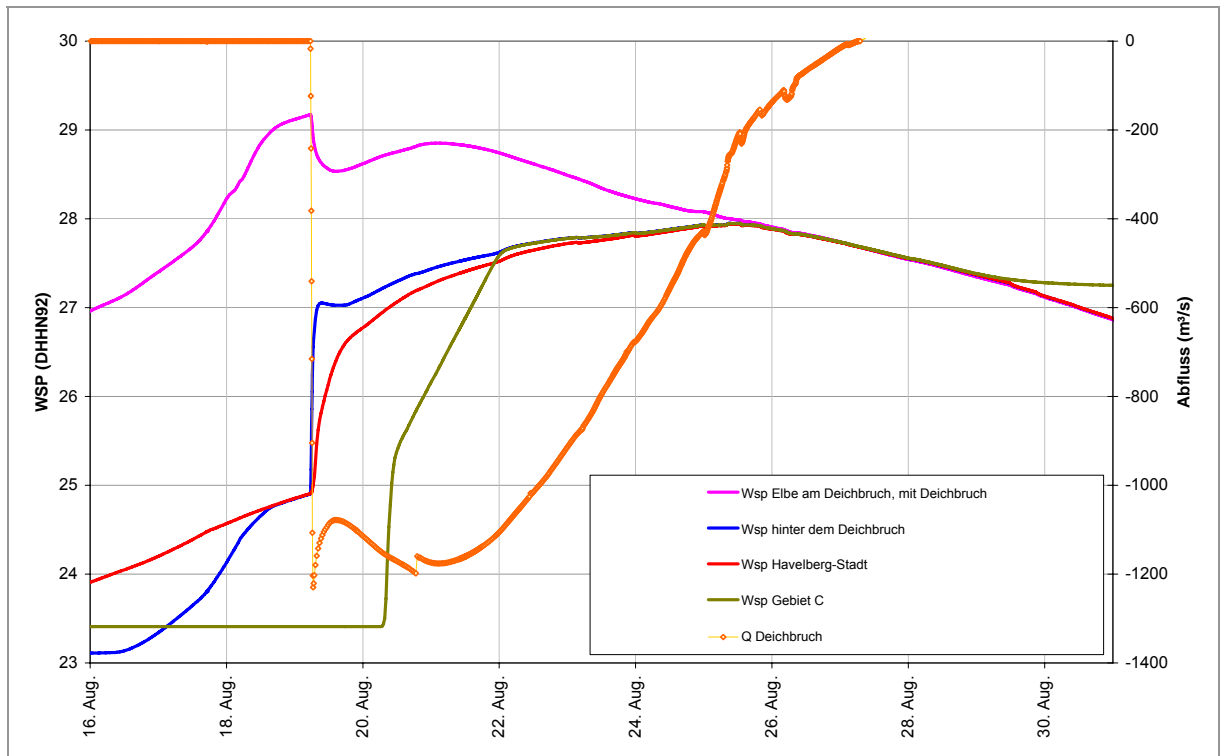


Abbildung 8-10: Analyse eines möglichen Deichbruches der Elbe, Breite des Deichbruches 200 m und geöffnete Havelpolder

9 Zusammenfassung der modellgestützten Untersuchungen zur Flutung der Havelniederung (Mengenaspekte)

Kalibrierung Nachfolgend werden wesentliche Ergebnisse der modellgestützten Untersuchungen der Flutung der Havelniederung bei Extremereignissen in der Elbe zusammenfassend dargestellt. Grundlage hierfür sind die im Band 2 und im vorliegenden Band dokumentierten Ergebnisse.

9.1 Kalibrierung / Verifizierung des Modells

Die Kalibrierung und Verifizierung des Modells erfolgt anhand des Hochwassers August 2002.

Die Kalibrierung war problematisch, da während des Projektes die Abflusstafel Tangermünde überarbeitet wurde. Mit der neuen Abflusstafel können die Elbepegel jedoch besser abgebildet werden. Dafür war zusätzlich die Berücksichtigung der Hysterese am Pegel Tangermünde erforderlich. Die auf Basis der neuen Abflusstafel Tangermünde inklusive Hysterese dargestellte Kalibrierung zeigt an den Elbepegeln sowie auch an den Havel- und Polderpegeln und an den Pegeln der Nebenflüsse der Havel eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Wasserständen.

Wasserstand in Wittenberge

Lediglich der Wasserstand in Wittenberge wird im Modell generell unterschätzt. Die Abweichungen im Bereich des gemessenen (gekappten) Scheitels der Hochwasserwelle betragen im Mittel etwa 24 cm. Dies lässt sich vorrangig mit der Problematik der Ableitung einer zuverlässigen Abflussganglinie in Tangermünde erklären, ggf. auch aus der Abflussganglinie Wittenberge. Auch die am 25. April 2006 gelieferten Ergebnisse der BfG (Modell WAVOS) zeigen, dass die Abflüsse in Wittenberge deutlich geringer berechnet wurden als sie laut Abflusstafel 2002 zu erwarten waren.

Wehr Neuwerben

Neben den Wasserstandsganglinien an den Pegeln konnte anhand der auf Basis der in der WbVor dargestellten Kennlinie des Wehres Neuwerben auch die Plausibilität der im Modell berechneten Abflussganglinie durch das Wehr erfolgreich überprüft werden.

Ausbreitung der Flut

Außerdem konnte anhand der verfügbaren Fernerkundungsdaten festgestellt werden, dass die auf Basis der Modellergebnisse berechnete Ausbreitung der Flut sowohl in den Vorländern der Fließgewässer als auch in den Poldern plausibel abgebildet wird.

Grundwasserstandsganglinien

Neben der damit erfolgreichen Kalibrierung der Oberflächengewässer-Modellkomponente konnten auch die vorhandenen Grundwasserstandsganglinien mit dem gekoppelten Modell ausreichend genau abgebildet werden.

9.2 Analyse des HW2002 (Band 2)

Falls das Wehr Neuwerben 2002 nicht geöffnet worden wäre, wäre nach dem Modell der Wasserspiegel in Wittenberge bis 754 cm a. P. angestiegen. Da der maximal beobachtete Wasserstand in Wittenberge am 20. August 734 cm a. P. betragen hat, ist nur eine effektive Kappung von 20 cm erzielt worden.

Kappungsverlauf 2002

Die beobachtete Ganglinie am Pegel Wittenberge macht aufgrund des stetig absinkenden Wasserstands deutlich, dass der Kappungsverlauf 2002 nicht optimal war.

Das Speicherpotential der Havelniederung konnte nicht vollständig genutzt werden, da aufgrund von unterschiedlichen Faktoren die Wasserstände in Havelberg nicht bis

Entleerung	<p>auf die in der WbVor vorgeschriebene kritische Grenze von 26,45 m DHHN92 ansteigen durften.</p> <p>Die Einbindung der Polder verläuft optimal, wenn das Maximum des in der Havelniederung gespeicherten Volumens gleichzeitig mit dem Maximum des Wasserstandes in Havelberg auftritt. Die Wasserstände in Havelberg erreichten am 22. August bereits das beobachtete Maximum. Das Maximum des in der Niederung gespeicherten Volumens wurde jedoch erst nach dem 26. August erreicht. Bis dahin waren die Wasserstände in Havelberg-Stadt bereits wieder um mehr als 10 cm abgesunken. Einerseits liegt das Problem darin, dass sich die über das Wehr Neuwerben eingeleiteten Wassermengen bei Ableitungsmengen über 600 m³/s entlang der Strecke Quitzöbel – Havelberg sehr stark aufstauen, so dass in Havelberg der vorgegebene maximale Wasserstand schneller erreicht wird. Der Standort des Einlassbauwerks Neuwerben ist damit für die Flutung nicht optimal gelegen. Andererseits wurden die Polder erst geflutet, nachdem das Wehr Neuwerben bereits seit Stunden geöffnet war. Das frühere Öffnen der Polder hätte die Wasserstände in der Havel am Anfang der Flutung gesenkt. Damit hätte auf der Strecke Quitzöbel - Havelberg-Stadt mehr Speicher zur Verfügung gestanden.</p> <p>Die Niederung konnte aufgrund der Baustelle am Wehr Gnevsdorf nur sehr langsam entlastet werden. Die Mengen, die dabei in dem Modell über das Wehr Quitzöbel aus der Niederung hinausströmen, sind im Vergleich zu den Mengen, die nach Angabe der WbVor 2002 über das Wehr geflossen sind, um etwa 26 % größer. In der WbVor wird allerdings lediglich angenommen, dass das Wehr eine dem Wehr Neuwerben ähnliche Kennlinie besitzt. Anhand detaillierter Untersuchungen konnte jedoch festgestellt werden, dass es keinen Grund gibt anzunehmen, dass die im Modell berechnete Abflussganglinie am Wehr Quitzöbel die tatsächlich aufgetretene Abflussganglinie so stark überschätzt. Das Gefälle über das Wehr Quitzöbel sowie die Wasserstände der Havel werden ausreichend genau abgebildet, um dies ausschließen zu können. Eine Überprüfung der Kennlinie des Wehres Quitzöbel wird empfohlen.</p> <p>Bei der Entleerung konnte außerdem festgestellt werden, dass der Polder Vehlgest aufgrund der fehlenden Auslassbauwerke sehr lange geflutet war. Falls die Sommerdeiche zu dem Sommerpolder Kümmernitz (Polder 2.1) nicht gebrochen wären, wäre wahrscheinlich gleiches auch im Polder Kümmernitz geschehen. Hier wurde allerdings nicht überprüft, inwieweit das Siel bei km 7 zu einer beschleunigten Entleerung beitragen kann. Für die Entleerung der Polder scheinen daher Bauwerke erforderlich zu sein.</p>
Volumina	<p>Am 26. August wurden um 22:00 maximal 190 Mio. m³ in der vom Modell abgebildeten Havelniederung gespeichert. Davon waren 69,5 Mio. m³ in den Flutungspoldern, 110,5 Mio. m³ in der Havel, in den Sommerpoldern und Nebengewässern und 10 Mio. m³ im Grundwasser gespeichert. Das nach dem Schließen des Wehres Quitzöbel zusätzlich in der Havel, in den Sommerpoldern und Nebenflüssen gespeicherte Volumen beträgt lediglich 74 Mio. m³. In den Flutungspoldern wurden immer noch 68 Mio. m³ gespeichert.</p> <p>Zusammen mit dem im Grundwasser gespeicherten Volumen sind während der Flutung maximal 152 Mio. m³ in der Niederung zusätzlich zur Anfangsspeicherung am 18. August gespeichert gewesen. Die Grundwasserspeicherung (10 Mio.m³) beträgt damit 6,6 % des gesamten Flutungsvolumens. Die maximale Versickerung betrug am 22. August etwa 25 m³/s, wovon etwa 15 m³/s in den Flutungspoldern angefallen sind. Am 30. August hat sich die insgesamt in der Havelniederung auftretende Infiltration bereits umgekehrt und im Mittel ist wieder Wasser aus dem Grund- in das Oberflächenwasser geströmt.</p> <p>Die Polder Trübengraben und Schaffhorst sind mit jeweils ca. 14 Mio. m³ diejenigen mit dem größten Inhalt. Danach folgen die Polder Vehlgest und Warnau mit 9 bis</p>

10 Mio. m³. In die Polder Twerl, Kümmernitz und Flöthgraben wurde mit etwas über 7 Mio. m³ am wenigsten Wasser eingeleitet. Polder Trübengraben lässt mit maximal 110 m³/s den größten Zustrom verzeichnen. Der Polder Flöthgraben wurde mit maximal 42 m³/s am langsamsten geflutet. Dies ist auf die gegenseitige Wechselwirkung mit dem benachbarten Polder Schafhorst zurückzuführen. Insgesamt sind in die Flutungspolder am 21. August um 21:00 etwa 440 m³/s hineingeströmt.

Bezogen auf ein Niveau von 24,75 m DHHN92 sind die Polder in 2002 im Mittel 16 Tage und 16 Stunden geflutet gewesen.

9.3 Optimierung des HW2002 (Band 2)

Ziel der Untersuchungen war, ausgehend von den verfügbaren Steuermöglichkeiten, ein optimales Flutungskonzept für eine vorgegebene bzw. maximale Kappung des Elbe-Hochwasserscheitels zu entwickeln.

Systemkomponenten

Für eine effektive Optimierung des Gesamtsystems wurden die einzelnen Systemkomponenten zuerst getrennt hinsichtlich ihrer Effekte untersucht.

Wehr Quitzöbel

Dabei hat sich herausgestellt, dass der Zeitpunkt, an dem das Wehr Quitzöbel nach Vorgabe der WbVor geschlossen werden soll, bereits korrekt definiert ist. Demnach sollte das Wehr beim Kentern der Strömung in den Gnevsdorfer Vorfluter geschlossen werden. Dies wurde dann auch bei der Optimierung des Gesamtsystems immer so angesetzt.

Drosselung Albertsheim

Die 2002 durchgeführte Drosselung oberhalb von Albertsheim hat einen nur geringen Einfluss auf den maximalen Wasserstand in Havelberg-Stadt gehabt. Wäre die Drosselung nicht erfolgt, wären die Wasserstände um 5 cm weiter angestiegen. Bei einer extrem angesetzten Drosselung im Oberlauf der Havel und Spree hätten die Wasserstände in Havelberg-Stadt im Vergleich zum Ist-Zustand um 18 cm gesenkt werden können. Da es jedoch unsicher ist, inwieweit die bei dieser Variante angesetzte Drosselung im Oberlauf der Havel-Spree tatsächlich möglich gewesen wäre, wurde bei der Optimierung des Gesamtsystems immer davon ausgegangen, dass die Drosselung (und damit die Abflussganglinie Albertsheim) wie in 2002 anzusetzen ist.

Polderöffnungen

Bei der Optimierung der Polderöffnungen konnte folgendes festgestellt werden:

- Das zusätzliche Öffnen von Polder 6 hätte zwischen Garz und Albertsheim eine Absenkung der maximalen Wasserstände um 10 cm bedeutet. Auf den maximalen Wasserstand in Havelberg hätte dies einen nur sehr geringen Einfluss gehabt.
- Bei den Analysen des Öffnens einzelner Polder hat sich gezeigt, dass die Polder Große Grabenniederung, Schafhorst und Havelberg am effektivsten sind. Wenn nur einer der drei genannten Polder 2002 geöffnet worden wäre, wäre der Wasserspiegel in Havelberg Stadt nicht über 26,45 m DHHN92 gestiegen. Der Polder Kümmernitz ist der am wenigsten wirksame Polder der Niederung.
- Wenn überhaupt keine Polder geöffnet worden wären, wäre der Wasserspiegel in Havelberg-Stadt bis auf 26,66 m DHHN92 gestiegen.
- Wenn nur die Polder 1, 4.1 und 6 in 2002 geöffnet worden wären, wären die Wasserstände in Havelberg lediglich 9 cm höher angestiegen.
- Die Breiten der Deichbreschen wurden für die Flutung 2002 effizient gewählt. Wesentlich schmalere Deichbreschen hätten die Wasserstände in Havelberg-Stadt merklich ansteigen lassen. Breitere Deichbreschen hätten dagegen kaum einen Einfluss gehabt.

- Untersuchungen zu den Öffnungszeiten der Polder haben ergeben, dass die Polder so früh wie möglich und spätestens zum Zeitpunkt der Öffnung von Neuwerben alle gleichzeitig geöffnet werden sollten.
 - Bei gleich bleibender Wehreinrichtung des Wehres Neuwerben hätten die unterschiedlichen Varianten 2002 kaum einen Einfluss auf die Durchflussrate des Wehres und damit auf die Kappung in Wittenberge gehabt.
- Neuwerben** Die Optimierung der Systemkomponente Neuwerben hat ergeben, dass bei der im Vergleich zum Ist-Zustand gleich bleibenden Steuerung der Polder (nur Polder 1 bis 5) bis zum Erreichen des kritischen Wasserstands von 26,45 m DHHN92 in Havelberg-Stadt etwa 136 Mio. m³ in der Niederung hätten gespeichert werden können. Dabei hätte die Kappung in Wittenberge ca. 55 cm betragen.
- Optimierung des Gesamtsystems** Bei der Optimierung des Gesamtsystems wurden nach den oben dargestellten Erkenntnissen der Optimierung der einzelnen Komponenten folglich nur die Komponenten Polderöffnungen und Neuwerben kombiniert. Für verschiedene Kappungsziele (darunter auch das maximal mögliche) wurden folgende Optionen der Polderöffnungen untersucht:
- Öffnen der Polder 1, 4.1 und 6
 - Öffnen der Polder 1, 4.1, 5 und 6
 - Öffnen der Polder 1 bis 6
- Bei allen Varianten wurden alle zu öffnenden Polder gleichzeitig mit dem Schließen des Wehres Quitzöbel geöffnet. Wesentliche Ergebnisse waren:
- Beim Öffnen der Polder 1, 4.1 und 6 wäre eine maximale Kappung von 51 cm möglich gewesen. Dabei wären 110 bis 120 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben in die Niederung geflossen. Der Wasserstand in Havelberg-Stadt wäre bis auf 26,45 m DHHN92 angestiegen.
 - Wenn die Wasserstände in Havelberg nicht über den 2002 beobachteten maximalen Wasserstand steigen dürfen, hätten bei dieser Variante maximal 64 Mio. m³ geflutet werden können. Damit hätte der Wasserstand am Pegel Wittenberge um einen Wert von 34 cm gekappt werden können. Damit wären 14 cm (Ist-Zustand 20 cm) mehr gekappt worden als 2002, ohne die Wasserstände in Havelberg weiter ansteigen zu lassen.
 - Beim Öffnen der Polder 1, 4.1, 5 und 6 wäre eine maximale Kappung von 55 cm möglich gewesen. Dabei wären 136 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben in die Niederung geflossen. Der Wasserstand in Havelberg-Stadt wäre bis auf 26,45 m DHHN92 angestiegen. Diese Variante ergibt also das gleiche Ergebnis wie die oben dargestellte Variante, wobei nur die Komponente Neuwerben optimiert wurde. Statt sieben (die Polder 3.1, 3.2, 4.1 und 4.2 werden hierbei getrennt betrachtet und Polder 6 wurde in 2002 nicht geflutet) werden hier jedoch nur vier Polder geflutet.
 - Beim Öffnen der Polder 1 bis 6 wäre eine maximale Kappung von etwa 62 cm möglich gewesen. Dabei wären 174 Mio. m³ über das Wehr Neuwerben in die Niederung geflossen. Der Wasserstand in Havelberg-Stadt wäre bis auf 26,45 m DHHN92 angestiegen. Diese Variante repräsentiert somit die mit dem heutigen System maximal mögliche Kappung des HW2002.
 - Wenn die Wasserstände in Havelberg nicht über den 2002 beobachteten maximalen Wasserstand steigen dürfen, hätten bei dieser Variante maximal etwa 100 Mio. m³ und damit in Wittenberge mindestens 45 cm gekappt werden können. Damit wären mindesten 25 cm mehr gekappt worden als 2002, ohne die Wasserstände in Havelberg weiter ansteigen zu lassen.

Volumina optimale Variante	<p>Bei der oben dargestellten maximal möglichen Kappungsvariante beim Öffnen der Polder 1 bis 6 wurden maximal 289 Mio. m³ in der Niederung gespeichert. Davon fallen 250 Mio m³ erst nach dem Schließen von Quitzöbel an. Davon sind 6 % im Grundwasser, 42 % in den Oberflächengewässern und 52 % in den Flutungspoldern gespeichert. Die Bedeutung der Flutungspolder nimmt bei der Öffnung des Polders 6 im Vergleich zum Ist-Zustand also deutlich zu. Die mittlere Flutungsdauer der Polder verlängert sich bei dieser optimalen Variante im Vergleich zum Ist-Zustand um 5 Tage und 14 Stunden. Dabei wurde in Quitzöbel aufgrund der Baustelle Gnevsdorf ähnlich wie 2002 gedrosselt. Bei einer optimalen Entleerung könnte die mittlere Flutungsdauer der Polder um fast 4 Tagen verringert werden. Gegenüber dem Ist-Zustand sind die Polder dann immer noch fast 2 Tage länger geflutet.</p>
Standsicherheit der Polderdeiche	<p>Die Standsicherheit der Polderdeiche ist bei einer Flutung in Havelberg-Stadt über 25,89 m DHHN92 ohne Flutung des entsprechenden Polders nicht gesichert. Aufgrund fehlender Deichuntersuchungen konnten keine Aussagen bezüglich einer möglichen Erhöhung des in der WbVor angegebenen maximalen Wasserstands von 25,89 m DHHN92 gemacht werden.</p>

9.4 Weitere Untersuchungen auf Basis der maximal optimierte Variante (Band 3)

Auf Basis der oben dargestellten optimalen Variante (gleichzeitige Flutung von Polder 1 bis 6 und einer Kappung von 62 cm) wurden weitere Untersuchungen durchgeführt, die bereits fertig gestellte oder geplante Änderungen im Flutungssystem berücksichtigen sollen. Die Ergebnisse sind nachfolgend aufgelistet:

Polder 7 - 10	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Die Erweiterungen für die Polder Trübengraben und Kümmernitz haben aufgrund des geringen Volumens aus Sicht des Hochwasserschutzes nur eine geringe Auswirkung auf die Wasserstände in der Havel ▪ Das bereits fertig gestellte Bauwerk am Vehlgest Ost kann eine Deichbresche bei der Flutung nicht ersetzen. Die relativ geringe Kapazität des Bauwerkes steht einer schnellen Flutung des Polders im Wege. Für die Entleerung des Polders ist das Bauwerk jedoch sehr sinnvoll, wenn nicht sogar erforderlich. ▪ Die beiden geplanten Bauwerke in Warnau haben aus wasserwirtschaftlicher Sicht keinen negativen Einfluss auf das Flutungssystem. Aus ökologischer Sicht sind sie sogar vorteilhaft. ▪ Die Polder 7 bis 10 bringen keine wesentliche Entlastung der Havelwasserstände bei einer Kappung von 62 cm. Die Wasserstände in Havelberg können bei Anbindung aller vier Polder maximal um 5 cm gesenkt werden.
----------------------	---

9.5 Szenarien für extreme Hochwasserereignisse in Elbe und Havel

worst-case-Szenarien	<p>In Abstimmung mit den Auftraggebern wurde entschieden, neben dem Basisszenario, das durch den Hochwasserverlauf 2002 charakterisiert wird, folgende worst-case-Szenarien zu untersuchen:</p> <p>Szenario 1: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche an der Elbe (unter Berücksichtigung von Berechnungen mit WAVOS seitens der BfG)</p> <p>Szenario 2: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) mit Fülle des Hochwassers 1988</p> <p>Szenario 3: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) trifft auf HQ10 in der Havel</p>
-----------------------------	--

Szenario 4: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) mit Fülle des Hochwassers 1988 trifft auf HQ10 in der Havel

Szenario 5: Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche (Szenario 1) mit noch größerem Abflussscheitel (möglichst größer als HQ₁₀₀)

In der nächsten Tabelle werden die wichtigsten Daten zusammengefasst.

Tabelle 9-1: Selektierte Ergebnisse der berechneten Szenarien

	Sz. 1	Sz. 2	Sz. 3	Sz. 4	Sz. 5	Basis-variante
Q _{Max} Tangermünde (m ³ /s)	4410	4410	4410	4410	5056	3907
WSP _{Max} Wittenberge a. P. gekappt	740	760	748	774	797	693
Kappung (cm)	63	47	55	33	56	62
Kappungsvolumen (Mio. m ³)	145	149	118	88	118	174
Kappungsdauer	3d15h21	5d0h58	3d9h36	4d0h58	2d19h41	4d16h34
Maximaler Kappungsabfluss (m ³ /s)	739,4	543,7	641,6	392,4	759,3	750,6
WSP _{Max} Quitzöbel OP (DHHN92)	27,00	26,68	26,84	26,48	27,01	26,99
WSP _{Max} Havelberg-Stadt (DHHN92)	26,34	26,46	26,45	26,44	26,24	26,43
Überstaudauer der Polder (Tage)	17,98	22,38	19,15	22,75	17,22	18,32

Szenario 1

Nur bei Szenario 1 konnte das BHW von 745 cm a. P. Wittenberge eingehalten werden. Dieses Szenario kommt im Oberlauf der Elbe dem HW2002 gleich. Nur die oberhalb von Tangermünde aufgetretenen Deichbrüche entfallen bei diesem Szenario. Das maximal zu erreichende Kappungsziel steigt dadurch im Vergleich zu der maximal optimierten Basisvariante um 47 cm!

Szenario 2 bis 5

Die Szenarien 2 bis 5, die ausgehend von dem Szenario 1 extremere Kappungsbedingungen repräsentieren, können alle nicht bis auf das BHW gekappt werden. Lediglich das Szenario 3, das ausgehend von Szenario 1 auf einem HQ₁₀-Ereignis in der Havel aufsetzt, bleibt nur 3 cm darüber.

Szenario 3

Szenario 1 und 5

Die Szenarien 1 und 5 nutzen den potentiellen Speicher der Havelniederung nur teilweise aus. Der maximale Wasserstand von 26,45 m DHHN92 wird hier nicht erreicht, da bereits vorher in Quitzöbel ein Wasserstand von etwa 27,0 m DHHN92 ansteht. Unterhalb dieses Wasserstands sind nach Aussagen des WSA Brandenburg keine Probleme am Wehr Quitzöbel zu erwarten. Die Szenarien haben gezeigt, dass die Strecke Quitzöbel – Havelberg-Stadt eine für die Flutung zu geringe Kapazität aufweist. Der Standort des Einlasswehres Neuwerben ist nicht optimal gelegen.

Auch bei einem uneingeschränkten Wasserstand in Quitzöbel hat sich jedoch herausgestellt, dass bei Szenario 1 nur weitere 5 cm und bei Szenario 5 lediglich bis auf 786 cm a. P. Wittenberge gekappt werden kann. Das auf diese Weise zu erreichende Kappungsziel bei Szenario 5 liegt immer noch 41 cm über dem BHW!

Szenario 5

Szenario 5 wurde so angesetzt, dass eine ungekappte Simulation in Wittenberge ein **HQ > HQ₁₀₀** (nach GRÜNEWALD, 2006) ergibt. Dabei wurde die Welle als sehr spitz angenommen. In der Realität können auch breitere Wellen auftreten, die dann sogar nicht auf ein Niveau unterhalb 800 cm a. P. Wittenberge gekappt werden können.

Gesamtwahrscheinlichkeit der Szenarien

Um das Flutungssystem auch in Zukunft und auch bei extremeren Ereignissen als das HW2002 effektiv nutzen zu können, ist eine Erhöhung des BHWs für Wittenberge erforderlich.

Bei der Bewertung der Ergebnisse der Szenarien ist deren Einordnung aus Sicht der Gesamtüberschreitungswahrscheinlichkeit wünschenswert. Bisher liegen keine abschließend bewerteten / bestätigte Aussagen zu Hochwasserüberschreitungswahrscheinlichkeiten im Längsschnitt der Elbe vor. Ausführliche Untersuchungen zu Bemessungsabflüssen entlang der Elbe wurden von Grünwald (2006) vorgelegt. Auch hier werden jedoch keine definitiven Aussagen zu Überschreitungswahrscheinlichkeiten am Pegel Wittenberge für die hier interessierenden Szenarien 1 bis 4 gemacht.

Ohne der abschließenden extremwertstatistischen Einordnung des Hochwassers 2002 durch eine gemeinsame Bund-/Länder-Arbeitsgruppe unter Leitung der BfG vorzugreifen, werden an dieser Stelle auf Grundlage der in Abschnitt 6.1.2 verwendeten Daten und angewendeten Methoden Abschätzungen zur Bewertung der Szenarien 1 bis 4 gemacht. Diese Abschätzungen sind keine verbindlichen, belastbaren Aussagen zur Überschreitungswahrscheinlichkeit der Szenarien, sie bieten aber eine akzeptable Grundlage zum Variantenvergleich.

Szenario 1: Auf Grundlage der in Abschnitt 6.1.2 verwendeten Daten beträgt die Überschreitungswahrscheinlichkeit des Hochwasserscheitels 2002 am Pegel Wittenberge (ohne Deichbrüche) 1,39 %.

Szenario 2: Zur Kombination des Hochwasserscheitels 2002 (ohne Deichbrüche) mit der Abflussfülle des Hochwassers 1988 gehört eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1,25 %. Damit handelt es sich bei Szenario 2 überraschenderweise um ein durchaus zu erwartendes Ereignis, das nicht wesentlich unwahrscheinlicher ist als Szenario 1.

Szenario 3: Zur Kombination des Hochwasserscheitels 2002 (ohne Deichbrüche) mit einem HQ_{10} in der Havel gehört auf Grundlage der in Abschnitt 6.1.2 verwendeten Daten eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1,18 %. Damit handelt es sich auch bei Szenario 3 um ein durchaus zu erwartendes Ereignis, das nicht wesentlich unwahrscheinlicher ist als Szenario 1.

Szenario 4: Dieses Szenario stellt eine Kombination des Hochwasserscheitels 2002 (ohne Deichbrüche) mit der Abflussfülle des Hochwassers 1988 und einem Hochwasser HQ_{10} in der Havel dar. Die Berechnung der Überschreitungswahrscheinlichkeit würde die Schätzung einer dreidimensionalen Verteilung erfordern. Eine solche Verteilung ist nicht verfügbar. Auch würden für eine Schätzung keine ausreichenden Daten verfügbar sein. Aus einem Vergleich der Überschreitungswahrscheinlichkeiten in den Szenarien 1 bis 3 wird auf eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von ca. 1 % geschlossen.

10 Schlussfolgerungen und Empfehlungen zur Flutung der Havelniederung aus der Bearbeitung des gesamten Gutachtens

Extreme Hochwasserereignisse

Gegenstand des Gutachtens war die Untersuchung der Flutung der Havelniederung bei **extremen Hochwasserereignissen** (größer HQ_{100}). Im Mittelpunkt des Gutachtens stand dementsprechend der diesbezügliche Hochwasserschutz, nicht die Entwicklung der Havelniederung als Naturpark, wie es Gegenstand des aktuellen Gewässerrandstreifenprojektes hierzu ist bzw. sein wird.

Die Konzentration auf extreme Ereignisse ist auch bei der Bewertung der untersuchten Auswirkungen der Flutung der Havelniederung hinsichtlich Ökologie und Landwirtschaft zu beachten.

26,40 m NN Havelberg

Als wesentliche Randbedingung für die Flutung der Havelniederung wurde ein maximaler zulässiger Wasserstand von 26,40 m NN in Havelberg angesetzt.

Vielzahl denkbarer Ereignisse

Das Gutachten basiert maßgeblich auf der realen Flutung der Havelniederung im August 2002, gekennzeichnet durch spezifische hydrologische Verhältnisse. Neben diesem Ereignis ist eine (praktisch unbegrenzte) Vielzahl von Hochwasserereignissen denkbar, die eine Flutung der Havelniederung erfordern bzw. sinnvoll machen, sich aber signifikant hinsichtlich des Hochwasserereignisses unterscheiden. Mit den im Gutachten untersuchten Szenarien wurde versucht, ein repräsentatives Spektrum möglicher Ereignisse zu erfassen. Dies schließt aber nicht aus, dass weitere Ereignisse eintreten, die nicht in dieses Spektrum passen. Daraus folgt, dass im konkreten Ereignisfall immer den konkreten Bedingungen Rechnung getragen werden muss.

Nachfolgend werden zusammenfassend Schlussfolgerungen und Empfehlungen zur Flutung der Havelniederung bei Extremhochwasser aus der Bearbeitung des gesamten Gutachtens gegeben.

10.1 Flutung der Havelniederung zur Kappung des Hochwasserscheitels in der Elbe

Wichtiges Instrument des Hochwasserschutzes

Die Flutung der Havelniederung ist und bleibt ein wichtiges Instrument des Hochwasserschutzes an Elbe und Havel, besonders auch für zukünftig u. U. noch extremere Ereignisse als es das Hochwasser 2002 war.

Es wurde nachgewiesen, dass selbst bei besonders extremen Hochwasserereignissen mit großer Abflussfülle eine spürbare Entlastung in der Elbe bei Flutung der Havelniederung erzielt werden kann. Die erreichbaren Kappungsbeträge des Hochwasserscheitels gehen bis ca. 60 cm.

Einhaltung aktuelles BHW nicht immer gesichert

Bei allen Szenarien mit Kappung wird ein Pegel von 800 cm in Wittenberge nicht überschritten. Nur bei einem Szenario (Hochwasser 2002 ohne Deichbrüche) wird aber das aktuelle BHW (745 über Pegel Null) in Wittenberge eingehalten, ohne die Wasserstände in Havelberg über 26,40 m NN steigen zu lassen.

Die Anhebung des BHW in der Elbe bis Wittenberge ist zu prüfen!

E1 →

Die Nutzung der Polder 7 bis 10 als Flutungspolder hat keinen signifikanten Effekt bei der Kappung des Hochwasserscheitels in der Elbe und sollte deshalb auch aus sozio-ökonomischen und ökologischen Gründen unterbleiben.

E2 →

Auf eine Ausweisung der Polder 7 bis 10 als Flutungspolder kann verzichtet werden.

Flutungswasserstand Havelberg 26,40 m

Während des Hochwassers 2002 wurde der gemäß Richtlinie mögliche Flutungswasserstand von 26,40 m NN in Havelberg zu Lasten einer möglichen stärkeren Kap-

pung des Elbehochwassers nicht ausgeschöpft. Um bei zukünftig zu befürchtenden noch größeren Hochwässern vorbereitet zu sein, sollten alle Voraussetzungen für die Durchsetzung des Flutungswasserstandes von 26,40 m NN geschaffen werden. Dieser Wert stellt nach KRANAWETTREISER bereits einen Kompromiss zwischen dem ursprünglich dem Ausbau zugrunde liegenden Wert von 27 m NN (Denkschrift 1927) und dem Schutzbedürfnis der Stadt Havelberg dar. Als ein Hindernis bzgl. der Flutung auf den genannten Pegelwert wurde 2002 das Abwasserpumpwerk Havelberg benannt. Hier sei darauf verwiesen, dass als Bemessungshochwasser für abwassertechnische Anlagen in der Regel ein HQ_{100} angesetzt wird (WITTER, 2006), das bei zukünftigen Flutungen der Havelniederung grundsätzlich überschritten werden dürfte.

Eine, auch von o. g. Denkschrift ausgehende, grundsätzlich denkbare Erhöhung des Flutungswasserstandes auf 27,00 m NN und entsprechende Erhöhung der Deiche wird aus drei Gründen nicht für zielführend erachtet:

- Es wären erhebliche Widerstände (und Kosten) seitens Havelberg zu erwarten.
- Wie die Modelluntersuchungen gezeigt haben, reicht die Kapazität der Flutung über das Wehr Neuwerben voraussichtlich nicht aus, einen Flutungswasserstand von 27 m NN in der Havelniederung zu erreichen.
- Es wären sehr umfangreiche Deichausbaumaßnahmen erforderlich. Bei geschätzten Kosten von ca. 1000 € pro laufenden m würden je nach den berücksichtigten Deichen bis zu 150 Mio. € anfallen!

E3 → Der gemäß Richtlinie zulässige Flutungswasserstand von 26,40 m NN in Havelberg sollte technisch und / oder politisch abgesichert werden.

10.2 Optimierung der Flutung aus der Sicht des Hochwasserschutzes

Die wirksamste Kappung des Elbe-Hochwasserscheitels wird erreicht, wenn die Flutung der Havelpolder spätestens mit Öffnung des Wehres Neuwerben erfolgt. Voraussetzung hierfür ist allerdings, dass als Entscheidungsgrundlage für die Flutung rechtzeitig eine gesicherte Vorhersage für den Pegel Wittenberge vorliegt

E4 → Werden Havelpolder als Speicher für die Kappung des Elbe-Hochwasserscheitels benötigt, sollte deren Flutung spätestens mit Öffnung des Wehres Neuwerben erfolgen.

Optimierung Neuwerben

Die Effizienz einer Flutung hinsichtlich der Kappung des Elbe-Hochwasserscheitels kann im Ereignisfall durch Optimierung der Zuflüsse über das Wehr Neuwerben erhöht werden. Hierfür steht das Kappungsmodell zur Verfügung.

Die verfügbaren Polder sind entsprechend ihrer Lage und Größe unterschiedlich effizient. Empfohlen wird folgende Rangfolge der Einbeziehung der Polder:

E5 → Die Flutung der Polder sollte mit wachsendem Bedarf nach folgender Priorität erfolgen:

- Nur Havelschlauch
- Havelschlauch, Polder Trübengraben, Schafhorst, Große Grabenniederung
- Havelschlauch, Polder Trübengraben, Schafhorst, Große Grabennied., Warnau
- Havelschlauch, Polder 1 bis 6.

Die Reduzierung des Zuflusses aus dem Haveleinzugsgebiet trägt zur Minderung der Belastung der Havelniederung im Hochwasserfall bei, ist aber für die Kappung des Elbe-Hochwasserscheitels nachrangig.

- E6 → **Maßnahmen zum Hochwasserrückhalt im Ereignisfall über das im Jahr 2002 erzielte Maß hinaus sind grundsätzlich nicht erforderlich.**
- Durch das frühe, erweiterte Öffnen des Wehres Quitzöbel in der Entleerungsphase kann der Wasserspiegel in Havelberg in der Endphase der Flutung gesenkt werden und die Flutungsdauer der Polder verkürzt sich (um bis zu 4 Tage im Vergleich zum Hochwasser 2002).
- E7 → **Das Wehr Quitzöbel sollte nach Abschluss der Kappung möglichst früh und vollständig geöffnet werden.**
- Ein entscheidender Engpass bei der Kappung ist die lange Fließstrecke Neuwerben bis Havelberg (ca. 11,5 km), da erst ab hier Polder geflutet werden können. Aus Sicht der Flutung ist der Standort des Wehres ungünstig!
- E8 → **Alternative wasserbauliche Flutungskonzepte sind bei Bedarf hinsichtlich des Kosten-Nutzen-Verhältnisses zu prüfen.**

10.3 Standsicherheit der Deiche

- Die Standsicherheit der Polderdeiche gilt nur bis 25,84 m NN als gesichert. Standsicherheitsnachweise stehen aus. Bei Überschreitung dieses Wertes soll gemäß Richtlinie grundsätzlich die Flutung der entsprechenden Polder erfolgen, unabhängig davon, ob deren Flutung aus Sicht der Kappung des Hochwasserscheitels in der Elbe sinnvoll ist. Dabei ist zwischen Poldern mit und ohne Flutungsbauwerken zu unterscheiden. Bei Poldern ohne Flutungsbauwerke ergeben sich durch die dann erforderlichen Deichschlitzungen erhebliche Kosten.
- E9 → **Die Standsicherheit der Polderdeiche ist zu überprüfen. Entsprechende Baugrunderkundungen sind durchzuführen.**
- Die Gewährleistung der Standsicherheit der Polderdeiche bis 26,40 m NN (Pegel Havelberg) kann die Häufigkeit notwendiger Polderflutungen senken.
- E10 → **Der Ausbau der Deiche auf die Flutungshöhe 26,40 m NN ist zu prüfen.**

10.4 Flutungsbauwerke, Deichschlitzungen

- Flutungsbauwerke sind aufgrund der sehr seltenen Nutzung im Gegensatz zu Deichschlitzungen nicht wirtschaftlich, sofern die Flutungsbauwerke allein für die Polderflutung im Extremfall eingesetzt werden. Ein Vorteil der Flutungsbauwerke aus Gewässergütesicht ist allerdings, dass sie für eine gesteuerte Leerung der Polder nach Flutung einsetzbar sind (s. Abschnitt 10.7).
- Unter Umständen sind Flutungsbauwerke auch für so genannte ökologische Flutungen einsetzbar (Abschnitt 10.8). Allerdings werden hier unterschiedliche Anforderungen an die Bauwerksdimension (und damit verbundene Kosten) gesehen. Aus der Sicht einer gesteuerten ökologischen Flutung erforderliche Bauwerke können kleiner dimensioniert sein als die eigentlichen Flutungsbauwerke.
- E11 → **Entscheidungen hinsichtlich neuer Flutungsbauwerke sind primär aus gewässerökologischer und naturschutzfachlicher Sicht zu treffen. Sofern die Errichtung geplant wird, sollten die Bauwerke auch aus Sicht der optimalen Flutung für den Hochwasserschutz ausgebaut werden.**

Sofern für die Polder keine bzw. keine ausreichenden Flutungsbauwerke verfügbar sind, bleibt nur die ereignisabhängige Öffnung der Polder mittels Deichsprengung oder Deichschlitzung. Durch technische Vorsorge können Kosten im Ereignisfall gespart und die Sicherheit vor Ort erhöht werden.

E12 → Für Deichsprengungen / Deichschlitzungen sind Standorte vorzubereiten und technisch in angemessenem Maße zu sichern.

10.5 Flutung der Havelniederung aus der Sicht der Gewässergüte

Nachfolgend sind die wesentlichen Aussagen und Empfehlungen aus Band 4 „Ökologische Aspekte der Flutung“ zusammengestellt:

- Schlussfolgerungen aus der Sicht Gewässergüte**
- Um möglichst niedrige Wassertemperaturen während der Polderflutung zu gewährleisten (Minderung der hydrochemischen Stauwasserbelastung), sollten die Polder möglichst hoch eingestaut werden.
 - Das Stauwasser in den Poldern sollte in Bewegung gehalten werden (Sauerstoffeintrag, Minderung der Überhitzung in Sommermonaten).
 - Ab einer Einstaudauer von etwa 3 Tagen steigt die Gewässerbelastung durch fortschreitende Anaerobie stark an. Ab einer Einstaudauer von 10 Tagen kann es zu Totalverlusten von Ackerbeständen kommen.
 - Die abbaubare organische Substanz auf den gefluteten Poldern bestimmt maßgeblich die Gewässerbelastung und damit verbundene ökologische Belastungen bzw. Schädigungen der lokalen aquatischen Fauna und Flora. Grünland sollte vor der Flutung gemäht und Getreideackerflächen sollten geerntet sein (bzw. nach Möglichkeit werden).
 - Um die Nährstoffausträge bei der Polderflutung zu minimieren, wäre eine P-Aushagerung wünschenswert. Die P-Düngung ist zu minimieren.
 - Aus der Sicht der Nährstoffausträge ist Maisanbau dem Getreideanbau vorzuziehen. Die höchsten Nährstoffausträge sind von ungemähtem Grünland zu erwarten.
 - Speziell im Sommerhalbjahr ergaben sich erhebliche Manganrücklösungen speziell auf Grünlandflächen.
 - Die mit der Manganrücklösung verbundene Schwarzfärbung führt zu starken, extrem negativen Milieuänderungen.
 - Aus der Sicht der Manganrücklösungen sollten in den Sommermonaten die Polder nicht länger als 5 Tage, maximal 10 Tage geflutet bleiben.

Aus umfangreichen Feldversuchen wurde der theoretische Phosphorausstrag der Polder je nach Jahreszeit abgeschätzt. Die ermittelten Unterschiede im Phosphorausstrag zwischen den einzelnen Poldern von max. 50 % sind nicht ausreichend gesichert (umfangreiche, aber dennoch begrenzte Zahl von Beprobungsstellen und –terminen), zumal auch zukünftig mit Änderungen der Landnutzung gerechnet werden muss. Aus diesem Grunde lassen sich aus Sicht der Gewässergüte keine eindeutigen Präferenzen bzgl. der Flutung / Nichtflutung einzelner Polder ableiten. Dazu kommt, dass sich der als bedeutsam ermittelte Grünlandteil in den für eine Polderflutung wesentlichen Poldern (1, 4.1, 5 und 6) nur wenig unterscheidet.

10.6 Flutung der Havelniederung aus der Sicht der Landwirtschaft

	<p>Nachfolgend sind die wesentlichen Schlussfolgerungen zur Landwirtschaft aus dem Band 4 „Ökologische Aspekte der Flutung“ zusammengestellt:</p>
Schlussfolgerungen aus der Sicht Landwirtschaft	<ul style="list-style-type: none">• Die Jahreszeit und Überflutungshöhe ist für die Schäden auf Landwirtschaftsflächen (LF) entscheidend. Geringere Flutungshöhen führen zu geringeren Schäden.• Geringer Grünlandanteil führt zu geringeren Flächenschäden auf LF.• Die geringsten Schäden je Hektar Polderfläche treten in den Poldern Havelberg, Vehlgest und Warnau auf (ca. 350 € /ha bei 26,45 m DHHN92).• Die größten Schäden je ha Polderfläche treten im Polder Schafhorst auf (ca. 400 € /ha bei 26,45 m DHHN92).• Betriebswirtschaftliche Anpassungsreaktionen sind bei Hochwassersituation, die im Abstand von mehreren Jahrzehnten auftreten, weder sinnvoll noch notwendig.
Schadensbilanz	<p>Die am Beispiel des Hochwassers 2002 durchgeführte Schadensbilanz wies zwischen den einzelnen Poldern (pro ha) keine signifikanten Unterschiede auf, die Prioritäten bzgl. der Flutung / Nichtflutung einzelner Polder ableiten ließen. Dazu kommt auch hier, dass zukünftig mit Änderungen der Landnutzung gerechnet werden muss.</p>

10.7 Integrale Betrachtung zur Flutung der Havelniederung

	<p>Hier stellt sich die Frage, ob und in welchem Maße die Anforderungen an die Polderflutung aus den Sichten Wasserwirtschaft und Hochwasserschutz, Ökologie und Gewässergüte sowie Landwirtschaft vereinbar sind. Folgende Entscheidungen sind dabei wesentlich:</p> <ul style="list-style-type: none">• welche Polder werden geflutet• wie lange sind sie geflutet• mit welchen Wasserständen werden sie geflutet. <p>Hierbei kann und muss noch zwischen der Jahreszeit unterschieden werden, in der die Flutung stattfindet.</p>
Reihung der Polder	<p>Wie oben dargestellt, ergeben sich weder aus gewässerökologischer Sicht noch aus landwirtschaftlicher Sicht eindeutige Präferenzen für eine Reihung der Polder bzgl. Flutung / Nichtflutung. Die Flutung kann deshalb prioritär aus der Sicht des Hochwasserschutzes, d. h. der angestrebten Kappung des Elbe-Hochwasserscheitels, erfolgen (Rangfolge s. oben).</p> <p>In jedem Fall ist bei einer sommerlichen Polderflutung anzustreben, Grünlandstandorte schnellstmöglich zu mähen und die dabei anfallende Mahd aus den Polderflächen zu entfernen. Gleiches gilt analog für Ackerflächen.</p>
E13 →	<p>Im Ereignisfall einer Flutung sollten die Flächen soweit als möglich gemäht / geerntet werden. Entsprechende Organisationsregelungen sollten vorbereitet werden.</p>
Dauer der Flutung	<p>Die Mindestdauer der Flutung ist von den hydrologischen Verhältnissen in Havel und Elbe abhängig. Wie die Szenarioanalysen in Band 3 zeigen, ist grundsätzlich mit einer Flutungsdauer von weit über 10 Tagen zu rechnen. Dem steht gegenüber, dass aus Sicht der Gewässergüte eine Flutung nicht länger als drei Tage, maximal 10 Tage andauern sollte. Eine Verkürzung der Flutungsdauer durch technische Bau-</p>

werke (Flutungsbauwerke in Verbindung mit Schöpfwerken zur Polderleerung) ist aber nicht praktikabel. Dies würde eine Schöpfwerkskapazität von weit über 100 m³/s erfordern (die im statistischen Mittel aber nur aller 100 Jahre abgerufen werden würde).

Aus Sicht der Gewässergüte ist die Option einer langsamen Rückführung des Stauwassers in die Havel zu bevorzugen. Dies gilt insbesondere bei Vorhandensein von stark sauerstoffarmem und nährstoffreichem Überstauwasser.

E14 → Die Gewässergüte nach Flutung ist zu überwachen. Bei der Leerung der Polder sind Gewässergüteaspekte zu beachten. Soweit möglich und erforderlich, ist das Stauwasser langsam in die Havel zurückzuführen.

Als Option kann und sollte je nach Witterungssituation abgewogen werden, ob das Wasser in den Poldern stehen gelassen wird (langsame Versickerung / Verdunstung). Dies ist aus der Sicht der Gewässereutrophierung ohne Zweifel vorteilhaft. Nachteilig und u. U. aus landwirtschaftlicher Sicht problematisch ist die längere Nichtnutzbarkeit des Polders. Zu beachten ist weiter, dass ein solcher Polder dann nur bedingt für neue Hochwasserereignisse zur Verfügung stehen würde.

E15 → Bei extremen Nährstoffbelastungen des Stauwassers ist zu prüfen, das Wasser auf der Fläche stehen zu lassen.

**Bewegung in
gefluteten
Poldern**

Oben (Abschnitt 10.5) wurde empfohlen, das Wasser in gefluteten Poldern aus der Sicht der Gewässergüte nach Möglichkeit in Bewegung zu halten. Unter Beachtung der Dimension der Polder und fehlender technischer Steuereinrichtungen werden hier erhebliche Grenzen gesehen. Solange die Polderflutung ein „Jahrhundertereignis“ bleibt, erscheint die Errichtung entsprechender Einrichtungen nicht opportun. Im Ereignisfall sollte versucht werden, die vorhandenen Möglichkeiten polderspezifisch auszuschöpfen.

Die Wasserstände in den Poldern werden von der Strategie der Polderflutung bestimmt. Grundsätzlich kann man davon ausgehen, dass die Polder dann und nur dann geflutet werden, wenn sie auch bis zum Wasserstand von 26,40 m NN genutzt werden. Dem steht im Moment allerdings noch die eingeschränkte Deichstandsicherheit entgegen.

10.8 Hochwasserangepasste Grünlandvegetation / ökologische Flutungen

**Ökologische
Flutungen**

Eine Möglichkeit zur Verbesserung der ökologischen Verhältnisse bei einer Polderflutung ist die Kultivierung von an Hochwasser angepasster Vegetation. So genannte „ökologische Flutungen“ sind eine mögliche und bereits vielfach praktizierte Maßnahme. Kernbestandteil der Regulierung stellt die regelmäßige, begrenzte Polderflutung zum Zwecke der langfristigen Adaptation der lokalen Fauna dar (BETTMANN, BAUER, 2005; BÜCHELE, 2006).

**Prüfung der
Hochwasser-
neutralität**

Wirkliche ökologische Flutungen setzen eine intakte Gewässeraue – ohne gesteuerte Polder - voraus. Die in der unteren Havelniederung gegebene Situation steht dem entgegen. Denkbar ist, mit Hilfe geeigneter Bauwerke eine begrenzte, regelmäßige Flutung von Teilen der Havelpolder zu realisieren. Dies darf aber nicht dazu führen, dass das verfügbare Poldervolumen für eine Hochwasserscheitelkappung signifikant reduziert wird. Entsprechende Untersuchungen und Planungen könnten durchgeführt werden.

11 Literatur

- ACKERMANN D., KADEN S. (2004): Überflutungsmodell als Instrument der Katastrophenschutzplanung, in: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 54. Band, S. 162 – 170
- BFG (2002): Das Auguthochwasser 2002 im Elbegebiet. Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz.
- BRONSTERT A. u. a. (2004): Möglichkeiten zur Minderung des Hochwasserrisikos durch Nutzung von Flutpoldern an Havel und Oder. Schlussbericht zum BMBF-Projekt im Rahmen des Vorhabens „Bewirtschaftungsmöglichkeiten im Einzugsgebiet der Havel“, Universität Potsdam, Institut für Geoökologie.
- BUSCH K. LUCKNER L. UND TIEMER K. (1993): Geohydraulik, Lehrbuch der Hydrogeologie Band 3, 3. neubearbeitete Auflage, Gebrüder Borntraeger Berlin – Stuttgart.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (2002): Reference manual and user manual for MIKE-11 River Model, DHI, Copenhagen.
- DIERSCH H. J. (2005): Grundwassersimulationssystem FEFLOW; User-/reference Manual, WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH, Berlin, 2005
- ESRI (1996): ArcView® GIS – The Geographic Information System for Everyone™; Using ArcView GIS, Environmental Systems Research Institute, Inc. 1996
- ESRI (2004): ArcGIS® 9 - Using ArcGIS Spatial Analyst, Environmental Systems Research Institute, Inc. 2004
- FÖRSTER S, CHANDRANATH C., BRONSTERT A. (2006): Hochwasserüberflutungssimulation mittels hydrodynamischer Modellierung für das Management eines potentiellen Polderstandortes an der Mittleren Elbe, in: Magdeburger Wasserwirtschaftliche Hefte, Band 6 (2006), Kapitel 9
- FRITZ M., JOHANN G., PFEIFFER E. , SACHER H. (2006): Betrachtung von Auswirkungen der Hysterese auf die Verwendung von Abflusstafeln mittels Messwertanalyse und instationärer 1D/2D-Modellierung, in: Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 32, S. 13 – 21
- GRÜNEWALD U. (2006): Studie zur Ableitung von Hochwasserbemessungswerten im deutschen Binnen-Elberaum insbesondere für den Pegel Wittenberge, BTU Cottbus
- IKSE (2004): Dokumentation des Hochwassers vom August 2002 im Einzugsgebiet der Elbe. Internationale Kommission zum Schutz der Elbe, Magdeburg.
- KRANAWETTREISER J. (2005): Fachliche Dokumentation zur Scheitelkappung der Elbe, in: Dokumentation zum Softwareprogramm Elbescheitelkappung
- SEL (2002): Hochwasser August 2002. Gemeinsamer Erfahrungsbericht von Sondereinsatzleitung und Beraterstab Wehrgruppe Quitzöbel, Magdeburg.
- MONNINKHOFF B. (2004) Coupling of groundwater model FEFLOW with the hydrodynamic model MIKE 11. Tagungsband zur 6. Fachtagung Grafikgestützte Grundwassermodellierung, IWU-Tagungsberichte, 6. Fachtagung, Berlin, S. 56-68
- WASY (2001): Programmsystem SIKO/SIMO zur statistischen Analyse und Simulation von hydrologischen und meteorologischen Prozessen - Benutzerhandbuch Version 3.1. WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung.

WASY (2005): HQEX 3.0. Programm zur Berechnung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten. Benutzerhandbuch. Wasy GmbH, Berlin

WASY (2006): WGEO 5.0 - Georeferenzierung, Geomaging und Koordinatentransformation; Benutzerhandbuch, WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH, Berlin, 2006

WSA (QUITZÖBEL, 2001): Wehrgruppe Quitzöbel – Bilder und Darstellungen zur Bedeutung und Steuerung der Havelmündungswehre. Wasser- und Schifffahrtsamt Brandenburg.

WSA (GARZ, 2001): Bedeutung der Wehranlage Garz. Rekonstruktion des Nadelwehres: 2002. Wasser- und Schifffahrtsamt Brandenburg.

WSA (STAUBEIRAT, 2002): Staubeirat – Havelstau 2001/2002. Wasser- und Schifffahrtsamt Brandenburg.

WSA (2002): Der Hochwasserschutzraum Havelniederung August/September 2002. Wasser- und Schifffahrtsamt Brandenburg.

WSA (STAUBEIRAT, 2004): Staubeiratssitzung 2003/2004. Wasser- und Schifffahrtsamt Brandenburg.