

# Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach

## Endbericht



**Landeshauptstadt  
Dresden**

Europa fördert Sachsen.

**EFRE**

Europäischer Fonds für  
regionale Entwicklung



**Juni 2013**

# Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach

DHI-WASY GmbH  
Niederlassung Dresden  
Comeniusstraße 109  
01309 Dresden

Endbericht

Tel: 0351 316 16-11  
Fax: 0351 316 16-12  
mail@dhi-wasy.com  
www.dhi-wasy.de  
www.dhigroup.com

Auftraggeber  Landeshauptstadt Dresden Umweltamt Grunaer Str. 2 01069 Dresden	Auftraggeber vertreten durch  Frau Döring
--	---

Projekt Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz- Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach	Projekt Nr.  14801548
--	-----------------------------

Erstellt  Dipl. Hydr. B. Fischer Dipl. Hydr. S. Horn Dipl. Hydr. K. Köpp-Klausch Dr. J. Walther	Datum 21.06.2013
	Genehmigt  Dr. Jörg Walther (Niederlassungsleiter)

Ausgabe	Beschreibung	Erstellt	Geprüft	Genehmigt	Datum
1	Leseexemplar	BFI	KKL	JOW	22.02.13
2	Überarbeitetes Leseexemplar	BFI	KKL	JOW	03.05.13
3	Abschlussbericht	BFI	KKL	JOW	21.06.13

Schlüsselwörter  Hochwasserrisikomanagement Blasewitz-Grunaer Landgraben Hydrologische Modellierung Hydraulische Modellierung	Klassifikation  <input type="checkbox"/> Frei <input type="checkbox"/> Intern <input checked="" type="checkbox"/> Geschützt <input type="checkbox"/> Forschung
--	---

Verteiler  Umweltamt Dresden: DHI-WASY:	Anzahl Kopien
	2 1



## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Grundlagen</b> .....	<b>14</b>
1.1	Veranlassung und Zielstellung .....	14
1.2	Vom Auftraggeber bereitgestellte und bei Dritten recherchierte Unterlagen .....	14
1.3	Überblick über die eingesetzte Software .....	16
<b>2</b>	<b>Untersuchungsgebiet</b> .....	<b>17</b>
2.1	Lage, Abgrenzung und Gewässerverlauf .....	17
2.2	Landschafts- und Naturräume .....	20
2.3	Geologie und Pedologie .....	20
2.4	Landnutzung .....	21
2.5	Hydrologische Verhältnisse .....	23
<b>3</b>	<b>Historische Hochwasserereignisse</b> .....	<b>24</b>
<b>4</b>	<b>Niederschlag-Abfluss-Modellierung</b> .....	<b>30</b>
4.1	Eingesetzte Software und Vorgehensweise bei der Modellierung .....	30
4.2	Datengrundlage .....	32
4.2.1	Niederschlagsdaten .....	32
4.2.2	Geographische Basisdaten .....	38
4.2.3	Sonstige Daten .....	39
4.3	Aufbau des N-A-Modells .....	40
4.3.1	Festlegung der Berechnungsquerschnitte .....	40
4.3.2	Ermittlung der Teilgebiete .....	41
4.3.3	Ableitung von teilgebietsbezogenen Modellparametern .....	43
4.3.4	Ableitung von elementarflächenbezogenen Modellparametern .....	44
4.3.5	Abbildung der Speicher im Modell .....	47
4.4	Plausibilisierung des N-A-Modells .....	49
4.4.1	Vergleich der Abflüsse von versiegelten Flächen mit Referenzwerten .....	49
4.4.2	Simulation der Hochwasserereignisse 2002 und 2010 und Abgleich mit vorhandenen Informationen .....	50
4.4.3	Berechnung von $HQ_T$ -Längsschnitten, hochwasserstatistische Einordnung der Ereignisse 2002 und 2010 und Vergleich mit den Ergebnissen älterer Gutachten .....	53
4.5	Sensitivität der Simulationsergebnisse bzgl. veränderter Eingangsgrößen und Anfangszustände .....	56
4.5.1	Eingangsgröße Niederschlag .....	56
4.5.2	Anfangsbodenfeuchte .....	58
4.6	Vergleich des Istzustandes mit dem quasinatürlichen Zustand .....	60
4.6.1	Ableitung eines N-A-Modells für den quasinatürlichen Zustand .....	60



4.6.2	Berechnung von Abflusskenngrößen für den quasinatürlichen Zustand und Vergleich mit dem Istzustand.....	61
4.6.3	Berechnung und Gegenüberstellung von Abflusspenden für Teilgebiete für den quasinatürlichen und den Istzustand.....	63
<b>5</b>	<b>Hydraulische Modellierung und Ermittlung der Überschwemmungsflächen .....</b>	<b>64</b>
5.1	Vorhandene Modell- und Datengrundlagen.....	64
5.2	Methodik .....	65
5.3	Aufbau des hydraulischen Modells.....	65
5.3.1	Vorarbeiten .....	65
5.3.2	Übernahme der terrestrisch vermessenen Querprofile nach WSPWIN .....	68
5.3.3	Parametrisierung des erweiterten hydraulischen Modells .....	70
5.3.4	Durchführung eines Modelltestlaufs .....	72
5.4	Modellvarianten.....	72
5.4.1	Hydraulisches Modell – Istzustand 2005.....	72
5.4.2	Hydraulisches Modell – Istzustand 2011 .....	73
5.5	Hydraulische Berechnungen und Ergebnisse.....	73
5.5.1	Plausibilisierung des hydraulischen Modells anhand des Hochwasserereignisses 2002 und 2010 .....	73
5.5.2	Berechnung der Wasserspiegellagen für $HQ_T$ .....	80
5.5.3	Berechnung der Leistungsfähigkeit des Gerinnes und der Bauwerke.....	80
5.5.4	Ermittlung der Überschwemmungsgebiete.....	85
<b>6</b>	<b>2D-HN-Modellierung für den Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer-Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach .....</b>	<b>87</b>
6.1	Zielstellung.....	87
6.2	Datengrundlage.....	87
6.3	Hydraulische Modellierung .....	87
6.3.1	Aufbau des 1D-Modells MIKE 11.....	87
6.3.2	Aufbau des 2D-Modells MIKE 21.....	98
6.3.3	Kopplung der 1D-/2D-Modelle zu einem MIKE-FLOOD-Modell.....	100
6.3.4	Ergebnisse für den Istzustand.....	102
<b>7</b>	<b>Erstellung von Gefahren- und Risikokarten gemäß HWRM-RL sowie Gefahren- und Risikoanalyse .....</b>	<b>103</b>
7.1	Gefahrenanalyse, Aufzeigen von Schwachstellen und besonderen Gefahrenpunkten....	103
7.1.1	Abschätzung des Schadenspotentials und jährlichen Schadenserwartungswertes.....	103
7.1.2	Aufzeigen von Schwachstellen und besonderen Gefahrenpunkten.....	105
7.1.3	Beschreibung des Deichzustandes .....	122
7.1.4	Versagensfälle und Abschätzung der Auswirkungen auf die Anlieger im Deichhinterland.....	130
7.2	Verklausungsgefahr an Brücken und Durchlässen .....	131



---

7.3	Hinweise zu erforderlichen vertiefenden Untersuchungen und Berechnungen .....	132
7.4	Erstellung der Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten für T = 20, 50, 100 und 200 a.....	132
7.4.1	Hochwassergefahrenkarten.....	132
7.4.2	Hochwasserrisikokarten .....	137
<b>8</b>	<b>Hochwasserrisikomanagementplan gemäß EU HWRM-RL .....</b>	<b>142</b>
8.1	Einschätzung und Bewertung der im PHD verankerten Maßnahmen.....	142
8.1.1	Informationsvorsorge .....	142
8.1.2	Verbesserung des Wasserrückhaltes .....	142
8.1.3	Verbesserung der Abflussbedingungen .....	142
8.1.4	Bewertung der Maßnahmen .....	143
8.2	Vorschläge für zusätzliche Maßnahmen und Bewertung .....	144
8.3	Definitionen von Schutzzielen.....	149
8.4	Maßnahmen im Einzugsgebiet .....	149
8.4.1	Bereits durchgeführte Maßnahmen .....	149
8.4.2	Weitere zu untersuchende Maßnahmen .....	150
8.5	Berechnungen für die Vorzugsvariante .....	154
8.5.1	Hydrologische Modellierung .....	154
8.5.2	Hydraulische Modellierung .....	155
8.6	Diskussion des verbleibenden Restrisikos und Konzeption von Objektschutzmaßnahmen .....	168
8.6.1	HWRB Leubnitzbach.....	168
8.6.2	Verklausungen .....	169
8.6.3	Verklausungsgefahr durch Freibordunterschreitung an Brücken und Durchlässen.....	169
8.6.4	Schwachstelle Bereich der Dohnaer Straße .....	170
8.7	Überprüfung der Alarm- und Einsatzplanung des Brandschutz- und Katastrophenamtes.....	171
8.8	Priorisierung der Maßnahmen und Erstellung eines zusammenfassenden Maßnahmenplans.....	171
8.8.1	Maßnahmenauswahl .....	171
8.8.2	Bewertung der Maßnahmen .....	175
8.8.3	Geplante Umsetzung und Priorisierung der Maßnahmen .....	176
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>178</b>
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>180</b>
	<b>Anlagen und Anhänge.....</b>	<b>183</b>

---



## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1:	Natürliches und urbanes Einzugsgebiet des Landgrabens .....	19
Abbildung 2-2:	Landschaft- und Naturräume im natürlichen Einzugsgebiet, sowie besonders geschützte Biotope und Naturdenkmale .....	20
Abbildung 2-3:	Böden im natürlichen Einzugsgebiet .....	21
Abbildung 2-4:	Landnutzung im natürlichen Einzugsgebiet .....	22
Abbildung 2-5:	Lage der Regen- und Mischwasserauslässe sowie der Rückhalteinrichtungen im natürlichen Einzugsgebiet .....	23
Abbildung 3-1:	Verkläuserung am Spielplatz Heiliger Born, Juni 2008 (Quelle: VEHMANN (2008)) .....	25
Abbildung 3-2:	Mit der Verkläuserung verbundener Aufstau (Quelle: VEHMANN (2008)) .....	26
Abbildung 3-3:	Überschwemmter Spielplatz Heiliger Born, Frühjahr 2006 (Quelle: UMWELTAMT, 2011b) .....	26
Abbildung 3-4:	Schutzgitter an der Heiligenbornstraße unterhalb des Spielplatzes Heiliger Born bei normaler Wasserführung im Juni 2011 .....	27
Abbildung 3-5:	Brücke an der Schandauer Straße mit davor aufgetürmten Pflanzenmassen (Quelle: UMWELTAMT, 2011b) .....	28
Abbildung 3-6:	Brücke Kleinhausweg während des Hochwassers 08/2002 (Quelle: GEOS, 2006a) .....	29
Abbildung 4-1:	Speicher- und Transportvorgänge im Modell NASIM (aus HYDROTEC, 2010) .....	31
Abbildung 4-2:	Räumliche Verteilung der Niederschlagssummen in mm vom 11.08. bis 13.08.2002 .....	33
Abbildung 4-3:	Zeitliche Niederschlagsverteilung (5-Minuten-Werte) an der Station Reick vom 11. bis 13. August 2002 .....	35
Abbildung 4-4:	Räumliche Verteilung der Niederschlagssummen in mm vom Juli - September 2010 .....	36
Abbildung 4-5:	Beobachtete kumulative Niederschläge der im Modell verwendeten Niederschlagsstationen von Juli bis September 2010 .....	37
Abbildung 4-6:	Gleichmäßige und mittebetonte Niederschlagsverteilung .....	38
Abbildung 4-7:	Verfahrensweise bei der Teilgebietsgliederung für das N-A-Modell .....	41
Abbildung 4-8:	Empirische Beziehung zwischen der Einzugsgebietsfläche und der Rückgangskonstante für den Oberflächenabfluss von natürlichen Flächen .....	43
Abbildung 4-9:	Kennlinien für das HWRB Leubnitzbach (GEOS, 2006b) .....	48
Abbildung 4-10:	Vergleich simulierter Abflüsse der Regenauslässe .....	49
Abbildung 4-11:	Einstauverhalten des HWRB Leubnitzbach während des August-Hochwassers 2002 .....	52
Abbildung 4-12:	Längsschnitt der Scheitelabflüsse (HQ) und -abfluss-spenden (Hq) im Landgraben während der Hochwasser vom August 2002 und Juli 2010 .....	53
Abbildung 4-13:	HQ <sub>T</sub> -Längsschnitte im Landgraben für Ereignisse mit hoher Wahrscheinlichkeit .....	54
Abbildung 4-14:	HQ <sub>T</sub> -Längsschnitte im Landgraben für Ereignisse mit mittlerer und niedriger Wahrscheinlichkeit .....	55
Abbildung 4-15:	Vergleich von HQ <sub>T</sub> -Längsschnitten mit den Ergebnissen von UDATA (2006) .....	56
Abbildung 4-16:	Einfluss der zeitlichen Niederschlagsverteilung (DVWK oder Block) und eines Sicherheitszuschlages (SZ) auf den HQ <sub>100</sub> -Längsschnitt .....	57
Abbildung 4-17:	Einfluss der Anfangsbodenfeuchte auf den HQ <sub>100</sub> -Längsschnitt .....	58



Abbildung 4-18:	Einfluss der Anfangsbodenfeuchte auf den Abflusslängsschnitt zum Hochwasser 2002 .....	59
Abbildung 4-19:	Vergleich von $HQ_T$ -Längsschnitten für den Istzustand und den quasinatürlichen Zustand (T = 1 und 2 a) .....	61
Abbildung 4-20:	Vergleich von $HQ_T$ -Längsschnitten für den Istzustand und den quasinatürlichen Zustand (T = 10 und 100 a).....	62
Abbildung 5-1:	Beispiel für originale Vermessungspunkte am Gewässer.....	66
Abbildung 5-2:	Beispiel für die Korrektur der Vermessungspunkte am Gewässer.....	67
Abbildung 5-3:	Beispiel der Ermittlung des Bauwerksprofils (Bauwerk 41) .....	68
Abbildung 5-4:	Beispiel für ein Bauwerk mit Kreisprofil (Brücke Heinrich Schütz-Straße).....	69
Abbildung 5-5:	Beispiel für ein Bauwerk mit bogenförmiger Konstruktion (Brücke Liebstädter Straße Höhe Rothermundtpark) .....	69
Abbildung 5-6:	Beispiel für ein Bauwerk mit waagerechter Konstruktion (Brücke Wittenberger Straße).....	70
Abbildung 5-7:	Teilabflussflächen eines Fließquerschnitts (PA-Profilanfang, LU-linkes Ufer, RU-rechtes Ufer, PE-Profilende).....	71
Abbildung 5-8:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002.....	74
Abbildung 5-9:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 7 bis 8).....	75
Abbildung 5-10:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 6 bis 7).....	76
Abbildung 5-11:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 5 bis 6).....	76
Abbildung 5-12:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 4 bis 5).....	77
Abbildung 5-13:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 3 bis 4).....	77
Abbildung 5-14:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 2 bis 3).....	78
Abbildung 5-15:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 1 bis 2).....	78
Abbildung 5-16:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 0 bis 1).....	79
Abbildung 5-17:	Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2010.....	80
Abbildung 5-18:	Brücke Altleubnitz .....	82
Abbildung 5-19:	Unterführung Dohnaer Straße.....	83
Abbildung 5-20:	Brücke „Am Grüngürtel“.....	84
Abbildung 5-21:	Brücke „Kleinhausweg“ .....	84
Abbildung 5-22:	Brücke „Hepkestraße“.....	85
Abbildung 5-23:	Brücke „Kipsdorfer Straße“ .....	85
Abbildung 6-1:	Übersicht des Untersuchungsbereichs .....	89
Abbildung 6-2:	Brückenquerschnitt der Brücke an der Augsburgsberger Straße (Fluss-km 1,044).....	90
Abbildung 6-3:	Vergleich der Abflussscheitel anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002.....	92



Abbildung 6-4:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit MIKE 11 (instationär) und WSPWIN (stationär) für das Hochwasserereignis 2002.....	93
Abbildung 6-5:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 7 bis 6).....	94
Abbildung 6-6:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 6 bis 5).....	94
Abbildung 6-7:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 5 bis 4).....	95
Abbildung 6-8:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 4 bis 3).....	95
Abbildung 6-9:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 3 bis 2).....	96
Abbildung 6-10:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 2 bis 1).....	96
Abbildung 6-11:	Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 1 bis 0).....	97
Abbildung 6-12:	MIKE 21 Modellgebiet des ersten Rechenlaufs.....	98
Abbildung 6-13:	MIKE 21 Modell mit Gebäuden .....	99
Abbildung 6-14:	Verteilung der Landnutzung und der ihr zugeordneten Rauheit .....	100
Abbildung 6-15:	Schematische Darstellung: Ermittlung der Kopplungshöhe mit der HGH-Methode.....	101
Abbildung 6-16:	Marker in einer MIKE 11 Querschnittsdatei .....	101
Abbildung 7-1:	Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb des HWRB Leubnitzbach bei $HQ_{100}$ im Istzustand.....	106
Abbildung 7-2:	Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb des HWRB Leubnitzbach bei $HQ_{200}$ im Istzustand.....	107
Abbildung 7-3:	Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb der Brücke Altleubnitz bei $HQ_{200}$ im Istzustand .....	108
Abbildung 7-4:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 5,836 (oh. Dohnaer Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	109
Abbildung 7-5:	Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb der Dohnaer Straße bei $HQ_{100}$ im Istzustand.....	109
Abbildung 7-6:	Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb der Dohnaer Straße bei $HQ_{200}$ im Istzustand.....	110
Abbildung 7-7:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,544 (oh. Brücke KiTa Spielekiste) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	111
Abbildung 7-8:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,189 (oh. Unterführung DB-Trasse) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	112
Abbildung 7-9:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,573 (oh. Zufahrt Autohaus Reick) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	113
Abbildung 7-10:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,200 (uh. Winterbergstraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	114





Abbildung 7-11:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,970 (oh. Rothermundtpark) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	114
Abbildung 7-12:	Überschwemmungsflächen im Bereich des Rothermundtpark bei $HQ_{100}$ im Istzustand .....	115
Abbildung 7-13:	Überschwemmungsflächen im Bereich des Rothermundtpark bei $HQ_{200}$ im Istzustand .....	115
Abbildung 7-14:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,453 (uh. Frauensteiner Platz) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	116
Abbildung 7-15:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,125 (oh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	117
Abbildung 7-16:	Überschwemmungsflächen im Bereich der Brücke Kleinhausweg bei $HQ_{50}$ im Istzustand .....	117
Abbildung 7-17:	Überschwemmungsflächen im Bereich der Brücke Kleinhausweg bei $HQ_{100}$ im Istzustand .....	118
Abbildung 7-18:	Überschwemmungsflächen im Bereich der Brücke Kleinhausweg bei $HQ_{200}$ im Istzustand .....	118
Abbildung 7-19:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,926 (uh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	119
Abbildung 7-20:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,365 (oh. Brücke Schandauer Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	120
Abbildung 7-21:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,269 (oh. Brücke Wittenberger Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene $HQ_T$ .....	121
Abbildung 7-22:	Überschwemmungsflächen im Bereich zwischen Augsburgener Straße und Heinrich-Schütz-Straße bei $HQ_{200}$ im Istzustand .....	121
Abbildung 7-23:	Bereich der Deiche zwischen Reicker Straße (Fluss-km 4,698) und Rudolf-Bergander-Ring (Fluss-km 4,437) .....	123
Abbildung 7-24:	Neu gestalteter Gewässerabschnitt in Reick (ca. Fluss-km 4,500) von der Brücke Höhe KiTa Spielekiste e. V. zur Reicker Straße (Blick flussaufwärts) .....	123
Abbildung 7-25:	Bereich der Deiche zwischen Liebstädter Straße (Fluss-km 3,580) und Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) .....	124
Abbildung 7-26:	Deichabschnitt am Fluss-km 3,535 mit Blick auf die Zufahrt Autohaus Reick (Blick flussaufwärts) .....	124
Abbildung 7-27:	Deichabschnitt am Fluss-km 3,125 mit Blick von der Brücke Bodenbacher Straße (Blick flussaufwärts) .....	125
Abbildung 7-28:	Deichabschnitt ca. am Fluss-km 3,080 (links) und ca. am Fluss-km 2,970 (Blick flussaufwärts) .....	126
Abbildung 7-29:	Bereich der Deiche zwischen Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,246) .....	126
Abbildung 7-30:	Deichabschnitt am Fluss-km 2,492 mit Blick von der Brücke Frauensteiner Platze (Blick flussaufwärts) .....	127
Abbildung 7-31:	Bereich der Deiche zwischen Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,246) .....	128
Abbildung 7-32:	Deichabschnitt am Fluss-km 2,260 mit Blick von der Brücke Kleinhausweg (Blick flussabwärts) .....	128
Abbildung 7-33:	Deichabschnitt am Fluss-km 2,000 mit Blick von der Brücke Hepkestraße (Blick flussabwärts) .....	129
Abbildung 7-34:	Genereller Aufbau der Gefahren- und Risikokarten .....	133



Abbildung 7-35:	Legende der Hochwassergefahrenkarte.....	134
Abbildung 7-36:	Datengrundlagen .....	135
Abbildung 7-37:	Blattübersicht.....	135
Abbildung 7-38:	Planstempel .....	136
Abbildung 7-39:	Legende der Hochwasserrisikokarte.....	139
Abbildung 8-1:	Einfluss der Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für HQ <sub>100</sub> “ auf den HQ <sub>100</sub> -Längsschnitt.....	145
Abbildung 8-2:	Existierender Polder in Reick oberhalb der DB-Trasse (oben) und ein möglicher Hochwasserpolder unter Berücksichtigung der Maßgaben (unten) .....	148
Abbildung 8-3:	Vergleich der Abflussscheitel bei HQ <sub>100</sub> im Bereich zwischen der Autobahn A 17 und der Wilhelm-Franke-Straße zwischen der Vorzugsvariante mit und ohne veränderter Landnutzung im Oberlauf.....	150
Abbildung 8-4:	Längsschnitt simulierter Abflussscheitel bei HQ <sub>100</sub> sowie HQ <sub>200</sub> für Ist- und Planzustand.....	154
Abbildung 8-5:	Überschwemmungsflächen im Bereich zwischen dem Klosterteichplatz und der Brücke Altleubnitz bei HQ <sub>200</sub> im Planzustand .....	157
Abbildung 8-6:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 5,836 (oh. Dohnaer Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	158
Abbildung 8-7:	Überschwemmungsflächen im Bereich der Dohnaer Straße bei HQ <sub>200</sub> im Planzustand.....	158
Abbildung 8-8:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,544 (oh. Brücke KiTa Spielekiste) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	159
Abbildung 8-9:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,189 (oh. Unterführung DB-Trasse) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	160
Abbildung 8-10:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,573 (oh. Zufahrt Autohaus Reick) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	161
Abbildung 8-11:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,200 (uh. Winterbergstraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	162
Abbildung 8-12:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,970 (oh. Rothermundtpark) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	162
Abbildung 8-13:	Bereich des Rothermundtpark bei HQ <sub>200</sub> im Planzustand.....	163
Abbildung 8-14:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,453 (uh. Frauensteiner Platz) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	164
Abbildung 8-15:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,125 (oh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	164
Abbildung 8-16:	Bereich der Brücke Kleinhausweg bei HQ <sub>200</sub> im Planzustand.....	165
Abbildung 8-17:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,926 (uh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	165
Abbildung 8-18:	Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,269 (oh. Brücke Wittenberger Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ <sub>T</sub> im Ist- und Planzustand .....	167



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1-1:	Vom Auftraggeber bereitgestellte Daten und Unterlagen .....	14
Tabelle 2-1:	Flächenanteile der einzelnen Landnutzungsklassen .....	22
Tabelle 4-1:	Niederschlagsstationen mit Niederschlagssummen vom 11. – 13.08.2002 .....	33
Tabelle 4-2:	Statistische Einordnung der 2002 beobachteten Niederschlagsmengen an der Station Reick .....	34
Tabelle 4-3:	Niederschlagsstationen mit Niederschlagssummen von Juli bis September 2010 .....	36
Tabelle 4-4:	Eckdaten zum HWRB Leubnitzbach .....	39
Tabelle 4-5:	Eckdaten zu den beiden Regenrückhaltebecken an der Autobahn A 17 .....	40
Tabelle 4-6:	Auszug aus der Bodensystematik des WBS FLAB zu den für das Untersuchungsgebiet relevanten Bodenklassen .....	45
Tabelle 4-7:	Verknüpfung zwischen den Bodenklassen des WBS FLAB und Bodenarten nach AG BODEN (2005) .....	46
Tabelle 4-8:	Verknüpfung zwischen Bodenhorizonten und NASIM-Modellparametern .....	46
Tabelle 4-9:	Landnutzungsabhängige Modellparameter .....	47
Tabelle 5-1:	Angesetzte Einzelrauheiten .....	71
Tabelle 5-2:	Im Modell genutzte Verlustparameter für Bauwerke .....	72
Tabelle 6-1:	Übersicht der Zuflussganglinien für die hydraulische Modellierung .....	91
Tabelle 6-2:	Zuordnung der Rauheiten zu den Landnutzungsklassen .....	99
Tabelle 7-1:	Wasserstand für die drei Intensitätsklassen .....	103
Tabelle 7-2:	Einheitswerte der betroffenen Flächennutzung .....	104
Tabelle 7-3:	Schadenspotential der einzelnen Nutzungsklassen sowie Gesamtschadenspotential für $HQ_{100}$ und $HQ_{200}$ .....	104
Tabelle 7-4:	Bauwerke mit erhöhter Verklausungsgefahr im Istzustand .....	131
Tabelle 8-1:	Bauwerke mit Freibordunterschreitung im Planzustand .....	170
Tabelle 8-2:	Zusammenfassender Maßnahmenplan für das Hochwasserrisikomanagement bis 2021 .....	177



## Anlagenverzeichnis

- Anlage 1: Übersichtskarte Einzugsgebiet Blasewitz-Grunaer-Landgraben mit Landnutzung
- Anlage 2: KOSTRA-Starkniederschläge für einen mittleren Standort in Dresden
- Anlage 3: PEN-LAWA 2010 Praxisrelevante Extremwerte des Niederschlags in Deutschland
- Anlage 4: Starkniederschläge als Eingangsgröße der HQ<sub>T</sub>-Simulationen
- Anlage 5: Übersichtskarte zum Einzugsgebiet mit nummerierten Teilgebieten des N-A-Modells
- Anlage 6: Abflusslängsschnitte der Hochwasser 2002 und 2010 und der HQ<sub>T</sub>
- Anlage 7: Scheitelabflüsse HQ und kritische Regendauern D<sub>krit</sub> für den Istzustand und den quasinatürlichen Berechnungsfall für T = 1, 2, 10 und 100 a
- Anlage 8: Hochwasserabflusspenden in l/(s\*km<sup>2</sup>) für den Istzustand und den quasinatürlichen Berechnungsfall bei verschiedenen Regendauern D für T = 10 und 100 a
- Anlage 9: Leistungsfähigkeit der Gerinne und Bauwerke
- Anlage 10: Höhe der Sohle, der Böschung und des Hinterlandes sowie Angaben zu Bauwerken des Landgrabens
- Anlage 11: Wasserspiegellage, Abflussscheitel und Differenz zwischen Gelände (Hinterland, Böschung) und Wasserspiegel für HQ<sub>20</sub> (Istzustand)
- Anlage 12: Wasserspiegellage, Abflussscheitel und Differenz zwischen Gelände (Hinterland, Böschung) und Wasserspiegel für HQ<sub>50</sub> (Istzustand)
- Anlage 13: Wasserspiegellage, Abflussscheitel und Differenz zwischen Gelände (Hinterland, Böschung) und Wasserspiegel für HQ<sub>100</sub> (Istzustand)
- Anlage 14: Wasserspiegellage, Abflussscheitel und Differenz zwischen Gelände (Hinterland, Böschung) und Wasserspiegel für HQ<sub>200</sub> (Istzustand)
- Anlage 15: Hochwassergefahrenkarten für HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub>
- Anlage 16: Hochwasserrisikokarten für HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub>
- Anlage 17: Datenblatt: Hochwasserpolder Reick
- Anlage 18: Abflusslängsschnitte bei HQ<sub>100</sub> sowie HQ<sub>200</sub> für Ist- und Planzustand
- Anlage 19: Wasserspiegellage, Abflussscheitel und Differenz zwischen Gelände (Hinterland, Böschung) und Wasserspiegel für HQ<sub>100</sub> (Planzustand)
- Anlage 20: Wasserspiegellage, Abflussscheitel und Differenz zwischen Gelände (Hinterland, Böschung) und Wasserspiegel für HQ<sub>200</sub> (Planzustand)



## Anhangverzeichnis

- Anhang 1: Zuarbeit Hochwasserrisikomanagementplan Leubnitzbach. Erläuterungsbericht, Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH im Auftrag der Stadtentwässerung Dresden GmbH, Juli 2011.
- Anhang 2: Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach - Kurzbericht zur Maßnahme „Polder Reick. DHI-WASY GmbH im Auftrag der Stadt Dresden, Mai 2012.
- Anhang 3: Kurzdokumentation der Maßnahme: I-086 Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach. Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stadt Dresden, 30.07.2012.
- Anhang 4: Kurzdokumentation der Maßnahme: I-260 Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach. Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stadt Dresden, 17.05.2013.
- Anhang 5: Projekte für ArcGIS 9.3 und für ArcGIS 10.0 mit den erforderlichen Daten der Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten sowie die Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten im PDF-Format auf DVD



# 1 Grundlagen

## 1.1 Veranlassung und Zielstellung

Für das Gewässersystem Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach ist in einem Pilotprojekt ein Hochwasserrisikomanagementplan (HWRMP) gemäß EU Hochwasserrisikomanagementrichtlinie 2007/60/EG (HWRM-RL) zu erarbeiten. Dabei sind die im vorliegenden Plan Hochwasservorsorge Dresden (PHD; UMWELTAMT, 2011d) enthaltenen hydrologischen und hydraulischen Berechnungen sowie Maßnahmenvorschläge zu überarbeiten.

Die DHI-WASY GmbH wurde mit Vertrag vom 02.05.2011 beauftragt, in einer ersten Leistungsphase für das o. g. Gewässersystem die hydrologischen und hydraulischen Grundlagen für den in einer weiteren Leistungsphase zu erarbeitenden Maßnahmenplan neu zu ermitteln. Zum Leistungsinhalt gehörten folgende Aufgabenschwerpunkte:

- Beschaffung, Übernahme, Aufbereitung und Prüfung vorhandener Daten, Durchführung eigener Recherchen,
- Neuaufbau eines Niederschlag-Abfluss-Modells (N-A-Modell), Ermittlung von Bemessungsabflüssen  $HQ_T$  für den Istzustand,
- Erweiterung des vorhandenen hydraulischen Modells, Berechnung von Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten für den Istzustand,
- Ermittlung von Überschwemmungsflächen mit Wassertiefen für ausgewählte Wiederkehrintervalle, Darstellung in Intensitätskarten.

## 1.2 Vom Auftraggeber bereitgestellte und bei Dritten recherchierte Unterlagen

Vom Auftraggeber wurden die in Tabelle 1-1 genannten Daten übergeben.

**Tabelle 1-1: Vom Auftraggeber bereitgestellte Daten und Unterlagen**

Thema	Bemerkungen
Gewässernetz	Gewässerabschnitte Elbe, 1. und 2. Ordnung sowie künstliche Gewässer, sonstige Gewässerabschnitte, vermessene Querprofile (Stand 2005)
Stadtkarte	Stadtgrenze, Straßen, Wege, Bahnlinien, Tunnel, Überführungen, Eigentumsformen von Grundstücken
Bodendaten	Bodenkonzeptkarte, Natürliche Bodenfruchtbarkeit, Filter- und Pufferfunktion, Bodenfeuchteregimetyp, Wasserspeichervermögen
Grundwasserdaten	Grundwasser beeinflusste Bereiche, mittlerer Flurabstand, quartäre Grundwasserleiter
Landnutzungsdaten	Biotop- und Landnutzungskartierung, Flächennutzungsplan, Förderflächen
Daten zu Schutzgebieten	geschützte Biotope, wertvolle Gehölze, Denkmalschutzgebiete, geschützte Landschaftsbestandteile, SPA-Gebiete, FFH-Gebiete, Trinkwasserschutzgebiete, Naturdenkmale, Vermögenswerte
Stadtentwicklungs- u. Bebauungspläne	B-Pläne



Thema	Bemerkungen
Abwasserkanalnetz	Auslässe, Normschächte, Bauwerke, Kanalnetz der Stadtentwässerung Dresden GmbH "Zuarbeit Hochwasserrisikomanagementplan Leubnitzbach", Erläuterungsbericht itwh GmbH im Auftrag der Stadtentwässerung Dresden GmbH, 2011
Hochwasserschutz	Betrachtungsgebiete Hochwasservorsorge, Überschwemmungsgebiete an Gewässern 2. Ordnung vom 08.12.2003, plausibilisierte Wassertiefen beim HW vom 12.08. zum 13.08.2002, bestehender und angestrebter Schutzgrad gegen Hochwasser der Gewässer 2. Ordnung, Überschwemmungsgebiete Elbe vom 25.10.2004, Vermögenswerte, Nutzungsklassen
Anlagen	Einleitstellen Regenrückhaltebecken, Längsdeiche an Gewässern II. Ordnung, Geschiebe-, Treibgut- und Sedimentfänge, Beckenbuch HWRB, Dammfläche sowie Einstaufläche HWRB, "Planungsunterlagen zum Hochwasserrückhaltebecken Heiliger Born" Prowa Ingenieure GmbH im Auftrag der Stadt Dresden, "Ermittlung der Kennlinien und Drosseloptimierung für das bestehende Rückhaltebecken Heiliger Born am Leubnitzbach" Bericht der GEOS Freiberg Ingenieurgesellschaft mbH, 2006
Orthofotos	Stand 2009/10
hochaufgelöstes DGM	Digitales Geländemodell mit Rasterweite 1 m x 1 m Digitales Geländemodell mit Rasterweite 2 m x 2 m
ATKIS-DGM25	Digitales Geländemodell mit Rasterweite 25 m x 25 m
Regenschreiberdaten	Datenreihen zu Regenschreibern der Stadtentwässerung Dresden GmbH, u. a. - Niederschlagsreihen für das Augusthochwasser 2002 sowie das Sommerhochwasser 2010
Starkniederschläge	Praxisrelevante Extremwerte des Niederschlags in Deutschland nach PEN-LAWA 2010 KOSTRA-Starkregentabelle für einen mittleren Standort in Dresden
Untersuchungen im Rahmen des Planes Hochwasservorsorge Dresden (PHD)	"Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stand 11.04.2011" Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden Maßnahmenblätter des Plans Hochwasservorsorge Dresden, Stand 11.04.2011, Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden "Gewässersteckbrief Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach, Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stand 07.04.2011" Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden "Ermittlung der hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrundlagen für das Gewässersystem Leubnitzbach" Bericht der GEOS Freiberg Ingenieurgesellschaft mbH und UDATA GmbH, 2006 "Ermittlung der hydrologischen und hydraulischen Bemessungsgrundlagen für das Gewässersystem Leubnitzbach - Prüfung des Gutachtens" Bericht der IHU GmbH, 2008 in Auszügen: "Ermittlung des Schadenpotenzials von Hochwasser der Elbe, der Gewässer erster und zweiter Ordnung und des Grundwassers auf dem Gebiet der Stadt Dresden, Hochwasser 2002", Bericht der Beak Consultants GmbH, 2006 "Ermittlung des Schadenpotenzials von Hochwasser der Elbe, der Gewässer erster und zweiter Ordnung und des Grundwassers auf dem Gebiet der Stadt Dresden, synthetische Hochwasser HQ20, HQ50, HQ100", Bericht der Beak Consultants GmbH, 2007 "Hochwasserschadenserwartungswerte auf dem Gebiet der Stadt Dresden", Bericht der Beak Consultants GmbH, 2008
TK10/50	TK10, Layer: Grünflächen, Höhenlinien/Böschungen TK50, Layer: Topographie, Vegetation, Höhenlinien/Böschungen
vorhandene Modelle	WSPWIN-Modell zur "Eindimensionalen Wasserspiegellagenberechnung am Koitschgraben (Gewässersystem Leubnitzbach) zwischen DB-Trasse und Dohnaer Straße (Station km 4+149 bis km 5+498)" und Erläuterungsbericht, Toscano GmbH Dippoldiswalde, 2009



Thema	Bemerkungen
Angaben zu historischen Hochwasserereignissen	<p>Anwohnerschreiben mit Fotos im Nachgang des Hochwassers vom August 2002, Christine Vehmann an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 18.11.2002, Dresden</p> <p>Anwohnerschreiben mit Fotos zur Dokumentation der Folgen des Gewitterereignisses vom 01.06.2008, Dr. Lutz Vehmann an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 28.06.2008, Dresden</p> <p>Anwohnerschreiben im Nachgang des Hochwassers vom August 2002, Matthias Meßner an das Grünflächenamt der Landeshauptstadt Dresden, 29.10.2002, Dresden</p> <p>Anwohnerschreiben im Nachgang des Hochwassers vom Februar 2006, Lothar Hahn an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 08.02.2006, Dresden</p> <p>Anwohnerschreiben im Nachgang der Hochwasser August 2002 sowie Januar 2003, Christa Gackstatter an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 13.03.2003, Dresden</p>

Recherchen bei Dritten wurden mit dem Ziel durchgeführt, die Datenlage im Hinblick auf historische Hochwasser im Landgraben zu verbessern. Konkret wurde versucht, Auskunft darüber zu erhalten, in welchen Jahren Hochwasser abgelaufen sind und in welcher Art, welchem Umfang und welcher Qualität Dokumentationen dazu verfügbar sind. Nähere Ausführungen dazu enthält Kapitel 3.

### 1.3 Überblick über die eingesetzte Software

Für die Verwaltung und Verarbeitung von Geodaten wurden die GIS-Systeme ArcView 3.3 und ArcGIS 9.3 bzw. 10.0 eingesetzt.

Die N-A-Simulation erfolgte mit Hilfe der Software NASIM 3.8.1 (HYDROTEC, 2010), die bereits im Zuge der Erstellung des Planes Hochwasservorsorge für die Priebnitz zum Einsatz kam (DHI-WASY, 2008). Für die hydraulische Modellierung wurde WSPWIN 8.0.3 eingesetzt (BCE, 2003). Damit war gewährleistet, dass das beim Auftraggeber für den Koitschgraben, einen Teilabschnitt des zu untersuchenden Gewässersystems, vorliegende hydraulische Modell, das von der TOSCANO GmbH ebenfalls auf Grundlage von WSPWIN erstellt wurde, weiter genutzt werden konnte. Die Berechnung der Überschwemmungsflächen erfolgte mit dem „Flood Estimation Tool“ der „Flood Toolbox“ (DHI-WASY, 2011a), einer Erweiterung für ArcGIS 10.0, die der Bearbeitung von Aufgaben im Bereich des Hochwasserrisikomanagements, insbesondere bei der Umsetzung der HWRM-RL mit der Erstellung der Hochwasserrisikomanagementpläne dient.

Im Mittel- und Unterlauf des Landgrabens stieß die angewendete Methodik an ihre Leistungsgrenzen. Grund dafür war, dass das Gelände, das an das Gerinne angrenzt, sehr flach ist, sodass durch eine einfache Übertragung der Wasserspiegellagen in die Fläche, bei der das Volumen der Hochwasserwelle unberücksichtigt bleibt, eine fachgerechte Ermittlung der Überschwemmungsgebiete nicht gewährleistet ist. Für diese Bereiche wurde eine instationäre und volumentreue hydronumerische Modellierung vorgenommen die im Bereich der überschwemmten Vorländer zweidimensional erfolgen musste. Die 1D-Modellierung des Gerinneabflusses erfolgte mit MIKE 11 und die Modellierung der Überflutung und des Abflusses auf den Vorländern zweidimensional mit MIKE 21. Die Kopplung beider Modelle erfolgte mit Hilfe von MIKE FLOOD.





## 2 Untersuchungsgebiet

### 2.1 Lage, Abgrenzung und Gewässerverlauf

Mit dem Zusammenfluss von Britschengraben und Zauchgraben tritt das zu untersuchende Gewässersystem in das Stadtgebiet der Landeshauptstadt Dresden ein und durchläuft zunächst als Leubnitzbach die Gemarkung Leubnitz-Neuostra. Im weiteren Verlauf erhält der Leubnitzbach Zufluss durch die Quelle Heiliger Born (Fluss-km 7,3). Darüber hinaus leitet unterhalb bei Flusskilometer 6,0 der Leubnitzer Flutgraben in das Einzugsgebiet des Kaitzbaches über. Ab der Dohnaer Straße (B 172, Fluss-km 5,8), tritt der Leubnitzbach in eine mehr als 300 m lange Verrohrung ein. Ab deren Auslass wird das Gewässer als Koitschgraben bezeichnet. Als Koitschgraben tritt das Gewässer unter dem Werksgelände der Firma ZAMEK nochmals in eine etwa 100 m lange Verrohrung ein. Der Koitschgraben erhält unterhalb Zufluss durch den Leubnitzer Mittelgraben sowie durch den Tornaer Abzugsgraben. Die Gemarkung Reick durchfließt der Koitschgraben bis zur Eisenbahnstrecke Dresden-Schöna (Fluss-km 4,1). Unterhalb deren Unterquerung tritt der Koitschgraben unter dem Gelände des ehemaligen Gaswerkes Reick nochmals in eine Verrohrung von 300 m ein. Ab Winterbergstraße (Fluss-km 3,3) ist das Gewässer als Blasewitz-Grunaer Landgraben benannt. Der Landgraben passiert ab hier Teile der Gemarkungen Gruna, Seidnitz und Striesen und mündet in Höhe Spohrstraße (Gemarkung Blasewitz) in die Elbe (Fluss-km 0,0). Insgesamt weist das 7,8 km lange Gewässersystem rund einen Kilometer verrohrte Abschnitte auf (UMWELTAMT, 2011b).

Das Gesamtwässersystem Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach wird im Folgenden der Einfachheit halber als **Landgraben** bezeichnet.

Das Einzugsgebiet des Landgrabens grenzt im Westen an das Einzugsgebiet des Kaitzbaches, und im Osten an das Einzugsgebiet des Geberbaches. Beide sind wie der Landgraben Nebenflüsse der Elbe. Im Süden grenzt das Einzugsgebiet des Landgrabens an die Gemeinde Bannewitz im Landkreis Sächsische Schweiz-Osterzgebirge und im Norden an die Elbe, in die der Landgraben in Dresden-Blasewitz mündet (s. o.). Der Landgraben ist ein Gewässer 2. Ordnung.

Das natürliche oberirdische Einzugsgebiet des Landgrabens ist 7,99 km<sup>2</sup> groß. Das gesamte oberirdische Einzugsgebiet des Landgrabens, das außerdem auch Flächen im Stadtgebiet von Dresden umfasst, die nicht zum natürlichen oberirdischen Einzugsgebiet gehören, aber über die Kanalisation in den Landgraben entwässern, ist 8,21 km<sup>2</sup> groß (ITWH, 2011).

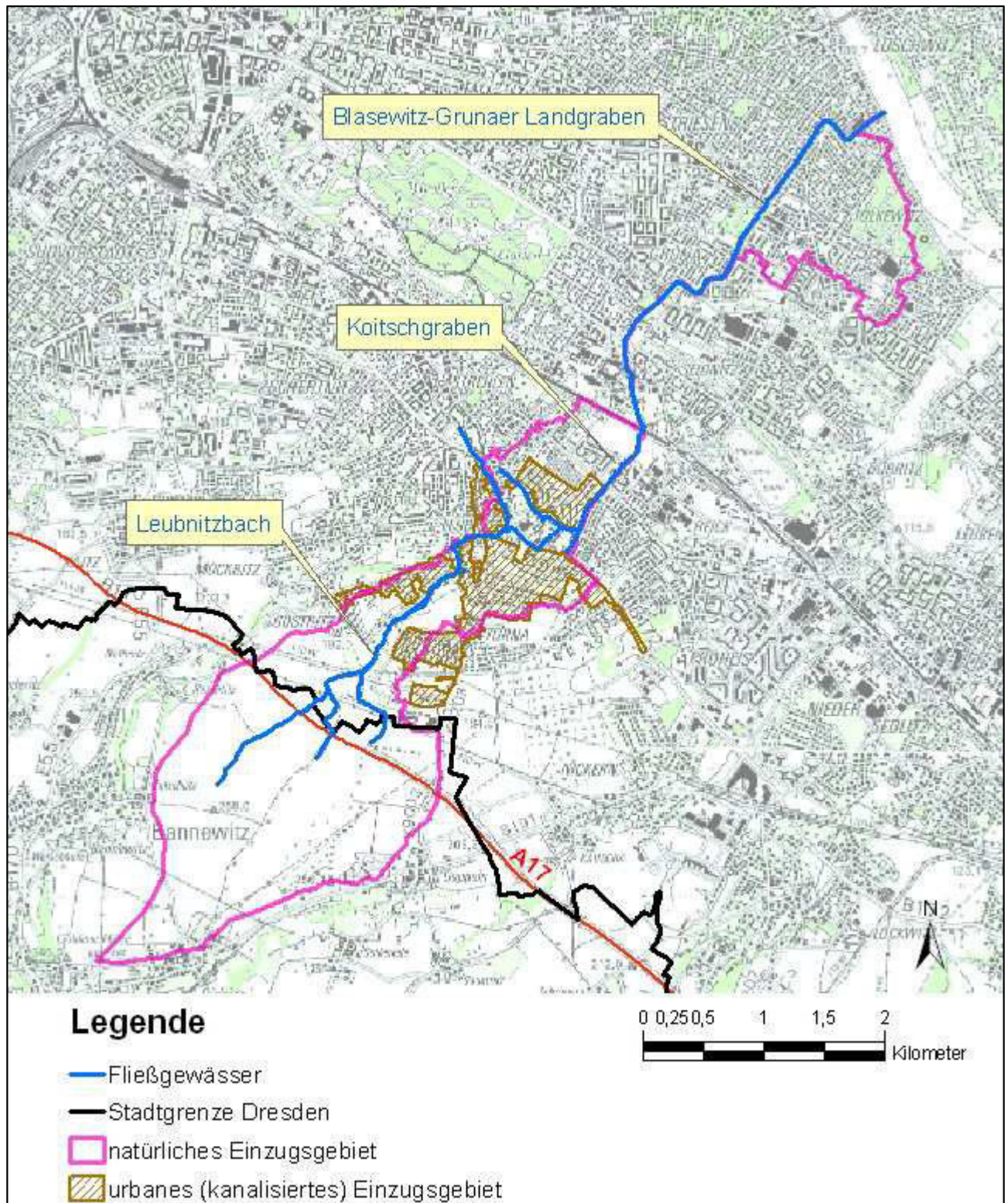
Eine Besonderheit des Gebietes ist darin zu sehen, dass längere Gewässerabschnitte im Unterlauf zwar dem Wellenablauf oberhalb gebildeter Abflüsse dienen, jedoch nicht der Entwässerung angrenzender Flächen. So endet das oberirdische Einzugsgebiet zunächst an der Eisenbahnstrecke Dresden-Schöna. Unterhalb verläuft der Landgraben zunächst verrohrt. Im Weiteren ist der Landgraben beidseits abschnittsweise durch Böschungsoberkanten gekennzeichnet, die teils erheblich über Geländehöhe liegen. Dieser „Deichcharakter“ findet sich bis fast zur Mündung und bedingt, dass nur vergleichsweise geringe Flächenanteile das oberirdische Einzugsgebiet des Landgrabens ergänzen.



Aufgrund der starken urbanen Veränderung kann überdies das oberirdische Einzugsgebiet nur im südlichen Bereich als naturnah charakterisiert werden. Konkret definiert UMWELTAMT (2011b) die Brunnenstraße in Leubnitz-Neuostra als Grenze des naturnahen Einzugsgebietes. Dass die Autobahn BAB 17 diesen Einzugsgebietsteil quert, ist als weitere Besonderheit des Gebietes anzusehen. In der Folge dessen werden o. g. Gräben und deren Zuflüsse durch Brückenbauwerke oder Durchlässe geführt. Ferner sind die Entwässerungsanlagen der Autobahn bzw. deren Entlastungen an das Einzugsgebiet angeschlossen.

Inhalt von Abbildung 2-1 ist eine Übersichtskarte zum Untersuchungsgebiet. Mit zusätzlichen Angaben zur Landnutzung

Eine Übersichtskarte zum Untersuchungsgebiet des Landgrabens mit Teilgebietsgliederung und Landnutzung ist in Anlage 1 enthalten.



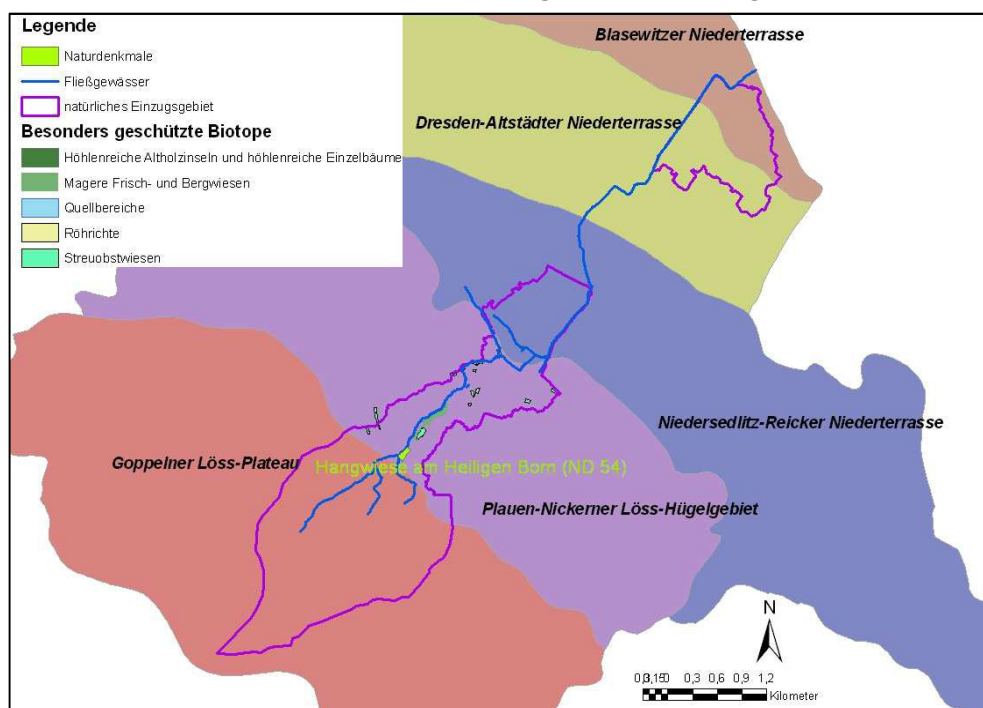
**Abbildung 2-1: Natürliches und urbanes Einzugsgebiet des Landgrabens**

## 2.2 Landschafts- und Naturräume

Die Gliederung des Untersuchungsgebietes in Landschaftseinheiten im Allgemeinen und Naturräume im Besonderen kann auf Grundlage der Angaben in UMWELTAMT (2011b) folgendermaßen beschrieben werden.

Der obere bzw. südliche Teil des Einzugsgebietes ist dem Goppeller Löss-Plateau zuzuordnen, welches nördlich der BAB 17 in das Plauen-Nickerner Löss-Hügelgebiet übergeht (Abbildung 2-2). Durch aufgelöste Hänge an den Randlagen des Plateaus leitet dieses Gebiet über in die Landschaftseinheit Dresdener Elbtalweitung. Die Naturräume, die der Landgraben im unteren bzw. nördlichen Teil seines Einzugsgebiets durchläuft, sind die Niedersedlitz-Reicker Niederterrasse und die Dresden-Altstädter Niederterrasse. Im Mündungsbereich charakterisiert die Blasewitzer Niederterrasse die naturräumliche Ausstattung des Einzugsgebietes.

Im Hinblick auf den Schutzgebietsstatus im Einzugsgebiet des Landgrabens ist zu erwähnen, dass in diesem Bereich keine Landschaftsschutzgebiete (LSG), keine Flora-Fauna-Habitate (FFH) und auch keine Vogelschutzgebiete (SPA) existieren. Besonderen Schutzstatus weisen hingegen Biotop im Oberlauf auf, welche überwiegend dem Typ Streuobstwiesen bzw. magere Frisch- und Bergwiesen zuzuordnen sind. Ferner existiert ein Naturdenkmal, konkret die Hangwiese am Heiligen Born.



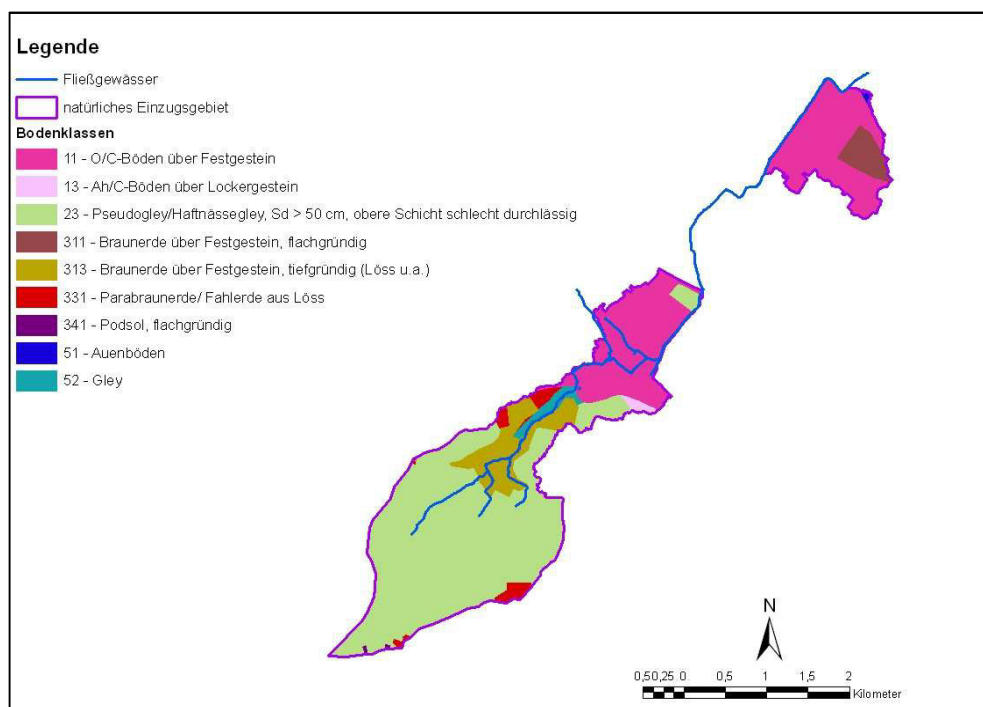
**Abbildung 2-2: Landschaft- und Naturräume im natürlichen Einzugsgebiet, sowie besonders geschützte Biotop und Naturdenkmale**

## 2.3 Geologie und Pedologie

Im oberen bzw. südlichen Teil des Landgrabeneinzugsgebietes finden sich entsprechend der naturräumlichen Ausstattung (vgl. Abschnitt 2.2) fruchtbare Lössböden, welche sich auf Pläner und Sandsteinen der Oberkreide gründen. Diese Flächen weisen ein geringes Infiltrationsvermögen

auf. Die Neigung der Flächen bedingt zunehmende Staunässe in Gewässerrichtung (UMWELTAMT, 2011b). Abbildung 2-3 veranschaulicht die Verteilung der im Gebiet anstehenden Böden gemäß Bodenkonzeptkarte. Die in Abbildung 2-3 dargestellten Bodenklassen werden in Abschnitt 4.3.4.2 durch hydrologisch relevante Bodenparameter näher charakterisiert. Aus Abbildung 2-3 ist ersichtlich, dass der wesentliche Anteil des Oberlaufes durch Stauwasserböden geprägt ist. Hier dominiert die Bodenklasse schlecht durchlässiger Pseudogley/Haftnässegley (Nr. 23).

Der Bereich der Niederterrassen im unteren bzw. nördlichen Teil des Untersuchungsgebietes ist aus mächtigen weichselzeitlichen Flussschottern (Kiese, Sande) aufgebaut, über denen Auelehme lagern. Aus Abbildung 2-3 und Abschnitt 4.3.4.2 wird ersichtlich, dass dieser Einzugsgebietsteil durch Rohböden geringer Mächtigkeit geprägt ist. Konkret überwiegt die Bodenklasse O/C-Böden über Festgestein (Nr. 11). Hier haben die anthropogenen Überprägungen in Form von großflächigen Versiegelungen wesentlichen Einfluss auf die Prozesse der Abflussbildung, die in Abhängigkeit von Bodeneigenschaften ablaufen.



**Abbildung 2-3: Böden im natürlichen Einzugsgebiet**

## 2.4 Landnutzung

Das Untersuchungsgebiet weist eine deutliche anthropogene Überprägung auf, was bedeutet, dass Wohn- und Mischgebiete, Verkehrs und Gewerbe- bzw. Industrieflächen sowie urbane Grün-, Frei- und Sonderflächen einen Großteil der Flächennutzung darstellen. Insgesamt summiert sich der Flächenanteil dieser Nutzungsarten im gesamten Einzugsgebiet auf rund 33 % (vgl. Tabelle 2-1). Wichtiges Siedlungsgebiet mit überwiegend Wohnbebauung ist im oberen Teil des Einzugsgebietes die Gemarkung Leubnitz-Neuostra. Die in Teilen auch zugehörigen Gemarkungen Strehlen und Reick weisen neben Wohnbebauung zudem große Flächen industrieller Nutzung auf. Auch im unteren Gebietsabschnitt weisen die zum



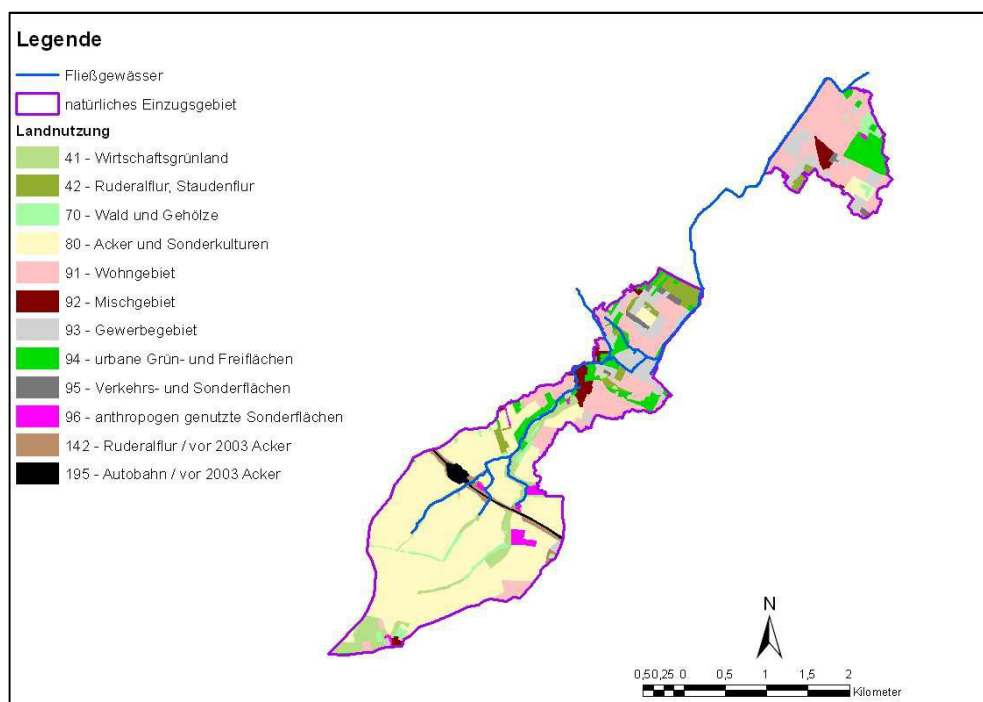
Gebiet gehörenden Anteile der Gemarkungen Seidnitz, Gruna, Striesen sowie Blasewitz überwiegend Wohnbebauung und industrielle bzw. gewerbliche Nutzung auf.

Landwirtschaftliche Nutzungen in größerem Umfang sind im Wesentlichen im oberen Einzugsgebietsteil (Gemarkung Gostritz) zu finden. Insgesamt beläuft sich der Anteil von Acker- und Grünlandflächen sowie Ruderal- und Staudenfluren im gesamten Einzugsgebiet auf 57 %.

Eine kartographische Darstellung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet enthält Abbildung 2-4. Sie basiert auf den Daten der Biotop- und Landnutzungskartierung.

**Tabelle 2-1: Flächenanteile der einzelnen Landnutzungsklassen**

Landnutzungsklasse		Flächenanteil im gesamten natürlichen Einzugsgebiet [%]
Nr.	Name	
41	Wirtschaftsgrünland	5,9
42	Ruderalflur, Staudenflur	4,1
70	Wald und Gehölze	2,5
80	Acker und Sonderkulturen	47,0
91	Wohngebiet	20,8
92	Mischgebiet	2,1
93	Gewerbegebiet/ technische Infrastruktur	7,6
94	urbane Grün- und Freiflächen	6,9
95	Verkehrsflächen	2,1
96	anthropogen genutzte Sonderflächen	1,0



**Abbildung 2-4: Landnutzung im natürlichen Einzugsgebiet**

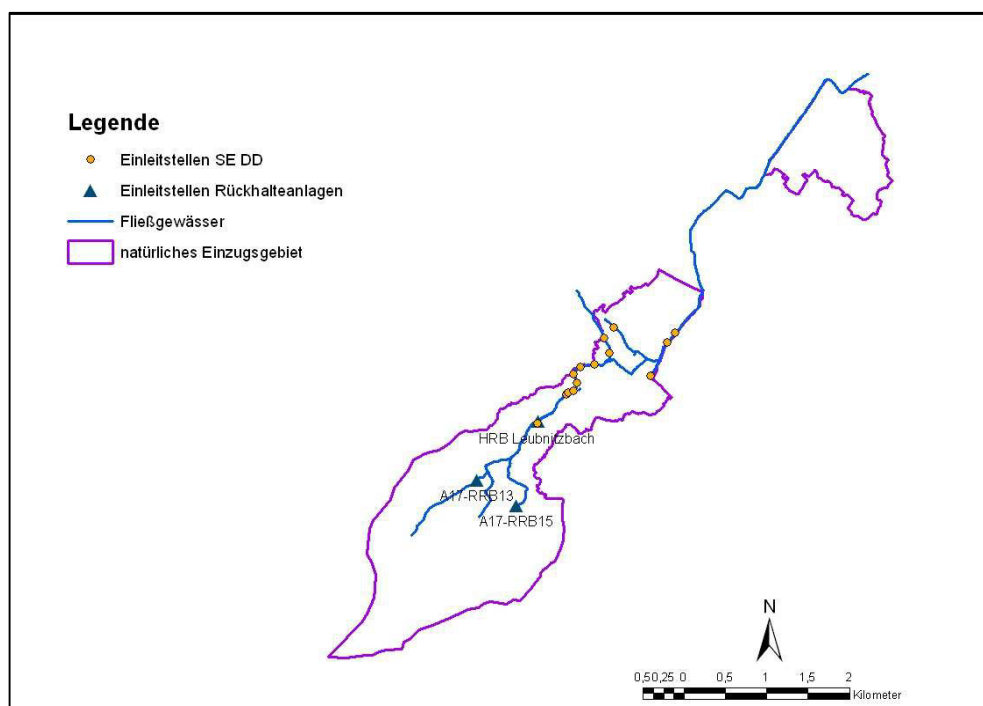
## 2.5 Hydrologische Verhältnisse

Für das Einzugsgebiet des Landgrabens existieren in Ermangelung eines Gewässerpegels keine Aufzeichnungen zum Abflussregime. Die Charakterisierung der hydrologischen Verhältnisse im Einzugsgebiet kann somit nur qualitativ auf Basis von Gebietseigenschaften erfolgen.

Die Abflussbildung im Oberlauf des Landgrabens wird durch die überwiegend konventionell landwirtschaftlich genutzten Lössböden mit geringem Infiltrationsvermögen (Abschnitt 2.3) befördert. Infolge des vorhandenen Geländegefälles ist bei Starkregenereignissen auch die Erosionsgefahr hoch (UMWELTAMT, 2011b).

Im Mittellauf dominiert aufgrund des hohen Versiegelungsgrades (städtische Prägung, vgl. Abschnitt 2.4) Oberflächenabflüsse von versiegelten Flächen, der über die Regenwasserauslässe des Kanalnetzes in das Gewässer eingeleitet wird (Abbildung 2-5). Im Unterlauf dagegen wird der Abfluss von versiegelten Flächen nicht in den Landgraben eingeleitet, sondern verlässt über die Kanalisation das Einzugsgebiet. Sowohl im Mittel- als auch im Unterlauf ist der Anteil unterirdischer Abflüsse folgerichtig gering.

Weitere anthropogene Beeinflussungen des hydrologischen Regimes gibt es in Form von Hochwasser- und Regenrückhaltebecken. Hier sind das HWRB Leubnitzbach und die beiden RRB an der A 17 zu nennen. Verzögerungseffekte erzeugen weiterhin die Kanalhaltungen der Stadtentwässerung Dresden GmbH (SE DD). Die Lage der Rückhalteanlagen sowie der Regenwasserauslässe sind Abbildung 2-5 zu entnehmen.



**Abbildung 2-5: Lage der Regen- und Mischwasserauslässe sowie der Rückhalteanlagen im natürlichen Einzugsgebiet**



### 3 Historische Hochwasserereignisse

Bei der Beurteilung aktueller Hochwasserrisiken ist es erforderlich, Informationen und Erfahrungen zu bereits abgelaufenen Ereignissen einzuholen und entsprechend in die Gesamtbewertung einzubeziehen.

Quellen und Anlaufstellen für diesbezügliche Recherchen waren:

- Unterlagen vom AG (Plan Hochwasservorsorge Dresden (PHD) mit Gewässersteckbrief, Maßnahmenblättern, Gutachten UDATA, G.E.O.S.),
- Dokumente des Stadtarchives (Bücher, Zeitungsauswertungen, Akten der Gemeindeämter),
- Auskünfte der Ortsämter Plauen, Prohlis und Blasewitz,
- Redakteure der Stadtteilzeitungen Prohlis sowie Blasewitz,
- Ansprechpartner im Brand- und Katastrophenschutzamt,
- Pfarrereien der Kirchgemeinden Leubnitz-Neuostra, Prohlis und Blasewitz,
- Anwohnerbefragung.

Im Ergebnis aller Nachforschungen zeigte sich marginaler Erkenntnisgewinn. Prinzipiell erscheint es möglich, dass im Landgraben Hochwasserereignisse in den Jahren 1804, 1823, 1824 sowie 1845 abliefen. Diese Annahme beruht auf Dokumenten, die im Stadtarchiv recherchiert wurden. Schwerpunktmäßig thematisierten diese Unterlagen Elbehochwasser, so dass keine konkrete Aussage darüber zu finden war, inwiefern auch der Landgraben betroffen gewesen ist. Es ist jedoch zu vermuten, dass im Zuge von Elbe-Hochwassern, die wie die oben genannten durch sommerliche Starkniederschläge ausgelöst wurden, auch das zu untersuchende Gewässer als Elbe-Nebenfluss betroffen gewesen ist. Über die oben vermuteten Ereignisse hinaus soll es Anfang der 60er Jahre des 20. Jahrhunderts ebenfalls ein nennenswertes Hochwasser gegeben haben. Das berichteten Augenzeugen.

Kennzeichnend für alle Ereignisse ist es, dass **wenig harte Daten** dazu existieren. Selbst für das im nachfolgenden Abschnitt 2.2 erläuterte Sommerhochwasser von 2002 gibt es für den Landgraben nur qualitative Aussagen zu Wasserständen bzw. Abflüssen sowie Schadbildern. Für dieses für die Stadt Dresden sehr folgenschwere Ereignis sind am Landgraben einige Ausuferungen und auch Schäden benannt worden.

So ist für den **Oberlauf** (Leubnitzbach) festzuhalten gewesen, dass nahe am Gewässer liegende Kleingärten in Mitleidenschaft gezogen wurden. Diese sind grundsätzlich bei einer Wasserführung von über 2,5 m<sup>3</sup>/s von Überflutungen betroffen (UDATA, 2006). Beispielhaft belegen Zeitungsaussagen, dass es im September 1994 "nach heftigen Gewittergüssen" zur Überschwemmung und Schlammüberdeckung kam (SZ, 1994). Auch als Folge des Sommerhochwassers 2002 traten hier "starke Erosionen mit deutlichen Erosionsbahnen" auf (UMWELTAMT, 2011b). Dabei wurde das Abflussprofil beschädigt und eine Fläche von 40 m<sup>2</sup> ausgespült. Zudem lagerte sich Schwemmgut sowie Unrat ab, weiterhin kam es zu Simenteintrag in das Hochwasserrückhaltebecken (HWRB) Leubnitzbach (UMWELTAMT, 2011c). Der damalige Abflussscheitel zum HWRB wurde zu 3,03 m<sup>3</sup>/s bzw. 3,3 m<sup>3</sup>/s quantifiziert (PROWA, 2005 bzw. UDATA, 2006).



Dies bewirkte einen maximalen Einstau des Beckens von ca. 2300 m<sup>3</sup>/s (PROWA, 2005), was einem Beckenwasserstand von ca. 148 m HN entspricht. Damit war das Becken zu etwa 1/4 gefüllt. Es resultierten Böschungsrutschungen bzw. -bewegungen (UMWELTAMT, 2011c). Unterhalb des HWRB kam es trotz Rückhalt zu Schäden am Spielplatz Heiliger Born. Dieser Bereich ist praktisch nicht dafür ausgelegt, einer erhöhten Wasserführung des Leubnitzbaches ohne Überflutung standzuhalten.

Prinzipiell verursachen die Gegebenheiten im Oberlauf insbesondere "bei kurzen Starkniederschlägen und bei Tauwetter" "beträchtliche Abflüsse von landwirtschaftlichen Flächen", welche einerseits o. g. Erosionen verursachen und andererseits die "Verklausungsgefahr an unterliegenden Verrohrungen und Rechen" erhöhen (UMWELTAMT, 2011b). Die Fotos in Abbildung 3-1 und Abbildung 3-2 veranschaulichen, dass bereits bei einem "normalen Gewitter [wie dem] vom 01.06.2008" Verklausungen auftreten können, die einen signifikanten Aufstau zur Folge haben (VEHMANN, 2008).



**Abbildung 3-1: Verklausung am Spielplatz Heiliger Born, Juni 2008 (Quelle: VEHMANN (2008))**



**Abbildung 3-2: Mit der Verkläuerung verbundener Aufstau (Quelle: VEHMANN (2008))**

Auch die Überschwemmung des Spielplatzes Heiliger Born beim Frühjahrhochwasser 2006 (vgl. Abbildung 3-3) ist darauf zurück zu führen, dass der Rechen am unterhalb gelegenen Durchlassbauwerkes zugesetzt war. Konkret handelt es sich dabei um die Zufahrt zur 68. Grundschule Heiliger Born, welche über den Leubnitzbach führt (Abbildung 3-4).



**Abbildung 3-3: Überschwemmter Spielplatz Heiliger Born, Frühjahr 2006 (Quelle: UMWELTAMT, 2011b)**



**Abbildung 3-4: Schutzgitter an der Heiligenbornstraße unterhalb des Spielplatzes Heiliger Born bei normaler Wasserführung im Juni 2011**

Der vorgelagerte Rechen ist in erster Linie ein Schutzgitter, welches "insbesondere den spielenden Kindern das Hineinkriechen in die Verrohrung des Leubnitzbaches verwehren soll" (UMWELTAMT, 2008). Dass es sich hier um einen Gefahrenbereich großer Relevanz handelt, belegen neben dem o. g. Anwohnerschreiben weitere Korrespondenzen zwischen Bürgern und dem Umweltamt (HAHN, 2006 sowie VEHMANN, 2002). In den jeweiligen Schreiben an die Stadt Dresden wurde zum Ausdruck gebracht, dass mitgeführtes Treibgut immer wieder Aufstau und somit Überflutungen bedingte.

Eine Verklausung an der Brücke unterhalb des Spielplatzes Heiliger Born verursachte auch die Überflutungen im Bereich des Klosterteichplatzes beim Hochwasser 2002 (UMWELTAMT, 2011a). Die Verklausung führte dazu, dass der Leubnitzbach gestaut wurde und das Bachbett verließ (VEHMANN, 2002). Der Abfluss ereignete sich dann über die Heiligenbornstraße in Richtung Klosterteichplatz, um dann unterhalb wieder in das Bachbett zurückzukehren. Dieser Rückfluss erfolgte über die Grundstücke Klosterteichplatz 6/7 und Heiligenbornstraße 1, wodurch entsprechende Schäden zu verzeichnen waren.

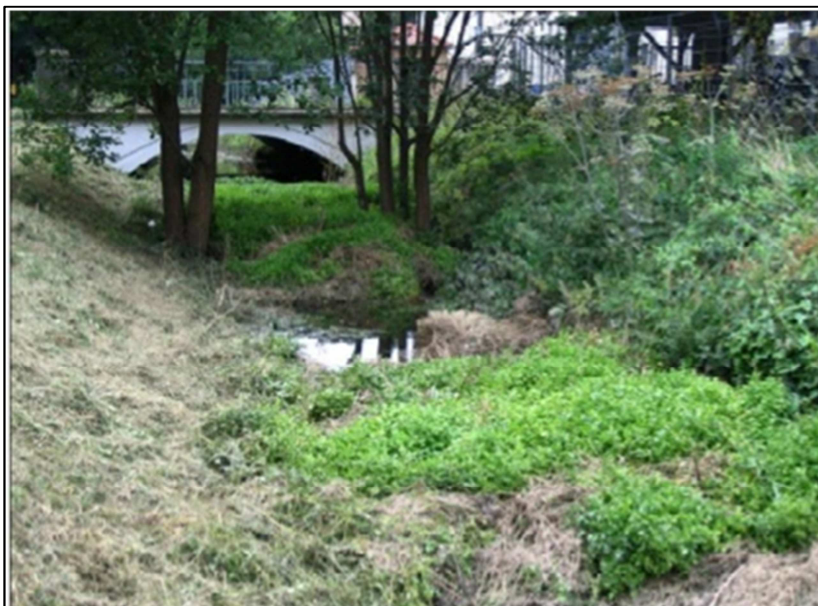
Eine Betroffenheit des Klosterteichplatzes durch Überflutung war nach Aussage der Pfarrei der Kirchgemeinde Leubnitz-Neuostra auch beim Ereignis der 60er Jahre der Fall. Weiterhin wurde zu diesem Ereignis berichtet, dass "das Wasser bis zum Friedhof stand". Der Friedhof befindet sich rechts des Leubnitzbaches oberhalb der Unterquerung der Wilhelm-Franke-Straße.

Für den **Mittellauf**, den Koitschgraben, ergaben die Recherchen bei der Prohliser Zeitung, dass im Zusammenhang mit Hochwasser bislang keine

Probleme in Form von Überflutungen auftraten. Auch in einem Gespräch mit dem Quartiersmanagement am Koitschgraben (Stadtteilbüro Prohlis) wurde ausgesagt, dass es in der Historie zu keinen nennenswerten Hochwasserereignissen gekommen ist, auch nicht 2002. Lediglich an der Bahnlinie kam es 2002 zu Überflutungen (UMWELTAMT, 2011a und 2010b). GEOS (2006a) berichtete dazu, dass es "in Bereichen der Querung der DB-Strecke Dresden-Decin zu den einzig [...] bekannten raumgreifenden Ausuferungen" gekommen ist.

Im Hinblick auf den **Unterlauf** dokumentierte UMWELTAMT (2011b), dass im Sommer 2002 das Hochwasser schadlos abgeführt wurde, sich aber bordvoller Abfluss einstellte. Infolge dessen waren wenig signifikante Überflutungen zu verzeichnen, jedoch waren "zwischen Niederwaldstraße und Heinrich-Schütz-Straße möglicherweise Siedlungsflächen in Ufernähe punktuell von Überflutungen geringer Intensität betroffen".

Im Januar 2003 wurde von Verwaltern angrenzender Wohnanlagen ein "bedenklich hoher Wasserstand im Landgraben" dokumentiert (GACKSTATTER, 2003). Im Sommer 2005 wurde die Leistungsfähigkeit der Brücke an der Schandauer Straße aufgrund einer Pflanzenwalze stark eingeschränkt (Abbildung 3-5). Auch das Wohngebiet "Gartenheim-Siedlung" wird als im Hochwasserfall ernsthaft bedroht angesehen, da der ungebremste Wildwuchs hier zu selten beseitigt würde (MEßNER, 2002).



**Abbildung 3-5: Brücke an der Schandauer Straße mit davor aufgetürmten Pflanzenmassen (Quelle: UMWELTAMT, 2011b)**

Grundsätzlich ist es so, dass die "Leistungsfähigkeit einiger Brücken zu gering" ist, um ein dem  $HQ_{100}$  entsprechendes Ereignis schadlos abzuführen (UMWELTAMT, 2011b). Eine Verstärkung der Gefahr an kritischen Punkten wird ferner darin gesehen, "wenn sich Brücken und Durchlässe zusetzen". Konkrete Abflusshindernisse werden in den Bauwerken am Kleinhausweg (Abbildung 3-6), am Frauensteiner Platz sowie Am Grüngürtel gesehen (UMWELTAMT, 2011c).



**Abbildung 3-6: Brücke Kleinhausweg während des Hochwassers 08/2002 (Quelle: GEOS, 2006a)**

Aussagen von Anwohnern erbrachten die Information, dass bei dem Hochwasserereignis der 60er Jahre Starkniederschläge Abflussmengen verursachten, die am Kleinhausweg dazu führten, dass Wasser über die linksseitige Böschung trat und umliegende Gärten und die Keller der anliegenden Wohnhäuser flutete. Zudem kam es rechtsseitig zur Überflutung - jedoch nicht über die Böschung sondern im Bereich der Brücke Kleinhausweg. Von dort konnte Wasser rechtsseitig abfließen: der Uttewalder Platz stand teils unter Wasser.



## 4 Niederschlag-Abfluss-Modellierung

### 4.1 Eingesetzte Software und Vorgehensweise bei der Modellierung

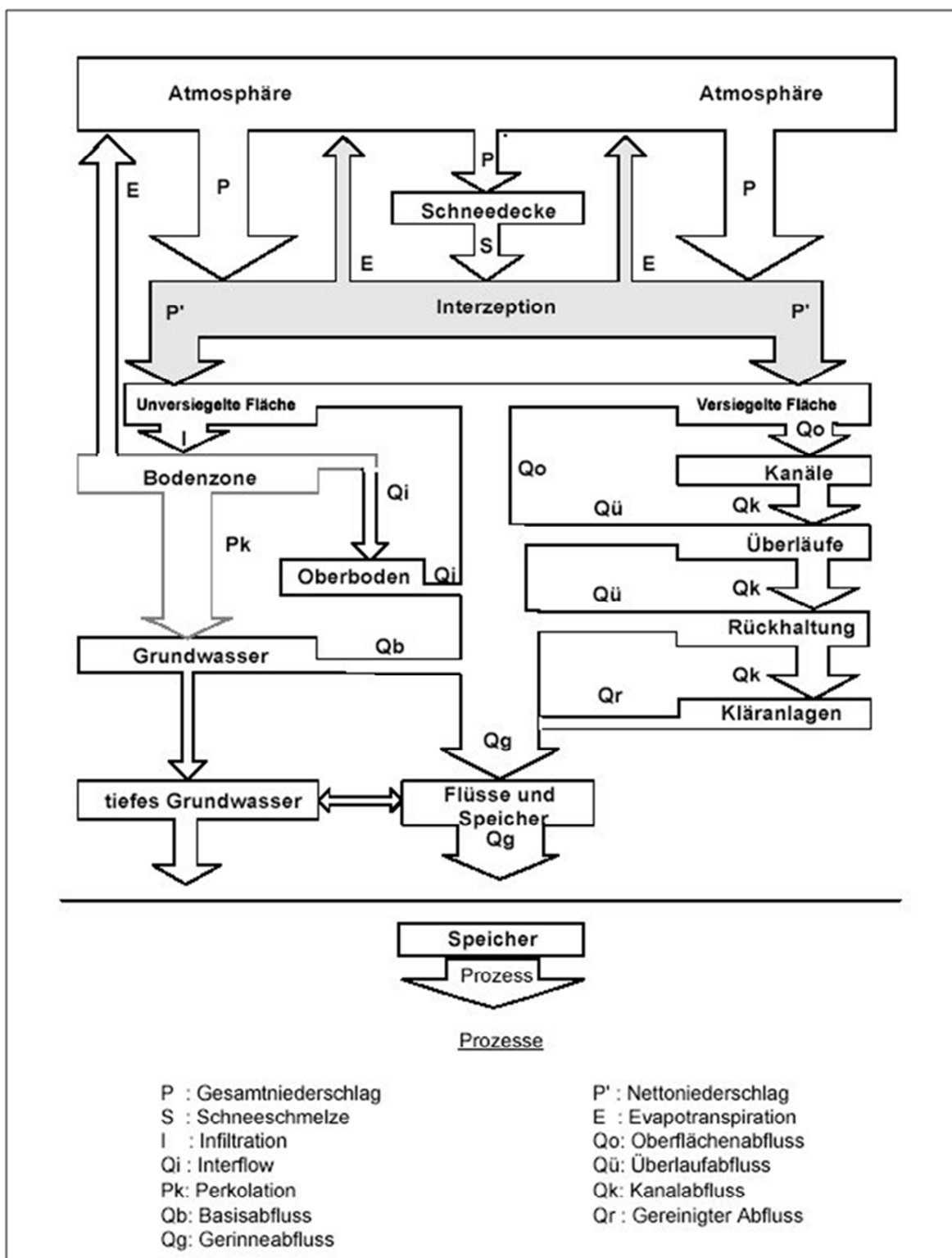
Für die Niederschlag-Abfluss-Modellierung wurde die Software **NASIM** (Hydrotec GmbH Aachen) eingesetzt. NASIM ermöglicht die kontinuierliche Simulation des Abflussprozesses bei im Prinzip frei wählbarer zeitlicher Diskretisierung. Zu diesem Zweck enthält die Software Ansätze zur Beschreibung der folgenden Teilprozesse des hydrologischen Kreislaufs: Verdunstung (einschließlich Interzeption), Infiltration und Versickerung, Oberflächenabfluss, Interflow (Zwischenabfluss) und Basisabfluss sowie Abflusskonzentration auf der Landoberfläche, im Gerinne und in der Kanalisation (Abbildung 4-1). NASIM besteht aus Modellbausteinen überwiegend konzeptioneller Art, deren Parameter teilweise aus physikalisch messbaren Größen ableitbar sind. Modellstruktur und die verwendeten Algorithmen zielen auf einen Kompromiss zwischen Modellkomplexität und der Anwendbarkeit hinsichtlich Daten- und Berechnungsaufwand ab (HYDROTEC, 2010).

Die Niederschlag-Abfluss-Simulation mit NASIM kann grundsätzlich als Langfrist- oder als Kurzfristsimulation erfolgen. Modelleingangsgrößen für die Langfristsimulation sind langjährige Zeitreihen des Niederschlagsdarbietes und der potenziellen Verdunstung. Einsatzgebiete der Langfristsimulation sind Untersuchungen des mittleren Abflussregimes und des Wasserhaushaltes, wobei meistens mit Tageswerten als Eingangsgrößen gearbeitet wird. Modelleingangsgrößen für die Kurzfristsimulation sind Starkniederschläge mit definierter Dauer und Jährlichkeit. Klassisches Einsatzgebiet einer zeitlich hoch aufgelösten Kurzfristsimulation ( $\Delta t$  im Bereich weniger Minuten) ist die Ermittlung von Hochwasserkenngrößen  $HQ_T$  aus Starkniederschlägen gleicher Jährlichkeit. Die für Hochwasseruntersuchungen theoretisch mögliche Langfristsimulation mit zeitlich hoch aufgelösten langen Niederschlagsreihen wird in der Regel aus Aufwands- und Kostengründen verworfen.

Für die N-A-Simulation werden folgende hydrologisch relevanten Gebietsinformationen benötigt, die im Interesse einer effizienten Dateneingabe in den Formaten der Geographischen Informationssysteme (GIS) ArcInfo oder ArcView bereitgestellt werden sollten:

- Teilgebietsgrenzen,
- Fließgewässer,
- Landnutzung,
- Bodenformen/Bodenarten,
- Geländehöhen.

Durch die Teilgebietsgrenzen wird das Gesamteinzugsgebiet in einzelne Simulationsteilgebiete gegliedert und damit räumlich strukturiert. Kriterien für die Festlegung der Teilgebietsgrenzen sind u. a. die Berücksichtigung von Mündungen wichtiger Nebenflüsse oder von Anschlüssen städtischer Gebiete an das natürliche Gewässernetz. Durch die Verschneidung der Teilgebietsgrenzen mit den Landnutzungs- und Bodendaten entstehen so genannte Elementarflächen, die homogen bezüglich der beiden letztgenannten Flächeneigenschaften sind.



**Abbildung 4-1: Speicher- und Transportvorgänge im Modell NASIM (aus HYDROTEC, 2010)**

Die Elementarflächen sind die kleinste Modellierungseinheit in NASIM. Alle Prozesse des Bodenwasserhaushaltes (Verdunstung, Infiltration, Versickerung, Abflussbildung) werden standortbezogen für die einzelnen Elementarflächen berechnet. Dagegen erfolgt die Modellierung der Abfluss-



konzentration auf der Basis der Simulationsteilgebiete und der im Modell zwischen ihnen definierten Lagebeziehungen.

Die Übernahme der Elementarflächen und Simulationsteilgebiete nach NASIM erfolgt über die GIS-Schnittstelle des N-A-Modells. Über Zuordnungstabellen werden dabei hydrologische Parameter, z. B. Wurzeltiefe oder Feldkapazität, mit den Elementarflächeneigenschaften Landnutzung, z. B. Wald, und Bodenform, z. B. Löß-Staugley, verknüpft. Ergebnis der Übernahme der GIS-Daten nach NASIM ist ein Ersatzschema des natürlichen Fließgewässersystems, der so genannte Systemplan, der durch Eingabe weiterer Daten vervollständigt wird. Zu diesen sonstigen Daten gehören:

- Laufzeit-Flächen-Funktionen zur Beschreibung der Abflusskonzentration des Oberflächenabflusses von natürlichen Flächen. Sie werden mit Hilfe einer ArcView-Extension auf der Basis des digitalen Höhenmodells und des Fließgewässernetzes abgeleitet.
- Rückgangskonstanten zur Beschreibung der Abflusskonzentration der Abflusskomponenten von natürlichen (Oberflächenabfluss, Zwischenabfluss und Basisabfluss) und versiegelten (nur Oberflächenabfluss) Flächen.
- Länge und Gefälle von Fließgewässern sowie repräsentative Querprofile mit Rauheitsangaben. Anstelle der Eingabe einzelner Querprofile können zur Beschreibung des Wellenablaufs in den Gerinnen und Vorländern auch so genannte Abfluss-Volumen-Beziehungen, die aus terrestrisch vermessenen Gewässerquerprofilen berechnet werden, genutzt werden. Für diese Option muss allerdings eine durchgängige Gewässervermessung vorliegen, die auch die Vorländer einschließt.
- Ggf. Kenngrößen und Kennlinien von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken.

Modellkalibrierung und -validierung erfolgen bei der Langfristsimulation üblicherweise anhand von beobachteten täglichen Abflussreihen und bei der Kurzfristsimulation anhand von gesicherten Abflussganglinien. Liegen diese Datengrundlagen, wie z. B. beim Landgraben, nicht vor, so sollte anstelle einer Kalibrierung und Validierung eine einfache Plausibilisierung der Modellergebnisse anhand von verfügbaren gesicherten Informationen erfolgen.

## 4.2 Datengrundlage

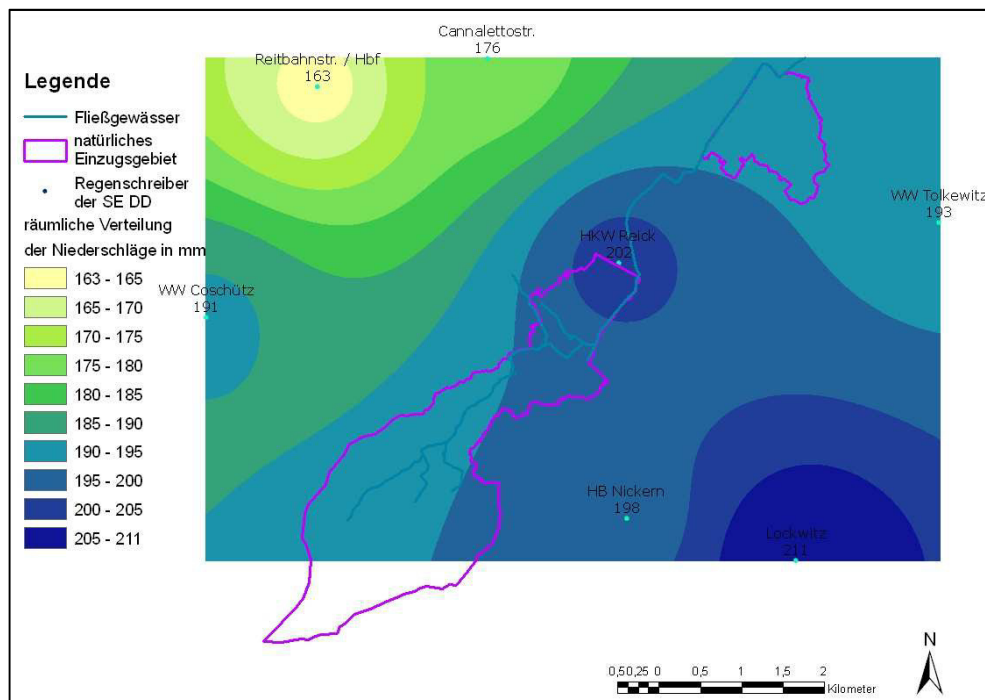
### 4.2.1 Niederschlagsdaten

#### 4.2.1.1 Ereignisbezogene Niederschläge für die Hochwasser 2002 und 2010

Ursache für das **Hochwasser vom August 2002** waren Starkniederschläge in Verbindung mit einer so genannten Vb-Wetterlage. Die Zugrichtung des Tiefdruckgebietes „Ilse“ verlief vom Mittelmeerraum über Oberitalien, Österreich und die Slowakei nach Tschechien. In Sachsen resultierten durch die Stauwirkung des Erzgebirges enorme Niederschläge, die am 11., 12. und 13. August 2002 ein zum Teil bis dahin ungekanntes Ausmaß erreichten.



Die Analyse der räumlichen Niederschlagsverteilung im Untersuchungsgebiet erfolgte auf der Grundlage der vom Auftraggeber übergebenen Niederschlagsdaten der Stationen der Stadtentwässerung Dresden GmbH (SE DD). Abbildung 4-2 zeigt die daraus für den Zeitraum vom 11. bis 13. August 2002 (3 Tage) resultierende räumliche Niederschlagsverteilung, zu deren Ermittlung die in Tabelle 4-1 aufgeführten 7 Niederschlagsstationen herangezogen wurden.



**Abbildung 4-2: Räumliche Verteilung der Niederschlagssummen in mm vom 11.08. bis 13.08.2002**

Entsprechend Abbildung 4-2 lag die 3-Tage-Niederschlagssumme im Einzugsgebiet des zu untersuchenden Gewässersystems bei 195 mm.

**Tabelle 4-1: Niederschlagsstationen mit Niederschlagssummen vom 11. – 13.08.2002**

Station	Niederschlagssumme [mm]			
	11.08.2002	12.08.2002	13.08.2002	11.-13.08.2002
Canalettostraße	0,9	138,2	36,6	175,7
WW Coschütz	7,7	158	25,2	190,9
Reitbahnstr. / Hbf.	2,8	140,5	19,6	162,9
Lockwitz	7,8	165	38,2	211
HB Nickern	8,2	162,3	27,2	197,7
Reick / HKW Liebstädter Straße	5,7	161,9	33,9	201,5
WW Tolkewitz	4,1	152,7	36,1	192,9

Eine weitere Analyse des Niederschlagsereignisses wurde mit dem Ziel durchgeführt, eine statistische Einordnung des 2002 beobachteten Niederschlags vorzunehmen. Genutzt wurden dazu die 5-Minuten-Messwerte der Niederschlagsstation Reick, die im Zeitraum 11. - 13. August 2002



beobachtet wurden. Auf Grundlage des in FREYDANK (2003) beschriebenen Verfahrens wurden in einem ersten Arbeitsschritt daraus für 14 verschiedene Niederschlagsdauern  $D$  gleitende Niederschlagssummen ausgewählter äquidistanter Zeitintervalle (5 und 10 Minuten sowie 1 Stunde) gebildet. Die für den o. g. Zeitraum resultierenden Maximalwerte dieser Niederschlagssummen  $P_{\max}$  wurden in einem nächsten Arbeitsschritt den entsprechenden Werten der KOSTRA-Starkniederschläge gegenüber gestellt, um das korrespondierende Wiederkehrintervall  $T$  zu ermitteln. Tabelle 4-2 enthält die Ergebnisse dieser Analyse.

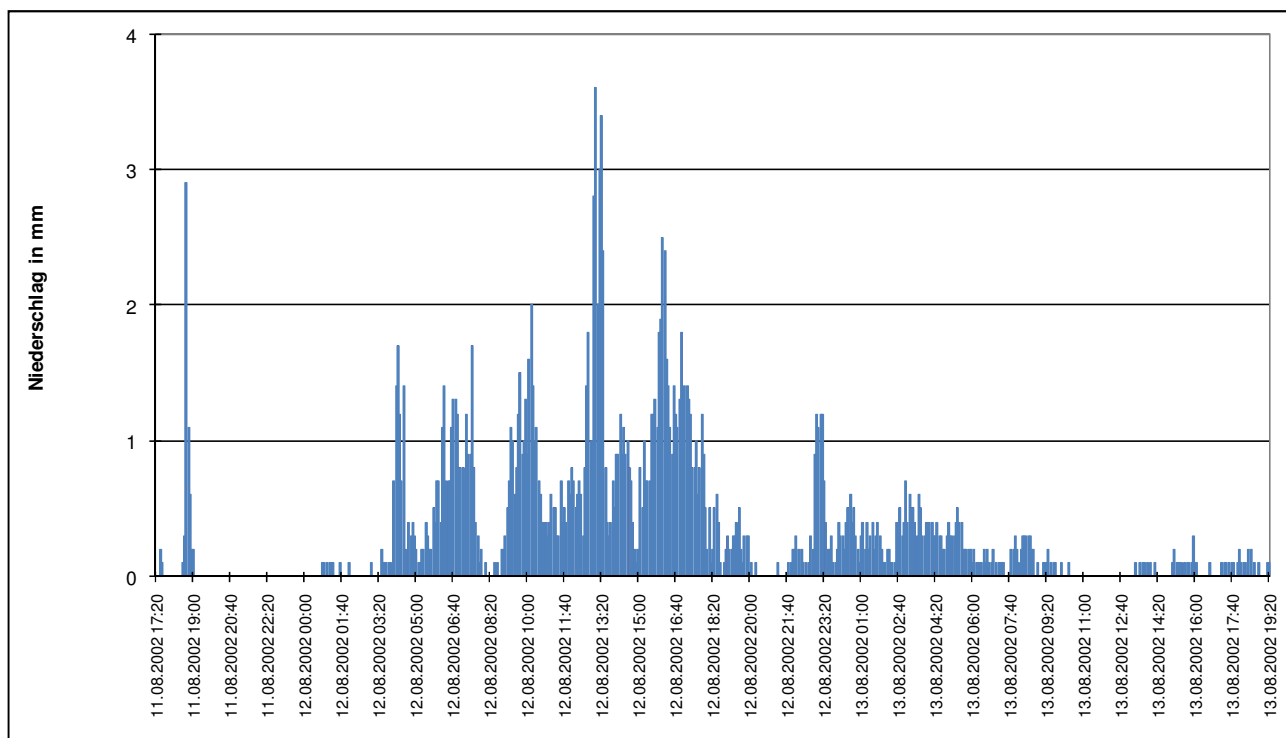
**Tabelle 4-2: Statistische Einordnung der 2002 beobachteten Niederschlagsmengen an der Station Reick**

D	$P_{\max}$ [mm]	T [a]
5 min	3,6	< 0,5
10 min	6,4	≈ 0,5
15 min	8,8	0,5 ... 1
30 min	15,2	1 ... 2
60 min	21,2	≈ 2
90 min	24,6	2 ... 5
2 h	33,4	≈ 5
3 h	42,8	5 ... 10
4 h	59,2	20 ... 50
6 h	82,1	100 ... 200
9 h	104,2	100 ... 200
12h	124,3	>500
24 h	150,2	200 ... 500
48 h	199,8	>500

In Tabelle 4-2 wird deutlich, dass für das Niederschlagsereignis 2002 das Wiederkehrintervall mit zunehmender Niederschlagsdauer stark ansteigt. So liegen die in kurzer Dauer von beispielsweise 10 oder 60 Minuten gefallenen maximalen Niederschlagsmengen in Bereichen statistischer Wiederkehrintervalle, die mit 0,5 bis 2 Jahren als häufig bezeichnet werden können. Im Gegensatz dazu ergab die statistische Einordnung der maximalen Niederschlagssummen für 12 bis 48 Stunden Wiederkehrintervalle um 500 Jahre. Das deutet darauf hin, dass 2002 neben den relativ hohen Niederschlagsintensitäten insbesondere die lange Niederschlagsdauer zum Ablauf eines extremen Hochwassers im Landgraben geführt hat.

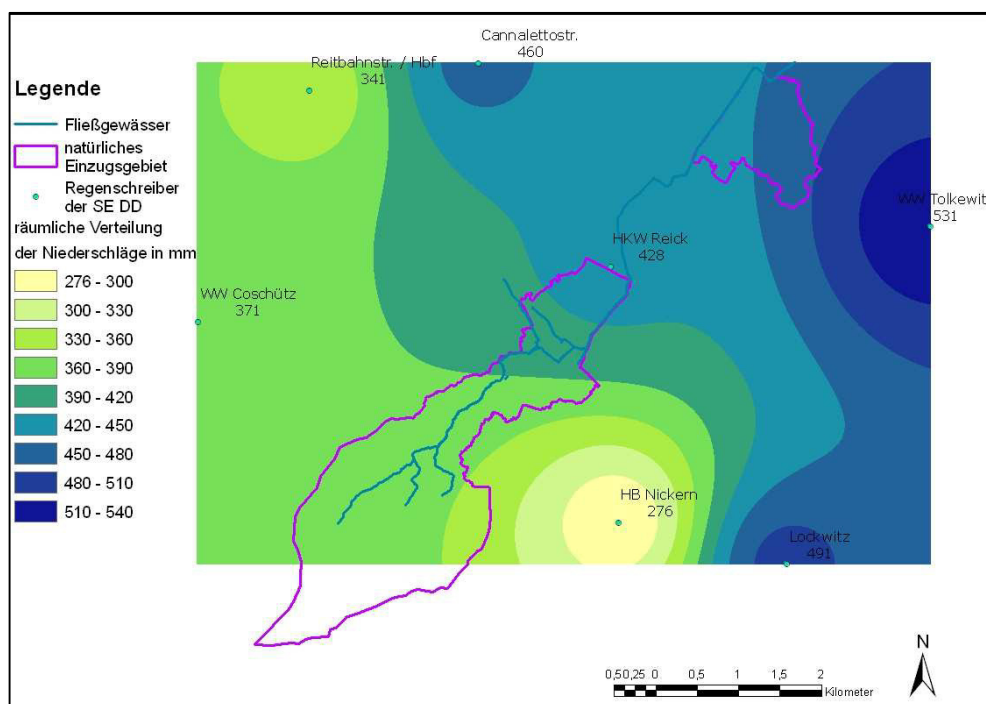
Für die im Zuge der Plausibilisierung des N-A-Modells (Abschnitt 4.4) erfolgte Nachrechnung des Hochwasserablaufs war es ferner erforderlich, jedem Simulationsteilgebiet noch eine geeignete zeitliche Niederschlagsverteilung zuzuweisen. Dafür genutzt wurden aufgrund ihrer Lage zum Untersuchungsgebiet die Stationen WW Coschütz, Reick und WW Tolkewitz. Die Werte dieser Stationen lagen überdies zeitlich hoch aufgelöst (5-Minuten-Werte) sowie kontinuierlich vor und repräsentieren das Hochwasser auslösende Niederschlagsereignis für das Untersuchungsgebiet gut. Die Zuordnung der Niederschlagsstationen zu den einzelnen Teilgebieten des N-A-Modells erfolgte über das in der Software NASIM 3.8.1 (vgl. Abschnitt 4.1) integrierte Abstandsverfahren. Dabei wird je-

dem Teilgebiet anhand des Rechts- und Hochwertes seines Schwerpunktes die nächstgelegene Niederschlagsstation zugeordnet. Abbildung 4-3 veranschaulicht exemplarisch die zeitliche Niederschlagsverteilung der Station Reick. Dementsprechend und unter Berücksichtigung angemessener Vor- und Nachlaufzeiten wurde die Simulation des Hochwasserereignisses für den Zeitraum 10.08. bis 15.08.2002 durchgeführt.



**Abbildung 4-3: Zeitliche Niederschlagsverteilung (5-Minuten-Werte) an der Station Reick vom 11. bis 13. August 2002**

Im Zuge der Plausibilisierung des N-A-Modells (s. o.) wurde neben der Simulation des Hochwassers vom August 2002 auch eine Nachrechnung des **Hochwassereschehens** im **Sommer 2010** vorgenommen. Im Zeitraum 1. Juli bis 30. September 2010 ereigneten sich mehrere kleine Hochwasser im Landgraben. Abbildung 4-4 veranschaulicht die räumliche Verteilung der Hochwasser auslösenden Niederschläge für den genannten Zeitraum, zu deren Ermittlung die in Tabelle 4-3 aufgeführten 7 Niederschlagsstationen herangezogen wurden. Der sich nach Abbildung 4-4 ergebende mittlere Gebietsniederschlag im betrachteten Zeitraum von 3 Monaten beträgt 420 mm.

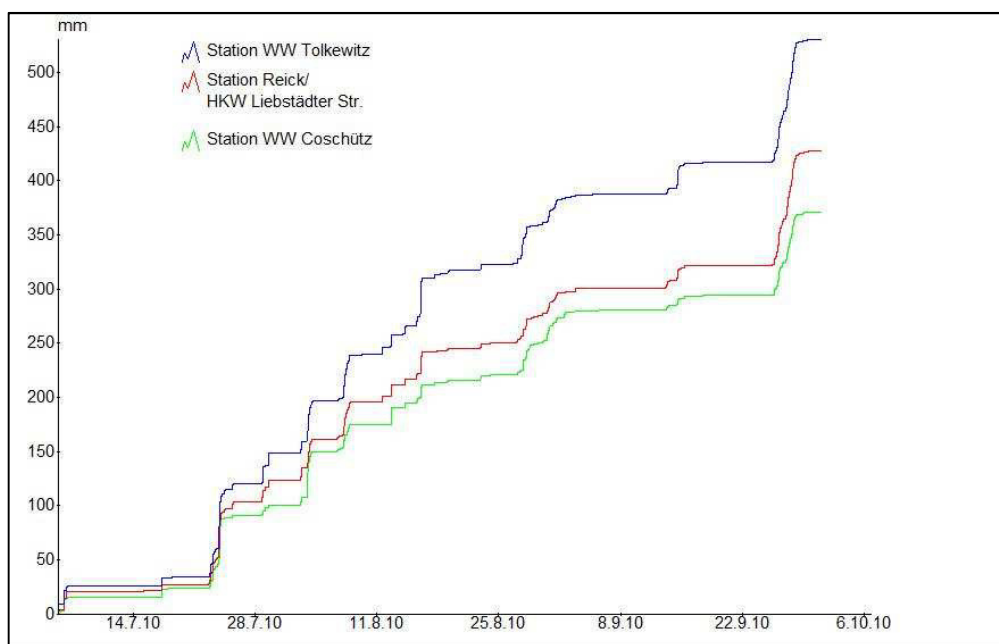


**Abbildung 4-4: Räumliche Verteilung der Niederschlagssummen in mm vom Juli - September 2010**

**Tabelle 4-3: Niederschlagsstationen mit Niederschlagssummen von Juli bis September 2010**

Name	Niederschlagssumme [mm]			
	Juli	August	September	Juli-September
Canalettostraße	113,5	204,0	142,0	459,5
WW Coschütz	100,4	173,0	97,8	371,2
Reitbahnstr/ Hbf	117,2	115,6	107,7	340,5
Lockwitz	137,8	223,5	129,2	490,5
HB Nickern	38,1	130,9	107,4	276,4
Reick/ HKW Liebstädter Str.	123,5	172,9	131,3	427,7
WW Tolkewitz	148,4	234,2	148,6	531,2

Abbildung 4-5 stellt die kumulative zeitliche Verteilung der Niederschläge im Zeitraum Juli bis September 2010 anhand der Stationen WW Coschütz, Reick und WW Tolkewitz dar. Diese zeitliche Niederschlagsverteilung wurde den Simulationsrechnungen zu Grunde gelegt, wobei der gesamte Zeitraum von Juli bis September 2010 berücksichtigt wurde. Die Zuordnung der Niederschlagsstationen zu den einzelnen Teilgebieten des N-A-Modells erfolgte analog zur Simulation des 2002er Ereignisses über das Abstandsverfahren (s. o.).

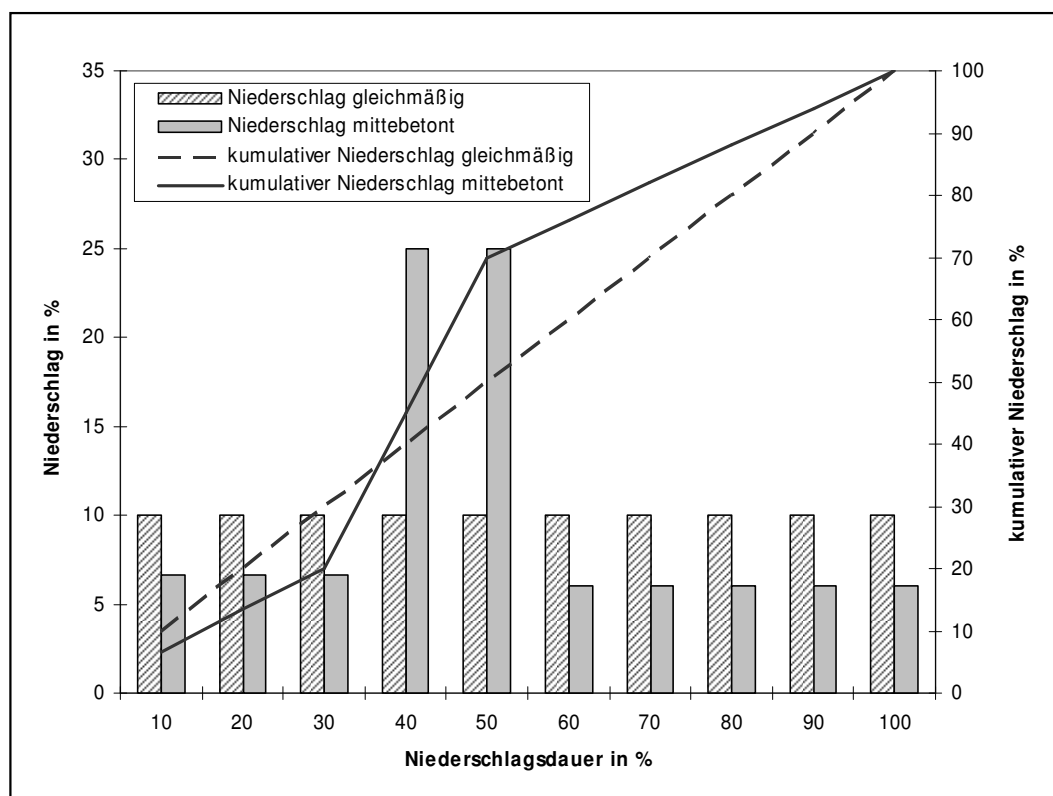


**Abbildung 4-5: Beobachtete kumulative Niederschläge der im Modell verwendeten Niederschlagsstationen von Juli bis September 2010**

#### 4.2.1.2 Bemessungsniederschläge

Als Eingangsgrößen der  $HQ_T$ -Simulation wurde vom Auftraggeber eine Tabelle mit KOSTRA-Starkniederschlägen für einen mittleren Standort in Dresden übergeben (Anlage 2). Diese beinhaltet die Starkniederschlagshöhen verschiedener Niederschlagsdauern für die Wiederkehrintervalle 0,5, 1, 2, 5, 10, 20, 50 und 100 Jahre. Für die Betrachtung der größeren Wiederkehrintervalle 200 und 500 Jahre wurde die für das Untersuchungsgebiet gültige Tabelle praxisrelevanter Extremwerte des Niederschlags der Bund / Länder Arbeitsgemeinschaft Wasser LAWA übergeben (Anlage 3). Es wurde festgestellt, dass diese Tabellen an ihrer Schnittstelle ( $T = 100$  a) Abweichungen in den Starkniederschlagshöhen aufweisen. In Abstimmung mit dem Auftraggeber wurde eine Angleichung dahingehend vorgenommen, dass die Werte der PEN-LAWA-Tabelle für  $T = 100$  a an die der KOSTRA-Niederschläge angepasst wurden. Die Differenz bei  $T = 100$  a wurde verwendet, um die PEN-LAWA-Werte für  $T = 200$  a und  $500$  a zu korrigieren. Im Ergebnis der Angleichung dienten die tabellarisch in Anlage 4 aufgeführten Starkniederschlagshöhen der Simulation korrespondierender  $HQ_T$ . Inhalt dieser Anlage 4 ist auch eine graphische Darstellung der Starkniederschlagshöhen.

Zur Festlegung der zeitlichen Niederschlagsverteilungen im Zuge der  $HQ_T$ -Simulation wurden die mittebetonte Verteilung nach DVWK (1989) und die gleichmäßige Niederschlagsverteilung (Blockregen) mit konstanter Intensität geprüft (Abbildung 4-6). Die Auswirkungen der zeitlichen Niederschlagsverteilung und von Sicherheitszuschlägen bzgl. der Eingangsgröße Niederschlag auf die Berechnungsergebnisse wurde in Abschnitt 4.5.1 untersucht. Letztlich wurden für die  $HQ_T$ -Simulation keine Sicherheitszuschläge angesetzt und die mittebetonte Verteilung gewählt.



**Abbildung 4-6: Gleichmäßige und mittebetonte Niederschlagsverteilung**

## 4.2.2 Geographische Basisdaten

### 4.2.2.1 Landnutzung

Datengrundlage für die Erfassung der Landnutzung im N-A-Modell bildete die vom Auftraggeber übergebene Biotop- und Landnutzungskartierung (Tabelle 1-1). Anhand der darin enthaltenen Biotoptypenklassifizierung (Wertefelder „HG“ sowie "UG") wurde eine Landnutzungsclassifizierung abgeleitet, die insgesamt 10 verschiedene hydrologisch relevante Landnutzungsclassen berücksichtigt (Tabelle 4-9).

### 4.2.2.2 Bodenformen

Grundlage für die Ableitung der elementarflächenbezogenen Bodenparameter bildete die vom Auftraggeber übergebene Bodenkonzeptkarte für den Freistaat Sachsen (Tabelle 1-1). Vorhandene Lücken in der Bodenkonzeptkarte insbesondere in Siedlungsbereichen wurden unter Verwendung der Bodenübersichtskarte im Maßstab 1 : 200.000 ergänzt, sodass letztlich die Bodeninformationen flächendeckend für das Untersuchungsgebiet vorlagen.

### 4.2.2.3 Fließgewässer

Es wurden die vom Auftraggeber bereitgestellten Daten zum Fließgewässernetz (Tabelle 1-1) genutzt.



#### 4.2.2.4 Geländemodelle

Es wurde das bereitgestellte DGM mit Rasterweite 1 m x 1 m und Höhen-  
genauigkeit 1 dm verwendet (Tabelle 1-1). Da dieses nur das Stadtgebiet  
Dresden abdeckt, das Einzugsgebiet aber über die Stadtgrenze hinaus-  
geht, war eine entsprechende Ergänzung des Geländemodells erforder-  
lich. Diese wurde auf Basis des ATKIS-DGM25 für den südwestlichen Teil  
des Einzugsgebietes vorgenommen. Ergebnis war ein das gesamte Unter-  
suchungsgebiet abdeckendes DGM mit einer Rasterweite von 1 m, das im  
südwestlichen Teil außerhalb des Stadtgebietes allerdings nicht die hohe  
Genauigkeit wie innerhalb des Stadtgebietes besitzt. Diese DGM wurde  
als Basis für die Teilgebietsgliederung des N-A-Modells (Abschnitt  
4.3.2.1) und die Berechnung der Überschwemmungsgebiete (5.5.4) ge-  
nutzt.

Als Grundlage für hydrologische Berechnungen (Abschnitt 4.3.3.1) wurde  
noch ein gröberes DGM für das gesamte Untersuchungsgebiet mit einer  
Rasterweite von 10 m generiert (DGM10).

### 4.2.3 Sonstige Daten

#### 4.2.3.1 Stauanlagen

Als Grundlage für die Berücksichtigung des Hochwasserrückhaltebeckens  
(HWRB) Leubnitzbach in Leubnitz-Neuostra im N-A-Modell wurde die vom  
Auftraggeber übergebene Unterlage von GEOS (2006b) genutzt. Darin  
waren alle notwendigen Angaben zum Becken, wie die Stauinhaltslinie  
und die hydraulischen Charakteristika für Grundablass und Hochwasser-  
entlastungsanlage (HWE) enthalten (Abschnitt 4.3.5). Die drosselbare  
Grundablassleitung hat im Einlaufbereich einen Durchmesser von  
900 mm. Als HWE dient ein Mönchbauwerk mit Schachtüberfall. Für die  
Modellplausibilisierung war außerdem von Interesse, dass in PROWA  
(2005) der maximale Stauinhalt im HWRB während des Hochwassers  
2002 zu 2.300 m<sup>3</sup> angegeben wurde. Tabelle 4-4 enthält wichtige be-  
rechnungsrelevante Eckdaten zum Becken, die aus GEOS (2006b) ent-  
nommen oder anhand dieser Unterlage abgeleitet wurden.

**Tabelle 4-4: Eckdaten zum HWRB Leubnitzbach**

<b>Staumarke</b>	<b>Höhe in m ü. HN</b>	<b>Stauinhalt in m<sup>3</sup></b>	<b>Abfluss über Grundablass in m<sup>3</sup>/s</b>	<b>Abfluss über HWE in m<sup>3</sup>/s</b>
Absenkziel	144,82	0	0	0
Vollstau (Überfallkrone)	149,52	10.830	3,03 <sup>1</sup>	0
Höchststau (Bauwerkskrone)	149,81	13.253	3,13 <sup>1</sup>	1,71

1) Bei vollständig geöffneter Drossel

Weitaus weniger ergiebig war die Datenlage zu den beiden Regenrückhal-  
tebecken (RRB) an der Autobahn A17, die 2004 im Zuge des Autobahn-  
baus errichtet wurden. Dem Gewässersteckbrief (UMWELTAMT, 2011b)  
konnten die in Tabelle 4-5 enthaltenen Angaben zu den beiden Becken  
entnommen werden.



**Tabelle 4-5: Eckdaten zu den beiden Regenrückhaltebecken an der  
Autobahn A 17**

Anlage	Einleitung in Gewässer	Volumen bei Vollstau in m <sup>3</sup>	Drosselabgabe in l/s
A17-RRB13	Britschengraben	3618	120
A17-RRB15	Zauchgraben	1610	80

#### 4.2.3.2 Unterlagen der Stadtentwässerung Dresden

Die Kanalisation im Stadtgebiet Dresden wird von der Stadtentwässerung Dresden GmbH unterhalten. Sie beauftragte das zuständige Planungsbüro, die itwh GmbH (Niederlassung Dresden), mit einer Zuarbeit zum HWRM-Plan Landgraben (ITWH, 2011), die dem vorliegenden Bericht als Anhang 1 beiliegt. Ziel war es dabei, die Einzugsgebiete der Kanalhaltungen, die über Auslässe in den Landgraben oder seine Nebengewässer entwässern (Abbildung 2-5), zu ermitteln und die zu erwartenden Maximalabflüsse mit einem Kanalnetzmodell zu berechnen. Mit der Zuarbeit war es möglich, urbane Teilgebiete im N-A-Modell zu berücksichtigen (Abschnitt 4.3.2.2) und das N-A-Modell anhand der Ergebnisse des Kanalnetzmodells zu plausibilisieren (Abschnitt 4.4.1).

#### 4.2.3.3 Vermessungsunterlagen

Die im Zuge einer terrestrischen Vermessung im Jahr 2005 aufgenommenen Gewässerquerprofile (Tabelle 1-1) bildeten die Datengrundlage zur Ableitung hydrologisch relevanter Kenngrößen wie Geometrie und Rauheit von Gerinnequerschnitten. Deren Integration in das N-A-Modell beschreibt Abschnitt 4.3.3.2.

### 4.3 Aufbau des N-A-Modells

#### 4.3.1 Festlegung der Berechnungsquerschnitte

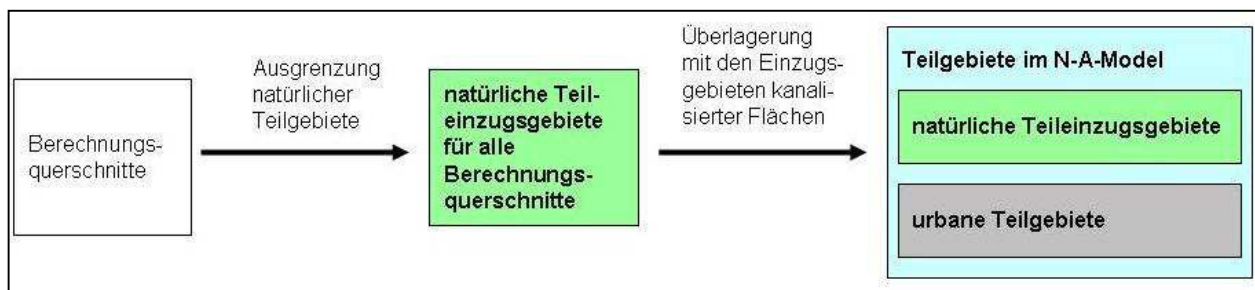
In der Leistungsbeschreibung wurden einige Berechnungsquerschnitte an Haupt- und Nebengewässern vorgegeben, für die mittels N-A-Modellierung hydrologische Kennwerte zu ermitteln waren. Weiterhin lag es aus fachlichen Gründen nahe, folgende Punkte im Gewässersystem als Berechnungsquerschnitte zu verwenden:

- Wichtige Regenwassereinleitstellen aus dem Kanalnetz der Stadtentwässerung Dresden (vgl. Abbildung 2-5),
- Einleitstellen der Regenrückhaltebecken an der A 17 (vgl. Abbildung 2-5 sowie Abschnitt 4.2.3.1),
- Sperrstelle des Hochwasserrückhaltebeckens Leubnitzbach (vgl. Abbildung 2-5 sowie Abschnitt 4.2.3.1),
- Ein- und Ausläufe von längeren verrohrten Gewässerabschnitten,
- Verzweigungen, z. B. der Abzweig des Leubnitzer Flutgrabens.



### 4.3.2 Ermittlung der Teilgebiete

Ausgehend von den festgelegten Berechnungsquerschnitten (Abschnitt 4.3.1) erfolgte die Ausgrenzung der Teilgebiete für das N-A-Modell entsprechend Abbildung 4-7 in mehreren Stufen, die weiter unten näher erläutert werden.



**Abbildung 4-7: Verfahrensweise bei der Teilgebietsgliederung für das N-A-Modell**

Anlage 5 zeigt das Ergebnis der Teilgebietsgliederung als Übersichtskarte im Maßstab von ca. 1 : 12.000.

#### 4.3.2.1 Ausgrenzung von natürlichen Teileinzugsgebieten

Für alle in Abschnitt 4.3.1 beschriebenen und in der Längsschnittdarstellungen der Anlage 6 aufgeführten Berechnungsquerschnitte wurden in einem ersten Schritt die natürlichen (also die der Morphologie des Gebietes folgenden) Teileinzugsgebiete ausgewiesen. Auftragsgemäß war dafür das DGM der Landeshauptstadt Dresden zu verwenden. Da dieses das Einzugsgebiet des Landgrabens nicht vollständig abdeckt (vgl. Abschnitt 4.2.2.4), wurde das ergänzte DGM1 genutzt.

Unter Nutzung des Hydrology-Tools des Spatial Analyst in ArcGIS wurden Fließwege und die Teileinzugsgebiete berechnet. Voraussetzungen für diese Berechnung waren das Auffüllen von Senken im DGM (*fill*), die Berechnung eines *flow direction grids*, das für jede Rasterzelle anzeigt, in welche Richtung diese entwässert, und ein *flow accumulation grid*, das anzeigt, wie viele Zellen zu der jeweiligen Rasterzelle hin entwässern. Die Teileinzugsgebiete lagen zuerst in Form von GRIDs vor und wurden dann in Polygon-Themen umgewandelt. Insgesamt wurden dabei 38 natürliche Teileinzugsgebiete mit einer Gesamtfläche von 7,99 km<sup>2</sup> ausgrenzt.

#### 4.3.2.2 Berücksichtigung von urbanen Teileinzugsgebieten

Die urbanen Teilgebiete, d. h. die Einzugsgebiete der Kanalhaltungen, die über Auslässe in den Landgraben oder andere Gewässer entwässern, wurden dem Übersichtsplan in Anhang 1, der die Zuarbeit der itwh GmbH zum HWRM-Plan Landgraben enthält (ITWH, 2011), entnommen. Im Übersichtsplan in Anhang 1 wurden insgesamt 15 Einzugsgebiete von Kanalhaltungen dargestellt, die jeweils zu einem Auslass gehören. Die Regen- oder Mischwasserauslässe liegen am Landgraben (10), am Leubnitzer Flutgraben (3), am Leubnitzer Mittelgraben (1) und am Tornaer Abzugsgraben (1).



In Anlage 5 Anlage 6 werden die für das Gewässersystem Landgraben relevanten Anteile der urbanen Teilgebiete gemeinsam mit den natürlichen Teilgebieten dargestellt. Darin wird deutlich, dass durch die Kanalisation zusätzliche Gebiete an den Landgraben angeschlossen werden, die nicht zum natürlichen Einzugsgebiet gehören. Von den außerhalb des natürlichen Einzugsgebietes liegenden urbanen Gebieten gelangt allerdings nur der Abfluss von den versiegelten Flächen über die Kanalisation in den Landgraben. Der Oberflächenabfluss von nicht versiegelten Flächen sowie die unterirdischen Abflusskomponenten Interflow und Basisabfluss sind dagegen für den Landgraben nicht abflusswirksam. Von den urbanen Teilgebieten, die innerhalb des natürlichen Einzugsgebietes liegen, gelangen alle Abflusskomponenten in den Landgraben, vorausgesetzt, die Auslässe befinden sich am Landgraben oder an Nebengewässern, wie dem Tornaer Abzuggraben oder dem Leubnitzer Mittelgraben. Befinden sich die Auslässe dagegen am Leubnitzer Flutgraben, der zum Kaitzbach führt, gelangen von den angeschlossenen urbanen Teilgebieten innerhalb des natürlichen Einzugsgebietes nur der Oberflächenabfluss von nicht versiegelten Flächen sowie die unterirdischen Abflusskomponenten in den Landgraben.

#### 4.3.2.3 Verschneidung von natürlichen und urbanen Teileinzugsgebieten

Die 38 natürlichen und 15 urbanen Teilgebiete wurden mit Hilfe von ArcGIS lagegerecht miteinander verschnitten. Durch die Verschneidung entstanden zunächst 201 Einzelflächen. Flächen kleiner 1000 m<sup>2</sup> wurden im Interesse eines noch überschaubaren Modells eliminiert, indem sie der Nachbarfläche mit der längsten gemeinsamen Grenze zugewiesen wurden. Im Ergebnis wurden insgesamt 99 relevante Einzelflächen mit einer Mindestgröße von 1000 m<sup>2</sup> erhalten. Diese Flächen bilden die 79 Simulationsteilgebiete des N-A-Modells, wobei ein Simulationsteilgebiet aus mehreren räumlich nicht zusammenhängenden Einzelflächen bestehen kann. Wichtig ist dabei allein, dass die Abflussziele der einzelnen Abflusskomponenten identisch sind.

Jede Teilgebietskennzahl besteht aus insgesamt fünf Ziffern, z. B. 72311. Die ersten drei Ziffern stehen für das natürliche Teilgebiet und die letzten beiden Ziffern für das urbane Teilgebiet. Bei der Vergabe der Kennzahlen für die natürlichen Teilgebiete wurde die „Richtlinie für die Gebiets- und Gewässerverschlüsselung“ (LAWA, 2005) beachtet. Die relevanten urbanen Teilgebiete wurden von 01 bis 13 durchnummeriert. Die Kennzahl 99 steht für zwei an den Leubnitzer Flutgraben angeschlossene urbane Teilgebiete, die für das N-A-Modell nicht räumlich differenziert werden müssen.

Simulationsteilgebiete mit Kennzahlen, die auf 00 enden, z. B. 29000, repräsentieren Gebietsteile außerhalb der Einzugsgebiete der Kanalhaltungen. Simulationsteilgebiete mit Kennzahlen, die mit 000 beginnen, z. B. 00008, repräsentieren Anteile urbaner Teilgebiete außerhalb des natürlichen Einzugsgebietes des Landgrabens.

Das Gesamteinzugsgebiet des Landgrabens an der Mündung in die Elbe einschließlich der außerhalb des natürlichen Einzugsgebietes liegenden urbanen Teilgebiete umfasst 8,21 km<sup>2</sup>.

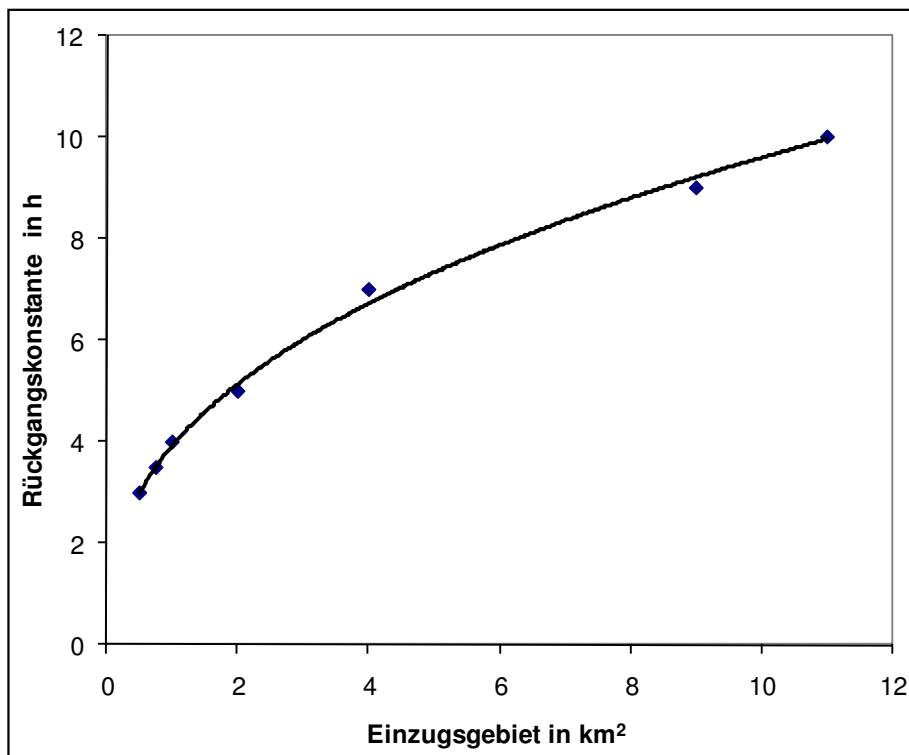
### 4.3.3 Ableitung von teilgebietsbezogenen Modellparametern

#### 4.3.3.1 Parameter zur Beschreibung der Abflusskonzentration

Zu den Modellparametern und -funktionen, die den Simulationsteilgebieten des N-A-Modells zugewiesen wurden, gehören:

- Laufzeit-Flächen-Funktionen zur Beschreibung der Abflusskonzentration des Oberflächenabflusses von natürlichen Flächen,
- Rückgangskonstanten für Einzellinearspeicher zur Beschreibung der Abflusskonzentration auf natürlichen Flächen (Oberflächenabfluss, Interflow und Basisabfluss) und versiegelten Flächen (nur Oberflächenabfluss),

Die Ermittlung der Laufzeit-Flächen-Funktionen und der Rückgangskonstanten zur Beschreibung der Abflusskonzentration auf natürlichen Flächen erfolgte auf Basis der natürlichen Teilgebiete (Abschnitt 4.3.2.1). Die Laufzeit-Flächen-Funktionen, die angeben, welcher Flächenanteil eines Einzugsgebietes in einer bestimmten Zeit nach Niederschlagsende am Auslassprofil entwässert hat, wurden mit Hilfe einer GIS-Extension zur Software NASIM auf der Basis des DGM10 (Abschnitt 4.2.2.4) abgeleitet. Die Rückgangskonstanten für den Oberflächenabfluss von natürlichen Flächen wurden nach HYDROTEC (2010) in Abhängigkeit von der Teilgebietsgröße geschätzt (Abbildung 4-8). Der Minimalwert für die Rückgangskonstante wurde auf 0,5 h festgelegt. Der Maximalwert für die Rückgangskonstante beträgt gemäß Abbildung 4-8 4,3 h. Die Rückgangskonstanten für Interflow und Basisabfluss wurden unabhängig von der Teilgebietsgröße auf 2 bzw. 200 d festgelegt.



**Abbildung 4-8: Empirische Beziehung zwischen der Einzugsgebietsfläche und der Rückgangskonstante für den Oberflächenabfluss von natürlichen Flächen**



Die Rückgangskonstanten für den Oberflächenabfluss von versiegelten Flächen wurden in Abhängigkeit von der Größe der einzelnen Simulationsteilgebiete (Abschnitt 4.3.2.3) festgelegt. Sie liegen zwischen 2 und 11 min.

#### 4.3.3.2 Gerinneparameter

Für die Teileinzugsgebiete des Landgrabens waren zur vereinfachten Abbildung des Wellenablaufes im Gerinne Parameter festzulegen. So werden in NASIM Gerinnestrecken, die einem bestimmten Teilgebiet im N-A-Modell zuzuordnen sind, über Systemelemente vom Typ „Transportelement“ abgebildet. Eine solche Abbildung erfolgt nur für Teilgebiete mit Oberlieger. Zur Parametrisierung der Transportelemente werden mittlere Werte verschiedener hydraulischer Kenngrößen benötigt, auf deren Basis dann in NASIM die Parameter für den Wellenablauf nach Kalinin-Miljukov berechnet werden. Im Detail beinhaltet diese Parametrisierung, Länge und mittleres Sohlgefälle der Gerinnestrecken anzugeben sowie die Geometrie und Rauheit der jeweiligen Gerinnequerschnitte zu definieren. Die Zuordnung der Parameter zu den korrespondierenden Transportelementen erfolgt über so genannte repräsentative Gerinneprofile.

Die Angaben zum Längsschnitt wurden aus dem Fließgewässernetz und dem DGM abgeleitet. Für die Querschnittsangaben wurden die übergebenen Vermessungsunterlagen sowie Informationen aus den Ortsbegehungen in Abgleich mit Tabellenwerten gemäß BOLLRICH (2000) verwendet. Im Ergebnis wurde der Landgraben in vier verschiedene Rauheitsabschnitte (Oberlauf oben/unten, Mittellauf, Unterlauf) unterteilt, bei denen die  $k_{st}$  - Werte zu 50 und 60  $m^{1/3}/s$  im Sohlbereich und zu 30, 33 und 45  $m^{1/3}/s$  im Böschungsbereich festgelegt wurden. Innerhalb dieser Abschnitte wurden die Geometrien der Querschnitte aus den vermessenen Querprofilen abgeleitet, die als repräsentativ für den jeweiligen Gerinneabschnitt angesehen werden konnten.

#### 4.3.4 Ableitung von elementarflächenbezogenen Modellparametern

##### 4.3.4.1 Verschneidung der raumbezogenen Basisinformationen

Nach der digitalen Erfassung der raumbezogenen Basisinformationen Teilgebiete, Boden und Landnutzung wurden die Themen im GIS lagegerecht verschnitten. Die bei der Verschneidung entstehenden Elementarflächen, die homogen bzgl. der Flächeneigenschaften Boden und Landnutzung sind, können einem bestimmten Teilgebiet eindeutig zugeordnet werden. Sie sind die kleinste Modellierungseinheit im N-A-Modell NASIM. Alle Elemente des standortbezogenen Wasserhaushaltes, wie Verdunstung, Abflussbildung und Grundwasserneubildung werden in NASIM separat für jede Elementarfläche berechnet (Abschnitt 4.1).

Bei der Verschneidung der Basisinformationen entstandene Splitterflächen  $< 200 m^2$  wurden im Interesse einer überschaubaren Datenbasis und vertretbarer Rechenzeiten der Nachbarfläche mit der längsten gemeinsamen Grenze zugeschlagen. Das von den Splitterflächen bereinigte Elementarflächen-Cover enthält 591 Elementarflächen. Im Mittel ist eine Elementarfläche 1,39 ha groß.



#### 4.3.4.2 Bodenparameter

Die Bodenklassifizierung zur Bodenkonzeptkarte wurde aus dem bei der Entwicklung einer Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten im Freistaat Sachsen (WASY und IHI, 2006) angewendeten Wissensbasierten System Flächen gleicher Abflussbildung (WBS FLAB) des Internationalen Hochschulinstitutes (IHI) Zittau übernommen. Diese Klassifizierung wurde bereits beim Aufbau des N-A-Modells für die Priebnitz verwendet (DHI-WASY, 2008). Die Nutzung der Bodenklassifizierung des WBS FLAB zur Ableitung von Modellparametern zur Beschreibung des Bodenwasserhaushaltes setzt voraus, dass sinnvolle Verknüpfungen zwischen den im WBS FLAB enthaltenen hydrologisch relevanten Bodenklassen, die mit den Kartierungseinheiten der Bodenkonzeptkarte korrespondieren, und den im Modell NASIM verwendeten Modellparametern hergestellt werden. Folgende Parameter werden in NASIM zur Beschreibung der Wasserspeicherung und des Wassertransports im Boden genutzt:

- der Gesamtporenraum  $\Theta_{\max}$  als Obergrenze des Bodenwassergehaltes,
- der Wassergehalt bei Feldkapazität  $\Theta_{FK}$  als Grenze zwischen Sicker- und Haftwasser,
- der Wassergehalt bei Welkepunkt  $\Theta_{WP}$  als Untergrenze des pflanzenverfügbaren Wassers,
- die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit  $k_f$  und
- die maximale Infiltrationsrate  $f_{\max}$ .

Die notwendige Verknüpfung der Bodenklassen des WBS FLAB mit diesen Modellparametern erfolgte in zwei Stufen. Zunächst wurde die in SEIDLER und MERTA (2005) dokumentierte Bodensystematik des WBS FLAB (Tabelle 4-6) genutzt, um für jede Bodenklasse ein charakteristisches Bodenprofil festzulegen, das aus ein bis drei horizontalen Bodenschichten besteht (Tabelle 4-7), die sich hinsichtlich Bodenart sowie Skelett- und Humusgehalt unterscheiden.

**Tabelle 4-6: Auszug aus der Bodensystematik des WBS FLAB zu den für das Untersuchungsgebiet relevanten Bodenklassen**

Bodenkategorie	Untergruppe	Bodenklasse	WBS-FLAB-Code
O/C-Böden Rohböden Ah/C-Böden		O/C-Böden über Festgestein	11
		Ah/C-Böden über Lockergestein	13
Stauwasserböden		Pseudogley/Haftnässegley, $S_d > 50$ cm, obere Schicht schlecht durchlässig	23
Sickerwasserbeeinflusste Böden	Braunerde über Festgestein	Flachgründig (Buntsandstein, Porphyry)	311
		Löß, Basalt, Keuper, Tonschiefer	313
	Parabraunerde/Fahlerde	aus Löß	331
	Podsol	flachgründig	341
Grundwasserbeeinflusste Böden		Auenböden	51
		Gley	52



**Tabelle 4-7: Verknüpfung zwischen den Bodenklassen des WBS FLAB und Bodenarten nach AG BODEN (2005)**

Bodenklasse (WBS-FLAB- Code)	Schicht 1		Schicht 2		Schicht 3	
	Mächtigkeit in m	Horizont-ID	Mächtigkeit in m	Horizont-ID	Mächtigkeit in m	Horizont-ID
11	0,05	30	0,15	10		
13	0,18	27	0,15	10		
23	0,25	46	0,50	45	0,45	41
311	0,28	31	0,50	23		
313	0,45	47	0,75	50		
331	0,30	46	0,50	53	1,50	42
341	0,06	71	0,63	26		
51	0,55	34	0,80	22		
52	0,30	45	0,80	60	1,00	32

Anschließend wurden für die verschiedenen Kombinationen von Bodenart, Skelett- und Humusgehalt (Horizont-ID) die o. g. Modellparameter mit sinnvollen Werten belegt (Tabelle 4-8).

**Tabelle 4-8: Verknüpfung zwischen Bodenhorizonten und NASIM-Modellparametern**

Horizont-ID	Bodenart	Skelettgehalt	Humusgehalt	$\Theta_{WP}$	$\Theta_{FK}$	$\Theta_{max}$	$k_f$
				Volumen- %			mm/h
10	z ... n	6	1	4,5	12,5	32,5	360,0
22	fS ... SI2	4	2	7,5	27,5	37,5	36,0
23	mS ... SI2	3 - 4	2	7,5	20,0	37,5	180
26	Slu ... SI3	2 - 3	2 - 3	11,5	30,0	40,0	14,4
27	Su3 ... SI4	3 - 4	4	10,0	27,5	40,0	25,2
30	SI3 ... Lt2	5	4 - 5	15,0	35,0	40,0	7,2
31	SI2 ... Ls2	3	2 - 3	13,0	30,0	40,0	21,6
32	Su2 ... Ls2	3	2	9,5	25,0	35,0	36,0
34	Ls2 ... SI2	3	3 - 4	9,5	25,0	37,5	18,0
41	Lt2 ... TI	2	2	26,5	40,0	45,0	2,9
42	Lt2 ... Tu2	2	2	25,0	37,5	42,5	2,9
45	Lu ... Lt2	2	2 - 3	21,0	37,5	43,0	3,6
46	Lu ... Lts	2	3 - 4	19,0	35,0	40,0	3,6
47	Lu ... Ut4	2	3 - 4	20,0	38,5	45,0	7,2
50	Us ... S	2 - 3	2	12,5	30,0	37,5	28,8
53	Ut4 ... Tu2	2	2	20,0	36,0	41,5	2,9
60	Tu3 ... Lts	3	2	27,5	40,0	50,0	3,6
71	Humusaufgabe	2	5	12,5	65,0	85,0	36,0

Auch dafür wurde die Bodensystematik des WBS FLAB genutzt, wobei in begründeten Fällen noch ein Abgleich mit den Kennwerttabellen der aktu-



ellen Ausgabe der Bodenkundlichen Kartieranleitung (AG BODEN, 2005) erfolgte. Für den Skelett- und Humusgehalt gilt in Anlehnung an AG BODEN (2005) folgende Abstufung: 0 – ohne, 1 – sehr schwach, 2 – schwach, 3 – mittel, 4 – stark, 5 – sehr stark, 6 – extrem stark, 7 (nur bei Humusgehalt) – organisch. Der Parameter maximale Infiltrationsrate  $f_{max}$ , für den weder in SEIDLER und MERTA (2005) noch in AG BODEN (2005) Orientierungswerte enthalten sind, wurde unabhängig von der Bodenart als das Fünffache der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit  $k_f$  angenommen.

#### 4.3.4.3 Landnutzungsparameter

Im Modell NASIM sind die Modellparameter Wurzeltiefe und Interzeptionsspeicher an die Landnutzung gekoppelt. Für beide Parameter wird durch Festlegung monatspezifischer Faktoren der jahreszeitabhängige innerjährliche Verlauf berücksichtigt. Daneben wurde auch der Parameter Versiegelungsgrad, der prinzipiell separat für jede Elementarfläche festgelegt werden kann, an die Landnutzung gekoppelt. Tabelle 4-9 zeigt die für die im Untersuchungsgebiet relevanten Landnutzungsklassen festgelegten Maximalwerte der Wurzeltiefe und des Interzeptionsspeichers sowie den Effektivwert des Versiegelungsgrades.

**Tabelle 4-9: Landnutzungsabhängige Modellparameter**

Landnutzungs-klasse		Maximale Wurzeltiefe in m	Maximaler Interzeptionspeicher in mm	Effektiver Versiegelungsgrad in %
Nr.	Name			
41	Wirtschaftsgrünland	0,60	2,50	1,0
42	Ruderalflur, Staudenflur	0,60	2,50	0,0
70	Wald und Gehölze	1,50	4,50	0,5
80	Acker und Sonderkulturen	1,00	3,00	1,0
91	Wohngebiet	0,40	2,00	20,0
92	Mischgebiet	0,30	1,50	40,0
93	Gewerbegebiet/technische Infrastruktur	0,20	1,25	50,0
94	urbane Grün- und Freiflächen	0,60	2,50	5,0
95	Verkehrsflächen	0,10	1,00	90,0
96	anthropogen genutzte Sonderflächen	0,10	1,00	5,0

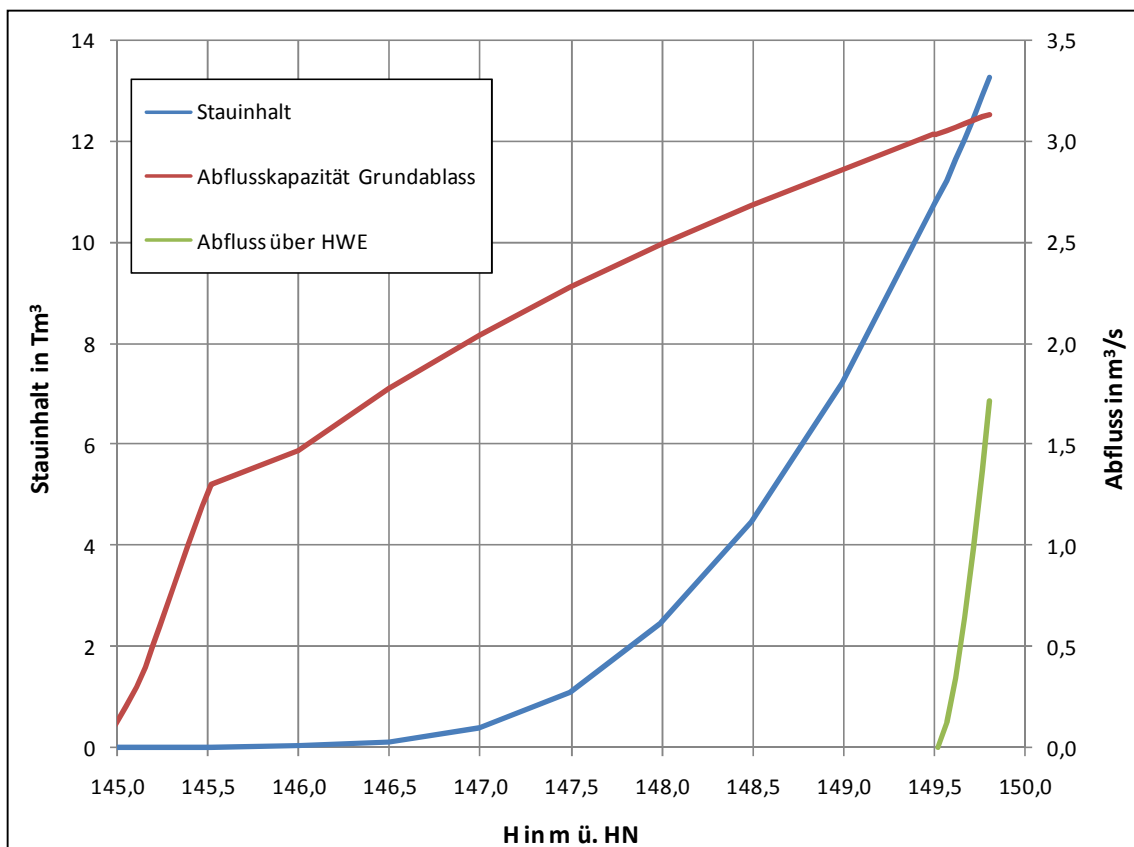
#### 4.3.5 Abbildung der Speicher im Modell

Im N-A-Modell wurden das HWRB Leubnitzbach in Leubnitz-Neuostra sowie die beiden Regenrückhaltebecken an der Autobahn A17, die in den Britschengraben und den Zauchgraben, ausleiten, berücksichtigt (Abschnitt 4.2.3.1). Die Lage der drei Becken kann der Übersichtskarte in Anlage 5 entnommen werden. Als Besonderheit ist zu beachten, dass die beiden RRB nicht im Modell für das Hochwasser 2002 berücksichtigt wurden, das sie erst 2004 im Zuge des Autobahnbaus errichtet wurden. Im N-A-Modell, das den Istzustand repräsentiert, sind alle drei Becken berücksichtigt.

Die Retentionseigenschaften der drei Becken werden im N-A-Modell durch je ein Systemelement vom Typ „Speicher“ abgebildet. Für das HWRB Leubnitzbach wurden im N-A-Modell folgende Funktionen hinterlegt, die GEOS (2006b) entnommen wurden:

- Speicherinhaltslinie  $V = f(H)$ ,
- Hydraulische Charakteristik  $Q = f(H)$  des Grundablasses,
- Hydraulische Charakteristik  $Q = f(H)$  der HWE.

In Abbildung 4-9 werden diese Funktionen grafisch dargestellt.



**Abbildung 4-9: Kennlinien für das HWRB Leubnitzbach (GEOS, 2006b)**

Für die beiden RRB an der A17 waren gleichwertig Unterlagen wie für das HWRB Leubnitzbach nicht verfügbar. Die Angaben zum Volumen bei Vollstau und zur Drosselabgabe in Tabelle 4-5 bilden deshalb die alleinige Grundlage für die Abbildung der Speicherwirkung der beiden RRB. Da eine Charakteristik für den Notüberlauf nicht vorlag, wurde in NASIM die automatische Überlaufberechnung aktiviert.

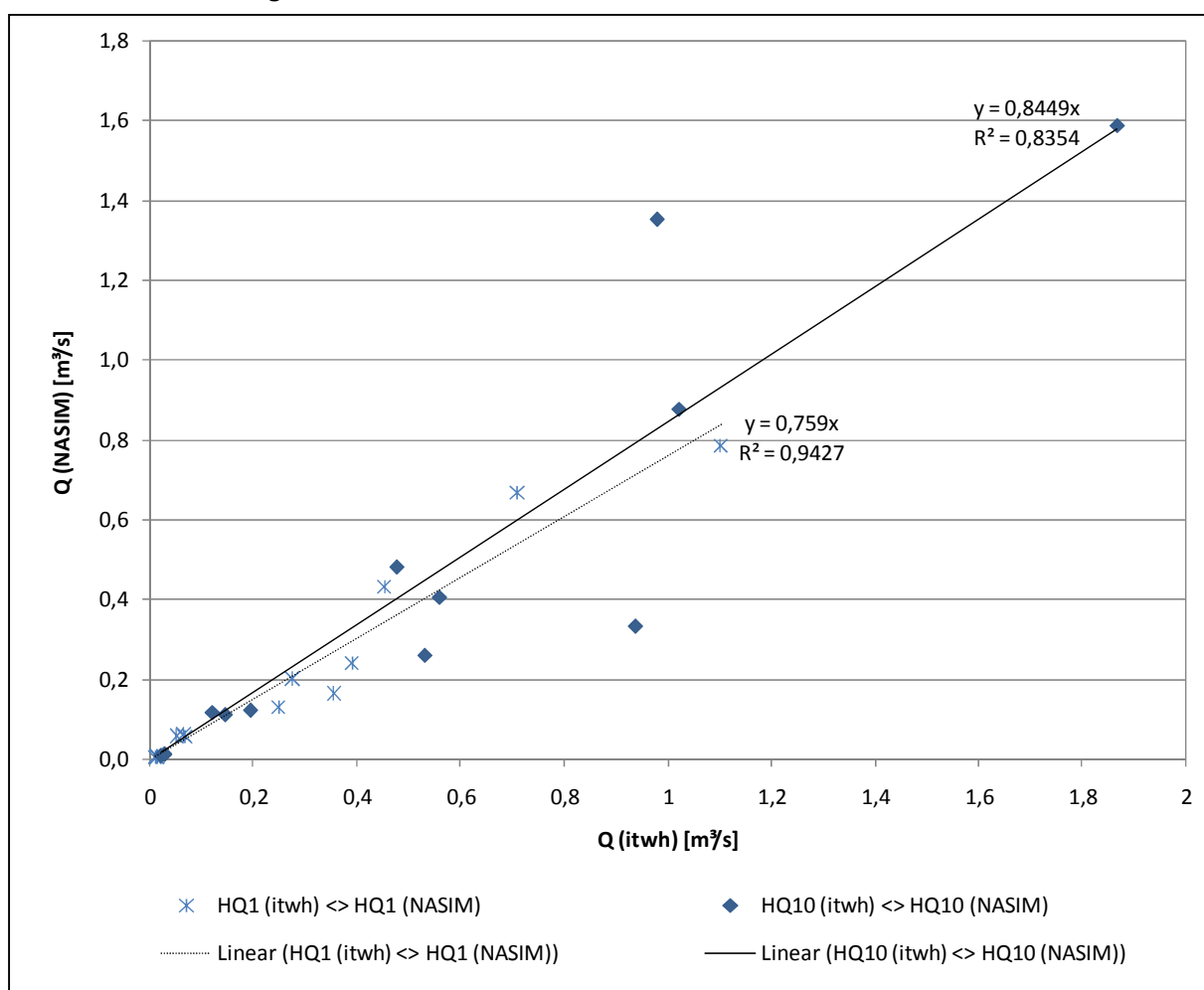
Bei den Simulationsrechnungen mit dem N-A-Modell wurde davon ausgegangen, dass das HWRB und die RRB zu Niederschlagsbeginn leer sind, d. h. dass es sich um Trockenbecken ohne Dauerstau handelt. Für das HWRB Leubnitzbach wurde die volle Kapazität des Grundablasses ohne Drosselung angesetzt. Für die beiden RRB an der A17 wurde die Drosselabgabe als konstant angenommen.



## 4.4 Plausibilisierung des N-A-Modells

### 4.4.1 Vergleich der Abflüsse von versiegelten Flächen mit Referenzwerten

Von ITWH (2011) wurden neben den Einzugsgebieten der Regenauslässe auch die mit einem Kanalnetzmodell berechneten maximalen Abflüsse an diesen Auslässen für Bemessungsregen mit  $T = 1$  und  $10$  a übergeben (Anhang 1). Die Maximalabflüsse, die mit einem detaillierten Kanalnetzmodell berechnet wurden, können als Referenzwerte für das einfachere N-A-Modell angesehen werden. Inhalt von Abbildung 4-10 ist eine Gegenüberstellung der mit dem Kanalnetzmodell berechneten Abflüsse nach ITWH (2011) mit denen, die mit dem N-A-Modell für diese Wiederkehrintervalle berechnet wurden. Darin eingezeichnet ist auch je eine Regressionsgerade für  $T = 1$  a und  $10$  a.



**Abbildung 4-10: Vergleich simulierter Abflüsse der Regenauslässe**

Abbildung 4-10 veranschaulicht einen ausreichend straffen Zusammenhang zwischen den NASIM-Ergebnissen und den Referenzwerten von ITWH (2011). Sowohl für  $T = 1$  a als auch für  $T = 10$  a ergeben sich signifikante Korrelationskoeffizienten. Der Anstieg der beiden Regressionsgeraden kommt dem Idealwert 1 nahe. Dass die mit NASIM berechneten Maximalabflüsse für  $T = 1$  und  $10$  a tendenziell etwas niedriger sind als



die mit dem Kanalnetzmodell berechneten, ist in Hinblick auf die Simulation von selteneren Ereignissen als  $HQ_{10}$  als eher vorteilhaft anzusehen. Bereits bei  $T = 1$  a stellt sich nach ITWH (2011) an einigen der Regenauslässe Druckabfluss ein. Demzufolge werden die Abflüsse gedrosselt und liegen für  $T = 10$  a nur noch wenig höher als für  $T = 1$  a. Es ist davon auszugehen, dass sich bei noch selteneren Ereignissen an den meisten, wenn nicht an sogar an allen Regenauslässen Druckabfluss einstellt. Die mit dem Druckabfluss verbundene abflussdrosselnde Wirkung wird im N-A-Modell allerdings nicht abgebildet, sodass die damit berechneten Abflüsse im Wesentlichen proportional zum Niederschlag ansteigen.

In den Fällen, in denen in Abbildung 4-10 einzelne Datenpunkte deutlich von der Regressionsgeraden abweichen, wurde versucht, die Ursache für dieses Verhalten zu identifizieren. Neben der bereits erwähnten fehlenden Abbildung der abflussdrosselnden Wirkung bei Druckabfluss im N-A-Modell, die die Ursache für deutliche Abweichungen nach oben ist, wurde als Ursache für deutliche Abweichungen nach unten eine im N-A-Modell kleinere versiegelte Fläche innerhalb des jeweiligen kanalisiertem Einzugsgebietes festgestellt. In diesem Zusammenhang muss darauf hingewiesen werden, dass die versiegelte Fläche im N-A-Modell grundsätzlich anhand der jeweiligen Landnutzungen und der in Tabelle 4-9 enthaltenen pauschalen Versiegelungsgrade ermittelt wird. Da die Anteile versiegelter Flächen im N-A-Modell aber im Allgemeinen gut mit den von ITWH (2011) angegebenen korrespondieren, wurde auf eine Korrektur für einzelne Teilgebiete verzichtet.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die mit dem N-A-Modell für die Regenauslässe berechneten Maximalabflüsse anhand der Ergebnisse eines in Bezug auf die Kanalhaltungen detaillierteren Modell hinreichend plausibilisiert werden konnten. Eine „Aneichung“ von Modellparametern im N-A-Modell, z. B. des Versiegelungsgrades oder der Rückgangskonstante für den Abfluss von versiegelten Flächen, erfolgte daher nicht.

#### **4.4.2 Simulation der Hochwasserereignisse 2002 und 2010 und Abgleich mit vorhandenen Informationen**

Das N-A-Modell wurde anhand des Hochwasserereignisses vom August 2002 plausibilisiert. Im Zuge der Plausibilisierung wurden ausgewählte Modellparameter, die die Simulationsergebnisse signifikant beeinflussen, verändert. Ziel war es dabei, eine gute Übereinstimmung der Simulationsergebnisse mit den Referenzwerten zu erreichen. Im Einzelnen wurden in allen Simulationsteilgebieten folgende Veränderungen vorgenommen:

- Erhöhung der maximalen Infiltration und der vertikalen Leitfähigkeit. Dadurch wird der Abfluss insgesamt verringert.
- Erhöhung der horizontalen Leitfähigkeit. Dadurch wird der Oberflächenabfluss von natürlichen Flächen verringert und der Interflow erhöht. Der Gesamtabfluss bleibt unverändert.
- Erhöhung der Rückgangskonstante für den Oberflächenabfluss von natürlichen Flächen. Dadurch werden die Wellen flacher und die Scheitelabflüsse geringer. Der Gesamtabfluss bleibt unverändert.



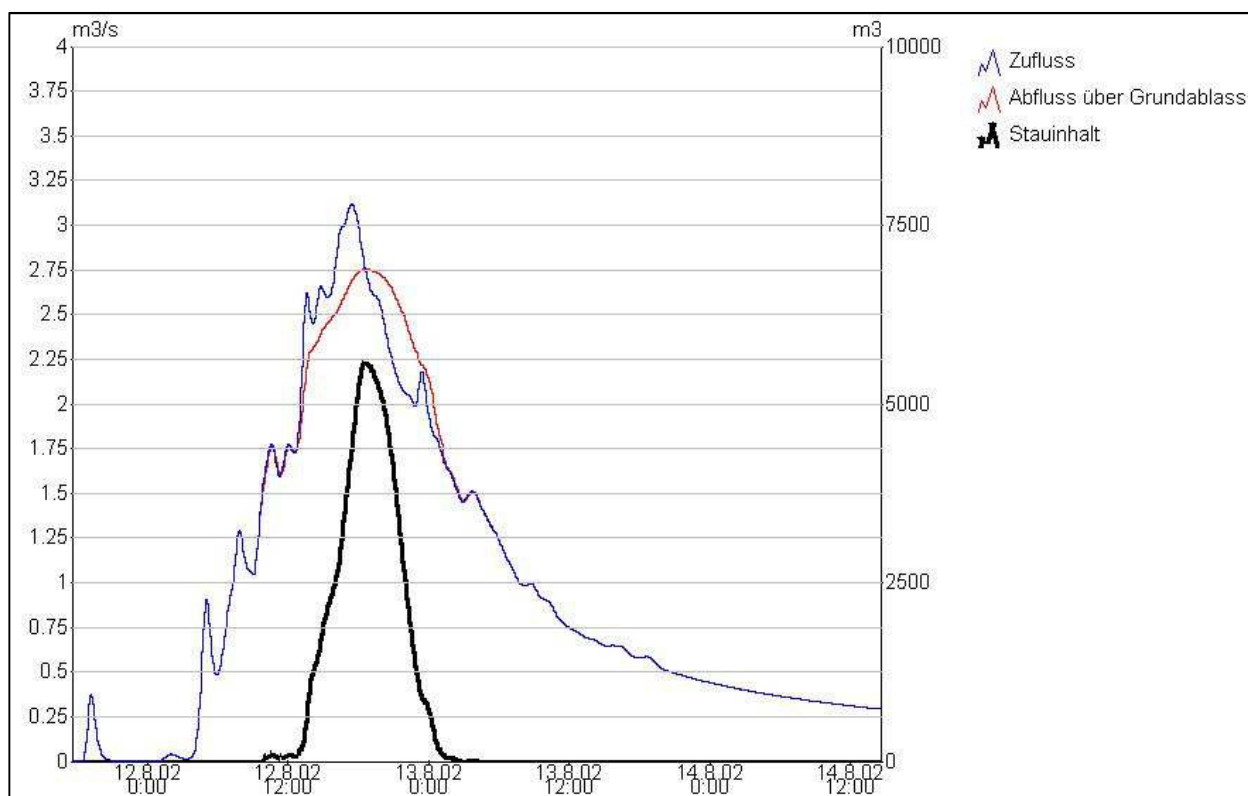
Modellparameter, die den Abfluss von versiegelten Flächen beeinflussen, wurden nicht verändert. Die entsprechenden Modellergebnisse wurden bereits in Abschnitt 4.4.1 plausibilisiert.

Eingangsgröße für die N-A-Simulation bildeten die in Abschnitt 4.2.1.1 dokumentierten Niederschläge. Für die Simulation wurde eine mittlere Anfangsbodenfeuchte von 70 % der nutzbaren Feldkapazität gewählt. Die Simulationsrechnungen wurden mit einem Berechnungszeitintervall  $\Delta t$  von 5 Minuten ausgeführt.

Leider war die Datenlage zum Hochwasser 2002 im Hinblick auf eine gründliche Modellplausibilisierung wenig ergiebig. Neben punktuellen Informationen zur Gerinneauslastung und zu Überschwemmungsflächen, die in Abschnitt 5.5.1 verwendet werden, um das hydraulische Modell und damit indirekt auch das ihm zugrunde liegende N-A-Modell zu plausibilisieren, lag als einzig verwertbare Information die Angabe zur Füllung des HWRB Leubnitzbaches (PROWA, 2005) vor. In Abschnitt 3 wird der maximale Stauinhalt im HWRB mit  $2.300 \text{ m}^3$  angegeben. Ermittelt wurde dieser Wert über die Stauinhaltslinie anhand eines nach dem Hochwasserereignis abgeschätzten maximalen Wasserstandes im HWRB von ca. 148 m ü. HN (Abbildung 4-9).

Mit dem N-A-Modell wird ein maximaler Stauinhalt im HWRB Leubnitzbach während des Hochwassers 2002 von  $5.591 \text{ m}^3$  berechnet. Der vergleichsweise große Unterschied zum Referenzwert wird relativiert, wenn daraus über die Stauinhaltslinie der entsprechende maximale Wasserstand berechnet wird. Dieser beträgt 148,7 m ü. HN. Angesichts der Unsicherheit, mit der die Ermittlung des „beobachteten“ Wasserstandes im Nachgang zum Hochwasserereignis verbunden ist, muss die Differenz zwischen Modellergebnis und Referenzwert als akzeptabel bezeichnet werden. Berücksichtigt wurde bei dieser Einschätzung auch, dass der mit dem N-A-Modell simulierte Maximalzufluss zum HWRB von  $3,12 \text{ m}^3/\text{s}$  sehr gut mit dem von UDATA (2006) berechneten Maximalzufluss von  $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$  übereinstimmt.

In Abbildung 4-11 wird das mit dem N-A-Modell simulierte Einstauverhalten des HWRB Leubnitzbach während des Hochwassers 2002 dargestellt. Gut zu erkennen ist darin, dass die drosselnde Wirkung der voll geöffneten Grundablassleitung und damit der Einstau des Beckens erst ab einem Zufluss von etwa  $1,75 \text{ m}^3/\text{s}$  einsetzen. Bei kleineren Zuflüssen ist der Abfluss aus dem HWRB gleich dem Zufluss.

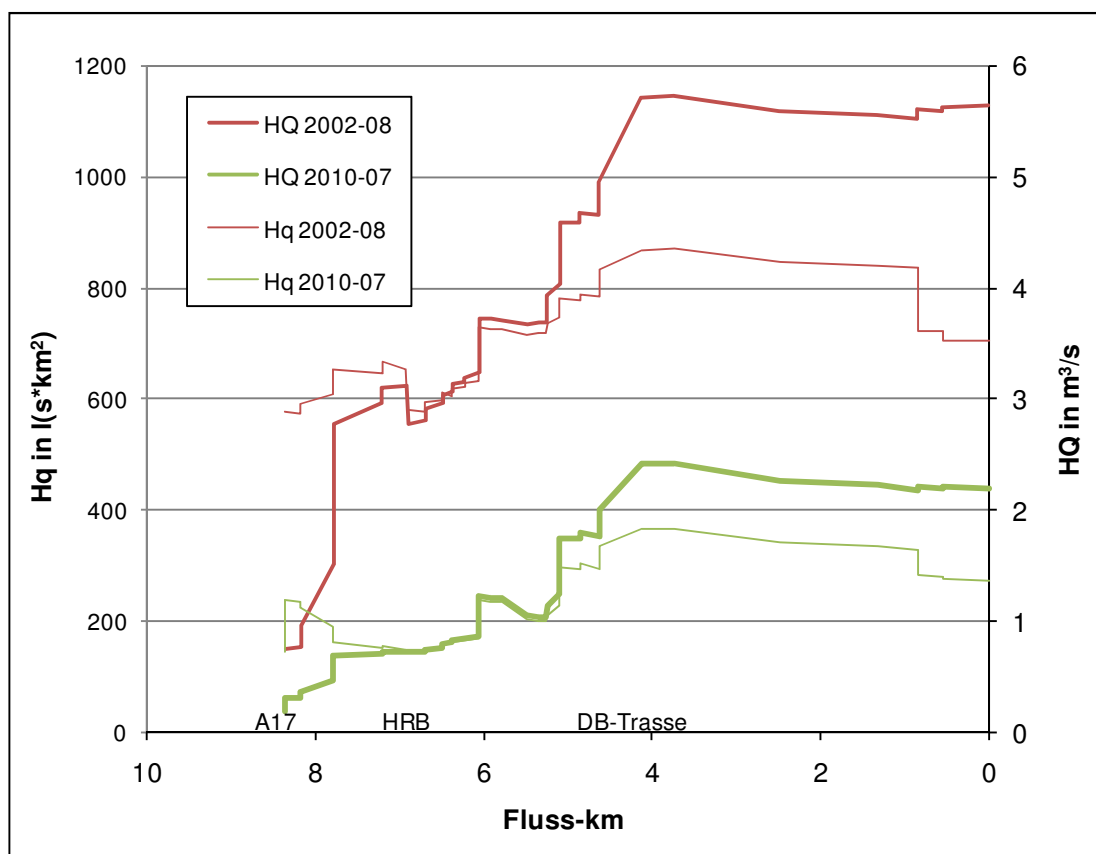


**Abbildung 4-11: Einstauverhalten des HWRB Leubnitzbach während des August-Hochwassers 2002**

Mit dem anhand des Hochwassers 2002 plausibilisierten N-A-Modell wurde auch der dreimonatige Zeitraum vom Juli bis September 2010 nachgerechnet, in dem mehrere kleinere Hochwasser im Landgraben abließen. Zuvor wurden in das Modell noch die Autobahn A17 und die beiden RRB an der A17 eingepflegt. Weitere Modellgrundlagen oder -parameter wurden nicht verändert. Demzufolge unterscheidet sich das Modell für 2010 nur durch die mit der Autobahn verbundenen Änderungen vom Modell für 2002.

Die größten Hochwasserabflüsse wurden mit dem derart modifizierten Modell für die Episode am 23. und 24.7.2010 simuliert. Sowohl für dieses Hochwasser als auch für das Hochwasser 2002 werden in Abbildung 4-12 die berechneten Maximalabflüsse und die daraus abgeleiteten maximalen Abflussspenden als Abflusslängsschnitt dargestellt.

In Abbildung 4-12 gut zu erkennen ist die Scheitel mindernde Wirkung des HWRB Leubnitzbach beim Hochwasser 2002. Beim Hochwasser 2010 hatte das HWRB dagegen keinen Einfluss auf die Abflüsse im Landgraben, da es nicht eingestaut wurde. Die Maximalwerte der Hochwasserabflüsse werden für beide Ereignisse an der DB-Trasse simuliert. Sie betragen für das Hochwasser 2002  $5,72 \text{ m}^3/\text{s}$  und für das Hochwasser 2010  $2,42 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die entsprechenden Maximalwerte für alle weiteren am Landgraben betrachteten Berechnungsquerschnitte sind Inhalt der in Anlage 6 aufgeführten Abflusslängsschnitte.



**Abbildung 4-12: Längsschnitt der Scheitelabflüsse (HQ) und -abflussspenden (Hq) im Landgraben während der Hochwasser vom August 2002 und Juli 2010**

#### 4.4.3 Berechnung von $HQ_T$ -Längsschnitten, hochwasserstatistische Einordnung der Ereignisse 2002 und 2010 und Vergleich mit den Ergebnissen älterer Gutachten

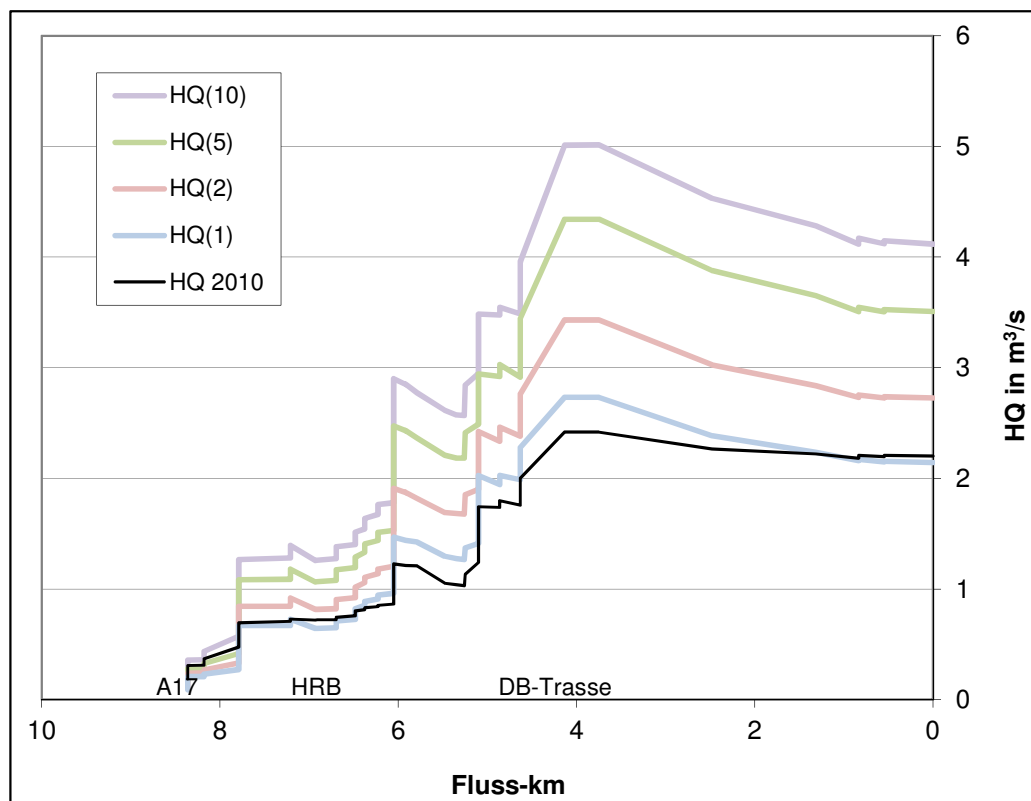
Mit dem N-A-Modell 2010, das den Istzustand im Einzugsgebiet repräsentiert, wurden Längsschnitte der  $HQ_T$  mit  $T = 1$  bis 500 a berechnet. Die berechneten Maximalwerte der Hochwasserabflüsse für alle Querschnitte sind neben denen für das Hochwasser 2010 Inhalt von Anlage 6.

Wie bei der Ereignissimulation wurde für die Simulation der  $HQ_T$  ein Berechnungszeitintervall  $\Delta t$  von 5 Minuten gewählt und von einer mittleren Anfangsbodenfeuchte von 70 % der nutzbaren Feldkapazität ausgegangen. Als Eingangsgrößen für die N-A-Simulation wurden die in Anlage 4 dokumentierten Starkniederschläge für alle verfügbaren Niederschlagsdauern ohne Sicherheitszuschläge verwendet. Als zeitliche Niederschlagsverteilung wurde die mittebetonte Verteilung nach DVWK (1989) gewählt (Abbildung 4-6). Bei den Simulationsrechnungen wurde von einer räumlich gleichmäßigen Überregnung des Einzugsgebietes ausgegangen.

Für jeden betrachteten Bemessungsfall  $T$  führt eine bestimmte Niederschlagsdauer  $D$  zum maximalen Scheitelabfluss. Diese Niederschlagsdauer wird als kritische Regendauer  $D_{krit}$  bezeichnet. Für die Erstellung der Längsschnitte wurden die bei der kritischen Regendauer berechneten maximalen Scheitelabflüsse  $HQ_T$  verwendet.

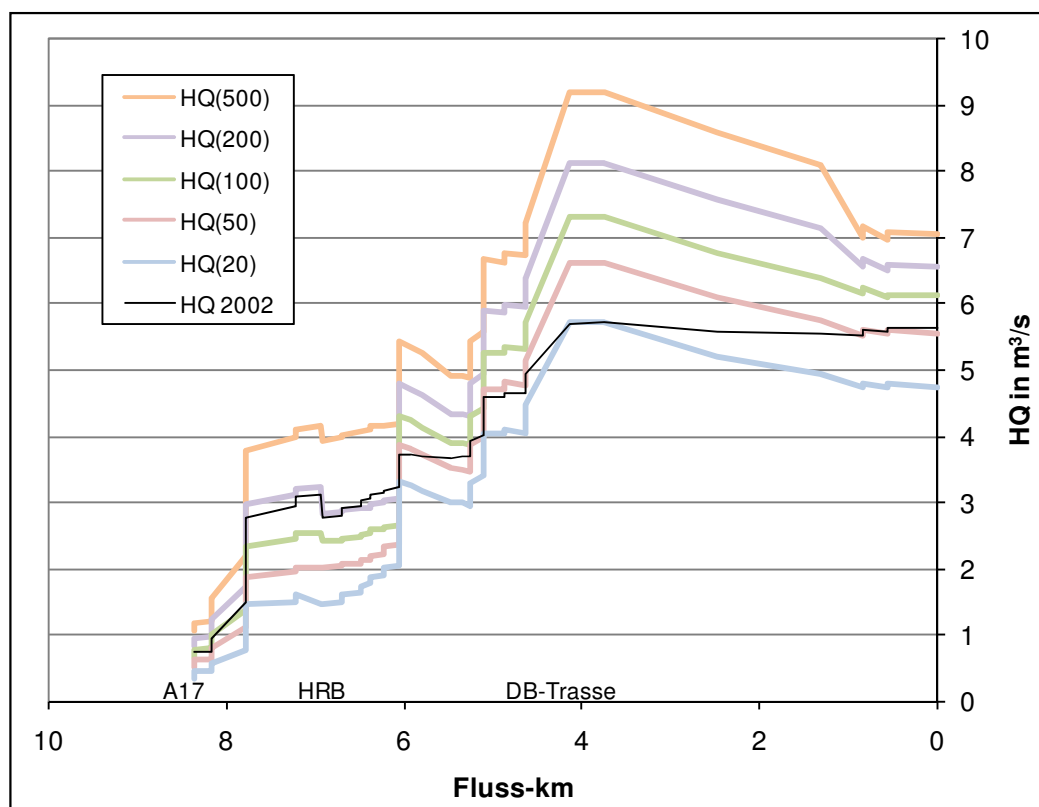


In Abbildung 4-13 und Abbildung 4-14 werden die  $HQ_T$ -Längsschnitte für  $T = 1, 2, 5$  und  $10$  a bzw. für  $T = 20, 50, 100, 200$  und  $500$  Jahre grafisch dargestellt. In Abbildung 4-13 wurde zusätzlich der Längsschnitt des Hochwassers 2010 und in Abbildung 4-14 der Längsschnitt des Hochwassers 2002 eingezeichnet. Damit ist die hochwasserstatistische Einordnung beider Ereignisse möglich.



**Abbildung 4-13:  $HQ_T$ -Längsschnitte im Landgraben für Ereignisse mit hoher Wahrscheinlichkeit**

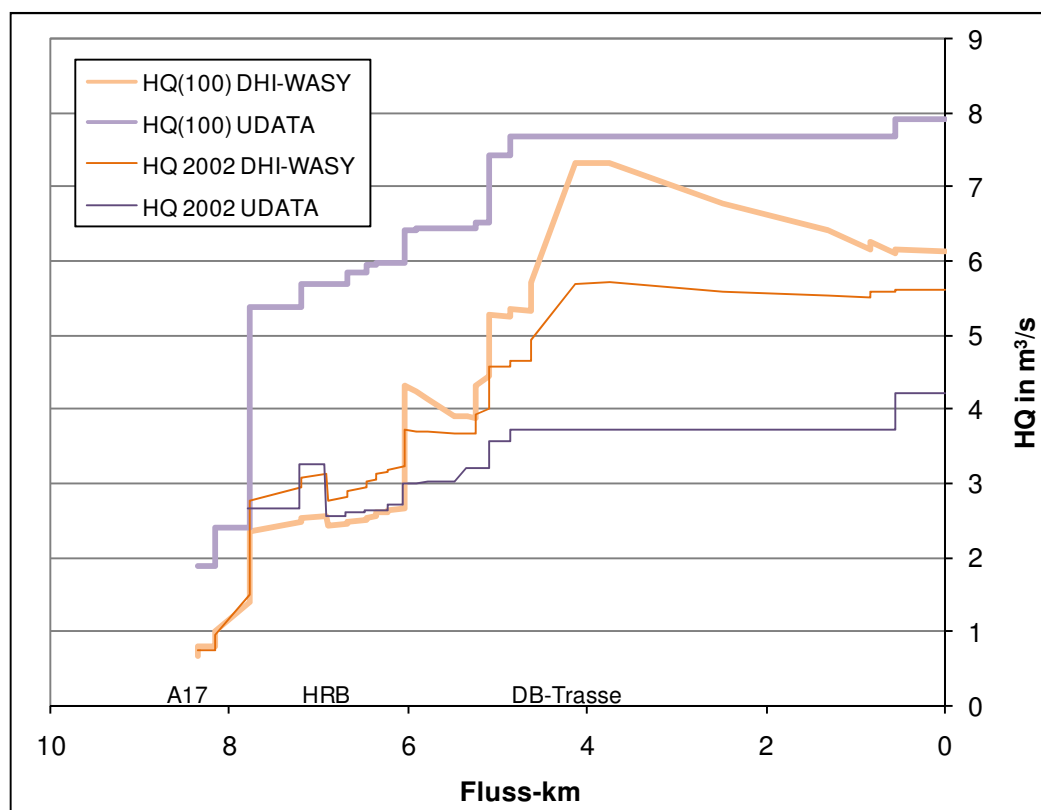
Gemäß Abbildung 4-13 ist das Hochwasser 2010 mit Ausnahme des Oberlaufes (Britschengraben oh. Zauchgraben) statistisch als etwa einjähriges Ereignis einzustufen. Im Britschengraben selbst ist das Hochwasser 2010 etwa mit  $HQ_5$  identisch. Gemäß Abbildung 4-14 ist das Hochwasser 2002 statistisch als 20- bis 200-jährliches Ereignis einzustufen. Im Britschengraben ist das Hochwasser 2002 etwa mit  $HQ_{100}$  identisch. Im Leubnitzbach uh. Zauchgraben (Fluss-km 7,79) bis zur Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,05) ist 2002 ein etwa 200-jährliches Hochwasser abgelaufen. In diesem Gewässerabschnitt liegt auch das HWRB Leubnitzbach. Im Leubnitzbach und im oberen Koitschgraben unterhalb der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße ist das Hochwasser 2002 noch als 50-jährliches Ereignis einzustufen, im Koitschgraben im Bereich der DB-Trasse allerdings nur noch als 20-jährliches Ereignis. Im Mündungsbereich des Blasewitz-Grunaer Landgrabens ist das Hochwasser 2002 wieder etwa mit  $HQ_{50}$  identisch.



**Abbildung 4-14: HQ<sub>T</sub>-Längsschnitte im Landgraben für Ereignisse mit mittlerer und niedriger Wahrscheinlichkeit**

Sowohl in Abbildung 4-13 als auch in Abbildung 4-14 wird die signifikante Beeinflussung der Abflüsse im Landgraben durch die bereits erwähnte Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße bei Fluss-km 6,05 deutlich. Durch den Zufluss aus dem flächenmäßig größten kanalisiertem Einzugsgebiet werden die HQ<sub>T</sub> sprunghaft erhöht. Diese Regenwassereinleitung hat aber nicht nur signifikante Auswirkungen auf die Abflüsse selbst, sondern auch auf die kritische Regendauer. Beispielsweise liegt die kritische Regendauer für T = 100 a oh. dieser Einleitung in einem für kleine quasinatürliche Einzugsgebiete typischen Bereich zwischen 1,5 und 6 h. Durch die Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße verringert sich die kritische Regendauer von 6 h unmittelbar oberhalb auf 1 h unmittelbar unterhalb. Bis zur Mündung beträgt die kritische Regendauer 1 h, was ein Anzeichen dafür ist, dass unterhalb dieser Regenwassereinleitung das Abflussregime stärker durch den Abfluss aus den urbanen kanalisiertem Gebietsteilen geprägt wird als durch den Abfluss aus dem Oberlauf des Einzugsgebietes.

In Abbildung 4-15 werden die Ergebnisse des N-A-Modells mit denen aus dem Gutachten von UDATA (2006) verglichen, in dem das N-A-Modell WaSiM-ETH zum Einsatz kam. Für den Vergleich wurden das Hochwasser 2002 und HQ<sub>100</sub> ausgewählt, wobei aus methodischen Gründen das ohne Sicherheitszuschlag berechnete HQ<sub>100</sub> aus UDATA (2006) verwendet wurden.



**Abbildung 4-15: Vergleich von  $HQ_T$ -Längsschnitten mit den Ergebnissen von UDATA (2006)**

Die Gegenüberstellung in Abbildung 4-15 verdeutlicht die beträchtlichen Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen der beiden Modelle NASIM (DHI-WASY) und WaSiM-ETH (UDATA). Einerseits liegen die von UDATA (2006) mit WaSiM-ETH berechneten Abflüsse für das Hochwasser 2002 in der Regel unter den mit NASIM berechneten Abflüssen. Nur im Oberlauf oberhalb und im unmittelbaren Umfeld des HWRB Leubnitzbach sind die Ergebnisse ähnlich. Andererseits werden von UDATA (2006) für  $HQ_{100}$  deutlich höhere Abflüsse angegeben als mit NASIM berechnet wurden. Zwangsläufig kommt UDATA (2006) zu einer erheblich anderen hochwasserstatischen Bewertung des Hochwassers 2002 als 20-jährliches Ereignis am HWRB bis 10-jährliches Ereignis an der Mündung in die Elbe. Diese Bewertung steht aber im Gegensatz sowohl zur statistischen Einordnung der Hochwasser auslösenden Niederschläge (Abschnitt 4.2.1.1) als auch zur Einordnung der Hochwasserabflüsse 2002 an anderen Gewässern 2. Ordnung im Stadtgebiet von Dresden als mindestens hundertjährliches Ereignis, z. B. in der Prießnitz (DHI-WASY, 2008).

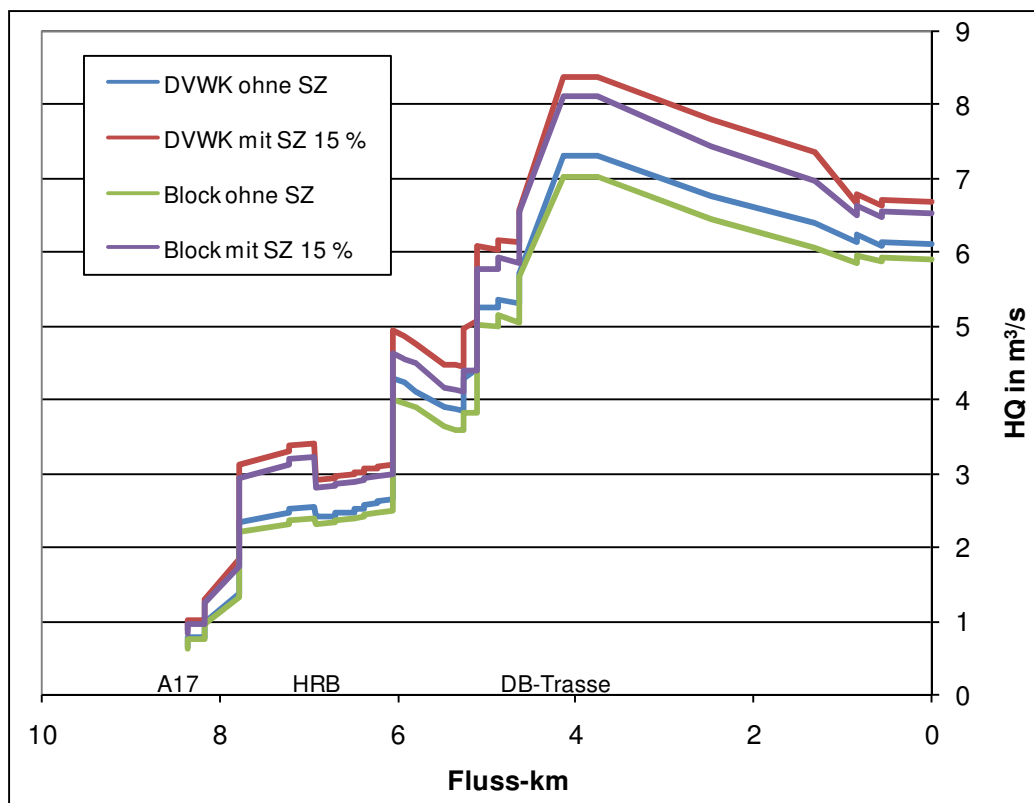
## 4.5 Sensitivität der Simulationsergebnisse bzgl. veränderter Eingangsgrößen und Anfangszustände

### 4.5.1 Eingangsgröße Niederschlag

Untersucht wurde der Einfluss der Eingangsgröße Niederschlag auf die Berechnungsergebnisse am Beispiel des  $HQ_{100}$ . Hintergrund dieser Untersuchung war die Frage, welche synthetische zeitliche Niederschlagsverteilung



lung bei der Berechnung der  $HQ_T$  verwendet und ob bei der Berechnung ein Sicherheitszuschlag berücksichtigt werden sollte. Als zeitliche Niederschlagsverteilungen wurden die mittebetonte Verteilung nach DVWK (1989) und die gleichmäßige Niederschlagsverteilung (Blockregen) mit konstanter Intensität ausgewählt (Abschnitt 4.2.1.2). Die N-A-Simulation wurde mit beiden Verteilungen durchgeführt, wobei jeweils ohne und mit 15 % Sicherheitszuschlag gerechnet wurde. Die Auswirkungen auf den berechneten Längsschnitt des  $HQ_{100}$  sind in Abbildung 4-16 dargestellt.



**Abbildung 4-16: Einfluss der zeitlichen Niederschlagsverteilung (DVWK oder Block) und eines Sicherheitszuschlages (SZ) auf den  $HQ_{100}$ -Längsschnitt**

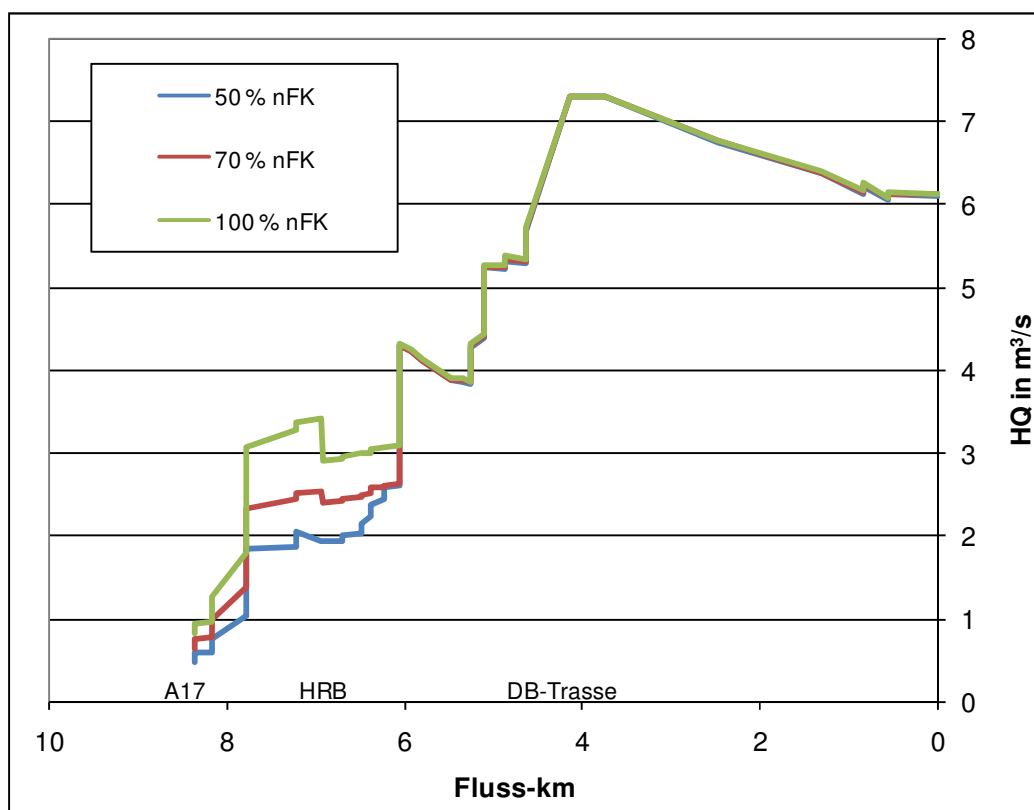
Abbildung 4-16 zeigt, dass die zeitliche Niederschlagsverteilung einen nur relativ geringen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Sowohl mit als auch ohne Sicherheitszuschlag liegen die beiden Graphen jeweils dicht beieinander. Die Differenz ist in der Regel kleiner als  $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . In Abstimmung mit dem Auftraggeber wurde entschieden, für die Simulationsrechnungen die mittebetonte Verteilung nach DVWK (1989) zu verwenden, wie z. B. auch in DHI-WASY (2008).

Ein Sicherheitszuschlag in Höhe von 15 % beeinflusst die Simulationsergebnisse stärker als die zeitliche Niederschlagsverteilung. Die Differenzen, die im Wesentlichen unabhängig von der zeitlichen Niederschlagsverteilung sind, betragen bis zu etwa  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ . In Abstimmung mit dem Auftraggeber wurde entschieden, für die Simulationsrechnungen keinen Sicherheitszuschlag anzusetzen. Bereits bei der ersten N-A-Modellierung zum Landgraben (UDATA, 2006) wurde entschieden, für die Berechnung der  $HQ_T$  letztlich keinen Sicherheitszuschlag zu nutzen.

#### 4.5.2 Anfangsbodenfeuchte

Die Wahl der Anfangsbodenfeuchte hat bei einer Kurzfristsimulation oftmals einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die simulierten Hochwasserabflüsse. Für die Simulation von synthetischen Hochwasserereignissen anhand von Starkniederschlägen mit definierter Dauer und Jährlichkeit kommt der Festlegung der Anfangsbodenfeuchte daher eine gewisse Bedeutung zu. Da die Festlegung nicht objektivierbar ist, ist es ratsam, die damit verbundene Unsicherheit in Bezug auf die Simulationsergebnisse mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse zu quantifizieren.

In Abbildung 4-17 werden die Auswirkungen einer Variation der Anfangsbodenfeuchte auf den berechneten Längsschnitt des HQ<sub>100</sub> veranschaulicht.



**Abbildung 4-17: Einfluss der Anfangsbodenfeuchte auf den HQ<sub>100</sub>-Längsschnitt**

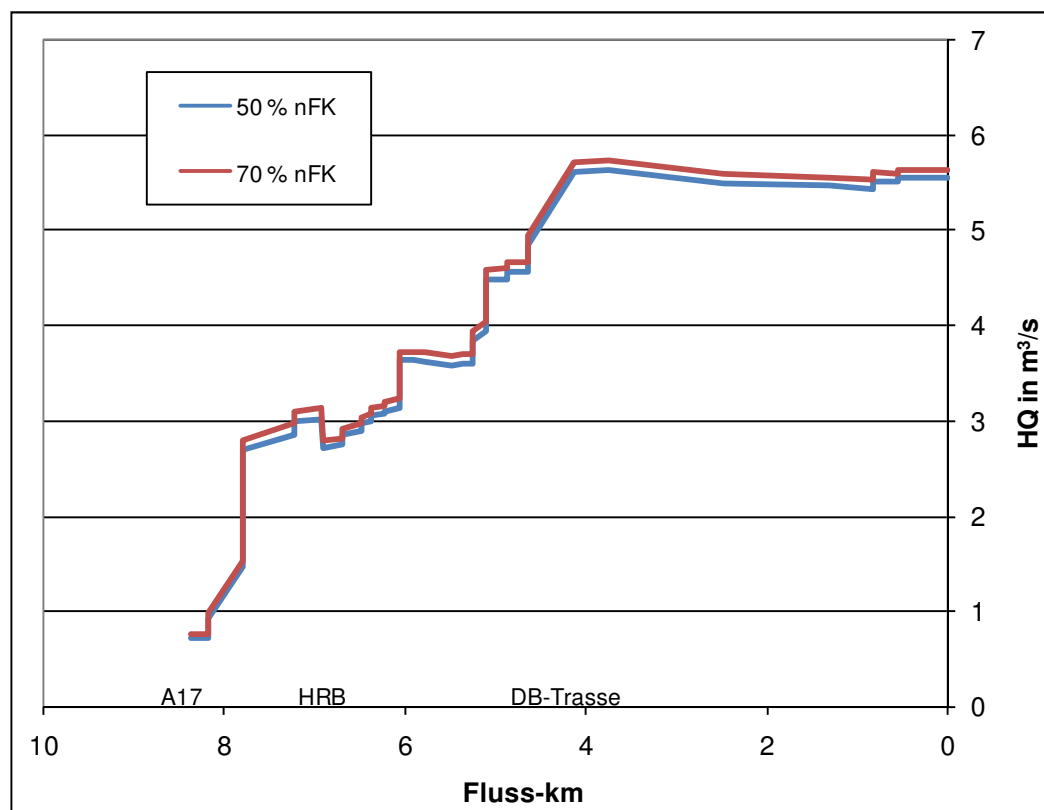
Gewählt wurden drei verschiedene Feuchtestufen. Der mittlere Wert, eine Anfangsbodenfeuchte von 70 % der nutzbaren Feldkapazität (nFK), ist eine bei der N-A-Simulation häufig getroffene Annahme, die sich in verschiedenen Anwendungen der Software NASIM prinzipiell bewährt hat. Eine Anfangsbodenfeuchte von 50 % nFK charakterisiert relativ trockene Bedingungen nach einer längeren aber nicht extremen niederschlagsarmen Periode im Sommerhalbjahr. Eine Anfangsbodenfeuchte von 100 % nFK charakterisiert dagegen die Bedingungen nach einer Periode mit anhaltendem Niederschlagsüberschuss.

In Abbildung 4-17 wird deutlich, dass die Anfangsbodenfeuchte nur im Oberlauf des Gewässers die Berechnungsergebnisse beeinflusst. Die Grenze der Beeinflussung bildet die Regenwassereinleitung Wilhelm-



Franke-Straße bei Fluss-km 6,05. Unterhalb dieser Einleitung, im Mittel- und Unterlauf, hat die Anfangsbodenfeuchte praktisch keinen Einfluss auf den berechneten  $HQ_{100}$ -Längsschnitt. Bereits in Abschnitt 4.4.3 wurde darauf hingewiesen, dass unterhalb der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße das Abflussregime vom Abfluss aus den urbanen kanalisierten Gebietsteilen geprägt wird. Der Abfluss von den versiegelten Flächen ist aber von der Anfangsbodenfeuchte unabhängig, sodass die Ergebnisse in Abbildung 4-17 für den Mittel- und Unterlauf plausibel sind.

Im quasinatürlichen Oberlauf, und hier vor allem im Umfeld des HWRB Leubnitzbach, hat die Anfangsbodenfeuchte allerdings einen signifikanten Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Bezogen auf die mit einer Anfangsbodenfeuchte von 70 % nFK berechneten Abflüsse sind die mit einer Anfangsbodenfeuchte von 50 % nFK berechneten Abflüsse um bis zu 25 % niedriger, während die mit einer Anfangsbodenfeuchte von 100 % nFK berechneten Abflüsse um bis zu 35 % höher sind. Letztlich wurde den Simulationsrechnungen zur Berechnung der  $HQ_T$  eine mittlere Anfangsbodenfeuchte von 70 % nFK zugrunde gelegt, mit der eine plausible hochwasserstatistische Einordnung der Hochwasser 2002 und 2010 gewährleistet werden konnte (Abschnitt 4.4.3).



**Abbildung 4-18: Einfluss der Anfangsbodenfeuchte auf den Abflusslängsschnitt zum Hochwasser 2002**

Auch für die Nachrechnung der Hochwasserereignisse 2002 und 2010 wurde eine mittlere Anfangsbodenfeuchte von 70 % nFK gewählt. Für beide Ereignisse hat die Anfangsbodenfeuchte allerdings nur einen geringen Einfluss auf die berechneten Abflüsse, was in Abbildung 4-18 für das Hochwasser 2002 veranschaulicht wird. Der mit einer Anfangsbodenfeuchte von 50 % nFK berechnete Abflusslängsschnitt liegt auf der ge-



samten Gewässerstrecke nur geringfügig unter dem mit einer Anfangsbodenfeuchte von 70 % nFK berechneten. Für das Hochwasser 2010 hat die Wahl der Anfangsbodenfeuchte auf Grund der sehr langen Ereignisdauer und der damit verbundenen langen Einschwingphase für das Modell einen noch geringeren Einfluss.

## 4.6 Vergleich des Istzustandes mit dem quasinatürlichen Zustand

### 4.6.1 Ableitung eines N-A-Modells für den quasinatürlichen Zustand

Aus dem N-A-Modell für den Istzustand war ein N-A-Modell abzuleiten, das den quasinatürlichen Zustand im Einzugsgebiet repräsentiert. Mit diesem N-A-Modell sollten quasinatürliche Abflüsse und Abflussspenden berechnet werden. Diese Angaben werden im Umweltamt benötigt, um auf Basis einer immissionsorientierten Betrachtung die Genehmigungsfähigkeit von Einleitungen in den Landgraben beurteilen zu können.

Die Ableitung eines N-A-Modells, das den quasinatürlichen Zustand repräsentiert, ist für ein massiv anthropogen beeinflusstes Gewässer wie den Landgraben relativ schwierig. Zum Beispiel ist es mit vertretbarem Aufwand nicht möglich, das ursprüngliche natürliche Einzugsgebiet des Landgrabens und die ursprüngliche Landnutzung im Einzugsgebiet sicher zu rekonstruieren. Diesbezüglich mussten für den Prozess der Konvertierung des N-A-Modells für den Istzustand in ein N-A-Modell für den quasinatürlichen Zustand vereinfachende Annahmen getroffen werden.

Als Modellgrundlage für das N-A-Modell für den quasinatürlichen Zustand wurde nicht das N-A-Modell für den Istzustand verwendet, mit dem die Bemessungsabflüsse  $HQ_T$  berechnet wurden, sondern das N-A-Modell, mit dem das Hochwasser 2002 nachgerechnet wurde. Grund für diese Entscheidung war, dass in diesem Modell mit der Autobahn A17 und den beiden Regenrückhaltebecken an der A17 wesentliche anthropogene Elemente noch nicht enthalten sind. Am Modell für das Hochwasser 2002 wurden folgende Änderungen vorgenommen, um daraus ein Modell für den quasinatürlichen Zustand abzuleiten:

- Löschen des Systemelements für das HWRB Leubnitzbach.
- Löschen von zwei Systemelementen, die die Verrohrungen unter der Dohnaer Straße und unter dem Werksgelände der Firma ZAMEK repräsentieren.
- Löschen des Systemelements, mit dem Wasser aus dem Landgraben über den Leubnitzer Flutgraben zum Kaitzbach übergeleitet werden kann.
- Löschen der urbanen Teilgebiete 00001, 00002, 00006, 00008 und 00011, die außerhalb des natürlichen Einzugsgebietes des Landgrabens liegen (vgl. Anlage 5). Im N-A-Modell für den quasinatürlichen Zustand wird somit nur das derzeitige natürliche Einzugsgebiet des Landgrabens mit einer Fläche von 7,99 km<sup>2</sup> berücksichtigt.
- Rücksetzung der Einstellungen für urbane Teilgebiete innerhalb des natürlichen Einzugsgebietes. Alle Teilgebiete entwässern somit entsprechend des vorhandenen Gefälles in das nächstgelegene Gewässer.

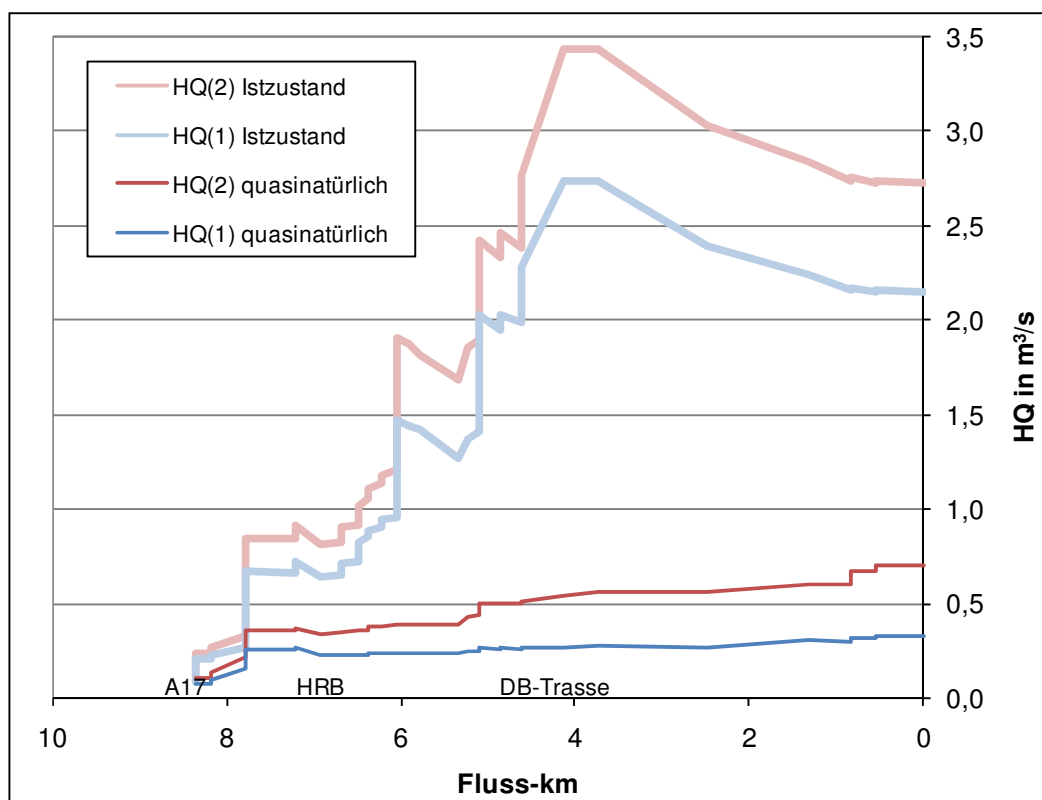


- Ersetzen der Landnutzungsklassen 80 bis 96 gemäß Tabelle 4-9 durch die Landnutzungsklasse 41 (Grünland). Die in Tabelle 4-9 für die Landnutzungsklasse 41 angegebenen Parameter werden übernommen.

Weitere Änderungen wurden nicht vorgenommen. Die im Modell für den quasinatürlichen Zustand verwendeten Modellparameter entsprechen mit Ausnahme der oben beschriebenen Änderung der Landnutzungsklassen und -parameter denen des Istzustandes. Auch die Eingangsdaten (Starkniederschläge) und Anfangswerte (u. a. Anfangsbodenfeuchte) sind identisch.

#### 4.6.2 Berechnung von Abflusskenngrößen für den quasinatürlichen Zustand und Vergleich mit dem Istzustand

Mit dem N-A-Modell für den quasinatürlichen Zustand wurden die Abflusslängsschnitte im Landgraben für  $HQ_{10}$ ,  $HQ_2$ ,  $HQ_{100}$  und  $HQ_{1000}$  berechnet. Für jeden Berechnungsquerschnitt wurde außerdem die kritische Regendauer  $D_{krit}$  ermittelt, die zum höchsten Scheitelabfluss führt. In Anlage 7 werden die Berechnungsergebnisse für den quasinatürlichen Zustand dokumentiert und den entsprechenden Berechnungsergebnissen für den Istzustand gegenübergestellt. In Ergänzung zu Anlage 7 werden in Abbildung 4-19 und Abbildung 4-20 die Abflusslängsschnitte für den quasinatürlichen Zustand mit denen für den Istzustand verglichen.



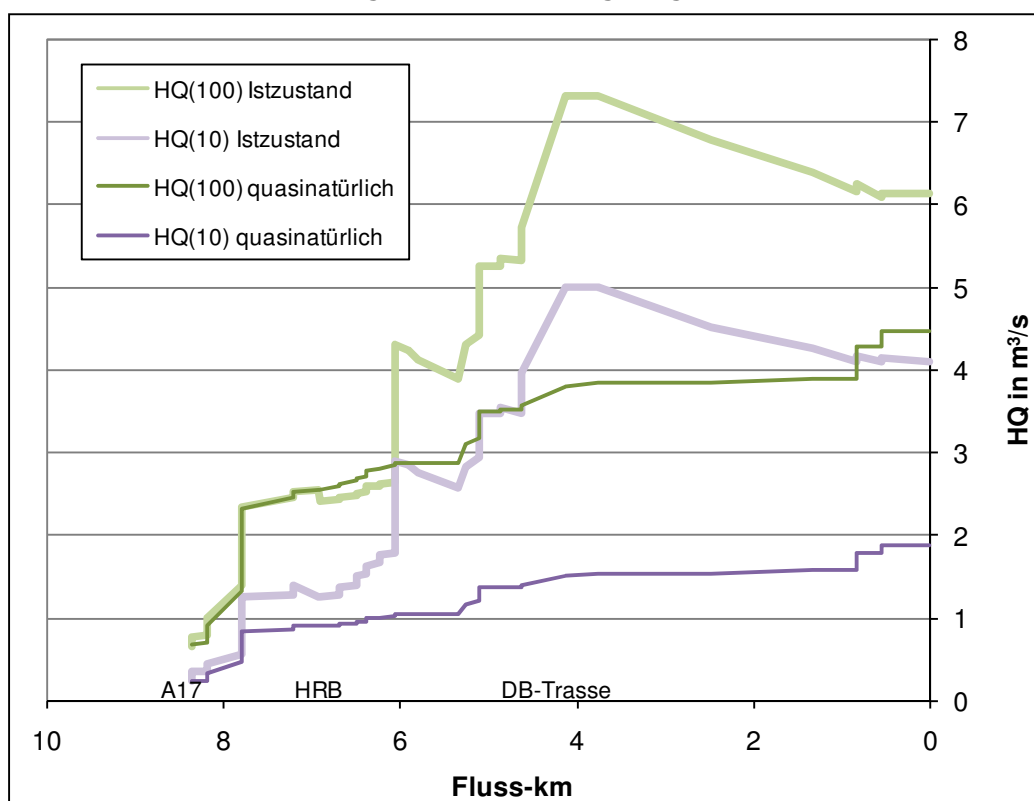
**Abbildung 4-19: Vergleich von  $HQ_T$ -Längsschnitten für den Istzustand und den quasinatürlichen Zustand ( $T = 1$  und  $2$  a)**

Abbildung 4-19 veranschaulicht, dass für  $T = 1$  und  $2$  a die quasinatürlichen Abflüsse im gesamten Gewässerverlauf deutlich unter denen des



Istzustandes liegen. Dieses Ergebnis war für das massiv anthropogen überprägte Einzugsgebiet des Landgrabens zu erwarten. Als Hauptursache für die beträchtliche Differenz zwischen den Abflüssen im Istzustand und im quasinatürlichen Zustand muss die durch die dichte Bebauung verursachte starke Versiegelung sowie der Anschluss der versiegelten Flächen an die Kanalisation und die damit verbundene rasche Ableitung des Niederschlagswassers in das Gewässer angesehen werden. Nach NIEHOFF (2002) bewirkt der Anschluss von versiegelten Flächen an die Kanalisation vor allem bei Hochwassern kleiner bis mittlerer Jährlichkeit eine Erhöhung des Scheitelabflusses.

Auch für  $T = 10$  a liegen die quasinatürlichen Abflüsse im gesamten Gewässerverlauf unter denen des Istzustandes (Abbildung 4-20). Im Britschengraben genannten Gewässerabschnitt oh. des Zauchgrabens ist die Abflussdifferenz allerdings bereits relativ gering.



**Abbildung 4-20: Vergleich von  $HQ_T$ -Längsschnitten für den Istzustand und den quasinatürlichen Zustand ( $T = 10$  und  $100$  a)**

Für  $T = 100$  a sind im Oberlauf des Leubnitzbaches (oh. des HWRB) die Abflüsse im Istzustand nur geringfügig höher als die Abflüsse im quasinatürlichen Zustand (Abbildung 4-20). Auch dieses Ergebnis deckt sich mit Erfahrungen. Nach NIEHOFF (2002) geht der Einfluss der Versiegelung auf die Scheitelabflüsse mit zunehmender Jährlichkeit zurück, weil dann auch das Speichervermögen unversiegelter Fläche erschöpft wird. Anders gesagt, diese Flächen beginnen hydrologisch zunehmend wie versiegelte Flächen zu wirken. Bedingt durch die Abfluss mindernde Wirkung des HWRB Leubnitzbach bei Fluss-km 6,91 liegen die Scheitelabflüsse des  $HQ_{100}$  unterhalb des HWRB im Istzustand sogar unter denen des quasinatürlichen Zustandes. An der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße bei Fluss-km 6,05 kommt es dann zu einer sprunghaften Erhö-



hung der Abflüsse im Istzustand, sodass diese bis zur Mündung deutlich über den quasinatürlichen Abflüssen liegen. Dies ist kein Widerspruch zur Interpretation des Verhaltens im Oberlauf. Schließlich entwässern über diese und andere Regenwassereinleitungen auch kanalisierte Gebiete außerhalb des natürlichen Einzugsgebietes in den Landgraben, die im quasinatürlichen Zustand nicht zum Abfluss im Landgraben beitragen.

#### **4.6.3 Berechnung und Gegenüberstellung von Abflussspenden für Teilgebiete für den quasinatürlichen und den Istzustand**

Mit den N-A-Modellen für den quasinatürlichen und den Istzustand wurden für die einzelnen Simulationsteilgebiete des N-A-Modells (Anlage 5) anhand von teilgebietsbezogenen Maximalabflüssen Abflussspenden in  $l/(s \cdot km^2)$  für  $T = 10$  und  $100$  a berechnet. Die Berechnungsergebnisse wurden in Anlage 8 für die jeweils kritische Regendauer  $D_{krit}$  sowie für die Regendauer  $D = 15$  min dokumentiert. Erwartungsgemäß sind die Abflussspenden  $Hq_{10}$  und  $Hq_{100}$  für den Istzustand in der Regel deutlich höher als für den quasinatürlichen Zustand.

Zu Anlage 8 ist noch eine Anmerkung erforderlich. Die teilgebietsbezogenen Maximalabflüsse, anhand derer die Abflussspenden berechnet wurden, werden von NASIM in  $m^3/s$  und mit 3 Nachkommastellen ausgegeben. Daraus resultiert für sehr kleine Teilgebiete zwangsläufig eine gewisse Ungenauigkeit der berechneten Abflussspenden. Im Extremfall, wenn der von NASIM berechnete Maximalabfluss  $< 0,0005 m^3/s$  und damit das mit 3 Nachkommastellen ausgegebene Ergebnis = 0,000 ist, ist rechnerisch auch die Abflussspende = 0. In Anlage 8 ist das für 2 Teilgebiete bei  $D = 15$  min und  $T = 10$  a der Fall.



## 5 Hydraulische Modellierung und Ermittlung der Überschwemmungsflächen

Die hydraulische Modellierung erfolgte auftragsgemäß mit dem eindimensionalen, stationären Wasserspiegellagenmodell WSPWIN (BCE, 2003). Durch Übertragung der berechneten Wasserspiegellagen in die Fläche wurden mit Hilfe einer Erweiterung für ArcGIS 10 Überschwemmungsgebiete ermittelt. Dabei zeigte sich, dass im Mittel- und Unterlauf des Landgrabens die angewendete Methodik an ihre Leistungsgrenze stieß. Grund dafür war, dass das Gelände, das an das Gerinne angrenzt, sehr flach ist, sodass durch eine einfache Übertragung der Wasserspiegellagen in die Fläche, bei der das Volumen der Hochwasserwelle unberücksichtigt bleibt, eine fachgerechte Ermittlung der Überschwemmungsgebiete nicht gewährleistet ist (Bearbeitung im Abschnitt 5).

Gelöst werden konnte dieses Problem nur durch eine instationäre und volumentreue hydronumerische Modellierung, die im Bereich der überschwemmten Vorländer zweidimensional erfolgen musste. Dementsprechend wurde für den Landgraben unterhalb der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,081) bis zur Mündung in die Elbe (Fluss-km 0,00) ein instationäres hydronumerisches Modell aufgebaut, das die Überflutung der Vorländer zweidimensional beschreibt (2D-HN-Modell). Die 1D-Modellierung des Gerinneabflusses erfolgte mit MIKE 11 und die Modellierung der Überflutung und des Abflusses auf den Vorländern zweidimensional mit MIKE 21. Die Kopplung beider Modelle erfolgte mit Hilfe von MIKE FLOOD (Bearbeitung in Abschnitt 6).

Mit diesen beiden Modellen (WSPWIN und MIKE FLOOD) wurden für verschiedene Lastfälle ( $HQ_T$ ) im Ist- und Planzustand Wasserspiegellagen und Überschwemmungsgebiete berechnet.

Aus den oben genannten Gründen wurden zur Ermittlung der Wasserspiegellagen und der Überschwemmungsflächen die Ergebnisse der 1-D-Modellierung mit WSPWIN aus Abschnitt 5 nur für den Oberlauf (bis Wilhelm-Franke-Straße, Fluss-km 6,087) und die Ergebnisse von der gekoppelten 1D/2D-Modellierung aus Abschnitt 6 für den Mittel und Unterlauf verwendet.

Die Berechnung der Leistungsfähigkeit des Gerinnes und der Bauwerke (Abschnitt 5.5.3) erfolgte mit den Ergebnissen aus Abschnitt 5, da sich diese Wasserspiegellagen nur geringfügig von den Ergebnissen aus Abschnitt 6 unterschieden.

### 5.1 Vorhandene Modell- und Datengrundlagen

Ein lauffähiges hydraulisches Modell konnte vom Auftraggeber nur für das Gewässer Koitschgraben übergeben werden. Dieses Modell wurde von der TOSCANO GmbH im Auftrag der Stadt Dresden auf Grundlage der Software WSPWIN (BCE, 2003) erstellt (TOSCANO, 2009). Es repräsentiert den Istzustand zum Zeitpunkt der zugrunde liegenden Gewässervermessung.

Datengrundlage für die nicht durch das TOSCANO-Modell abgedeckten Gewässerabschnitte bildeten terrestrisch vermessene Querprofile aus dem Jahr 2005. Weitere Datengrundlagen bildeten Gewässerlängsschnit-





te, die als GIS-Daten im Shape-Format (Höheninformationen als Punktthema und Profilsuren als Linienthema) vorliegen.

## 5.2 Methodik

Als Softwaregrundlage für die hydraulische Modellierung wurde WSPWIN Version 8.0.3 (Rechenkern nach KNAUF) verwendet (BCE, 2003).

Das vorhandene hydraulische Modell für den Koitschgraben (ca. 2,3 km) wurde zunächst um die Gewässer Leubnitzbach (ca. 1,9 km) und Blasewitz-Grunaer-Landgraben (ca. 3,6 km) nach oberhalb bzw. unterhalb erweitert.

Dafür waren folgende Arbeiten erforderlich:

- Vorarbeiten (Abschnitt 5.3.1)
  - Aufbau einer konsistenten Stationierung für alle Querprofile (Vermessung und TOSCANO-Modell) auf Basis der übergebenen Gewässerachse,
  - Kontrolle der Querprofilspuren und ggf. Lagekorrektur,
  - Bereinigung der Querprofile vor und nach Bauwerken von Bauwerksinformationen und Erstellung von separaten Querprofilen der Bauwerke.
- Übernahme der terrestrisch vermessenen Querprofile nach WSPWIN (Abschnitt 5.3.2)
  - Aufbau von Import-Dateien im Import-Format von WSPWIN mit insgesamt 240 Profilen und automatischer Import nach WSPWIN (Bauwerke werden dabei zunächst wie offene Profile behandelt),
  - Ergänzungen von Bauwerksinformationen, die nicht automatisch importiert werden können, z. B. Konstruktionsunterkante und Konstruktionsoberkante etc. (insgesamt für 36 Bauwerke).
- Parametrisierung des erweiterten hydraulischen Modells (Abschnitt 5.3.3)
  - Ergänzung der Trennflächen und der durchströmten Bereiche,
  - Ergänzung der Rauheitsparameter für offenen Querprofile und Bauwerke auf Grundlage der Angaben in TOSCANO (2009) sowie der Dokumentationen zur Gewässerbegehung,
  - Ergänzung der Verlustparameter für Bauwerksprofile,
  - Durchführung eines Modelltestlaufs.

## 5.3 Aufbau des hydraulischen Modells

### 5.3.1 Vorarbeiten

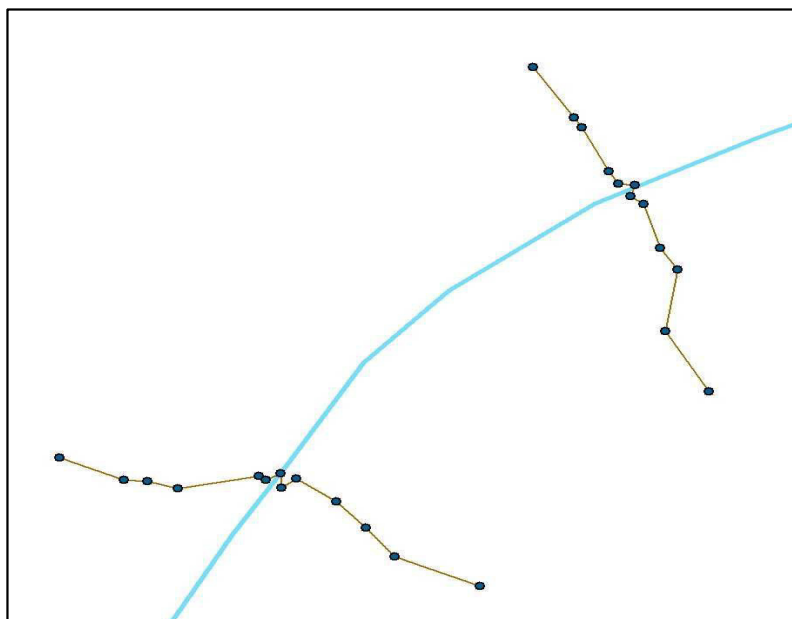
#### 5.3.1.1 Aufbau einer konsistenten Stationierung für alle Querprofile auf Basis der übergebenen Gewässerachse

Der erste Schritt der Bearbeitung war, die Stationierung der Querprofile zu erstellen. Diese erfolgt von der Mündung des Landgrabens in die Elbe flussaufwärts.

Die im GIS erstellte Stationierung wurde mit der aus dem TOSCANO-Modell verglichen. Hier traten Unterschiede auf, die bei der Unterführung der DB Trasse (Fluss-km 3,648) ca. 17 m und bei der Unterführung Dohnaer Straße (Fluss-km 5,898) ca. 24 m betragen. Für eine konsistente Stationierung wurde eine längengewichtete Anpassung der Stationierung an die des TOSCANO-Modells vorgenommen.

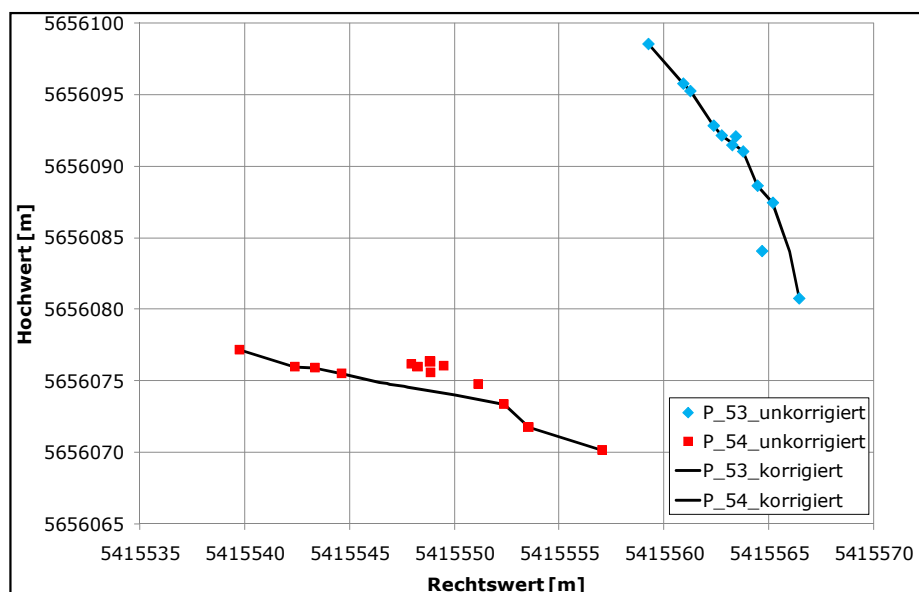
### 5.3.1.2 Kontrolle der Querprofilspuren und ggf. Lagekorrektur

Im nächsten Schritt erfolgte die Kontrolle der Querprofilspuren. Dies war notwendig, da die Vermessung der Querprofilpunkte oft nicht genau entlang einer Geraden erfolgte, beim automatischen Einlesen der Daten in das Modell WSPWIN aber die Entfernungen der einzelnen Querprofilpunkte untereinander über die Hoch- und Rechtswerte berechnet werden. Infolgedessen würden bei sehr unregelmäßig liegenden Querprofilpunkten die Abstände quer zum Gewässer überschätzt werden, sodass unrealistisch breite Profile entstünden. Die Konsequenz daraus wäre eine Unterschätzung der Wasserspiegellagen. Als ein Beispiel sind in Abbildung 5-1 die unregelmäßig verteilten Querprofilpunkte der Profile P\_53 und P\_54 (Profile zwischen Kleinhausweg und Frauensteiner Platz) dargestellt. Daran ist ersichtlich, dass besonders die Querprofilpunkte im Gewässerlauf sehr unregelmäßig angeordnet sind und gerade dort zu einem unrealistisch breiten Gewässerprofil führen würden.



**Abbildung 5-1: Beispiel für originale Vermessungspunkte am Gewässer**

Um diese Fehlerquelle zu beseitigen, wurden die einzelnen Querprofilpunkte annähernd auf eine Linie gebracht und die Hoch- und Rechtswerte entsprechend angepasst (Abbildung 5-2). Kleine Abweichungen der Querprofilpunkte im Hinterland können vernachlässigt werden, da diese sich kaum auf den Fließquerschnitt auswirken.



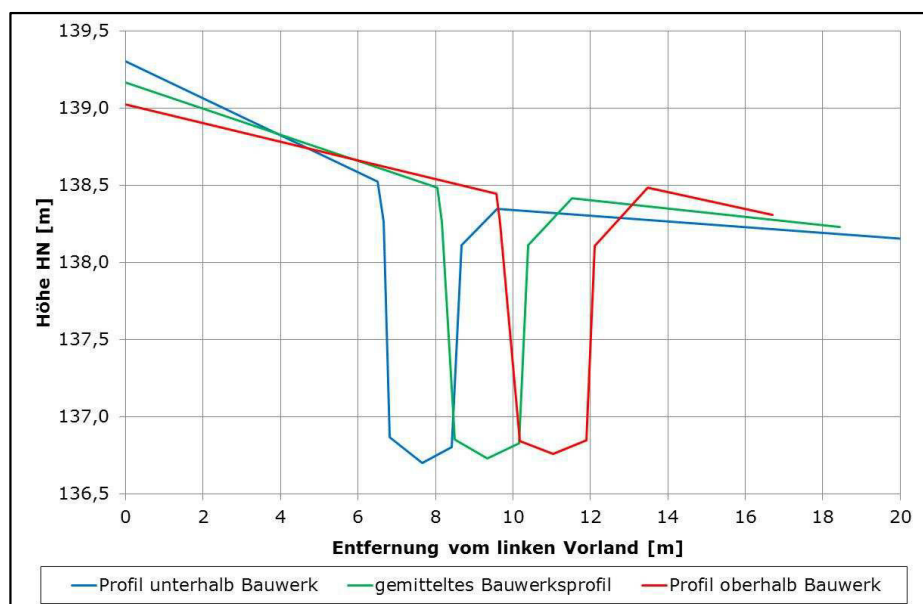
**Abbildung 5-2: Beispiel für die Korrektur der Vermessungspunkte am Gewässer**

### 5.3.1.3 Bereinigung der Querprofile vor und nach Bauwerken von Bauwerksinformationen und Erstellung von separaten Querprofilen der Bauwerke

Die Berücksichtigung von Bauwerken in hydraulischen Modellen erfolgt in der Regel mittels dreier Querprofile, jeweils ein Profil direkt vor und hinter dem Bauwerk (ohne Bauwerksinformationen) sowie ein Profil dazwischen, welches die Informationen des Bauwerks enthält. In den übergebenen terrestrisch vermessenen Querprofilen waren die Bauwerksinformationen in den Profilen vor und hinter dem Bauwerk enthalten. Hier bestand nun die Aufgabe darin, die entsprechenden Bauwerksinformationen aus diesen Profilen zu entfernen und in separaten Bauwerksprofilen zusammenzufassen.

Dabei wurde wie folgt vorgegangen. Aus den Querprofilen vor und nach dem Bauwerk wurden die Querprofilpunkte mit Bauwerksinformationen entfernt. Anschließend wurde über eine Mittelung der entsprechenden Querprofilpunkte (Höhe der einzelnen Profilpunkte, sowie deren Rechts- und Hochwerte) ein mittleres Querprofil erzeugt. Beispielhaft wurde dieses Vorgehen für das Bauwerk 41 (Brücke unterhalb des Klosterteichplatzes) in Abbildung 5-3 dargestellt.

Die Ermittlung der Bauwerksprofile wurde für 36 Bauwerke vorgenommen (Abschnitt 5.3.2.2), weitere 7 Bauwerksprofile waren bereits im TOSCANO-Modell vorhanden.



**Abbildung 5-3: Beispiel der Ermittlung des Bauwerksprofils (Bauwerk 41)**

### 5.3.2 Übernahme der terrestrisch vermessenen Querprofile nach WSPWIN

#### 5.3.2.1 Aufbau von Import-Dateien im Import-Format von WSPWIN

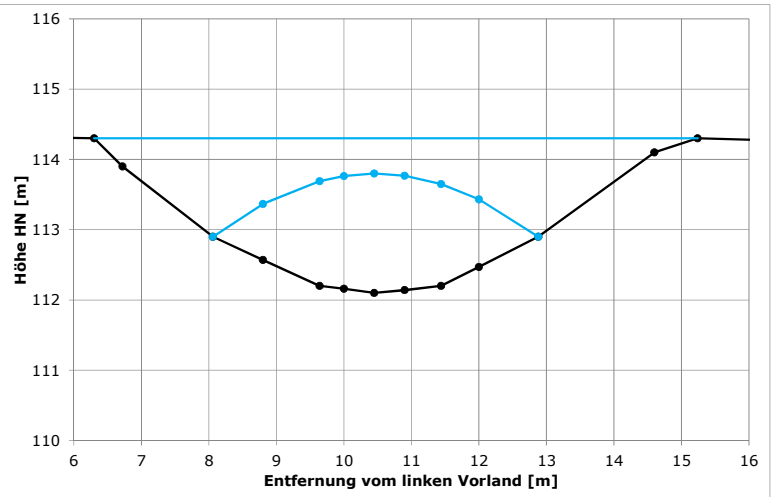
Der automatische Import der Profildaten nach WSPWIN erfolgte mit Hilfe zweier Text-Dateien. Über die Datei station.txt wurde die interne Profilvernummer, die dazugehörige Kilometrierung und der Gewässername eingelesen. Mittels der zweiten Datei (profil.txt) erfolgte anschließend die Definition der Querprofile. Hier wurden die interne Profilvernummer, die geographische Höhe der einzelnen Profilverpunkte, sowie deren Rechts- und Hochwerte eingelesen. Die Bauwerke wurden dabei zunächst wie offene Profile behandelt.

Insgesamt wurden 259 Profilen importiert, sodass zusammen mit den Profilen aus dem TOSCANO-Modell 322 Profile den Istzustand im Gewässersystem Leubnitzbach/Koitschgraben/Blasewitz-Grunaer-Landgraben beschreiben.

#### 5.3.2.2 Ergänzung von Bauwerksinformationen

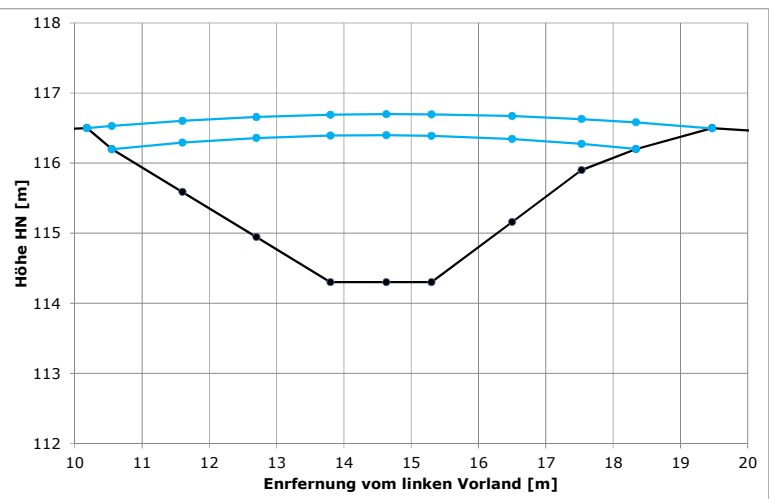
Die Bauwerksinformationen (z. B. Konstruktionsunterkante etc.) konnten nicht automatisch importiert werden. Diese mussten einzeln für insgesamt 36 Bauwerke in das Modell eingegeben werden.

Der WSPWIN-Rechenkern von Knauf besitzt grundsätzlich die Möglichkeit, die Bauwerkskonstruktion als Kreissegment zu gestalten. Hinsichtlich der Stabilität des Modells wurde aber darauf verzichtet. Kreissegmente wurden mittels zusätzlicher Querprofilpunkte angenähert (Abbildung 5-4). Für eine mögliche Überströmung des Bauwerkes ist es ebenfalls erforderlich, die Höhe des Bauwerkes (Konstruktionsoberkante) anzugeben.



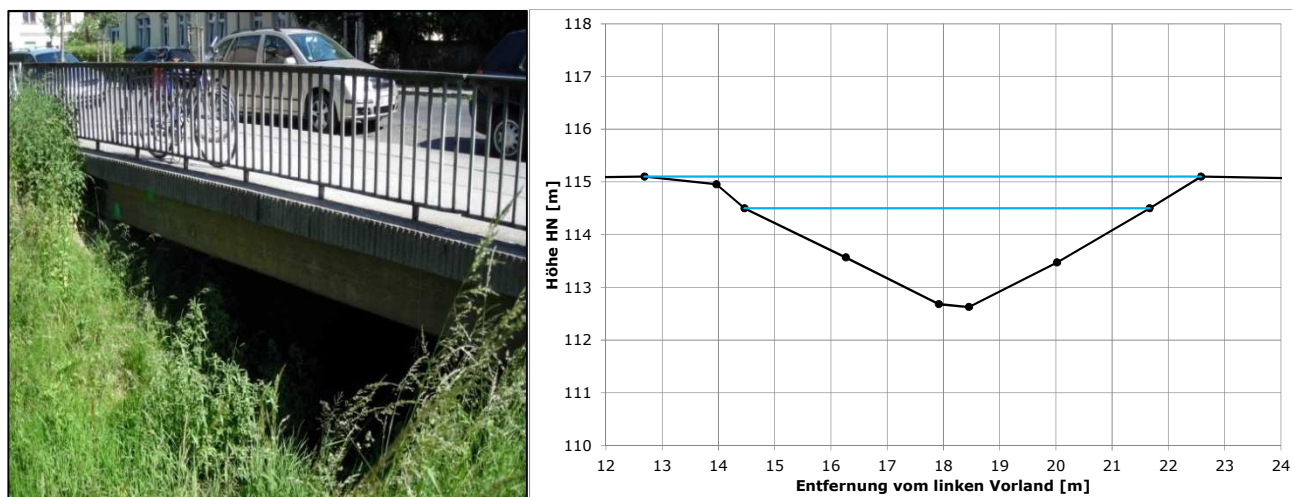
**Abbildung 5-4: Beispiel für ein Bauwerk mit Kreisprofil (Brücke Heinrich Schütz-Straße)**

Auch bogenförmigen Konstruktionen können durch Einfügen von Hilfspunkten ausreichend genau beschrieben werden (Abbildung 5-5).



**Abbildung 5-5: Beispiel für ein Bauwerk mit bogenförmiger Konstruktion (Brücke Liebstädter Straße Höhe Rothermundtpark)**

Bei Bauwerken mit waagerechter Konstruktion reicht es aus, die Konstruktionsunterkante und die Höhe der Bauwerkskonstruktion anzugeben (Abbildung 5-6).



**Abbildung 5-6: Beispiel für ein Bauwerk mit waagerechter Konstruktion (Brücke Wittenberger Straße)**

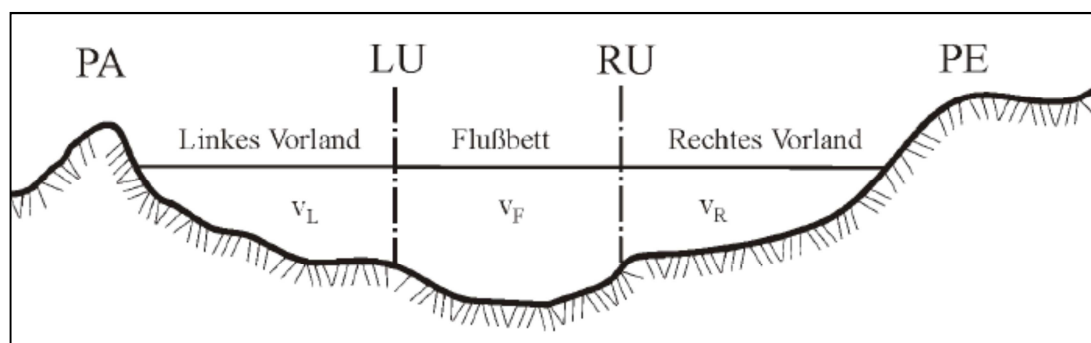
### 5.3.3 Parametrisierung des erweiterten hydraulischen Modells

Die hydraulische Widerstandskraft, die den Abflüssen im Gerinne entgegenwirkt, hängt von den hydraulischen Radien, den Querschnittsgrößen, den Längen der Fließwege und von den Rauheitsbeiwerten der Teilabflussflächen ab. Diese Angaben müssen in einem hydraulischen Modell berücksichtigt und definiert werden. Das geschieht in WSPWIN in den so genannten Profildateien. Darin sind sämtliche geometrische und hydraulische Daten enthalten, die ein Querprofil beschreiben. Ein Normalprofil erfordert neben der Geländehöhe mindestens die Angaben der Rauheit, der Trennflächen und der durchströmten Bereiche.

#### 5.3.3.1 Ergänzung der Trennflächen und der durchströmten Bereiche

Die verwendeten Bestimmungsgleichungen für die Querschnittswerte und die hydraulischen Kenngrößen sind auf dreifach gegliederte Querschnitte (Abbildung 5-7) abgestimmt (linkes Hinterland, Flussschlauch, rechtes Hinterland). Die Teilabflussflächen werden als Stromröhren mit horizontalem Wasserspiegel gleicher Höhe aufgefasst. Die Gliederung des Querschnitts in Teilabflussflächen wird durch die Definition der Lage fiktiver Trennflächen festgelegt. Die Trennflächen markieren den Übergang von der Böschung auf das Hinterland (BCE, 2003).

Neben der Lage der Trennflächen sind in jedem Fall auch die linke und rechte Grenze des abflusswirksamen Querschnitts einzugeben. Das heißt Totwasserzonen oder nicht am Abflussgeschehen beteiligte Bereiche sind abzugrenzen (BCE, 2003).



**Abbildung 5-7: Teilabflussflächen eines Fließquerschnitts (PA-Profilanfang, LU-linkes Ufer, RU-rechtes Ufer, PE-Profilende)**

### 5.3.3.2 Ergänzung der Rauheitsparameter für offenen Querprofile und Bauwerke

Die Rauheiten im Modell wurden als DARCY-WEISBACH-Rauheiten ( $k_s$ -Werte in mm) angegeben. Grundlage bilden die Angaben im TOSCANO-Modell und die Dokumentationen der Gewässerbegehung (Tabelle 5-1). Je niedriger die  $k_s$ -Werte sind, desto glatter ist die Oberfläche beschaffen.

**Tabelle 5-1: Angesetzte Einzelrauheiten**

Einzelrauheiten	$k_s$ in mm
<b>Gewässersohle/ Gerinne</b>	
Natürliche Gewässersohle (geschiebeführend, Wurzeln)	90 - 120
Befestigte Gewässersohle (Betonplatten)	50
Befestigte Gewässersohle (Naturstein)	80
Beton	15
<b>Böschungsbereich und Hinterland</b>	
Rasen	90 - 150
Gras, Wiese	200 - 250
Krautiger Bewuchs, Ufergehölz	500
Rasengitterplatten	100 (150)

### 5.3.3.3 Ergänzung der Verlustparameter für Bauwerksprofile

Zu den Randbedingungen einer Wasserspiegellagenberechnung gehören auch lokale Verluste. Diese können unter anderem durch plötzliche Querschnittsänderungen hervorgerufen werden.

In der Einzelverlustdatei können örtlich auftretende Fließverluste, wie sie z. B. an Rohreinläufen, Krämmer, Rechen, Gerinneverzweigungen etc. auftreten, auf das einzelne Profil bezogen definiert werden. Prinzipiell sind die örtlichen Verlustbeiwerte jeweils im oberstromigen Profil einzugeben. Dies gilt auch für Verluste an Verengungen im Brückenbereich. Die im Modell angesetzten Verlustparameter für Bauwerke sind in der Tabelle 5-2 aufgeführt. Je stärker die Unregelmäßigkeit oder Verengung im Gewässer ist, desto höhere Verlustbeiwerte werden genutzt.



**Tabelle 5-2: Im Modell genutzte Verlustparameter für Bauwerke**

Bauwerk	Station [km]	Angesetzter Verlustbeiwert [-]
Fraensteiner Platz	2,497	0,20
	2,788	0,20
Bodenbacher Straße	3,115	0,20
Einlauf DB-Trasse	4,151	0,15
Treibgutfang	4,170	0,50
Einlauf Dohnaer Straße	5,810	0,50
Altleubnitz	6,152	0,20
Spielplatz Hl. Born	6,707	0,50
HWRB Leubnitzbach	6,934	1,00

### 5.3.4 Durchführung eines Modelltestlaufs

Mit dem ergänzten Modell wurde anschließend ein erster Testlauf durchgeführt. Hierbei konnte ein stabiler Betrieb für den gesamten Flusslauf und für verschiedene Abflussverhältnisse festgestellt werden. Auch die berechneten Wasserspiegellagen zeigten ein zufriedenstellendes Ergebnis. Einzig am Einlauf zur Verrohrung an der Dohnaer Straße wurde ein unnatürlich hoher Überstau modelliert. Deshalb wurden im Bereich des Einlaufes sowie der Verrohrung selber weitere Querprofile eingefügt sowie das Profil am Einlauf seitlich erweitert. Im Ergebnis dieser Arbeit konnte der berechnete Überstau reduziert und plausibilisiert werden.

## 5.4 Modellvarianten

### 5.4.1 Hydraulisches Modell – Istzustand 2005

Das erstellte hydraulische Modell (Abschnitt 5.3), das den Istzustand zum Zeitpunkt der Gewässervermessung 2005 repräsentiert, wurde anhand des Hochwassers 2002 plausibilisiert. Eine direkte Kalibrierung war nicht möglich, da für dieses Hochwasser keine Wasserstandsbeobachtungen vorlagen. Nur einige verbale Beschreibungen in Bezug auf den Landgraben (Abschnitt 3) standen zur Verfügung:

- Oberlauf:
  - Nahe am Gewässer liegende Kleingärten wurden in Mitleidenschaft gezogen.
  - Unterhalb des HWRB Leubnitzbach kam es trotz Rückhalt zu Schäden am Spielplatz Heiliger Born.
  - Überflutungen im Bereich des Klosterteichplatzes.
- Mittellauf:
  - Am Einlauf der Unterführung Dohnaer Straße wurde das Wasser bordvoll angeleitet.
  - Vor der Querung der DB-Trasse Dresden-Decin kam es zu Ausuferungen.





- Unterlauf
  - Zum größten Teil bordvoller schadlos abgeführt Abfluss.
  - Lediglich Überschwemmungen im Bereich der Niederwaldstraße.

#### **5.4.2 Hydraulisches Modell – Istzustand 2011**

Seit der Gewässervermessung 2005 wurden im Einzugsgebiet des Landgrabens mehrere bauliche Veränderungen vorgenommen. Relevant für das hydraulische Modell ist dabei vor allem die naturnahe Gewässerumgestaltung in Reick, unterhalb der Fa. ZAMEK bis oberhalb der Querung der DB-Trasse Dresden-Decin. Weitere Baumaßnahmen an Brückenbauwerken sind bis auf den Ersatzneubau Draesekestraße nicht bekannt.

Diese Änderungen wurden im Modell für den Istzustand 2011 berücksichtigt. Im Abschnitt Reick werden die Querprofile aus dem TOSCANO-Modell, das dort den (Plan)Zustand 2011 repräsentierte, übernommen. Dabei wurde davon ausgegangen, dass die geplanten Änderungen auch tatsächlich so umgesetzt wurden. Die übernommenen Profile ersetzen zum Teil die bisherigen Profile. Die Querprofile der Bauwerke wurden dabei nicht verändert.

Das Querprofil für die Brücke der Draesekestraße wurde anhand von Bauzeichnungen aktualisiert.

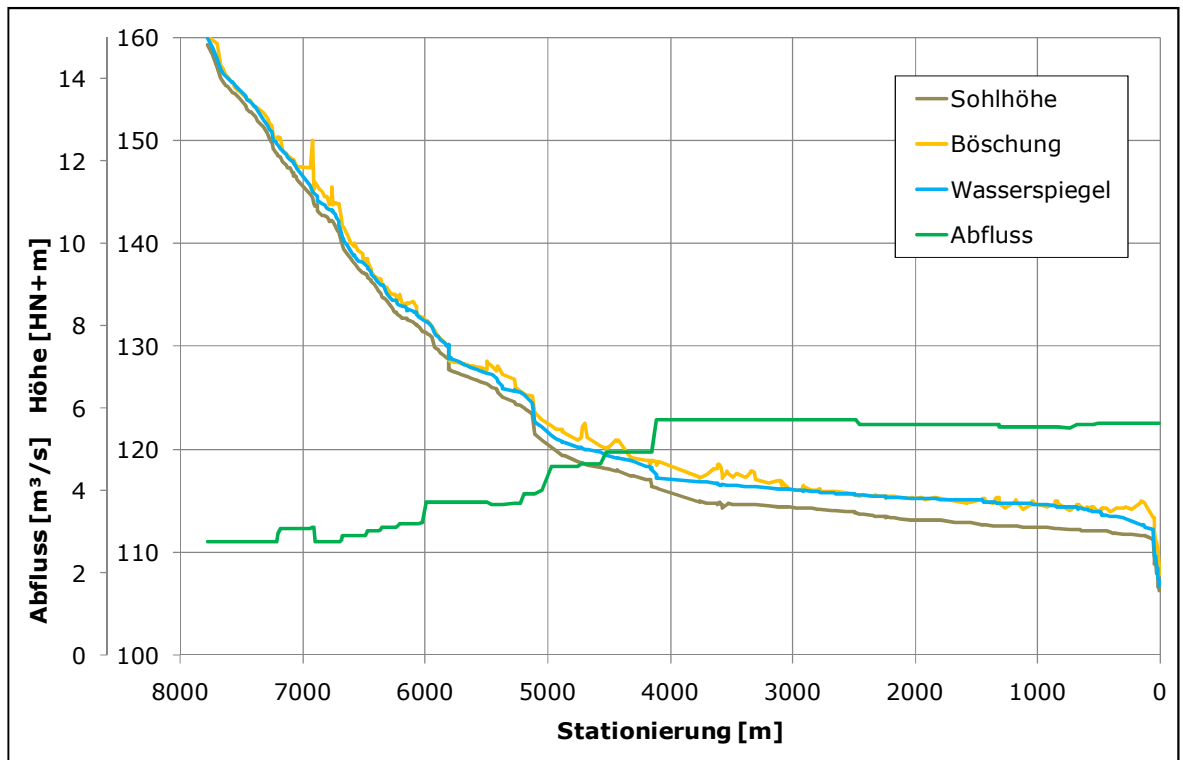
Mit diesem hydraulischen Modell (Istzustand 2011) wurde in einem ersten Schritt das Hochwasser 2010 modelliert, um die für das Hochwasser 2002 getroffenen Modelleinstellungen weiter zu plausibilisieren. Obwohl die Baumaßnahmen in Reick und an der Draesekestraße zu diesem Zeitpunkt (2010) noch nicht vollständig abgeschlossen waren, wurde davon ausgegangen, dass der Modellstand 2011 den Gegebenheiten 2010 am nächsten kommt.

Anschließend wurden mit dem hydraulischen Modell (Istzustand 2011) die Wasserspiegellagen verschiedener  $HQ_T$  und die Leistungsfähigkeit des Gerinnes und der Bauwerke berechnet.

### **5.5 Hydraulische Berechnungen und Ergebnisse**

#### **5.5.1 Plausibilisierung des hydraulischen Modells anhand des Hochwasserereignisses 2002 und 2010**

Mit dem hydraulischen Modell (Istzustand 2005) wurde das Hochwasserereignis 2002 für den Blasewitz-Grunaer-Landgraben modelliert. Der Modellierung wurde der mit dem N-A-Modell berechnete Abflusslängsschnitt zugrunde gelegt (Anlage 6). Abbildung 5-8 zeigt die mit dem hydraulischen Modell berechnete Wasserspiegellage sowie zur Orientierung die Gewässersohle und die Böschungsoberkante. In der Grafik sind auch die Abflüsse dargestellt (zwischen ca. 2,5 und 5,5  $m^3/s$ ).

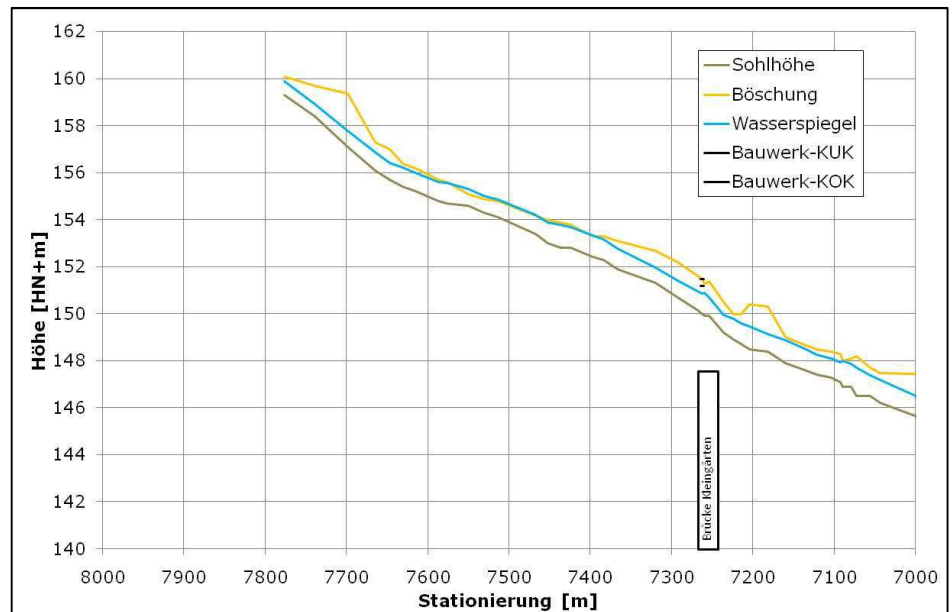


**Abbildung 5-8: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002**

In Abbildung 5-8 ist zu erkennen, dass der Wasserspiegel zum größten Teil unterhalb der Böschung bleibt. Nur im Bereich des Unterlaufs ist an einigen Stellen eine Überschreitung der Böschungsoberkante festzustellen.

Ein detaillierter Überblick über die einzelnen Abschnitte ist in Abbildung 5-9 bis Abbildung 5-16 enthalten. Anhand dieser Abbildungen wird die Beurteilung der Modellgüte vorgenommen. Darin enthalten sind neben der Wasserspiegellage die Böschungsoberkante und die Sohlhöhe. Darüber hinaus wurden die Brückenbauwerke eingetragen mit den Angaben der Konstruktionsoberkante (KOK) sowie -unterkante (KUK).

Oberhalb des Fluss-km 7 (Abbildung 5-9) erreicht der Wasserspiegel den Bereich der Böschungsoberkante bzw. überschreiten diesen (Fluss-km 7,4 bis 7,6). In diesem Bereich sind Kleingärten vorhanden, deren Grundstücke bis auf wenige Meter an das Landgraben reichen. Bei Hochwasserereignissen können dort Schäden an den Grundstücken auftreten, die unter Umständen auch vereinzelt Lauben betreffen könnten. Im weiteren Verlauf konnte das Hochwasser innerhalb der Böschungsoberkanten abgeführt werden.



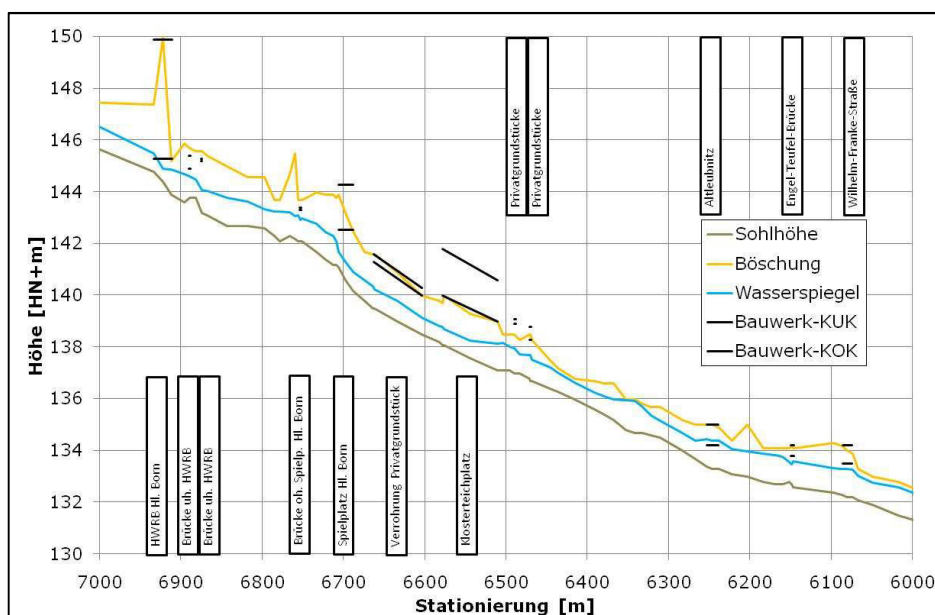
**Abbildung 5-9: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 7 bis 8)**

Im Bereich des Fluss-km 7 (Abbildung 5-10) wird das Wasser ohne Überschwemmungen abgeführt. Die Bereiche am Spielplatz Heiliger Born und am Klosterteichplatz stellen ebenfalls keine Engstellen dar. Das abweichende Verhalten der Modellierung zu den Beobachtungen kann unterschiedliche Ursachen haben. Am Spielplatz Heiliger Born stellt die Größe des Durchlasses nicht die entscheidende Engstelle dar. Entscheidender ist, ob es zu einem Zusetzen des Schutzgitters (Abbildung 3-4) kommt. Dieser Sachverhalt kann aber mit diesem hydraulischen Modell nicht nachgebildet werden, sodass in diesem Bereich keine unplausiblen Ergebnisse modelliert wurden.

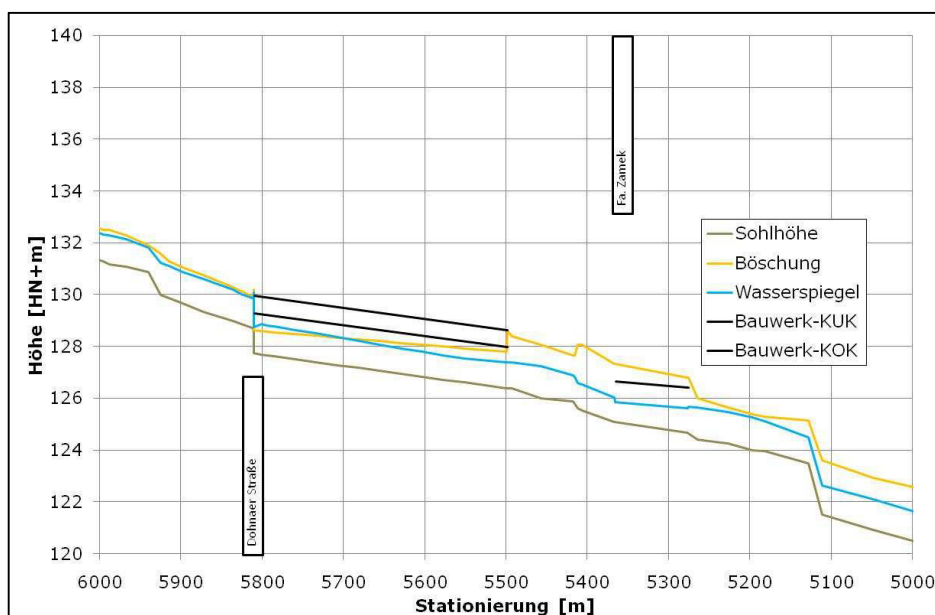
Auch die Verrohrung am Klosterteichplatz stellt hydraulisch gesehen für das Hochwasser 2002 keine Engstelle dar. Erst 100 bis 200 m unterhalb des Klosterteichplatzes steigt der Wasserspiegel etwa auf das Niveau der Böschungsoberkante und kann, unter Beachtung der modelltechnischen Unsicherheiten, zu Überschwemmungen geführt haben. Vor diesem Hintergrund sind auch in diesem Bereich keine unplausiblen Ergebnisse modelliert wurden.

Die Brückenbauwerke in diesem Abschnitt stellten mit Ausnahme der Brücke Altleubnitz für das Hochwasser 2002 keine Engstelle dar.

Ab der Wilhelm-Franke-Straße bis zur Unterführung der Dohnaer Straße (Abbildung 5-10 und Abbildung 5-11) stellt sich etwa bordvoller Abfluss ein.



**Abbildung 5-10: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 6 bis 7)**



**Abbildung 5-11: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 5 bis 6)**

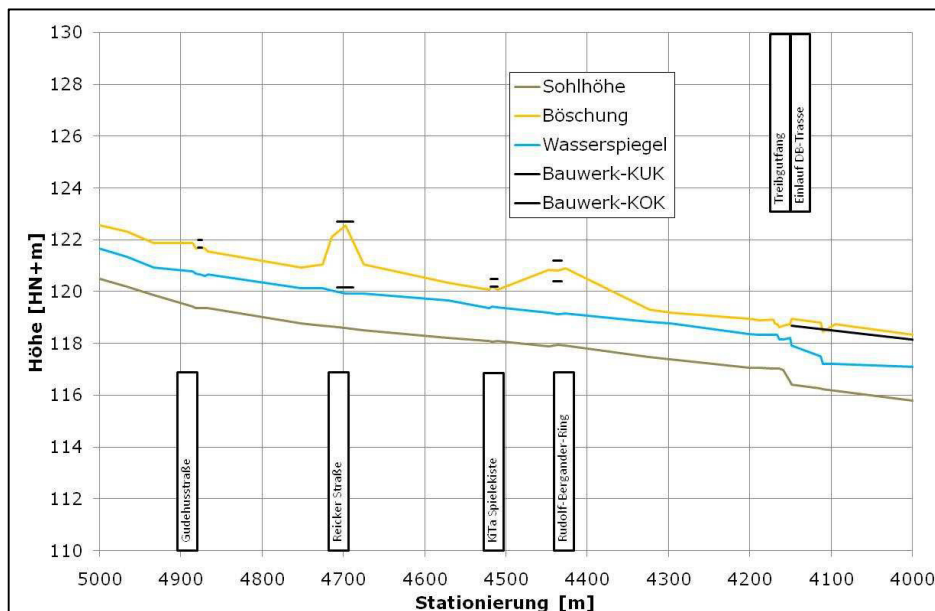
Die Verrohrung an der Unterführung der Dohnaer Straße stellt eine Engstelle dar, die aber bei diesem Ereignis nicht überflutet wurde. Unterhalb der Fa. ZAMEK steigt der Wasserspiegel ebenfalls auf Höhe der Böschungsoberkante, kann aber noch abgeführt werden.

Auch in diesem Bereich kann von plausiblen Ergebnissen ausgegangen werden.

Im Bereich des Neubaugebiets Reick bis zu DB-Trasse Dresden-Decin wird der Abfluss des Hochwasserereignisses 2002 sicher abgeführt (Abbildung 5-12). Die Überschwemmungen im Bereich der DB-Trasse

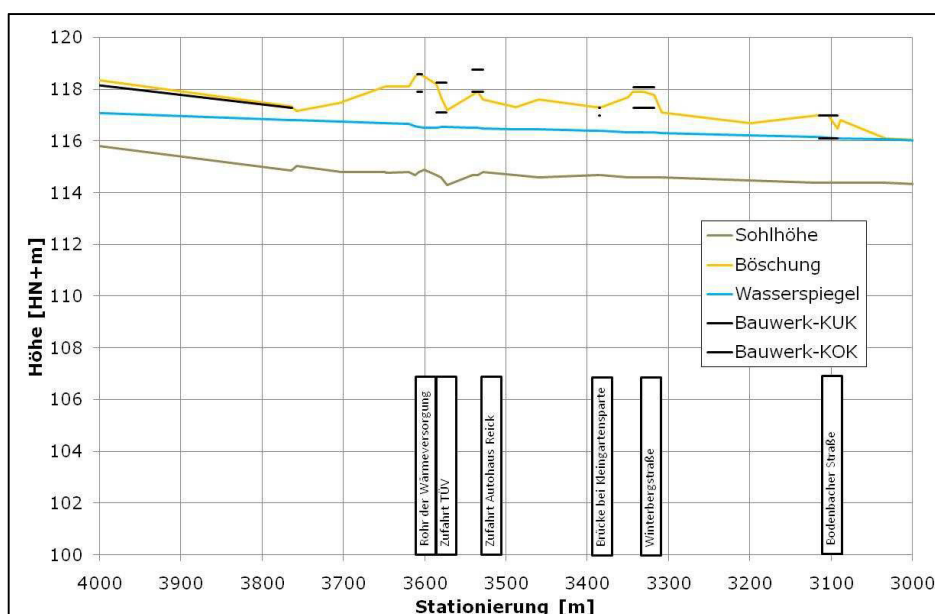
können aber im hydraulischen Modell nicht nachgebildet werden. Hier wird ein Freibord von ca. 40 cm modelliert.

In diesem Bereich wird die Wasserspiegellage des Hochwasserereignisses 2002 vom hydraulischen Modell vermutlich unterschätzt.



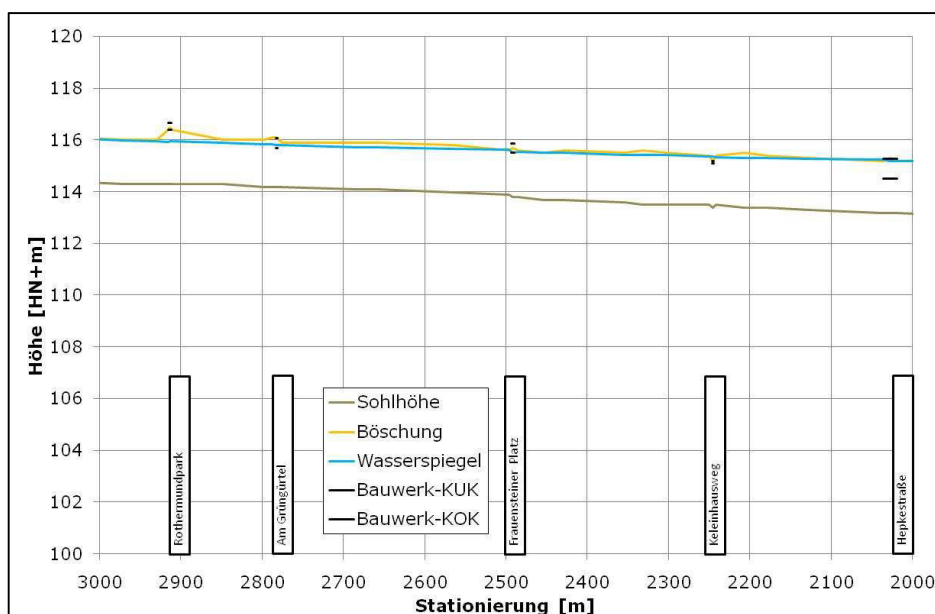
**Abbildung 5-12: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 4 bis 5)**

Im Bereich des Fluss-km 4 (Abbildung 5-13) wird das Hochwasserereignis zum Großteil sicher abgeführt. Erst ab der Brücke Bodenbacher Straße, deren Konstruktionsunterkante (KUK) bereits eingestaut ist, stellt sich ein bordvoller Abfluss ein.



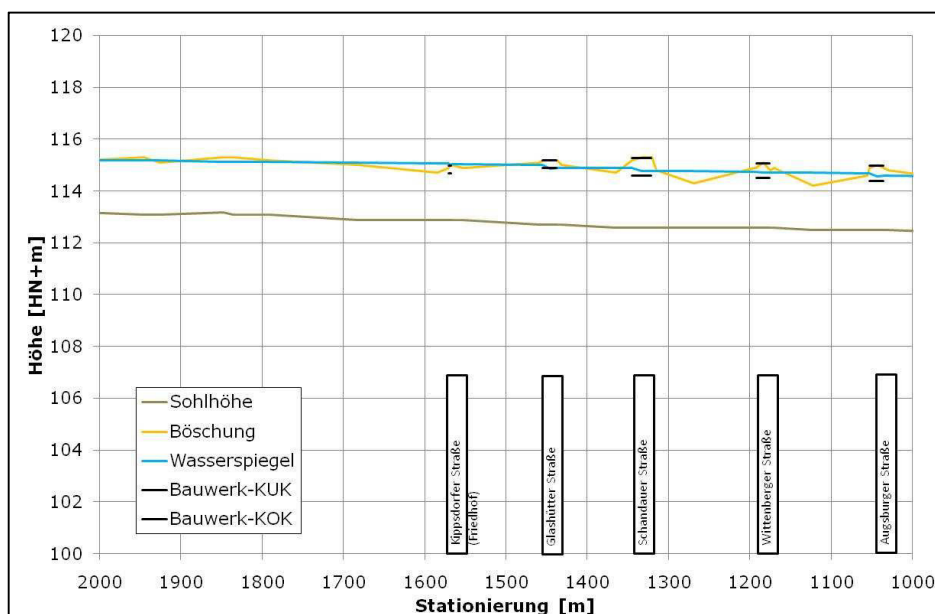
**Abbildung 5-13: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 3 bis 4)**

Der bordvolle Abfluss setzt sich auch im weiteren Verlauf fort (Abbildung 5-14). In diesem Bereich werden mehrere Brücken eingestaut, wobei auch die Überströmung der Brücke am Kleinhausweg modelliert wird.



**Abbildung 5-14: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 2 bis 3)**

Im Bereich des Fluss-km 2 (Abbildung 5-15) setzt sich der bordvolle Abfluss fort, wobei es in diesem Bereich zu ersten Überschwemmungen kommt. Hierbei sind besonders die Bereiche zwischen den Bauwerken zu nennen, bei denen die Böschungsoberkante stets tiefer liegt als an den Bauwerken selbst.

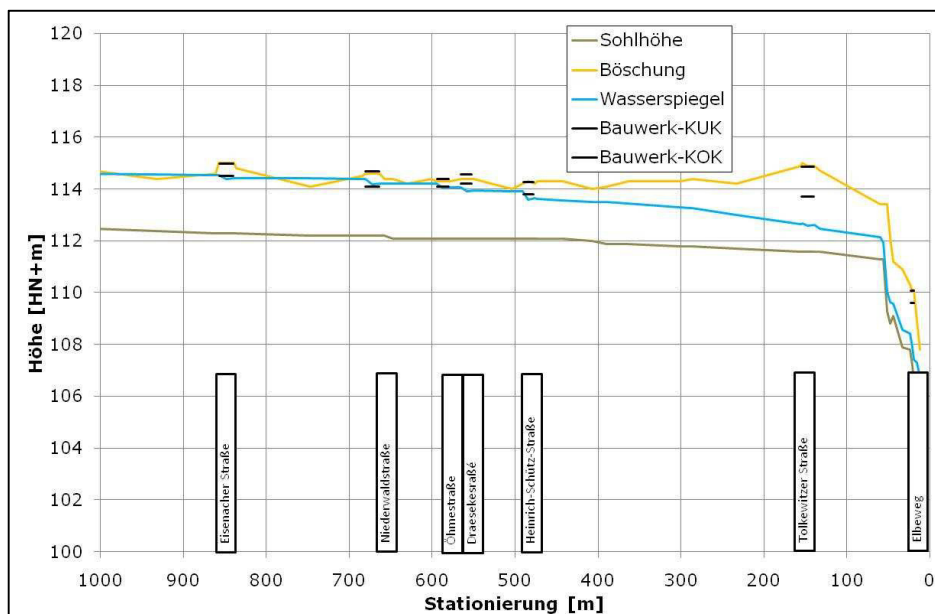


**Abbildung 5-15: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 1 bis 2)**

Ein ähnliches Bild ist auch beim Fluss-km 1 vorhanden (Abbildung 5-16). Hier kommt es zum Einstau an den Brücken und zu Überschwemmungen

zwischen den Bauwerken. Ab ca. 500 m vor der Mündung in die Elbe wirken sich das stärkere Gefälle und der freie Abfluss in die Elbe aus, wodurch der Wasserspiegel deutlich abnimmt.

Im Unterlauf werden die Wasserspiegellagen des Hochwasserereignisses 2002 vom hydraulischen Modell vermutlich leicht überschätzt.



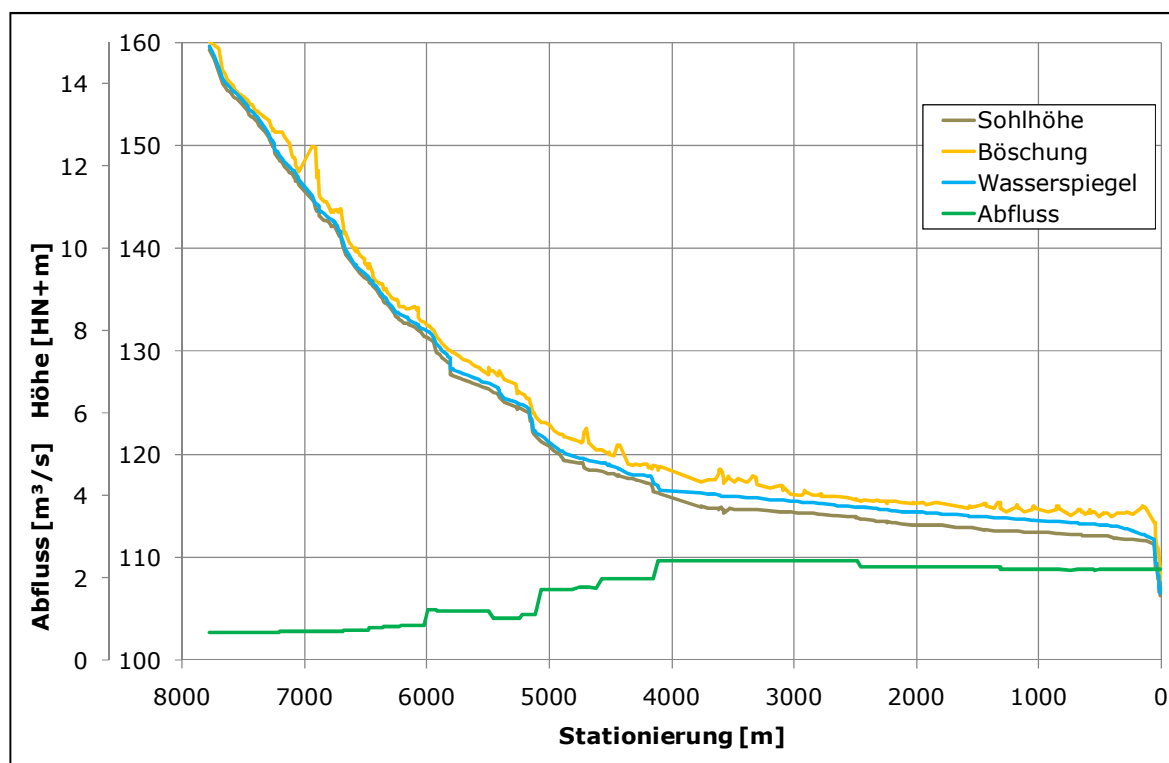
**Abbildung 5-16: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 (Fluss-km 0 bis 1)**

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Wasserspiegellagen des Hochwasserereignisses 2002 mit dem hydraulischen Modell gut dargestellt wurden. Vereinzelt Abweichungen zu beschriebenen Ereignissen fallen in der Regel gering aus bzw. können begründet werden.

Die im hydraulischen Modell (Istzustand 2005) getroffenen Einstellungen wurden in das hydraulische Modell (Istzustand 2011) übernommen. Anschließend wurde das hydraulische Modell (Istzustand 2011) anhand des Hochwassers 2010, weiter plausibilisiert. Ein Überblick der Ergebnisse ist in Abbildung 5-17 enthalten. Hierbei ist erkennbar, dass das Ereignis 2010 eine deutlich geringere Intensität im Vergleich zum Hochwasserereignis 2002 besaß, sodass auch keine bekannten Schäden auftraten. Auf detaillierte Darstellungen wird an dieser Stelle verzichtet.

Im Ergebnis bestätigt sich, dass die vorgenommenen Modelleinstellungen plausibel sind und das Modell geeignet ist um die Berechnung der  $HQ_T$  und der Leistungsfähigkeit des Gerinnes und der Bauwerke vorzunehmen.

Die Ergebnisse der Berechnungen der Hochwasserereignisse 2002 und 2010 sind der Anlage 8 bzw. Anlage 10 des Zwischenberichtes (DHI-WASY, 2011c) zu entnehmen. Darin enthalten sind die Stationierungen ausgehend von der Mündung in die Elbe, die berechneten Wasserspiegellagen und die Fließgeschwindigkeiten.



**Abbildung 5-17: Ergebnisse der hydraulischen Berechnung des Hochwasserereignisses 2010**

### 5.5.2 Berechnung der Wasserspiegellagen für $HQ_T$

Mit dem hydraulischen Modell (Istzustand 2011) wurden auf Basis der in Anlage 6 dokumentierten  $HQ_T$ -Längsschnitte die Berechnungen der Wasserspiegellagen für die Wiederkehrintervalle  $T = 1$  a, 2 a, 5 a, 10 a, 20 a, 50 a, 100 a, 200 a und 500 a vorgenommen. Die berechneten Wasserspiegellagen und die Fließgeschwindigkeiten sind Anlage 9 und Anlage 10 des Zwischenberichtes (DHI-WASY, 2011c) zu entnehmen.

Die Wasserspiegellagen für den Oberlauf bis zur Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087) für Hochwasserereignisse  $HQ_T$  mit Wiederkehrintervallen  $T = 20$  a, 50 a, 100 a und 200 a sind in Anlage 11 bis Anlage 14 enthalten.

### 5.5.3 Berechnung der Leistungsfähigkeit des Gerinnes und der Bauwerke

Mit dem hydraulischen Modell (Istzustand 2011) wurden die Berechnungen der Leistungsfähigkeit des Gerinnes und der Bauwerke vorgenommen. Die berechneten Ergebnisse sind der Anlage 9 zu entnehmen und enthalten Angaben zu Station, Böschungshöhe, Konstruktionsunterkante (KUK) sowie der Leistungsfähigkeit der Gerinne und Bauwerke als Abflusskapazität in  $m^3/s$  und bezogen auf die  $HQ_T$  als Wiederkehrintervall, z. B. 2 - 5 a. Um die Abflusskapazität zu ermitteln, wurde zwischen den  $HQ_T$  linear interpoliert.

Die Leistungsfähigkeit des **Gerinnes** wird wie folgt beurteilt:

Oberhalb des HWRB Leubnitzbach ist der Grabenverlauf durch eine ausgeprägte Tallage gekennzeichnet. In diesem Bereich können über weite





Bereiche hohe Abflüsse abgeführt werden. Die Begrenzungen stellen hier die Kleingärten dar, da diese zum Teil sehr nah an das Gerinne reichen. Eine besondere Engstelle existiert bei Fluss-km 7,55. Hier sind bereits bei einer Wasserspiegelhöhe von 155,2 m ü. HN (ca. 2 m<sup>3</sup>/s) erste Kleingärten von Überflutungen betroffen. Dieser Fall tritt statistisch gesehen alle 50 Jahre ein. Läge die Wasserspiegelhöhe in diesem Bereich 10 cm darunter (z. B. Modell- oder Vermessungstoleranzen), also bei 155,1 m ü. HN, entspräche das einem schadlosen Abfluss von 1 m<sup>3</sup>/s, was einem Wiederkehrintervall von 7 Jahren entspräche.

Unterhalb des HWRB Leubnitzbach bis zur Unterführung Klosterteichplatz können Abflüsse mit hohen Wiederkehrintervallen ( $T > 500$  a) schadlos abgeführt werden. Die Unterführung am Spielplatz Heiliger Born ist aus hydraulischer Sicht bis zu einem Abfluss von ca. 5 m<sup>3</sup>/s sicher. Unberücksichtigt bleibt jedoch eine mögliche Verklauung des Schutzgitters (Abbildung 3-4), was mit diesem Modell nicht berechnet werden kann.

Im folgenden Abschnitt, unterhalb des Klosterteichplatzes bis zur Wilhelm-Franke-Straße, können ebenfalls Abflüsse mit hohen Wiederkehrintervallen sicher abgeführt werden. Eine gewisse Engstelle in diesem Bereich liegt ca. 100 m oberhalb der Brücke Altleubnitz. Hier wird der kritische Abfluss bei ca. 3,3 m<sup>3</sup>/s erreicht ( $T \cong 200$  a). Mit Ausnahme dieses Bereiches können Abflüsse bis ca. 4,5 m<sup>3</sup>/s sicher abgeleitet werden ( $T > 500$  a).

Der Abschnitt von der Wilhelm-Franke-Straße bis zur Unterführung der Dohnaer Straße stellt eine bedeutende Engstelle dar. Ab einem Durchfluss von ca. 3 m<sup>3</sup>/s fließt das Wasser über die Böschungsoberkanten in das Hinterland. Direkt am Einlauf zur Unterführung der Dohnaer Straße können knapp 3,3 m<sup>3</sup>/s im Gerinne abgeführt werden. Bei Überschwemmungen wären rechtsseitig tieferliegenden Kleingärten und linksseitig bewohnte Grundstücke betroffen. Die Wiederkehrintervalle der benannten Abflüsse liegen hier zwischen 20 und 50 Jahren.

Unterhalb der Dohnaer Straße bis zur Unterführung der DB-Trasse Dresden-Decin können fast ohne Einschränkung Abflüsse von über 7 m<sup>3</sup>/s sicher abgeführt werden, was bis ca. 100 m oberhalb der DB-Trasse Wiederkehrintervallen von über 500 Jahren entspricht. Die Unterführung der DB-Trasse an sich stellt hier die Engstelle dar. In diesem Bereich treten ab ca. 6,8 m<sup>3</sup>/s Überschwemmungen auf, was einem Wiederkehrintervall von ca. 100 Jahren entspricht.

In dem Bereich unterhalb der Unterführung der DB-Trasse bis zur Bodenbacher Straße können zum größten Teil Abflüsse über 9 m<sup>3</sup>/s sicher abgeführt werden ( $T > 500$  a). Zwischen der Winterbergstraße und der Bodenbacher Straße reduziert sich aber der sicher abzuführende Abfluss auf ca. 7,5 m<sup>3</sup>/s, was einem Wiederkehrintervall von 100 bis 200 Jahren entspricht. Ursache dafür sind Böschungshöhen, die zwischen den Bauwerken gegenüber den ober- und unterhalb gelegenen Gerinneabschnitten deutlich abnehmen.

Auch in dem folgenden Bereich, Bodenbacher Straße bis Hepkestraße, ist das Absinken der Böschung zwischen den Bauwerken an einigen Stellen zu beobachten. Über den gesamten Bereich betrachtet kann daher auch nur ein Abfluss knapp über 5 m<sup>3</sup>/s sicher abgeführt werden, was Wiederkehrintervallen von ca. 20 bis 100 Jahren entspricht. Die Ursache für die geringen Abflüsse und Sicherheiten liegen in erster Linie aber in dem geringen Gefälle dieses Gewässerabschnittes. Hierdurch reduziert sich die

Fließgeschwindigkeit merklich, was zu einer deutlichen Erhöhung der Wasserspiegel führt.

Ab der Hepkestraße bis zur Heinrich-Schütz-Straße stellen weiterhin die Böschungshöhen zwischen den Bauwerken die kritischen Stellen dar. An mehreren Stellen kommt es bei einem Abfluss von ca.  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  zu Überschwemmungen, was vergleichsweise kleinen Wiederkehrintervallen entspricht ( $T < 20 \text{ a}$ ).

Im weiteren Verlauf des Grabens bis zur Mündung in die Elbe können Abflüsse über  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden, was Wiederkehrintervallen von über 500 Jahren entspricht. In diesem Bereich wirkt sich der freie Abfluss aus.

Zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der **Bauwerke** wurde sowohl die Leistungsfähigkeit bei einem Wasserstand = KUK bestimmt (Tabellenspalte „Leistung Gerinne“ in Anlage 9) als auch die Leistungsfähigkeit bei Einstau des Bauwerkes, ohne dass es dabei bereits zu einer Überströmung der Böschung kommt (Tabellenspalte „Leistung Bauwerk“ in Anlage 9).

Die Brücken im Oberlauf bis zum Klosterteichplatz weisen Abflusskapazitäten von mehr als  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  auf. Ausnahmen bilden die Brücke oberhalb vom Spielplatz Heiliger Born mit einer Leistung von  $3,9 \text{ m}^3/\text{s}$  und das HWRB Leubnitzbach mit  $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ . Bei Einstau des Beckens können aber deutlich höhere Abflüsse über den Grundablass realisiert werden (Abbildung 4-9). An den anderen Bauwerken dagegen wirkt sich ein Einstau nicht signifikant Abfluss erhöhend aus.

Unterhalb des Klosterteichplatzes bis zur Wilhelm-Franke-Straße können ebenfalls mehr als  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  sicher abgeleitet werden. Die Engstelle stellt das Bauwerk Altleubnitz dar, das bei einem Abfluss von  $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$  eingestaut wird. Bei Einstau der Brücke kann der Abfluss aber auf ca.  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  gesteigert werden.



**Abbildung 5-18: Brücke Altleubnitz**

Die Unterführung der Dohnaer Straße stellt eine bedeutende Engstelle dar. Bei ca.  $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $T = 5-10 \text{ a}$ ) erfolgt der Einstau der Verrohrung, de-

ren Leistung bei Überstau nur bis ca.  $3,3 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $T = 20\text{-}50 \text{ a}$ ) gesteigert werden kann



**Abbildung 5-19: Unterführung Dohnaer Straße**

Unterhalb der Unterführung Dohnaer Straße bis zur Unterführung der DB-Trasse Dresden-Decin können zum Großteil sehr hohe Abflüsse abgeführt werden. Die geringste Leistung wird bei einem Bauwerk auf dem Gelände Fa. ZAMEK berechnet, wobei der Abfluss von ca.  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  dennoch einem Wiederkehrintervall von mehr als 500 Jahren entspricht. An der Unterführung Reicker Straße können ca.  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  und der DB-Trasse Dresden-Decin mehr als  $7 \text{ m}^3/\text{s}$  ohne Aufstau durchgeleitet werden. Auch in diesen Fällen können Wiederkehrintervalle von über 500 Jahren eingehalten werden.

Unterhalb der DB-Trasse bis zur Winterbergstraße können sehr hohe Abflüsse ohne Aufstau an den Bauwerken abgeleitet werden ( $T > 500 \text{ a}$ ).

Unterhalb der Winterbergstraße bis zur Heinrich-Schütz-Straße wirkt sich das geringe Gefälle des Gerinnes deutlich auf die Leistungsfähigkeiten der Bauwerke aus. Ab einem Abfluss von ca.  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$  kommt es an den ersten Bauwerken auf diesem Abschnitt zum Einstau (Am Grüngürtel (Abbildung 5-20), Kleinhausweg (Abbildung 5-21), Hepkestraße (Abbildung 5-22), Kipsdorfer Straße (Abbildung 5-23)). Dieser Abfluss entspricht an den Bauwerken Wiederkehrintervallen von ca. 10 bis 20 Jahren. Bei toleriertem Einstau an den Bauwerken können aber ca.  $0,5$  bis  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  mehr abfließen, wodurch die Wiederkehrintervalle sich auf ca. 20 bis 100 Jahre erhöhen. Eine Ausnahme bildet die Brücke „Kleinhausweg“ deren Leistungsfähigkeit ein Wiederkehrintervall von 20 Jahren nicht übersteigt. Die weiteren Bauwerke besitzen Leistungsfähigkeiten von ca.  $5$  bis  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  (eingestaut  $6$  bis  $7 \text{ m}^3/\text{s}$ ), was Wiederkehrintervallen von 20 bis 100 Jahren (eingestaut 50 bis 500 Jahre) entspricht.



**Abbildung 5-20: Brücke „Am Grüngürtel“**



**Abbildung 5-21: Brücke „Kleinhausweg“**



**Abbildung 5-22: Brücke „Hepkestraße“**



**Abbildung 5-23: Brücke „Kipsdorfer Straße“**

Unterhalb der Heinrich-Schütz-Straße wirkt sich der freie Abfluss zur Mündung in die Elbe aus, wodurch die Leistungsfähigkeit der Bauwerke bei über  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $T > 500 \text{ a}$ ) liegt.

#### **5.5.4 Ermittlung der Überschwemmungsgebiete**

Die Ermittlung der Überschwemmungsgebiete erfolgte für  $HQ_{20}$ ,  $HQ_{50}$ ,  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  auf Grundlage der berechneten Wasserspiegellagen für den Oberlauf bis zur Wilhelm-Franke-Straße am Fluss-km 6,087 (Anlage 11 bis Anlage 14) und des digitalen Geländemodells (DGM) mit einer Ras-



terweite von 1 m x 1 m (Abschnitt 4.2.2.4). Für die Ermittlung der Überschwemmungsgebiete wurde das „Flood Estimation Tool“ der „Flood Toolbox“ (DHI-WASY, 2011a) eingesetzt. Wie bereits in Abschnitt 1.3 erwähnt, handelt es sich bei der „Flood Toolbox“ um eine Erweiterung für ArcGIS 10.0 zur Bearbeitung von Aufgaben im Bereich des Hochwasserrisikomanagements, z. B. zur weitgehend automatisierten Berechnung von Überschwemmungsgebieten und Wassertiefenklassen.

Als erster Bearbeitungsschritt wurden unter ArcView 3.3 digitale Wasseroberflächenmodelle (DWM) für alle betrachteten Hochwasser generiert. Zu diesem Zweck wurden die mit den hydraulischen Modellen berechneten Wasserspiegellagen in das GIS importiert und anhand der Profilmummern den jeweiligen Berechnungsquerprofilen zugewiesen. Da das Gelände sehr flach ist, wurden die Querprofile bis zu den Einzugsgebietsgrenzen seitlich erweitert. Anschließend wurde die Wasseroberfläche zwischen benachbarten Berechnungsquerprofilen linear interpoliert, wobei zunächst ein TIN berechnet wurde und anschließend daraus ein GRID. Ergebnis dieser Prozedur sind DWM mit einer Rasterweite von 1 x 1 m.

Die Überlagerung der DWM und des DGM erfolgte anschließend mit dem „Flood Estimation Tool“ unter ArcGIS 10. Dabei wurden unter Berücksichtigung der hydraulischen Verbindung zum Gewässer die Überschwemmungsgebiete berechnet und als Wassertiefenraster ausgegeben. Nicht mit dem Fluss kommunizierende Bereiche wurden aus der Überflutungsfläche automatisch entfernt. Bei der Berechnung entstandene „Inselflächen“ innerhalb des Überschwemmungsgebietes, deren Geländehöhe größer als die Wasserspiegellage ist ( $DGM > DWM$ ), wurden eliminiert, falls sie kleiner als 100 m<sup>2</sup> waren. Die so ermittelten Überschwemmungsflächen sind in Abschnitt 7.1.2 in Abbildung 7-1 bis Abbildung 7-3 dargestellt.



## **6 2D-HN-Modellierung für den Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer-Landgraben / Koitzschgraben / Leubnitzbach**

### **6.1 Zielstellung**

Ziel war es, für den Landgraben u.h. der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,081) bis zur Mündung in die Elbe (Fluss-km 0,00) ein instationäres hydronumerisches Modell aufzubauen, das die Überflutung der Vorländer zweidimensional beschreibt (2D-HN-Modell) und mit diesem Modell für verschiedene Lastfälle ( $HQ_T$ ) im Ist- und Planzustand Wasserspiegellagen und Überschwemmungsgebiete zu berechnen.

### **6.2 Datengrundlage**

Die Zuflussganglinien in das Modellgebiet wurden mit Hilfe der Ergebnisse des Niederschlag-Abfluss-Modells (N-A-Modell, Abschnitt 4) für alle relevanten Knotenpunkte bereitgestellt. Die Bereitstellung erfolgte für alle betrachteten Lastfälle jeweils für die kritische Regendauer, die am oberen Modellrand zu den höchsten Scheitelabflüssen führte.

Geodätische Datengrundlage für das 2D-HN-Modell bildeten einerseits die im vorhandenen WSPWIN-Modell integrierten Gewässerquerprofile (einschließlich Bauwerksprofile) und andererseits das digitale Geländemodell ATKIS-DGM2 des Staatsbetriebes Geobasisinformation und Vermessung des Freistaates Sachsen mit einer Gitterweite von 2 m und einer Höhen Genauigkeit von  $\pm 0,2$  m.

Des Weiteren wurden folgende Daten verwendet:

- Landnutzungsdaten zur Ableitung der Rauigkeiten,
- Informationen über die Lage von Gebäuden in Form eines so genannten Dach-Shapes,
- Gewässerachse als Shape-Datei.

### **6.3 Hydraulische Modellierung**

Es wurde ein gekoppeltes 1D/2D-Modell aufgebaut. Die 1D-Modellierung des Gerinneabflusses erfolgte mit MIKE 11. Die Modellierung der Überflutung und des Abflusses auf den Vorländern erfolgte zweidimensional mit MIKE 21. Die Kopplung beider Modelle erfolgte mit Hilfe von MIKE FLOOD.

#### **6.3.1 Aufbau des 1D-Modells MIKE 11**

##### **6.3.1.1 Hydrodynamik**

Die für die hydrodynamische Modellierung verwendete Software MIKE 11 HD basiert auf einem 1-dimensionalen Ansatz, dem ein implizites Finite-Differenzen Berechnungsschema für den hydraulischen Rechenkern zugrunde liegt. Technisch löst das hydraulische Untermodell die sogenannten Saint-Venant-Gleichungen (vertikal integrierte Gleichungen



zum Erhalt des Volumens und des Impulses), basierend auf den folgenden Annahmen:

- Der Wasserkörper ist nicht komprimierbar und homogen, d. h. ohne signifikante Dichteänderung.
- Die betrachteten Wellenlängen sind im Bezug zur Wassertiefe groß, d. h. vertikale Beschleunigung kann vernachlässigt werden und es sind hydrostatische Druckgradienten in der Vertikalen anzunehmen.
- Die Strömung ist unterkritisch.

Ein 1D-Modell nimmt in Bezug auf die hydraulischen Aspekte einen vollständig gemischten Wasserkörper an, d. h. innerhalb eines Abschnittes liegen homogene Bedingungen und Konzentrationen vor. Somit sind die berechneten Werte, z. B. Konzentrationen oder Temperaturen, als Mittelwerte des jeweiligen Gewässerabschnitts zu verstehen. Die Bewegung von Wassermassen aber auch von gelösten Stoffen und anderen Modellkomponenten zwischen benachbarten Volumina wird anhand hydraulischer Gleichungen berechnet.

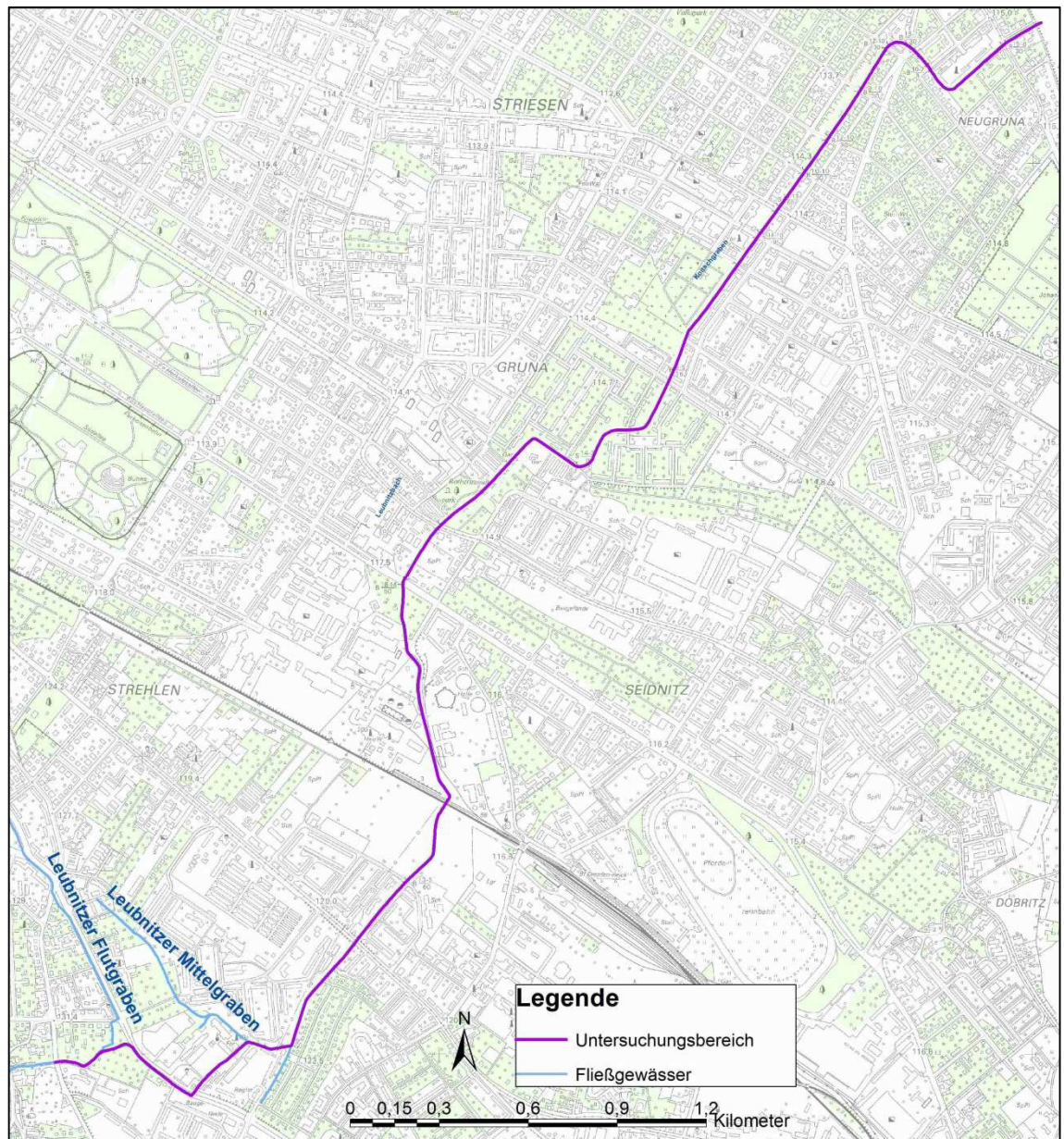
Die gelösten Gleichungen werden als Information zwischen den Fließquerschnitten linear weitergegeben. Dabei wird eine vollständige Durchmischung sowohl in horizontale als auch vertikale Richtung angenommen.

#### 6.3.1.2 Modellaufbau Hydrodynamik

Das 1-dimensionale Modell bildet den Landgraben unterhalb der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,081) bis zur Mündung in die Elbe (Fluss-km 0,000) ab (Abbildung 6-1).

Für den Modellaufbau wurden verschiedene Datensätze, Informationen und Eingangsparameter verwendet. Maßgeblich waren hierbei Informationen zum Fließquerschnitt des Landgrabens die durch Querprofile im Modell abgebildet wurden. Hierfür wurden die aus dem WSPWIN-Modell (Abschnitt 5.4) existierenden Querprofile der Modellvariante Istzustand 2011 übernommen.



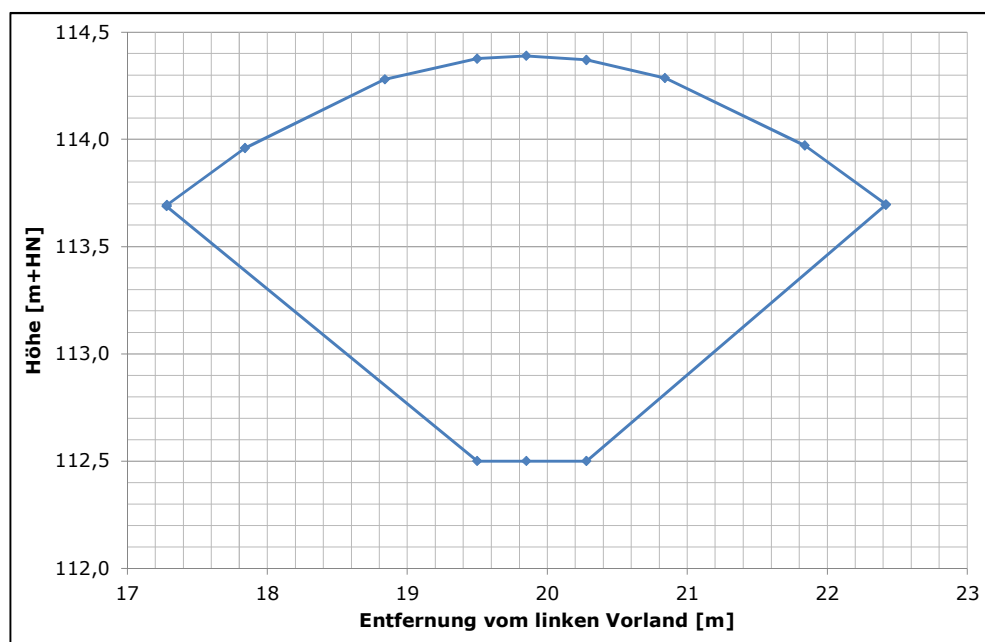


**Abbildung 6-1: Übersicht des Untersuchungsbereichs**

### 6.3.1.3 Querbauwerke

Im Untersuchungsbereich des Landgrabens bis Fluss-km 6,081 liegen 30 Querbauwerke (Brücken und Durchlässe). Die Querbauwerke werden durch jeweils drei Querschnitte beschrieben: ein Querschnitt oberhalb des Bauwerks, ein Querschnitt, der die Geometrie des Bauwerks beinhaltet und ein Querschnitt unterhalb des Bauwerks.

Im 1D-Modell wurden sämtliche Bauwerke als geschlossene Querschnitte berücksichtigt. Diese Querschnitte richten sich nach den zur Verfügung stehenden Brückenöffnungen. Ist dieser Querschnitt vollständig gefüllt, staut sich das Wasser davor. Solch ein Brückenquerschnitt wird exemplarisch in Abbildung 6-2 für die Brücke an der Augsburger Straße (Fluss-km 1,044) dargestellt.



**Abbildung 6-2: Brückenquerschnitt der Brücke an der Augsburgers Straße (Fluss-km 1,044)**

#### 6.3.1.4 Zuflüsse

Als Input für die hydraulischen Modelle dienen Abflussganglinien, die mit einem N-A-Modell für verschiedene Zuflusspunkte bzw. Abschnitte zur Verfügung gestellt wurden (siehe Abschnitt 4.6).

Am oberen Modellrand (Wilhelm-Franke-Straße, Fluss-km 6,081) wurde die Ganglinie aus dem oberhalb liegenden Einzugsgebiet und der Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke Straße als Gesamtabflussganglinie in das Modell integriert. Ein weiterer Zufluss erfolgt aus dem Teileinzugsgebiet im Bereich der Fa. ZAMEK, der punktuell am Fluss-km 5,375 zufließt. Die Zuflussganglinien aus dem Leubnitzer Mittelgraben sowie aus dem Tornaer Abzugsgraben wurden an den Fluss-km 5,264 und 5,114 in das Modell integriert. Weitere punktuelle Einleitungen erfolgen an der Gudehusstraße (Fluss-km 4,715) und Reicker Straße (Fluss-km 4,525), wo Regenwassereinleitungen vorhanden sind. Unterhalb der Reicker Straße bis zur DB-Trasse (Fluss-km 4,159) erfolgte die Integration der Teileinzugsgebietsganglinien entlang der Fließstrecke des Landgrabens. Das heißt, der Zufluss wird auf diese Fließstrecke dem Landgraben gleichmäßig zugeführt. Weitere Teileinzugsgebietsganglinien werden in den Bereichen unterhalb der DB-Trasse (Fluss-km 3,758) bis zum Frauensteiner Platz (Fluss-km 2,475), unterhalb der Hepkestraße (Fluss-km 2,008) bis zur Eisenacher Straße (Fluss-km 0,826) sowie von der Eisenacher Straße bis oberhalb der Tolkewitzer Straße (Fluss-km 0,300) über die jeweilige Fließstrecke dem Landgraben zugeführt. Eine Übersicht zu den Abflussganglinien und den Einleitungspunkten in das hydraulische Modell ist in Tabelle 6-1 enthalten.



**Tabelle 6-1: Übersicht der Zuflussganglinien für die hydraulische Modellierung**

Nr.	Beschreibung	Zufluss (Fluss-km)	Kommentar
1	Wilhelm-Franke-Straße, oberhalb liegendes Einzugsgebiet und Regenwassereinleitung	6,081	Gesamtabfluss punktuell
2	Bereich der Fa. ZAMEK	5,375	Teilgebietsabfluss punktuell
3	Leubnitzer Mittelgraben	5,264	Gesamtabfluss punktuell
4	Tornaer Abzugsgraben	5,114	Gesamtabfluss punktuell
5	Gudehusstraße	4,715	Teilgebietsabfluss punktuell
6	Reicker Straße	4,525	Teilgebietsabfluss punktuell
7	unterhalb Reicker Straße bis DB-Trasse	4,508 – 4,159	Teilgebietsabfluss über Fließstrecke
8	unterhalb DB-Trasse bis Frauensteiner Platz	3,758 – 2,475	Teilgebietsabfluss über Fließstrecke
9	unterhalb Hepkestraße bis Eisenacher Straße	2,008 – 0,826	Teilgebietsabfluss über Fließstrecke
10	von Eisenacher Straße bis oberhalb Tolkewitzer Straße	0,826 – 0,300	Teilgebietsabfluss über Fließstrecke

### 6.3.1.5 Plausibilitätsanalyse

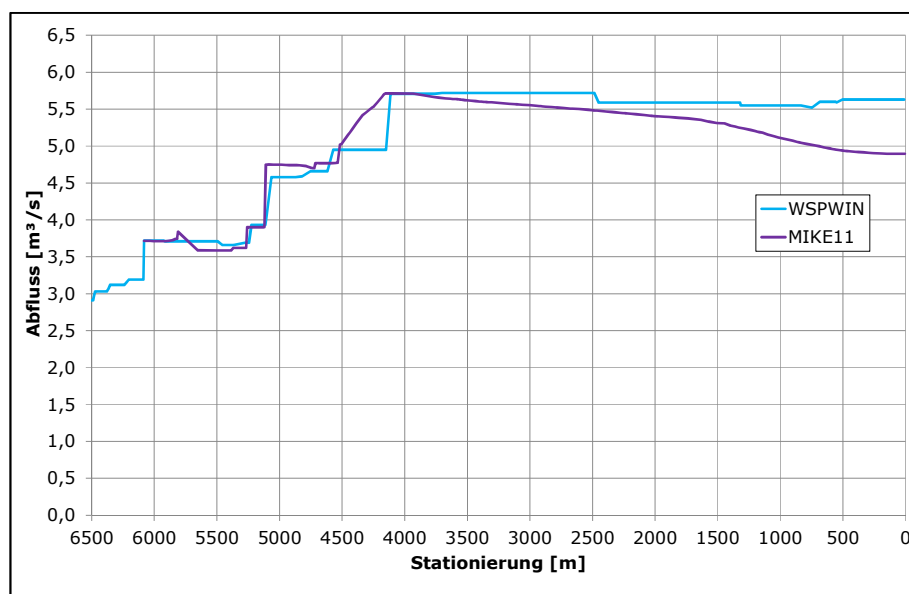
Eine Kalibrierung des Modells im eigentlichen Sinne war nicht möglich, da keine Abfluss- oder Wasserstandsmessungen sowie keine Hochwassermarken am Gewässer vorhanden waren. Aus diesem Grund wurde eine Plausibilisierung des Modells anhand von Beobachtungen zum August-Hochwasser 2002, analog zur Plausibilisierung des vorhandenen WSPWIN-Modells (Abschnitt 5.5.1), vorgenommen.

Im Folgenden Abschnitt wird die Plausibilisierung auf Basis der hydraulischen Berechnungen des 1D-Modells MIKE 11 durchgeführt. Das heißt, es wird nur der Flussschlauch berücksichtigt, wodurch keine Ausuferungen bzw. Überschwemmungen abgebildet werden können. Zusätzlich wurden die Ergebnisse der WSPWIN-Modellierung zum Vergleich in den Abbildungen mit dargestellt. Für die Vergleichbarkeit beider Modelle wurde das Hochwasserereignis 2002 mit dem Modell Istzustand 2011 verglichen (siehe Abschnitt 5.4). Die Unterschiede im Modellaufbau zum Modell Istzustand 2005, das im Abschnitt 5.4 für die Berechnung des Hochwasserereignisses 2002 verwendet wurde, betreffen in erster Linie den Bereich in Reick, in dem eine Gewässerumgestaltung vorgenommen wurde. Die kritischen Bereiche Verrohrung Dohnaer Straße (Fluss-km 5,810) sowie der Unterlauf ab der Bodenbacher Straße (Fluss-km 3,104) wurden mit Ausnahme der Brücke Draesekestraße (Fluss-km 0,558) nicht verändert.

In Abbildung 6-3 sind die Abflussscheitel anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignisses 2002 enthalten. Über weite Strecken sind ähnliche Abflussscheitel zu beobachten. Ein markanter Unterschied ist am Fluss-km 4,500 enthalten. Im MIKE 11-Modell nimmt der Abflussscheitel konti-

nuierlich zu, wogegen im WSPWIN ein sprunghafter Anstieg zu beobachten ist. Die Ursache liegt in der Möglichkeit die Abflüsse in MIKE 11 über die Fließstrecke aufzuteilen, wogegen in WSPWIN nur eine punktuelle Integration der Abflüsse bzw. Abflussganglinien möglich ist.

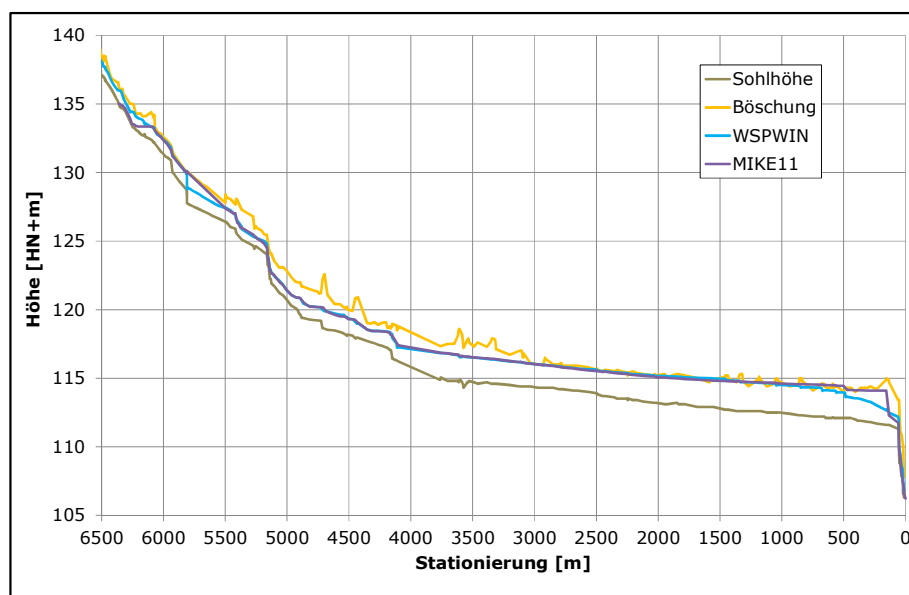
Unterhalb des Fluss-km 4,2 nehmen die mit MIKE 11 berechneten Abflussscheitel bis zur Mündung in die Elbe ab, während die in WSPWIN verwendeten Abflüsse nahezu gleich bleiben. Der Grund dafür liegt in der instationären Berechnung mit MIKE 11, wobei Wellenüberlagerung, Wellenabflachung aber auch Rückstau an Brückenbauwerken modelliert werden können. Im Gegensatz dazu kann das bei der stationären Berechnung mit WSPWIN nicht berücksichtigt werden.



**Abbildung 6-3: Vergleich der Abflussscheitel anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002**

In der folgenden Abbildung 6-4 ist die maximale Wasserspiegellage beim Augusthochwasser 2002 anhand der instationären 1D-Modellierung mit MIKE 11 enthalten. Zum Vergleich wurde ebenfalls die Wasserspiegellage anhand der hydraulischen Berechnungen mit WSPWIN dargestellt.

Die Wasserspiegellagen beider Modelle unterscheiden sich hauptsächlich in zwei Bereichen. Der erste Bereich ist die Unterführung der Dohnaer Straße (Fluss-km 5,8), wo im Bereich der Verrohrung mit MIKE 11 ein höherer Wasserspiegel modelliert wurde. Oberhalb und unterhalb der Verrohrung sind beide Wasserspiegel wieder gleich. Der zweite Unterschied ist in einem ca. 500 m langen Abschnitt ab der Heinrich-Schütz-Straße bis zur Mündung in die Elbe zu beobachten. Mit WSPWIN wurde ein freier Abfluss in die Elbe modelliert, was zu einer deutlichen Abnahme des Wasserspiegels führt. Im Gegensatz dazu kommt es im MIKE 11 zu einem Aufstau an der Brücke Tolkewitzer Straße (Fluss-km 0,147), der zu einem deutlich höheren Wasserspiegel führt. Unterhalb der Tolkewitzer Straße liegen beide Wasserspiegel wieder in einem ähnlichen Bereich.



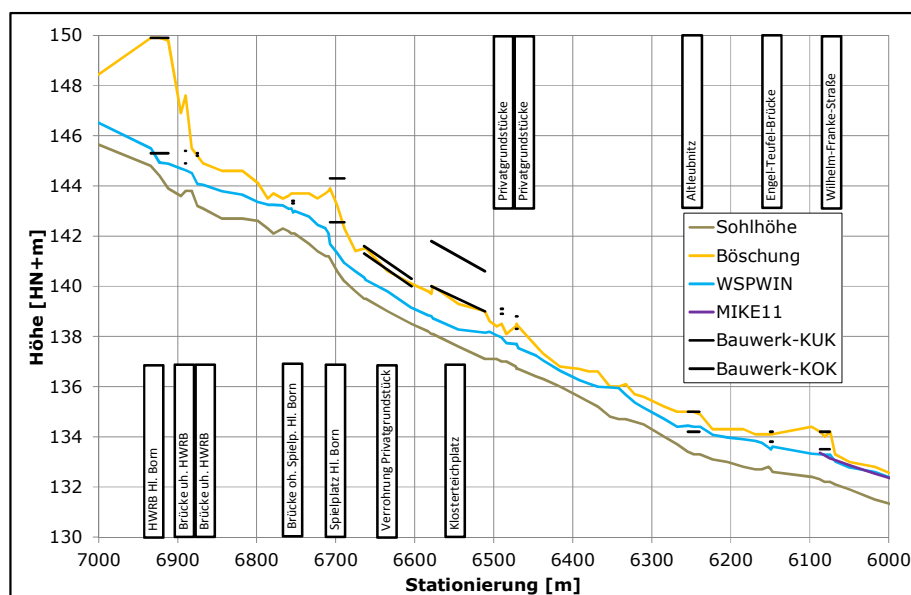
**Abbildung 6-4: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit MIKE 11 (instationär) und WSPWIN (stationär) für das Hochwasserereignis 2002**

Eine detaillierte Übersicht der einzelnen Abschnitte ist im folgenden Abschnitt enthalten. Anhand dieser Abbildungen wurde die Beurteilung der Modellgüte vorgenommen. Darin enthalten sind neben der Wasserspiegellage der Modelle MIKE 11 und WSPWIN die Böschungsoberkante und die Sohlhöhe. Darüber hinaus wurden die Brückenbauwerke mit den Angaben der Konstruktionsoberkante (KOK) sowie -unterkante (KUK) eingetragen.

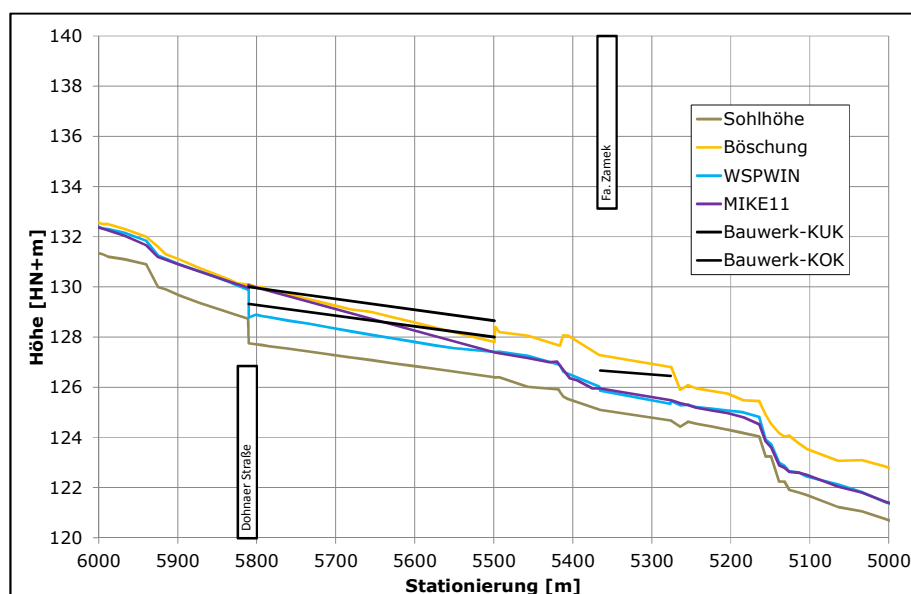
Ab der Wilhelm-Franke-Straße (oberer Modellrand im MIKE 11) bis zur Unterführung der Dohnaer Straße (Abbildung 6-5 und Abbildung 6-6) stellt sich etwa bordvoller Abfluss ein. Der Wasserspiegel beider Modelle unterscheidet sich nur geringfügig.

Die Verrohrung an der Unterführung der Dohnaer Straße stellt eine Engstelle dar, die bei der Modellierung mit MIKE 11 für das Hochwasserereignis 2002 nicht überflutet wurde. Dies deckt sich mit den Informationen zum Hochwasserereignis 2002 (siehe Abschnitt 3). Unterhalb der Fa. ZAMEK kann das Wasser sicher abgeführt werden. Der Unterschied zu den Ergebnissen von WSPWIN betrifft die Verrohrung Dohnaer Straße, wobei mit MIKE 11 ein höherer Wasserspiegel dargestellt wurde. Der Grund dafür ist, dass die Verrohrung Dohnaer Straße im Modell als Rohr definiert ist, aber nicht als eigenes Querprofil eingeht. In der Konsequenz wird der Wasserspiegel zwischen den Querprofilen ober- und unterhalb der Verrohrung in der Abbildung linear interpoliert dargestellt.

In diesem Bereich kann von plausiblen Ergebnissen der MIKE 11-Modellierung ausgegangen werden.



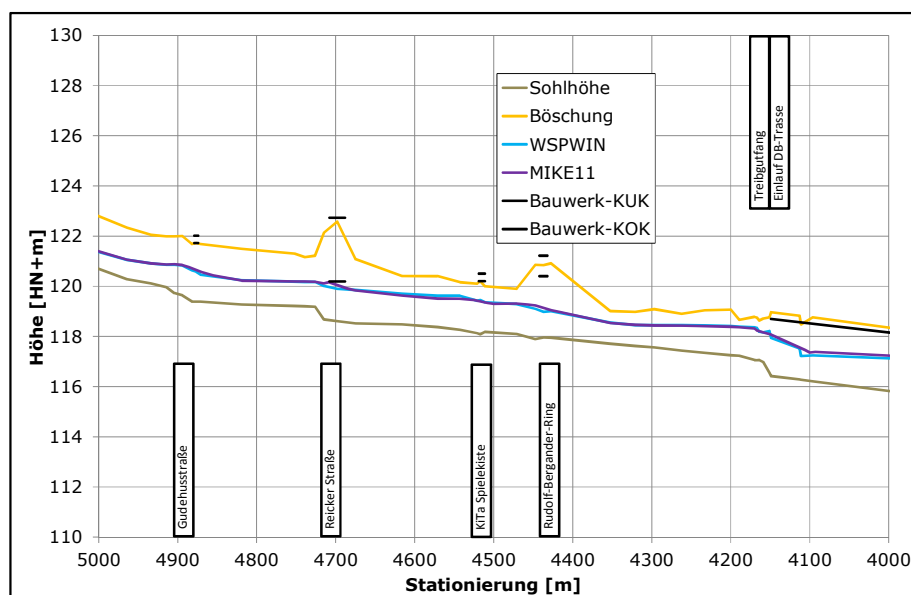
**Abbildung 6-5: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 7 bis 6)**



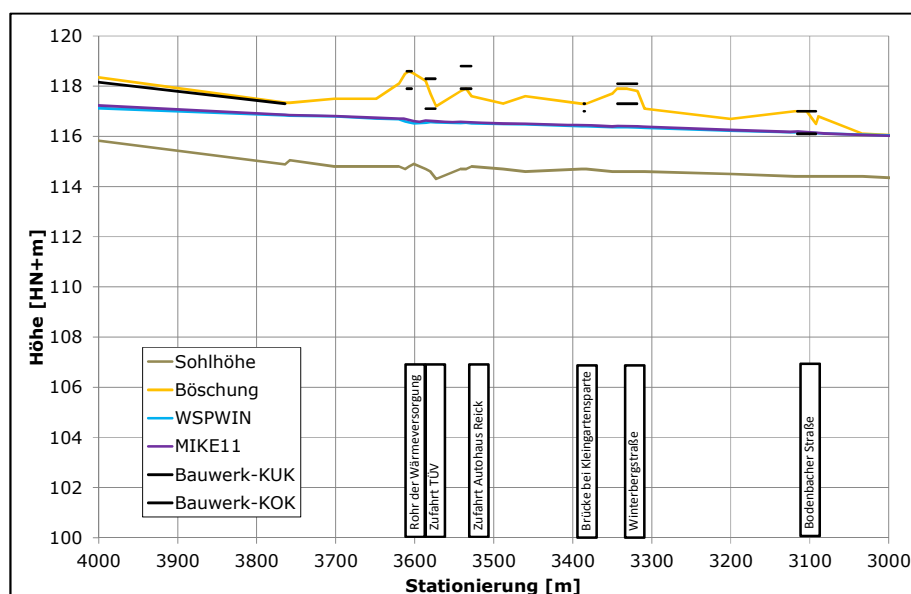
**Abbildung 6-6: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 6 bis 5)**

Im Bereich des Neubaugebiets Reick bis zur DB-Trasse Dresden-Decin wird der Abfluss des Hochwasserereignisses 2002 sicher abgeführt (Abbildung 6-7). Die beobachteten Überschwemmungen im Bereich der DB-Trasse (siehe Abschnitt 3) können mit beiden hydraulischen Modellen nicht nachgebildet werden. Die Wasserspiegellagen beider Modelle unterscheiden sich nur geringfügig.

In diesem Bereich wird die Wasserspiegellage des Hochwasserereignisses 2002 vom hydraulischen Modell vermutlich leicht unterschätzt.



**Abbildung 6-7: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 5 bis 4)**



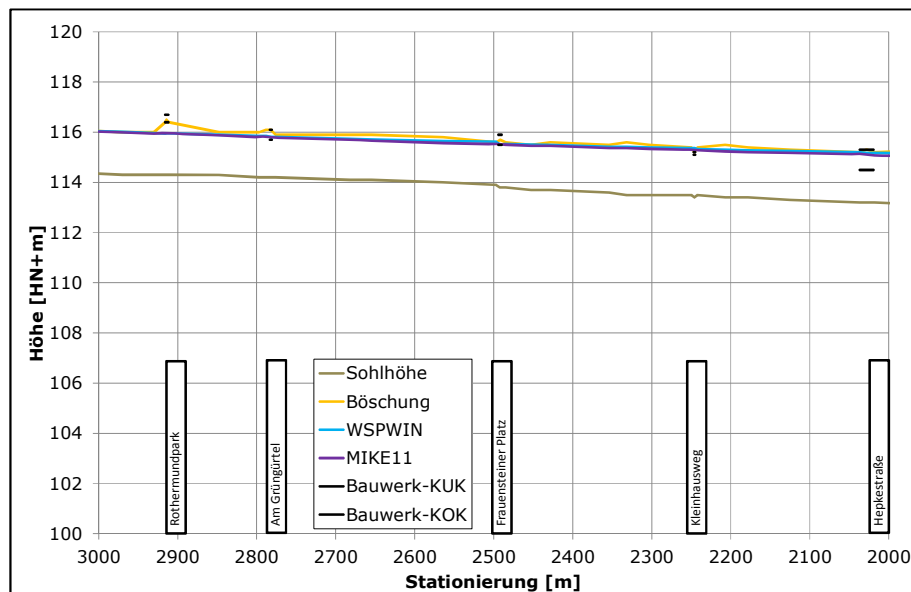
**Abbildung 6-8: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 4 bis 3)**

Im Bereich des Fluss-km 4 (Abbildung 6-8) wird das Hochwasserereignis zum Großteil sicher abgeführt. Erst ab der Brücke Bodenbacher Straße (Fluss-km 3,201), deren Konstruktionsunterkante (KUK) bereits eingestaut ist, stellt sich ein bordvoller Abfluss ein.

Der bordvolle Abfluss setzt sich auch im weiteren Verlauf fort (Fluss-km 3, Abbildung 6-9). In diesem Bereich werden mehrere Brücken eingestaut, was sich auch mit den Informationen zum Hochwasserereignis 2002 deckt (Abschnitt 3). An der Brücke Kleinhausweg steigt der Wasser-

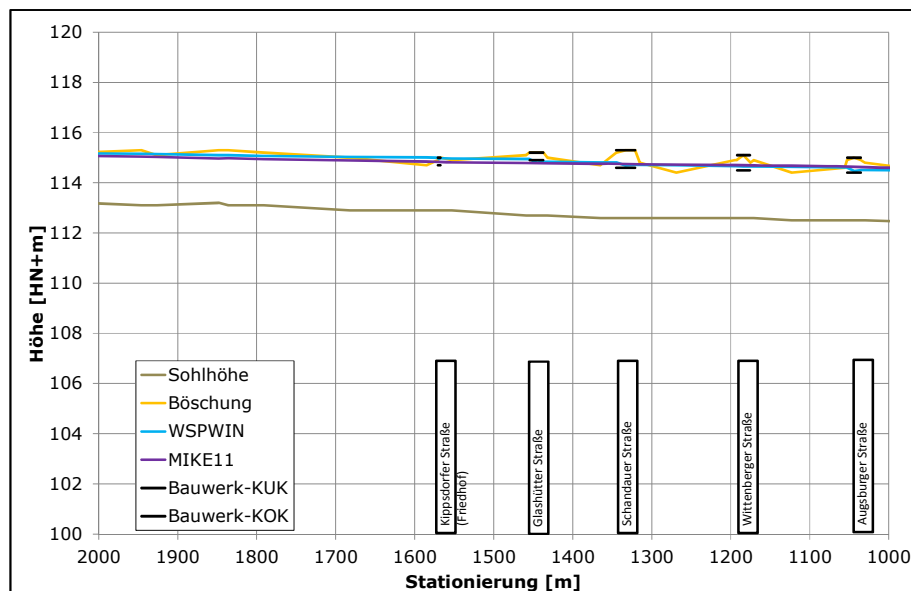


spiegel sogar über die Konstruktionsoberkante, was zu einer Überschwemmung in diesem Bereich führen würde.



**Abbildung 6-9: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 3 bis 2)**

Im Bereich des Fluss-km 2 (Abbildung 6-10) setzt sich der bordvolle Abfluss fort, wobei in einigen Bereichen der Wasserspiegel die Böschung überschreitet. Hierbei sind besonders die Bereiche zwischen den Bauwerken zu nennen, bei denen die Böschungsoberkante stets tiefer liegt als den Bauwerken selbst.

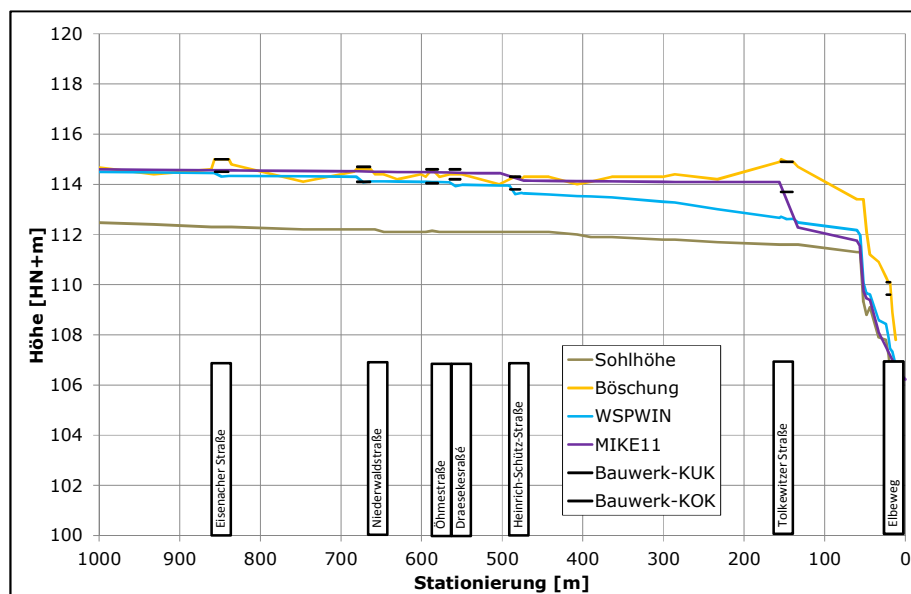


**Abbildung 6-10: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 2 bis 1)**





Im Bereich des Fluss-km 1 (Abbildung 6-11) sind deutliche Unterschiede zwischen den Ergebnissen der stationären (WSPWIN) und der instationären Berechnung (MIKE 11) zu beobachten. Unterhalb der Eisenacher Straße (Fluss-km 0,848) ergeben sich mit MIKE 11 zunehmend höhere Wasserstände als bei WSPWIN. Besonders deutlich sind die Unterschiede an der Brücke Tolkewitzer Straße (Fluss-km 0,147) zu beobachten, an der es bei MIKE 11 im Gegensatz zu WSPWIN zum Einstau kommt. Unterhalb dieser Brücke liegen die Wasserspiegel beider Modelle wieder auf einem ähnlichen Niveau.



**Abbildung 6-11: Vergleich der Wasserspiegellagen anhand der hydraulischen Berechnung mit WSPWIN (stationär) und MIKE 11 (instationär) für das Hochwasserereignis 2002 (Fluss-km 1 bis 0)**

Im Zuge des Hochwassers 2002 wurde von Überschwemmungen im Bereich zwischen Schandauer Straße (Fluss-km 1,333) und Niederwaldstraße (Fluss-km 0,672) berichtet (Abschnitt 3), so dass von leicht überschätzten aber plausiblen Wasserspiegeln im hydraulischen Modell MIKE 11 ausgegangen werden kann.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Wasserspiegellagen des Hochwasserereignisses 2002 mit dem hydraulischen Modell MIKE 11 gut dargestellt wurden. Vereinzelt Abweichungen zu beschriebenen Ereignissen (Abschnitt 3) fallen in der Regel gering aus. Im Ergebnis kann das hydraulische Modell für den Landgraben als plausibel angesehen werden.

Das plausibilisierte hydraulische Modell MIKE 11 wurde in dieser Form für die Kopplung mit MIKE 21 zu MIKE FLOOD verwendet.

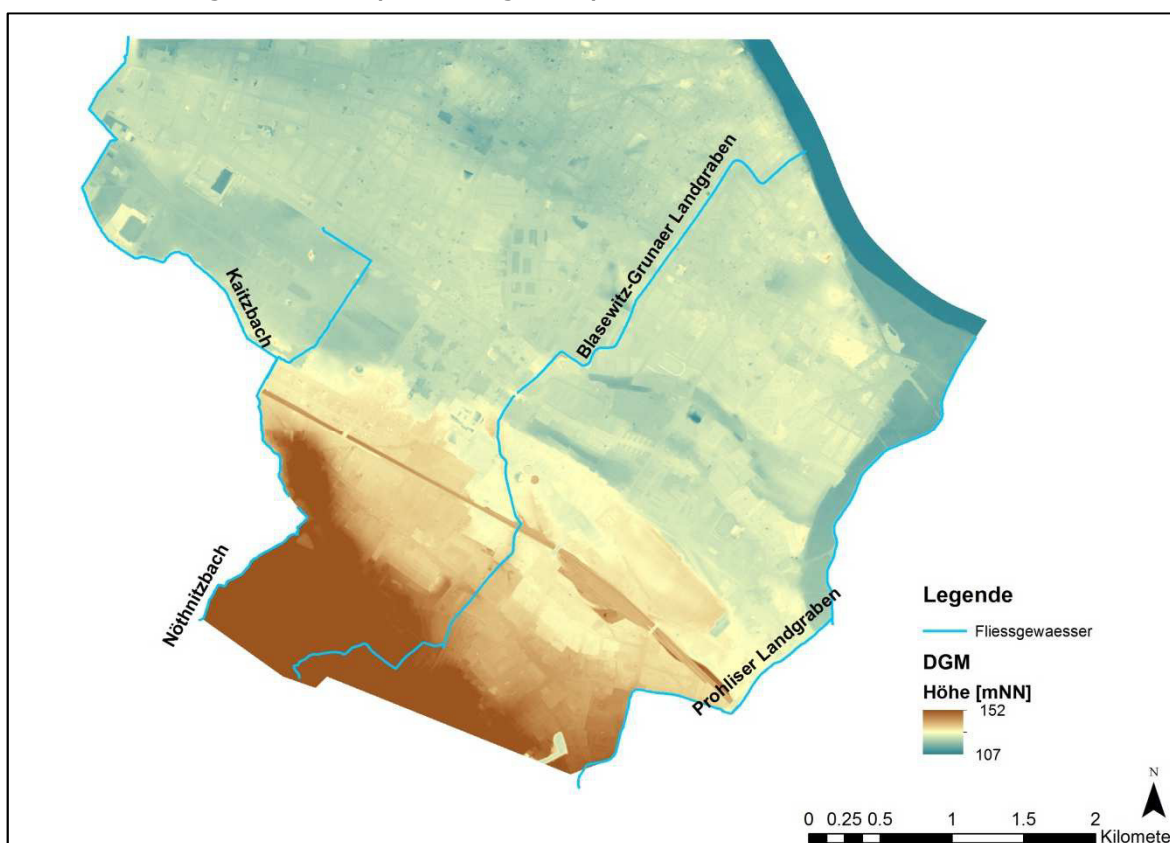
### 6.3.1.6 Erstellung der Variante

Als **Istzustand** wurde das Modell Istzustand 2011 (Abschnitt 5.4.2) für die Modellierung zugrunde gelegt. Darin ist die naturnahe Gewässerumgestaltung in Reick unterhalb der Fa. ZAMEK bis oberhalb der Querung der DB-Trasse Dresden-Decin sowie der Ersatzneubau der Brücke Draeskestraße enthalten. Nicht enthalten ist der „Polder Reick“ (siehe Abbil-

ung 8-2), der ebenfalls im Zuge der naturnahen Gewässerumgestaltung in Reick entstanden ist, aber erst nach der Beauftragung im Jahr 2012 fertig gestellt wurde.

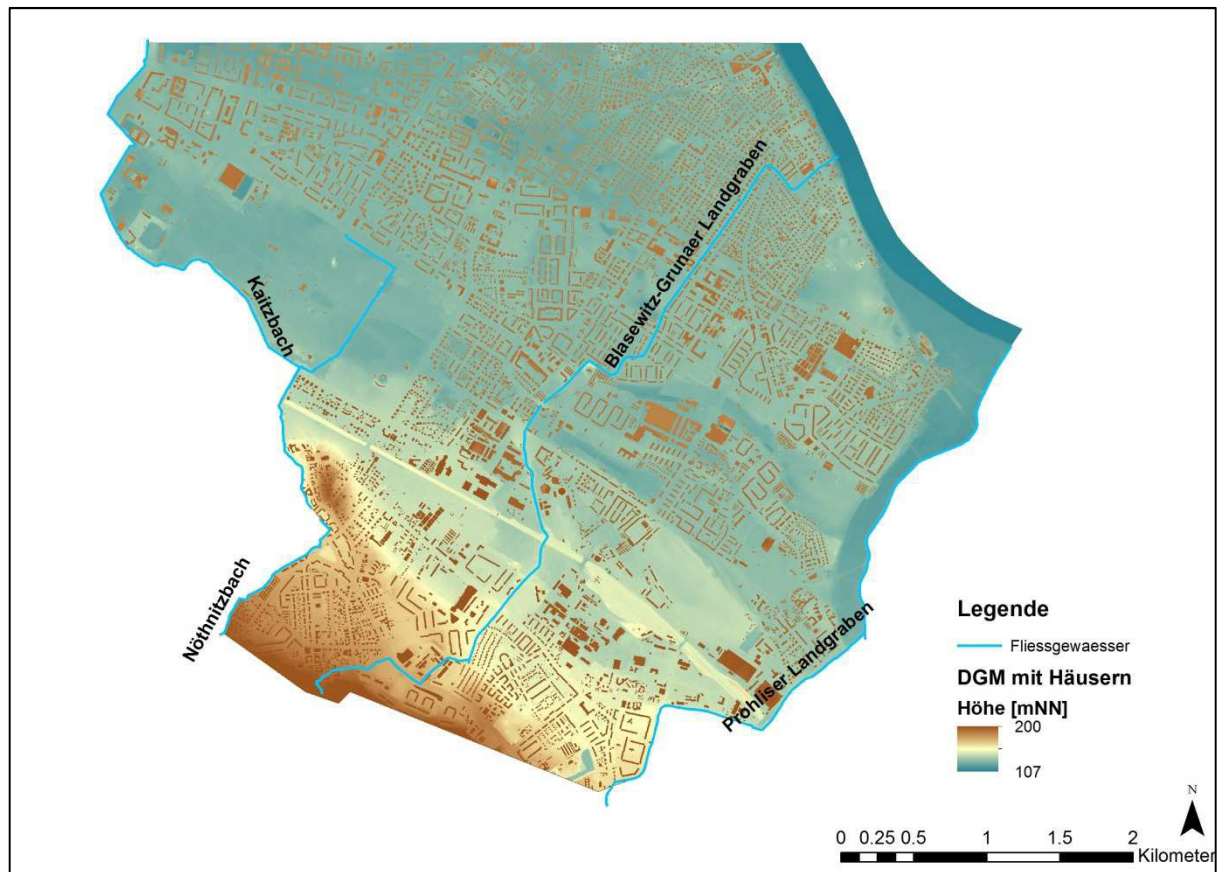
### 6.3.2 Aufbau des 2D-Modells MIKE 21

Das MIKE 21-Modell wurde auf Basis der gelieferten Daten (Abschnitt 6.2) erstellt. Die Grundlage bildete ein Digitales Geländemodell (DGM), mit einer Auflösung von 2 m. Um den Rechenaufwand zu minimieren, wurde das DGM am Kaitzbach und am Prohliser Landgraben abgeschnitten (Abbildung 6-12).



**Abbildung 6-12: MIKE 21 Modellgebiet des ersten Rechenlaufs**

Bei einem DGM sind alle Höheninformationen, die nicht die Geländeoberfläche darstellen (Hausdächer, Bäume etc.), herausgerechnet. Um im Siedlungsbereich die Flutwelle realistisch abbilden zu können, ist es jedoch notwendig, die Lage von Gebäuden in das DGM zu integrieren. Die Lageinformation von Gebäuden ist in dem Amtlichen Liegenschaftskataster (ALK) enthalten. Das aktuelle ALK wurde vom AG als ArcGIS Shape-Datei zur Verfügung gestellt. Den Polygonen der Shape-Datei wurde eine Höhe von 20 m zugewiesen und in ein Raster umgewandelt. Beide Rasterdateien wurden nach MIKE 21 exportiert und miteinander kombiniert, so dass die Gebäude im DGM enthalten sind (Abbildung 6-13).

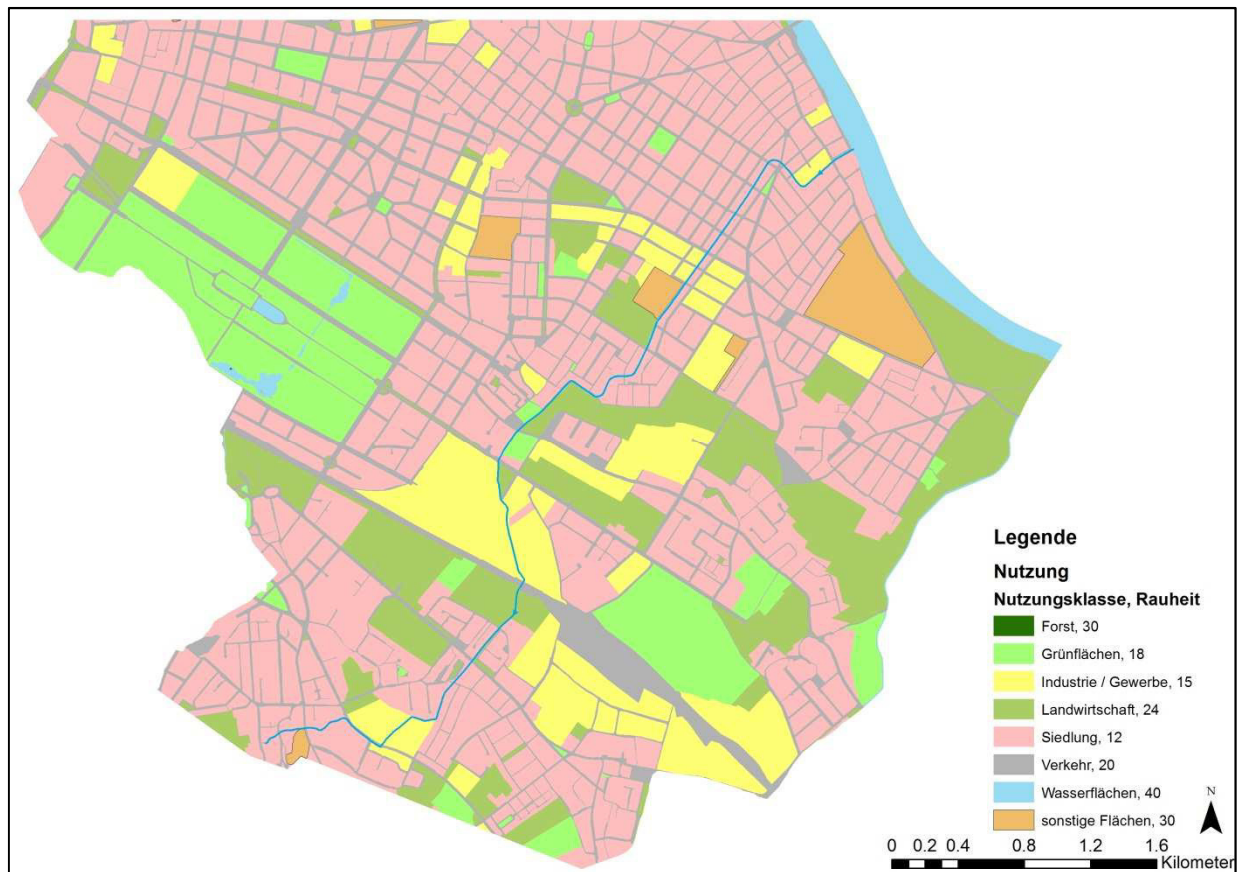


**Abbildung 6-13: MIKE 21 Modell mit Gebäuden**

Anhand des zur Verfügung gestellten Landnutzungsklassenshapes wurde das Rauheitsraster erstellt und nach MIKE 21 exportiert. Tabelle 6-2 enthält die Rauheit entsprechend der Landnutzungsklassen (Abbildung 6-14).

**Tabelle 6-2: Zuordnung der Rauheiten zu den Landnutzungsklassen**

Nutzungsklasse	Rauheit $k_{st}$ [ $m^{1/3}/s$ ]
Forst	30
Grünflächen	18
Industrie / Gewerbe	15
Landwirtschaft	24
Siedlung	12
sonstige Flächen	30
Verkehr	20
Wasserflächen	40



**Abbildung 6-14: Verteilung der Landnutzung und der ihr zugeordneten Rauheit**

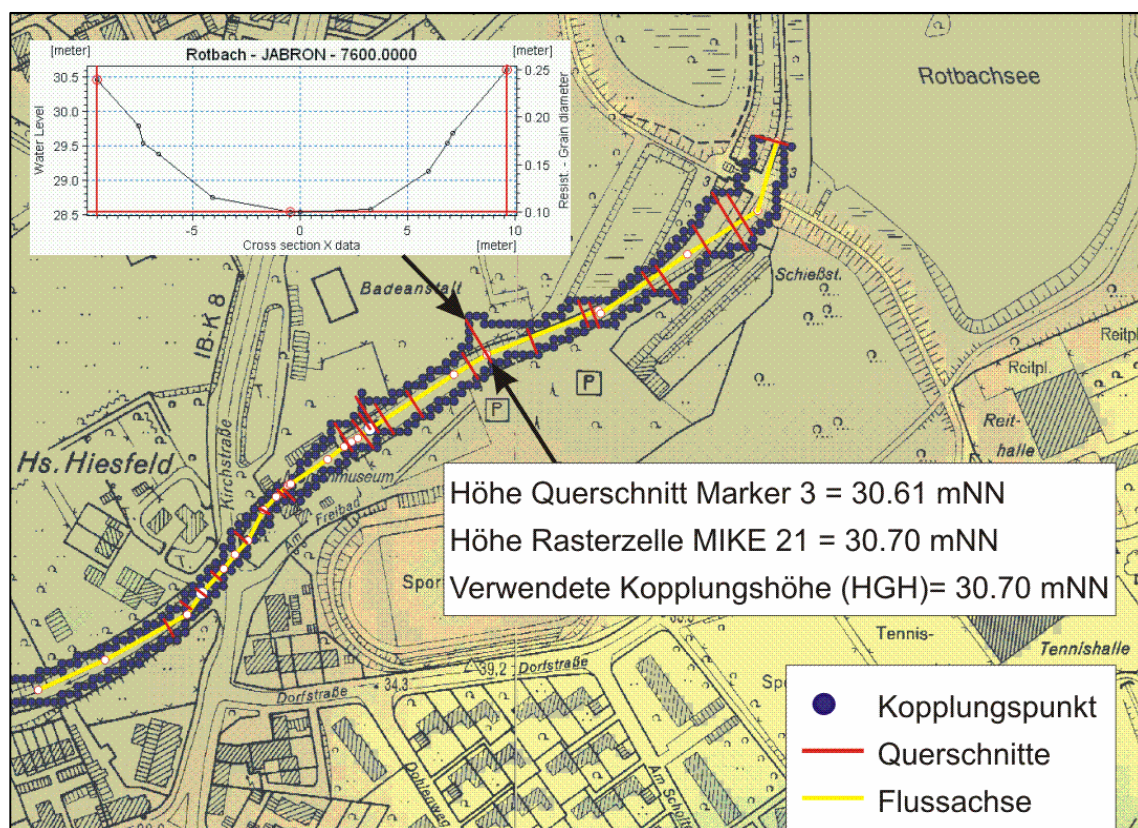
### 6.3.3 Kopplung der 1D-/2D-Modelle zu einem MIKE-FLOOD-Modell

Die Kopplung der MIKE 11 und MIKE 21 Modelle wurde mit dem Programm MIKE FLOOD durchgeführt. Hierbei wurden die Einzelsimulationen miteinander verknüpft, indem in jedem Simulationsschritt der Wasserstand über eine Wehrfunktion zwischen beiden Modellen ausgetauscht wird. Generell wird bei dem Kopplungsverfahren der Bereich der MIKE 11 Simulation in MIKE 21 über die Querschnittsbreite des MIKE 11 blockiert. Das heißt, der Bereich, der durch die Querprofile im MIKE 11 abgedeckt ist, wird nicht mit MIKE 21 modelliert.

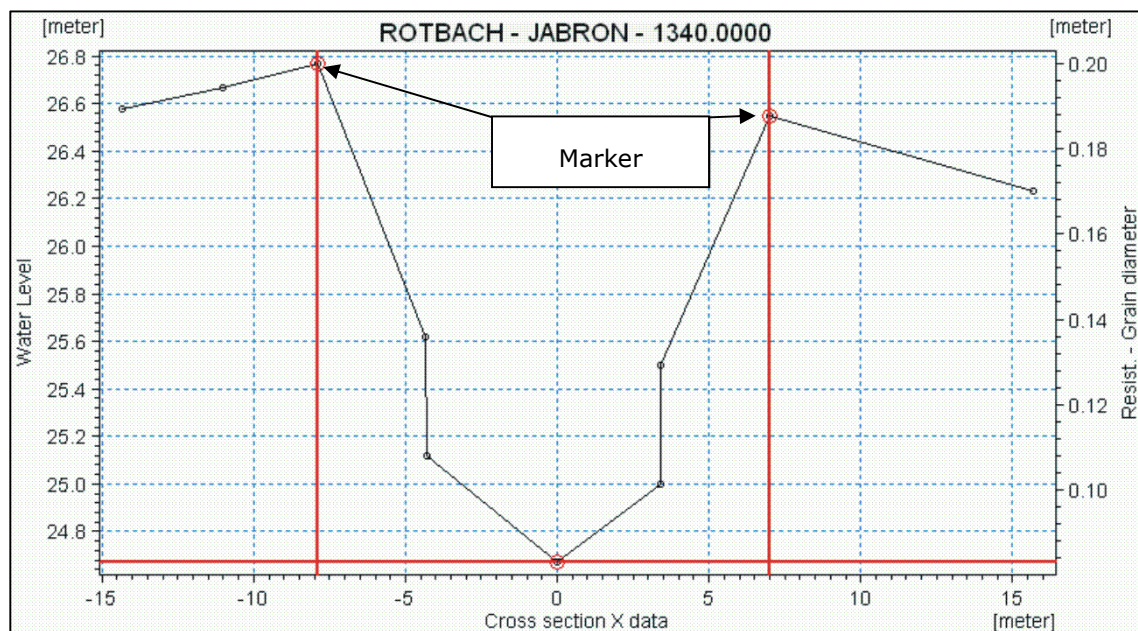
Die Kopplung kann durch verschiedene Methoden erfolgen:

- HGH Methode: Bei dieser Methode wird der höchste Punkt automatisch aus den MIKE 11 Querschnitten und dem MIKE 21 DGM bestimmt und als Kopplungshöhe angenommen (Abbildung 6-15).
- MIKE 21 Methode: Die Kopplungshöhe wird ausschließlich von dem MIKE 21 DGM übernommen.
- MIKE 11 Methode: Die Kopplungshöhe wird ausschließlich von den Markern 1 und 3 (rechtes und linkes Ufer bzw. Böschung) der MIKE 11 Querschnitte übernommen (vgl. Abbildung 6-16)

In dieser Untersuchung wurde für den gesamten Landgraben die HGH – Methode gewählt.



**Abbildung 6-15: Schematische Darstellung: Ermittlung der Kopplungshöhe mit der HGH-Methode**



**Abbildung 6-16: Marker in einer MIKE 11 Querschnittsdatei**



### 6.3.4 Ergebnisse für den Istzustand

Für den Istzustand wurden die Szenarien  $HQ_{20}$ ,  $HQ_{50}$ ,  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  von der Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087) bis zur Mündung in die Elbe berechnet. Der Istzustand des Modellgebiets umfasst die naturnahe Umgestaltung des Landgrabens in Reich südlich (oberstrom) der DB Trasse aber ohne den Polder in Reick, der erst 2012 fertig gestellt wurde.

Die Darstellungen der Ergebnisse sind in Abschnitt 7.1.2 in den entsprechenden Unterabschnitten enthalten und werden dort ausführlicher beschrieben.

**$HQ_{20}$ :** Für  $HQ_{20}$  wurden keine Überschwemmungen im Mittel- und Unterlauf des Landgrabens berechnet.

**$HQ_{50}$ :** Für  $HQ_{50}$  wurden Überschwemmungen an der Brücke Kleinhausweg berechnet, die beidseitig des Landgrabens auftreten (Abbildung 7-16).

**$HQ_{100}$ :** Die Simulation des  $HQ_{100}$  ergab, dass vor der DB Trasse keine Überflutungen simuliert wurden. An der kritischen Stelle Dohnaer Straße traten erste Überschwemmungen auf, die aber nur direkt angrenzende Bereiche des Landgrabens betrafen (Abbildung 7-5). Großflächige Überschwemmungen traten im Bereich des Rothermundtparks (Abbildung 7-12) und an der Brücke Kleinhausweg (Abbildung 7-17) auf.

**$HQ_{200}$ :** Der kritische Bereich um die Dohnaer Straße wurde in diesem Szenario überschwemmt (Abbildung 7-6). Die Überschwemmungsflächen im Bereich des Rothermundtparks (Abbildung 7-13) und der Brücke Kleinhausweg (Abbildung 7-18) vergrößerten sich im Vergleich zum  $HQ_{100}$ . Und auch in Neugrüna sind bei  $HQ_{200}$  sehr kleine Bereiche von Überschwemmungen betroffen (Abbildung 7-22).



## 7 Erstellung von Gefahren- und Risikokarten gemäß HWRM-RL sowie Gefahren- und Risikoanalyse

### 7.1 Gefahrenanalyse, Aufzeigen von Schwachstellen und besonderen Gefahrenpunkten

#### 7.1.1 Abschätzung des Schadenspotentials und jährlichen Schadenserwartungswertes

Um die Betroffenheit durch Hochwasser abschätzen zu können, werden das Schadenspotential und der jährliche Schadenserwartungswert berechnet. Sie geben Auskunft über die Höhe der Schäden in Abhängigkeit von der Nutzung und der Siedlungsdichte der betroffenen Flächen sowie der Ausdehnung des Überflutungsgebietes, der Überflutungstiefe und -dauer, die wiederum abhängig von der Auftretenswahrscheinlichkeit des Hochwassers sind.

Das Schadenspotential berechnet sich anhand der Größe der überschwemmten Fläche, der Flächennutzung und der Wassertiefe. Dazu wird die Wassertiefe in drei Intensitätsklassen aufgeteilt, für jede der drei Klassen wird eine charakteristische Wassertiefe verwendet, siehe Tabelle 7-1. Der Einfluss des Wasserstandes  $h$  (in m) auf den Grad der Schädigung  $S = f(h)$  wird nach LTV (2003) mit Hilfe einer Schadensfunktion berechnet.

**Tabelle 7-1: Wasserstand für die drei Intensitätsklassen**

Intensitätsklasse	Wasserstand [m]
$h \leq 0,5$ m	0,5
$0,5 < h < 2$ m	1,5
$h \geq 2$ m	3

Für jede durch Überschwemmung betroffene Landnutzungsklasse wird ein Einheitswert in €/m<sup>2</sup> angegeben, mit dem anhand der Schadensfunktion eine Schadenssumme für jede Wassertiefenklasse berechnet werden kann. Dieser Wert wird mit der Flächengröße multipliziert und anschließend erfolgt die Aufsummierung der Schadenssummen über alle Nutzungsklassen und Intensitätsstufen. Die Abschätzung des Schadenspotentials der Flächen im Untersuchungsgebiet erfolgte mit den in LTV (2003) angegebenen Einheitswerten und Schadensfunktionen, wobei die Werte für die in LTV (2003) nicht enthaltenen Flächennutzung *Einzel-/Doppelhaus, Siedlung* anhand des als Flächenshape übergebenen Datensatzes der Vermögenswerte angepasst wurde. Die Aufteilung in mobilen und immobilen Anteil erfolgte prozentual entsprechend der Aufteilung für Siedlung in LTV (2003). Tabelle 7-2 gibt Auskunft über die verwendeten Einheitswerte der im Gebiet betroffenen Flächennutzung.

Es erfolgte eine räumliche Verschneidung der Flächen des Datensatzes der Vermögenswerte mit den nach den drei Wassertiefen klassifizierten Überschwemmungsflächen. In Tabelle 7-3 ist das berechnete Schadenspotential der einzelnen betroffenen Nutzungsklassen sowie das Gesamtschadenspotential bei einem Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall



von 100 und einem Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren dargestellt.

**Tabelle 7-2: Einheitswerte der betroffenen Flächennutzung**

Flächennutzung	Wert		
	immobil [€/m <sup>2</sup> ]	mobil [€/m <sup>2</sup> ]	Gesamt [€/m <sup>2</sup> ]
Acker	-	-	0,4
Einzel-/Doppelhaus, Siedlung	551	191	742
Industrie	207	72	279
Verkehr	200	2	202
Wirtschaftsgrünland	-	-	0,4

**Tabelle 7-3: Schadenspotential der einzelnen Nutzungsklassen sowie Gesamtschadenspotential für HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub>**

Nutzungsklasse	Schadenssumme HQ <sub>100</sub> [€]	Schadenssumme HQ <sub>200</sub> [€]
Acker	1	4
Einzel-/Doppelhaus, Siedlung	279.497	503.430
Industrie	-	830
Verkehr	12.827	58.580
Wirtschaftsgrünland	10	28
<b>Gesamt</b>	<b>292.335</b>	<b>562.872</b>

Nach Tabelle 7-3 entstünde bei einem HQ<sub>100</sub> auf den überfluteten Flächen ein Gesamtschaden von ca. 292 T€. Diese Schadenssumme ist der **spezifische Schaden**, mit dem bei einem HQ<sub>100</sub> auf den überfluteten Flächen gerechnet werden muss.

Durch die Berechnung des **jährlichen Schadenserwartungswertes** als langjähriges statistisches Mittel des zu erwartenden Schadens können Aussagen zum Hochwasserrisiko in einem Gebiet getroffen werden. Der Schadenserwartungswert berechnet sich aus

$$S = \frac{S_i + S_{i-1}}{2} * \Delta P$$

mit

S jährlicher Schadenserwartungswert

S<sub>i</sub> Schadenspotential eines Ereignisses mit einem bestimmten Wiederkehrintervall (z. B. HQ<sub>100</sub>)

S<sub>i-1</sub> Schadenspotential eines anderen Ereignisses mit einem bestimmten Wiederkehrintervall (z. B. HQ<sub>200</sub>)

ΔP Differenz der beiden betrachteten Überschreitungswahrscheinlichkeiten

Damit wird ein jährlicher Schadenserwartungswert für ein Intervall von einem zwanzig- bis einhundertjährigen Hochwasserereignis von 5847 € berechnet. Bei einem Intervall von einem einhundert- bis zweihundert-





jährlichen Hochwasserereignis beträgt der jährliche Schadenswertungswert 2138 €. Obwohl das Schadenspotential eines zweihundertjährigen Hochwassers etwa doppelt so hoch ist wie das Schadenspotential bei einem Ereignis mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren, ist der zu erwartende jährliche Schaden des Intervalls bis zu einem einhundertjährigen Ereignis fast drei Mal so hoch wie bei einem Ereignis mit einem Zeitintervall von ein- bis zweihundert Jahren.

Die ermittelte Höhe der Schadenssumme ist in erster Linie auf die Überschwemmungen im Bereich des Kleinhauswegs zurückzuführen. Der Grund ist, dass dort große Bereiche von Siedlungs- und Verkehrsflächen betroffen sind, die Einheitswerte von 742,- €/m<sup>2</sup> bzw. 202,- €/m<sup>2</sup> besitzen. Im Gegensatz dazu besitzt die Überschwemmungsfläche auf Höhe des Rothermundparks aufgrund des geringen Einheitswertes von 0,4 €/m<sup>2</sup> für Grünland nur einen sehr geringen Einfluss auf die Schadenshöhe. Die Überschwemmungen im Bereich der Dohnaer Straße fallen vergleichsweise gering aus. Aufgrund des Einheitswertes von 202,- €/m<sup>2</sup> für die dort betroffene Verkehrsfläche ist die Höhe des Schadens besonders bei einem zweihundertjährigen Hochwasser (Abschnitt 7.1.2.4) nicht zu vernachlässigen. Die Überschwemmungen im Unterlauf des Landgrabens, im Bereich zwischen Augsburgener Straße und Heinrich-Schütz-Straße, sowie im Oberlauf oberhalb der Brücke Altleubnitz sowie oberhalb des HWRB Leubnitzbachs (Abschnitt 7.1.2) besitzen nur einen sehr geringen Einfluss auf die Schadenshöhe. Zum einen sind die betroffenen Bereiche ausgesprochen klein und die Einheitswerte für Acker oder Grünland mit im Vergleich zur Siedlungs- bzw. Verkehrsflächen ausgesprochen gering bewertet.

### **7.1.2 Aufzeigen von Schwachstellen und besonderen Gefahrenpunkten**

Auf Basis der Ergebnisse der stationären 1D-Modellierung (Abschnitt 5) und der 2D-HN-Modellierung (Abschnitt 6) erfolgt die Beurteilung des Gewässers hinsichtlich von Schwachstellen und besonderen Gefahrenpunkten. Hierfür wurde in erster Linie die Böschungshöhe bzw. die Hinterlandhöhe im Vergleich zum Wasserspiegel betrachtet. Als Geländehöhe des Hinterlandes wurden in der Verlängerung der Querprofile die Höhen des ATKIS DGM2 verwendet. Für die Höhenangaben des rechten bzw. linken Hinterlandes wurde ein Bereich mit einer typischen Geländehöhe ausgewählt, der ca. 10 m bis 30 m von der Gewässerachse entfernt liegen kann. Anlage 10 dokumentiert diese Höhen.

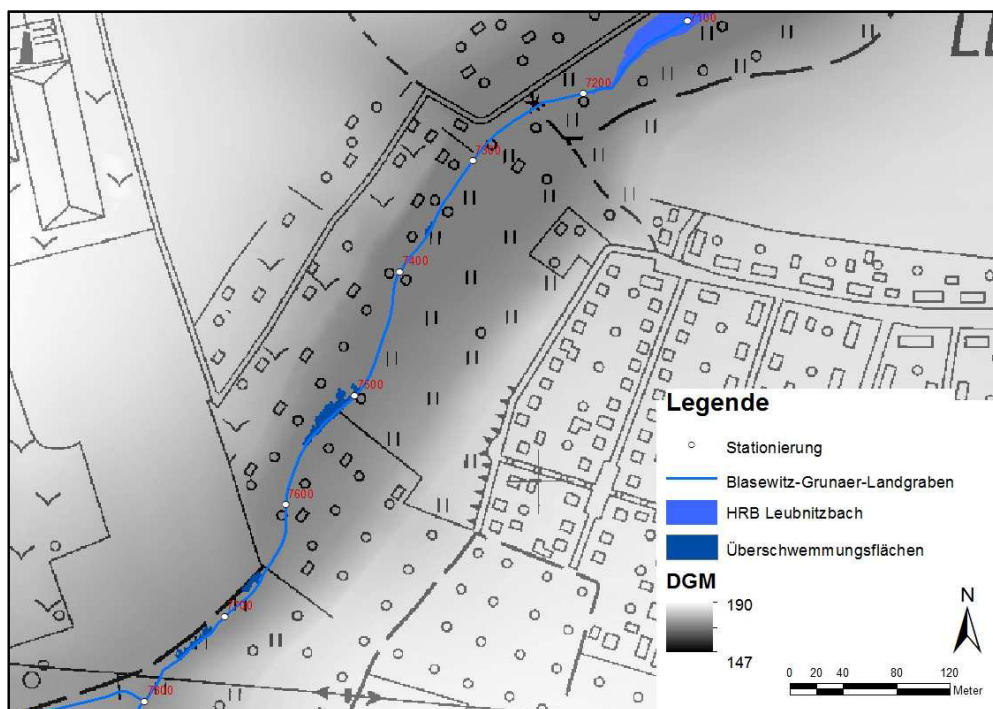
Mit Hilfe der Höhenangaben aus Anlage 10 wurden die Differenzen zwischen Wasserspiegelhöhe und Geländehöhe der Böschung bzw. des Hinterlandes berechnet. Für alle HQ<sub>T</sub> im Istzustand sind diese Ergebnisse in Anlage 11 bis Anlage 14 enthalten. Hervorgehoben wurden die Ergebnisse, bei denen die Differenz zwischen Wasserspiegelhöhe und Geländehöhe weniger als 0,20 m beträgt. Die Festlegung auf diesen Wert erfolgte aufgrund der Ungenauigkeiten des verwendeten digitalen Geländemodells von ± 0,20 m. Diese Ungenauigkeit hat die Konsequenz, dass bei Differenzen zwischen Wasserspiegelhöhe und Geländehöhe im Bereich der Böschung von kleiner 0,20 m nicht mit Sicherheit beurteilt werden kann, ob es zu Überflutungen der Böschung kommt oder nicht. Diese Bereiche wurden in den Risiko- und Gefahrenkarten sichtbar gemacht (Abschnitt 7.4).

Die Beurteilung des Schutzgrades und der betroffenen Vermögenswerte wurden auf Grundlage der vom Auftraggeber übergebenen Unterlagen durchgeführt (Abschnitt 1.2, Tabelle 1-1).

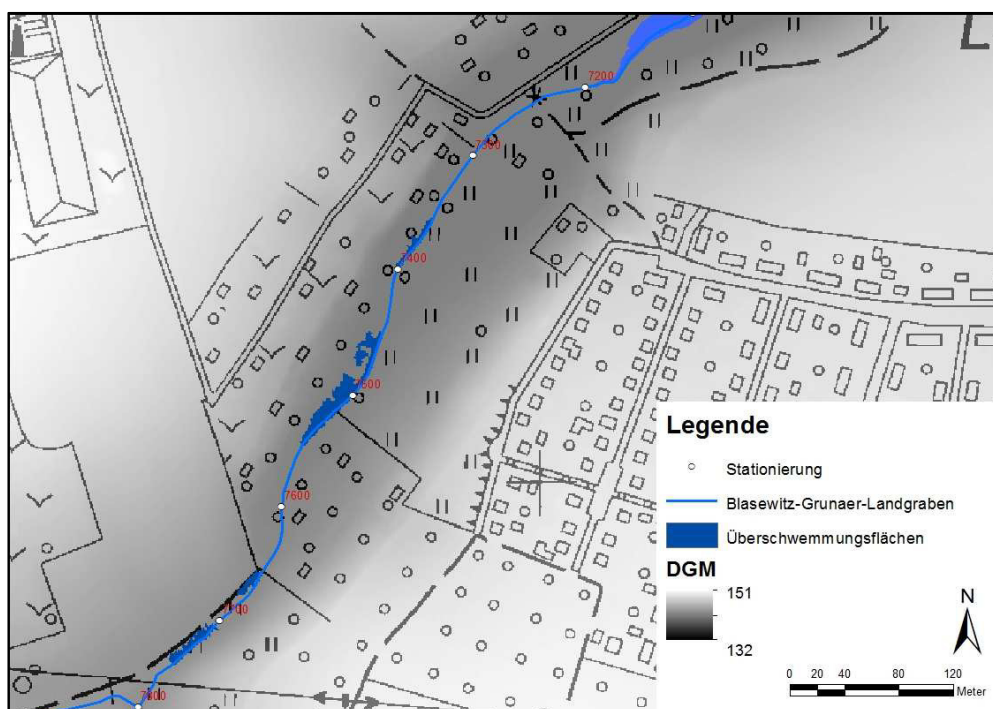
#### 7.1.2.1 Abschnitt: Zusammenfluss von Britschengraben und Zauchgraben (Fluss-km 7,776) bis zum HWRB Leubnitzbach (Fluss-km 6,923)

Im Bereich des Zusammenflusses von Britschengraben und Zauchgraben bis zum HWRB Leubnitzbach ist eine ausgeprägte Tallage vorhanden. In diesem Bereich kann ein  $HQ_{100}$  zum Großteil sicher abgeführt werden. Nur an zwei Stellen (Fluss-km 7,531 – 7,576 und Fluss-km 7,396) können ab  $HQ_{20}$  Kleingärten betroffen sein, bei denen Bereiche der Grundstücke überschwemmt werden. Beispielhaft wurden die Überschwemmungen für  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  in Abbildung 7-1 und Abbildung 7-2 dargestellt. Aufgrund der ausgeprägten Tallage treten mögliche Überschwemmungen räumlich begrenzt auf.

In diesem Bereich vom Zusammenfluss von Britschengraben und Zauchgraben bis zum HWRB Leubnitzbach ist kein Schutzgrad festgelegt. Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als gering erachtet werden, da die Vermögenswerte mit 0,2 €/m<sup>2</sup> bis 0,4 €/m<sup>2</sup> bewertet wurden.



**Abbildung 7-1: Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb des HWRB Leubnitzbach bei  $HQ_{100}$  im Istzustand**



**Abbildung 7-2: Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb des HWRB Leubnitzbach bei HQ<sub>200</sub> im Istzustand**

#### 7.1.2.2 Abschnitt: HWRB Leubnitzbach (Fluss-km 6,923) bis Brücke Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087)

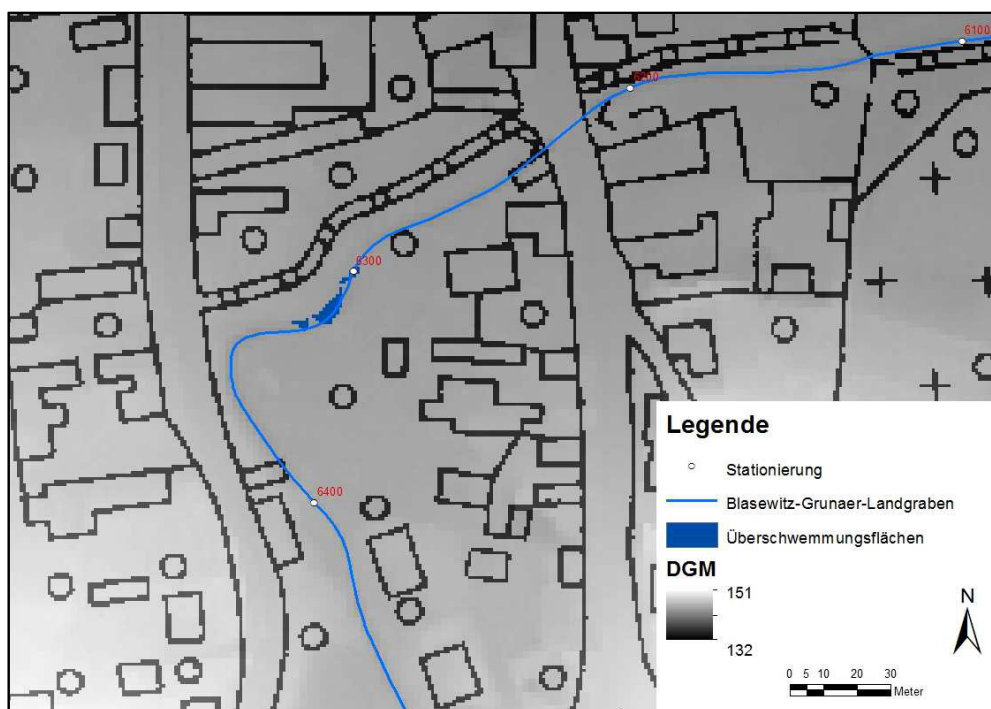
Im Bereich des HWRB Leubnitzbach bis zur Brücke Wilhelm-Franke-Straße kann ein HQ<sub>100</sub> sicher abgeführt werden. Als mögliche Schwachstellen sind in diesem Bereich die Brücke am Spielplatz Heiliger Born (Fluss-km 6,698) und die Brücke Altleubnitz (Fluss-km 6,247) zu nennen. Die Brücke am Spielplatz Heiliger Born besitzt einen ausreichend großen Querschnitt, um auch sehr hohe Abflüsse sicher abzuführen. Das Problem stellt der Treibgutfang dar, der bereits des Öfteren bei Hochwasserereignissen zugesetzt wurde. Diese Verklausungen führten dann zu den Überschwemmungen und zu Schäden im Bereich des Spielplatzes (siehe hierzu auch Abschnitt 3 und Abbildung 3-1 bis Abbildung 3-4).

Die zweite Engstelle stellt die Brücke Altleubnitz dar (siehe Abbildung 5-18). Diese Brücke besitzt eine ausgesprochen niedrige Durchlasshöhe, die bereits bei HQ<sub>20</sub> bis HQ<sub>50</sub> eingestaut wird. Die recht hohen Böschungsmauern sorgen aber dafür, dass es auch bei deutlich höheren Abflüssen zu keinen Überschwemmungen kommt. Die niedrige Durchlasshöhe kann aber zu Verklausungen führen, die dann Überschwemmungen und Schäden verursachen können.

In diesem Abschnitt wird durchweg ein Schutzgrad von  $\geq$  HQ<sub>100</sub> angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad nicht durchgängig erreicht. Im Bereich des Fluss-km 6,844 bis 6,818 sowie Fluss-km 6,756 bis 6,752 liegt die Böschung innerhalb des Freibords von 0,50 m. Da das Hinterland weiter ansteigt, sind die Gefahren als gering zu bewerten. Ebenfalls im Bereich des Freibords befindet sich die Böschungsoberkante bei den Abschnitten des Fluss-km 6,446

bis 6,322 sowie des Fluss-km 6,233 bis 6,161. Hier liegt das Hinterland aber zum Teil auf einem ähnlichen Höhenniveau wie die Böschung, so dass in diesen Bereichen mit einem höheren Überschwemmungsrisiko zu rechnen ist, besonders dann, wenn es zu Verklausungen an Brücken kommt.

Bei  $HQ_{200}$  tritt im Bereich des Fluss-km 6,353 bis 6,333 eine Überschwemmung auf. Die überschwemmten Bereiche liegen aber direkt am Gewässer und weisen nur eine geringe Ausdehnung auf (Abbildung 7-3).

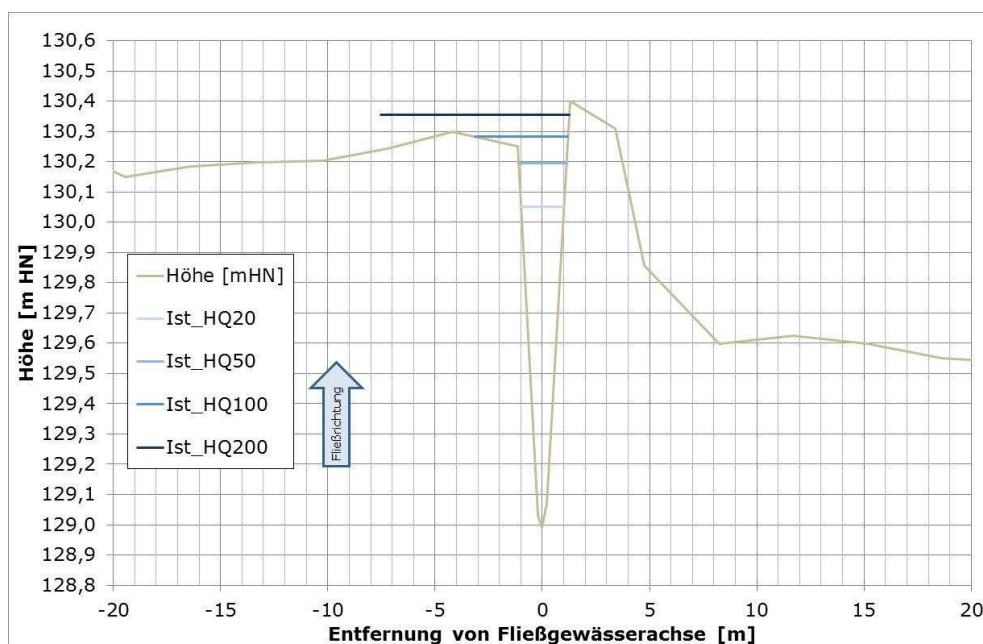


**Abbildung 7-3: Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb der Brücke Altleubnitz bei  $HQ_{200}$  im Istzustand**

Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann in den genannten Bereichen als hoch erachtet werden, da die Vermögenswerte mit 200 €/m<sup>2</sup> bei Straßen und Wegen sowie über 700 €/m<sup>2</sup> bei bebauten Flächen bewertet wurden.

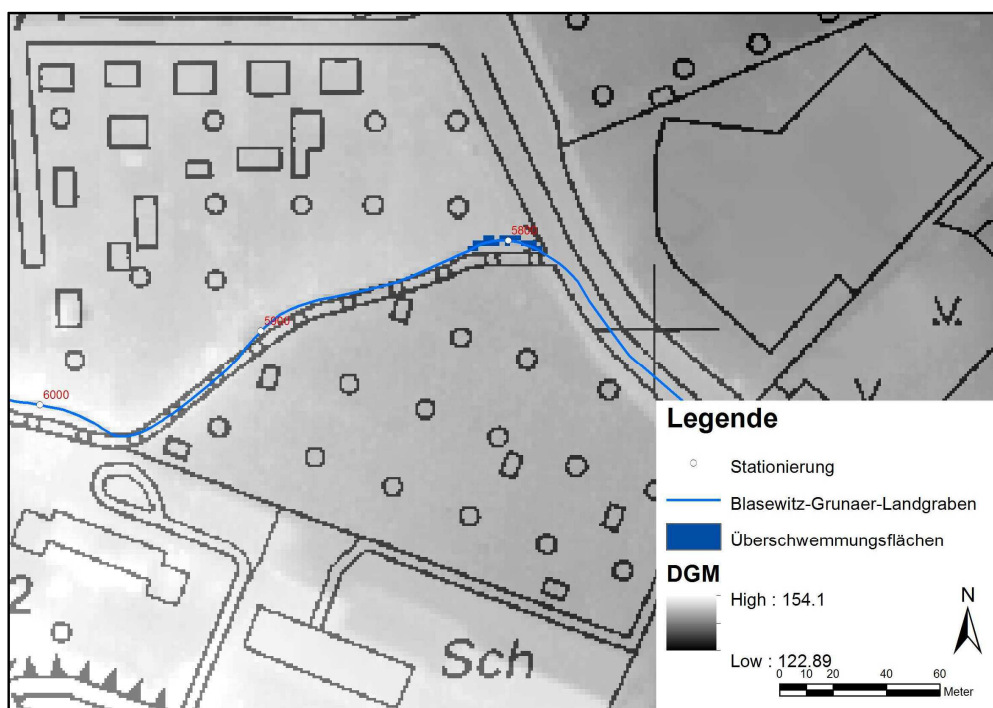
#### 7.1.2.3 Abschnitt: Brücke Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087) bis Unterführung Dohnaer Straße (Fluss-km 5,810)

Direkt unterhalb der Wilhelm-Franke-Straße können Hochwasser sicher abgeführt werden. Der Freibord bei  $HQ_{100}$  liegt bei über 0,50 m. Das rechte Hinterland steigt an, so dass hier keine Gefahren zu erwarten sind. Beim linken Hinterland liegt das Gelände unter der Böschungshöhe. Im weiteren Verlauf (ab Fluss.km 6,068) kann das  $HQ_{100}$  weiter sicher abgeführt werden, wobei der Wasserspiegel aber zum Teil nur ca. 0,15 m unterhalb der Böschungsoberkante liegt. Das Hinterland liegt in diesem Bereich auf beiden Seiten unterhalb der Böschung und auch z. T. unterhalb des berechneten Wasserspiegels (Abbildung 7-4).



**Abbildung 7-4: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 5,836 (oh. Dohnaer Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

Unmittelbar vor der Unterführung der Dohnaer Straße liegt der Wasserspiegel bei  $HQ_{100}$  bereits einige Zentimeter über der Böschung und teilweise deutlich über den Vorländern. Das führt dazu, dass Bereiche der Böschung überschwemmt sind (Abbildung 7-5).

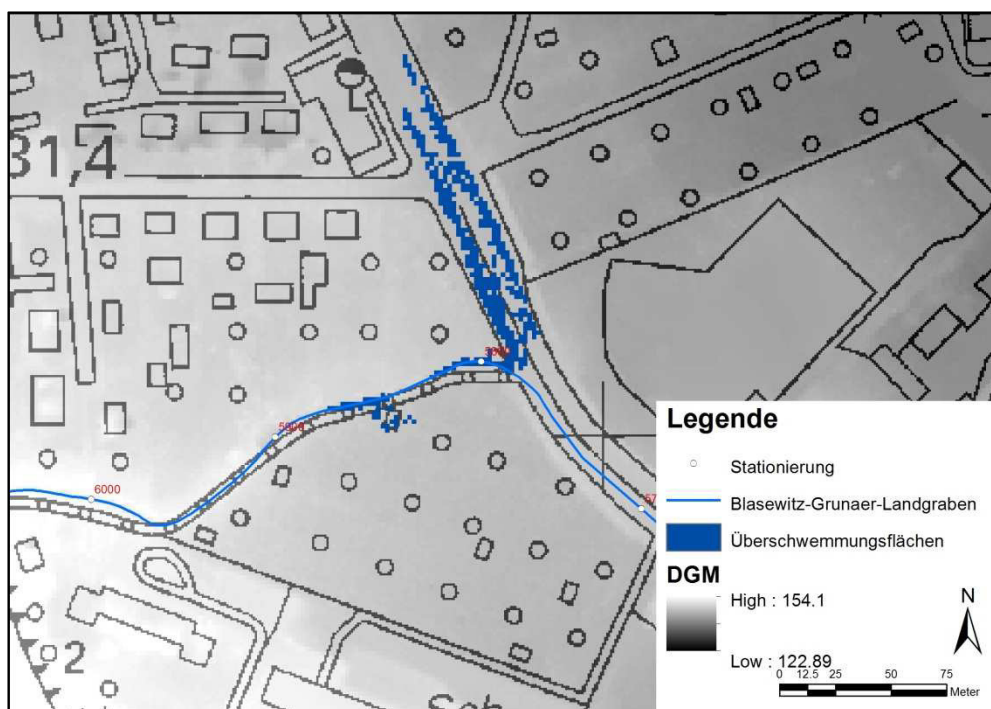


**Abbildung 7-5: Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb der Dohnaer Straße bei  $HQ_{100}$  im Istzustand**

Das Hinterland ist aber nicht von Überschwemmungen betroffen. Der Einlauf zur Unterführung Dohner Straße stellt in diesem Bereich die Schwachstelle dar. An der Unterführung staut sich das Wasser, so dass in diesem Bereich kein  $HQ_{100}$  sicher abgeführt werden kann. Bei möglichen Verklausungen (verstärkt durch den vorhandenen Treibgutfang) kann der Wasserspiegel weiter steigen, was zu deutlich größeren Überschwemmungen im Bereich der Kleingärten (rechtes Hinterland), der Grundstücke (linkes Hinterland) und der Dohner Straße selbst führen kann.

In diesem Abschnitt wird auf der linken Gewässerseite ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad fast durchgängig nicht erreicht. Auf der rechten Gewässerseite ist im Bereich der Kleingärten (ab Fluss-km 5,988) bis zu Unterführung Dohner Straße (Fluss-km 5,810) kein Schutzgrad ausgewiesen.

Bei  $HQ_{200}$  treten im Bereich der Dohner Straße Überschwemmungen auf (Abbildung 7-6). Die überschwemmten Bereiche betreffen zum einen die auf der linken Gewässerseite gelegenen bebauten Flächen und zum anderen die rechts vom Gewässer befindlichen Kleingärten. Die größten Überschwemmungen sind aber auf der Dohner Straße selbst zu beobachten.



**Abbildung 7-6: Überschwemmungsflächen im Bereich oberhalb der Dohner Straße bei  $HQ_{200}$  im Istzustand**

Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als hoch erachtet werden, da die Vermögenswerte mit 200 €/m<sup>2</sup> bei der Dohner Straße, 280 €/m<sup>2</sup> im Bereich der Kleingärten und bis über 700 €/m<sup>2</sup> bei bebauten Flächen bewertet wurden.

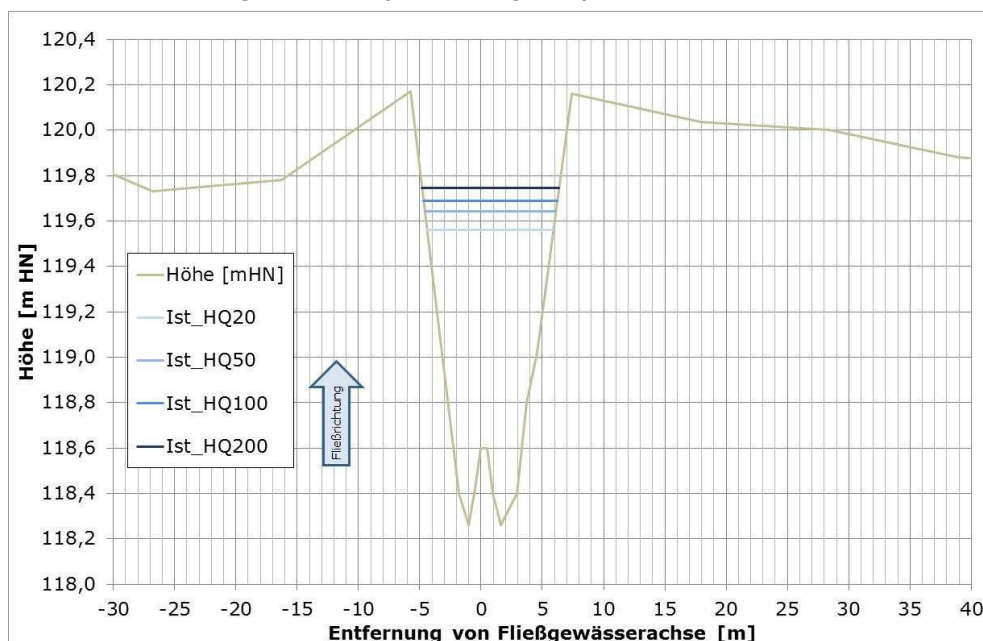
#### 7.1.2.4 Abschnitt: Unterführung Dohnaer Straße (Fluss-km 5,810) bis Brücke Reicker Straße (4,698)

Unterhalb der Verrohrung Dohnaer Straße bis zur Reicker Straße ist ein sicherer Abfluss eines  $HQ_{100}$  und auch eines  $HQ_{200}$  gewährleistet. Die Böschungsoberkante liegt durchgängig mindestens 0,50 m und die Vorländer mindestens 0,30 m über dem Wasserspiegel bei  $HQ_{100}$ . Einzig im Bereich oberhalb des Zuflusses des Tornaer Abzugsgrabens (Fluss-km 5,114) liegt das Gelände vom rechten Hinterland z. T. unterhalb des Wasserspiegels.

In diesem Gewässerabschnitt wird ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt, der auch durchgängig eingehalten wird. Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als gering erachtet werden, da ein  $HQ_{100}$  zuzüglich des Freibords sicher abgeführt werden kann.

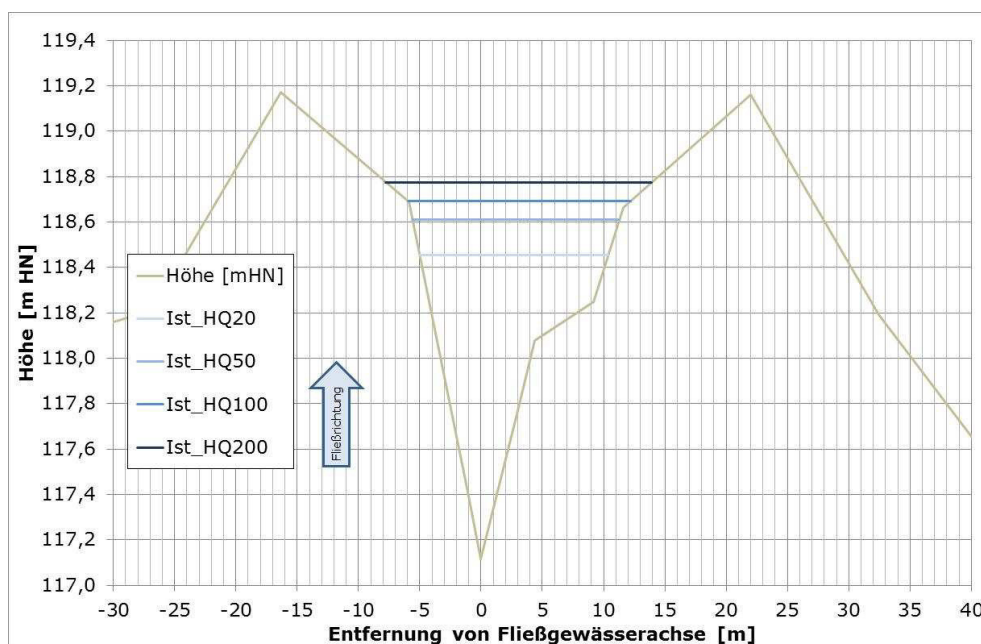
#### 7.1.2.5 Abschnitt: Brücke Reicker Straße (4,698) bis Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150)

Unterhalb der Reicker Straße bis unterhalb der Brücke Rudolf-Bergander-Ring (Fluss-km 4,437) liegt der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  fast durchgängig 0,50 m unter der Böschungshöhe und ca. 0,20 m unter der Höhe des Hinterlandes. Im Bereich der Kindertagesstätte „Spielekiste e. V.“ (Fluss-km 4,517) liegt der Wasserspiegel im Bereich der Höhe des Hinterlandes und der Freibord beträgt 0,47 m (Abbildung 7-7).



**Abbildung 7-7: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,544 (oh. Brücke KiTa Spielekiste) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

Oberhalb der Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,149) wird das  $HQ_{100}$  ebenfalls sicher abgeführt. Der Freibord zur Böschungsoberkante beträgt aber z. T. nur ca. 0,30 m bis 0,40 m. Der Wasserspiegel liegt z. T. deutlich oberhalb des Hinterlandes (Abbildung 7-8).



**Abbildung 7-8: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,189 (oh. Unterführung DB-Trasse) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

Bei  $HQ_{200}$  treten an diesem Abschnitt ebenfalls keine Überschwemmungen auf. Der Freibord zur Böschungsoberkante oberhalb der Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,149) beträgt aber z. T. nur ca. 0,20 m bis 0,30 m.

In diesem Abschnitt wird von der Reicker Straße (Fluss-km 4,698) bis ca. 50 m unterhalb des Rudolf-Bergander-Rings ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad fast durchgängig erreicht. Nur an zwei Stellen liegt der Freibord bei 0,42 m bzw. 0,47 m. Unterhalb des Rudolf-Bergander-Rings bis zur Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150) ist kein Schutzgrad festgelegt.

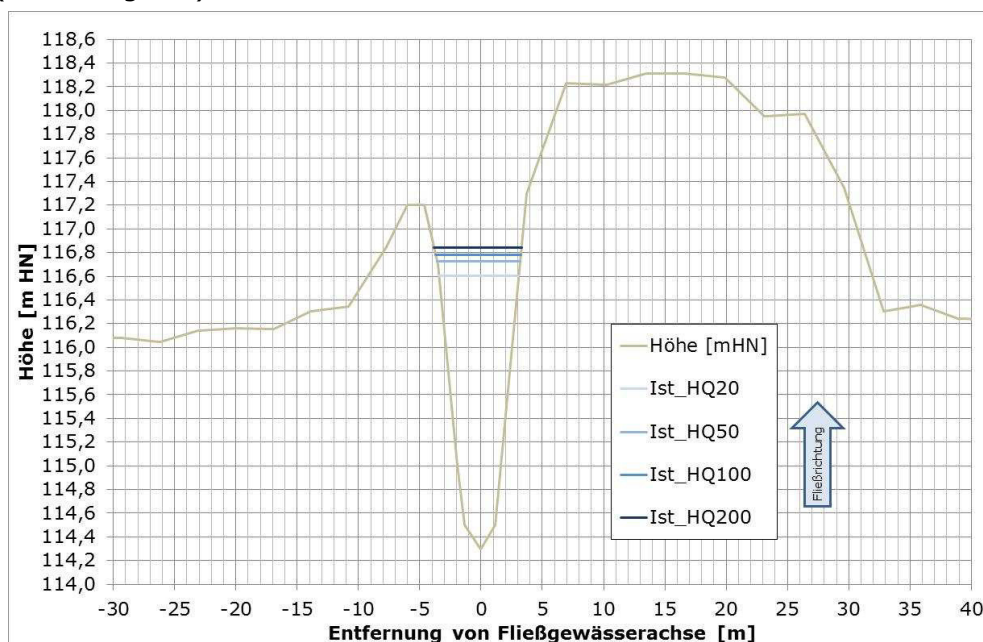
Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als gering erachtet werden, da im Bereich oberhalb des Rudolf-Bergander-Rings das  $HQ_{100}$  auch unter Einhaltung des Freibords sicher abgeführt werden kann. Unterhalb des Rudolf-Bergander-Rings sinkt zwar der Freibord z. T. auf 0,30 m, aber die Vermögenswerte wurden in diesem Bereich nur mit 0,4 €/m<sup>2</sup> bewertet.

#### 7.1.2.6 Abschnitt: Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150) bis Brücke Winterbergstraße (Fluss-km 3,331)

Unterhalb der DB-Trasse wird das  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  sicher abgeführt und der Wasserspiegel liegt fast durchweg 0,50 m unter der Böschungsoberkante. Nur direkt unterhalb der Unterführung des DREWAG-Geländes beträgt der Freibord 0,30 m bis 0,40 m bei  $HQ_{100}$  und ca. 0,20 m bis 0,30 m bei  $HQ_{200}$ . Das Hinterland, ca. 10 m bis 20 m rechts und links vom Gewässer entfernt, liegt z. T. etwa einen Meter unter der Böschungsoberkante und damit ebenfalls unterhalb des Wasserspiegels des  $HQ_{100}$ . Hier-



von sind das Gelände der DREWG und das Gelände des Autohaus Reick (Abbildung 7-9) betroffen.



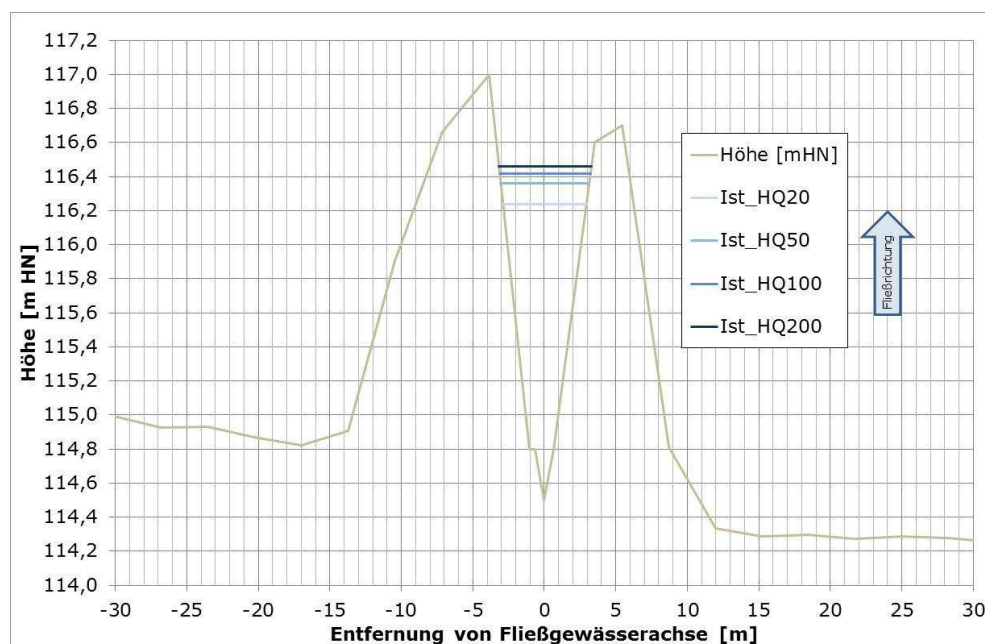
**Abbildung 7-9: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,573 (oh. Zufahrt Autohaus Reick) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

In diesem Abschnitt wird von der Unterführung DB-Trasse (Fluss-km 4,150) bis ca. zur Zufahrt TÜV (Fluss-km 3,580) ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt, der auch unter Berücksichtigung des Freibords fast durchgängig eingehalten werden kann. Unterhalb der Zufahrt TÜV bis zur Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) ist kein Schutzgrad ausgewiesen.

Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als gering erachtet werden, da in diesem Bereich das  $HQ_{100}$  auch unter Einhaltung des Freibords fast durchgängig sicher abgeführt werden kann.

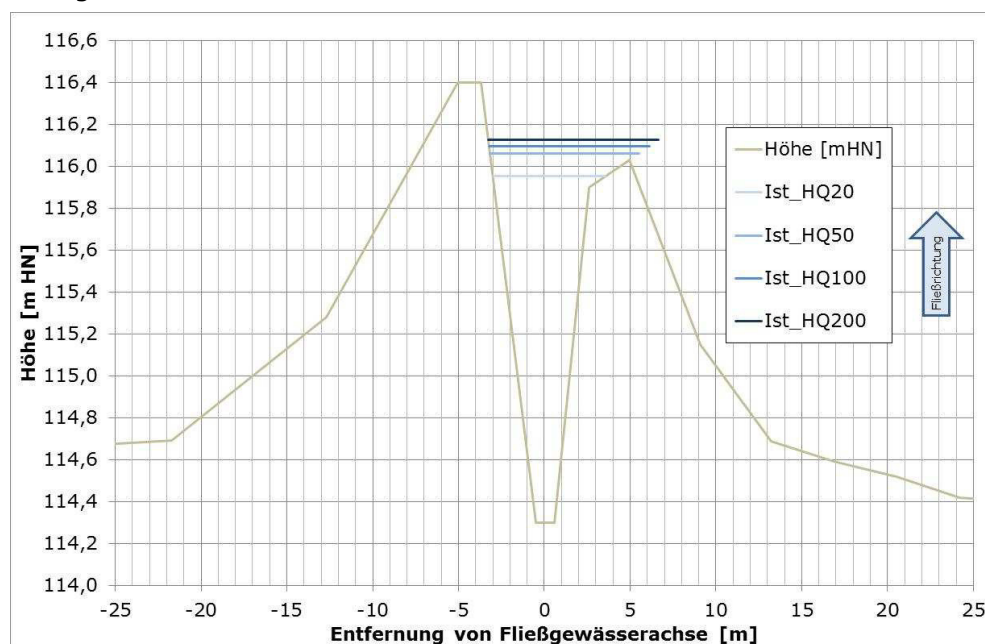
#### 7.1.2.7 Abschnitt: Brücke Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) bis Brücke Kipsdorfer Straße/Friedhof Dresden-Striessen (Fluss-km 1,569)

Zwischen Winterbergstraße und Bodenbacher Straße bewegt sich der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  unterhalb der Böschungsoberkante. Das Hinterland weist aber bereits deutlich geringere Höhen auf, was dazu führt, dass der Wasserspiegel z. T. mehr als einen Meter über dem Gelände liegt. Besonders deutlich ist das im Bereich des Sportplatzes Rothermundtpark (Abbildung 7-10) zu beobachten, wo fast der gesamte Graben oberhalb des Geländes liegt. Die linke Böschungsoberkante zeigt bei  $HQ_{100}$  im Istzustand einen Freibord von 0,58 m, wogegen bei der rechten Böschung nur noch 0,28 m vorhanden sind.



**Abbildung 7-10: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,200 (uh. Winterbergstraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

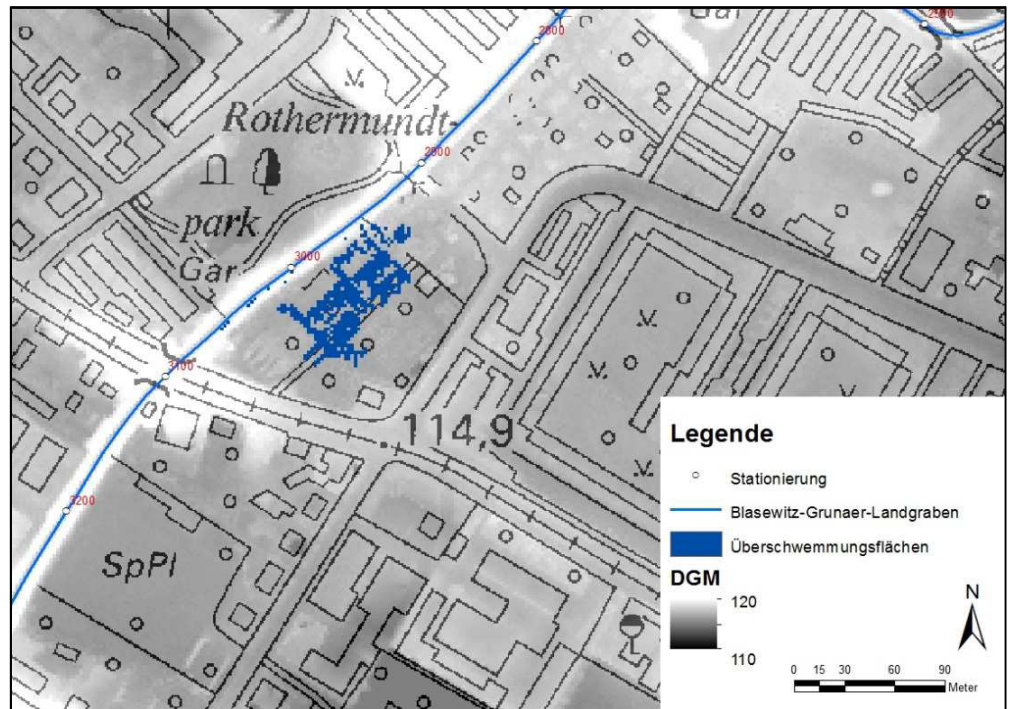
Im Bereich des Rothermundtparks (Abbildung 7-11) liegt an der rechten Böschung bei  $HQ_{50}$  im Istzustand der Wasserspiegel oberhalb der Böschungsoberkante.



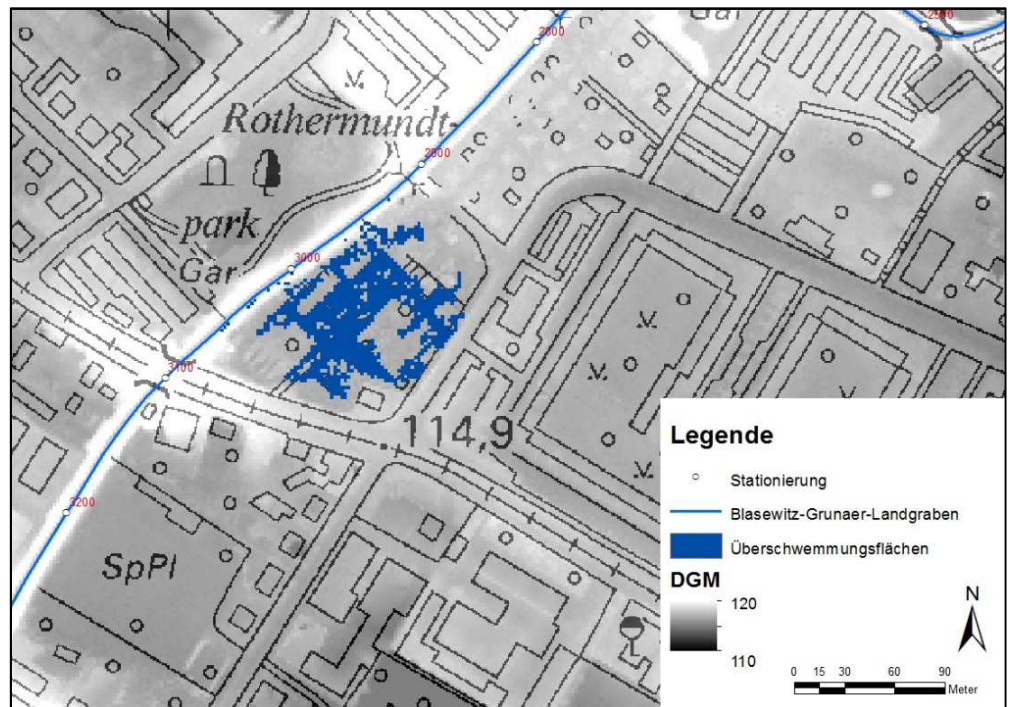
**Abbildung 7-11: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,970 (oh. Rothermundtpark) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

Der Überstau ist aber nur sehr kurz vorhanden und so gering, dass es nur zu einer Benetzung der angrenzenden Bereiche kommt, aber zu keiner Überschwemmung kommt. Erst ab einem  $HQ_{100}$  sind in diesem Bereich Überschwemmungen zu beobachten (Abbildung 7-12), die bei einem

HQ<sub>200</sub> deutlich größer ausfallen (Abbildung 7-13). Die linke Böschungsoberkante liegt in einem Bereich von 0,30 m bis 0,40 m über dem Wasserspiegel bei HQ<sub>100</sub> und damit innerhalb des Freibords von 0,50 m.



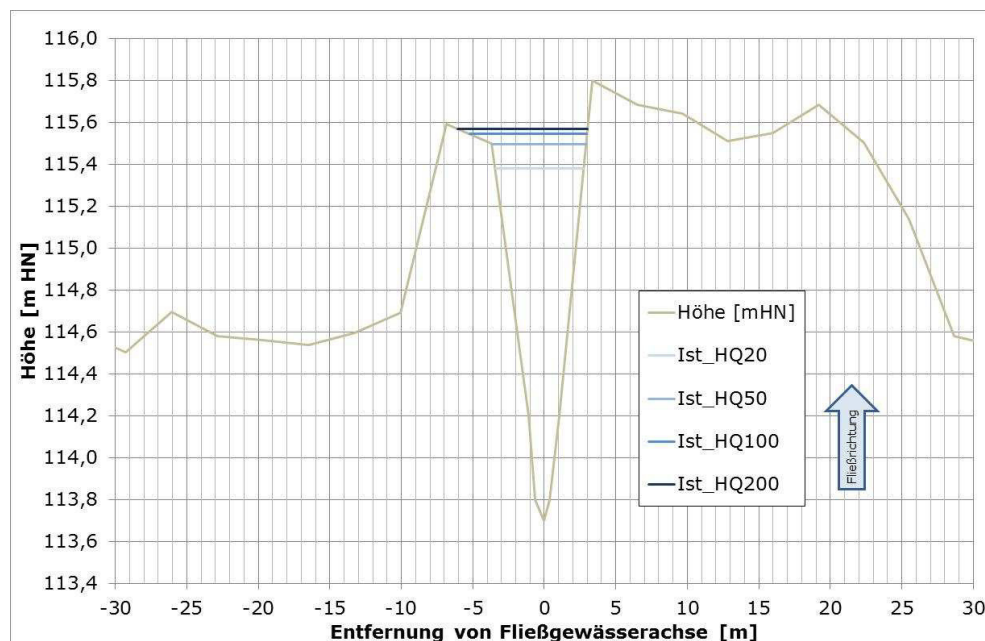
**Abbildung 7-12: Überschwemmungsflächen im Bereich des Rothermundtpark bei HQ<sub>100</sub> im Istzustand**



**Abbildung 7-13: Überschwemmungsflächen im Bereich des Rothermundtpark bei HQ<sub>200</sub> im Istzustand**

Auch in diesem Bereich liegt ein Großteil des Landgrabens über dem Gelände.

Im Bereich des Frauensteiner Platzes (Abbildung 7-14) liegt das linke Hinterland noch immer deutlich unterhalb der Böschung, wodurch auch der Wasserspiegel bei  $HQ_{100}$  deutlich über dem Gelände liegt. Der Wasserspiegel liegt in diesem Bereich nur wenige Zentimeter unter der Böschungsoberkante, wodurch praktisch kein Freibord vorhanden ist.

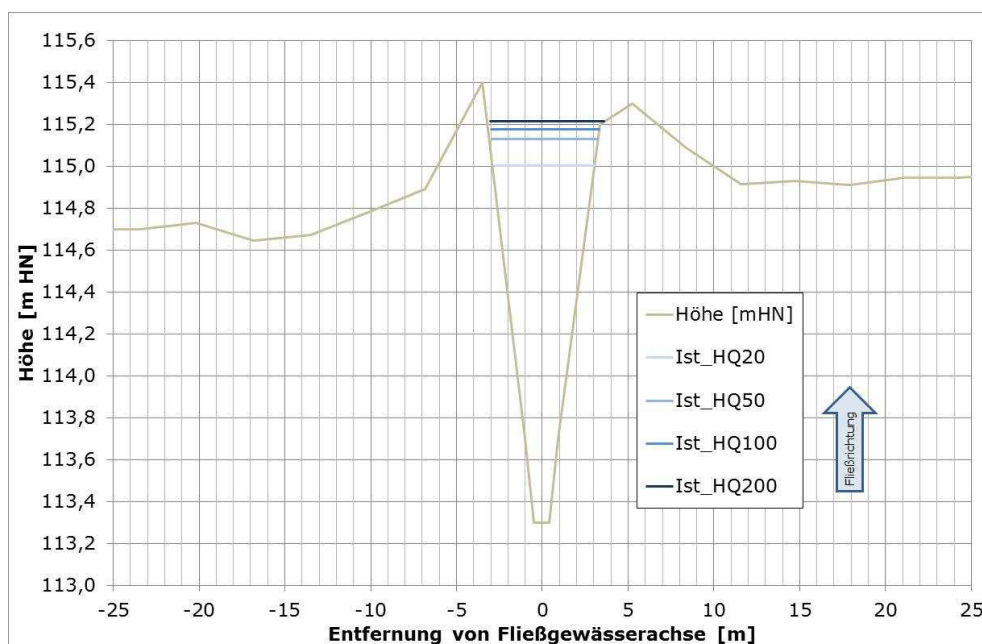


**Abbildung 7-14: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,453 (uh. Frauensteiner Platz) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

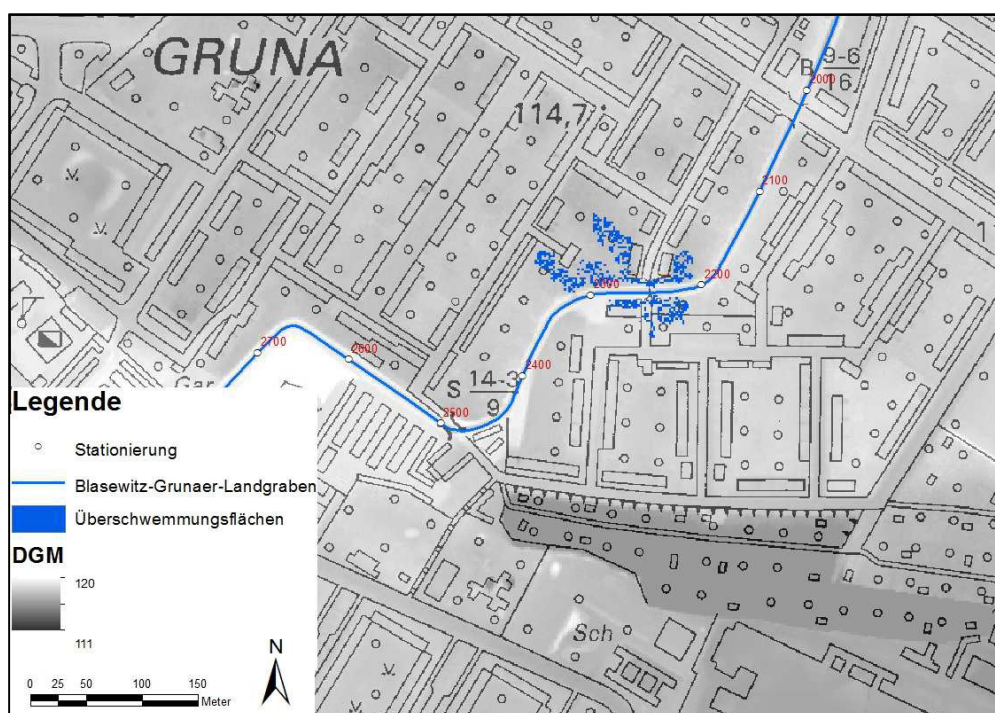
Bei  $HQ_{200}$  liegt der Wasserspiegel sogar kurzzeitig 0,01 m bis 0,02 m über der Böschung, was in diesem Fall zur zu einer Benetzung der Böschung aber zu keiner Überschwemmung führt.

Im weiteren Verlauf bis zur Hepkestraße ist ein ähnliches Bild zu beobachten (Abbildung 7-15). Es ist fast durchweg ein etwa bordvoller Abfluss bei  $HQ_{100}$  zu beobachten, bei dem an einigen Stellen praktisch kein Freibord vorhanden ist. Der Wasserspiegel übersteigt erneut die Geländehöhe des Hinterlandes.

Eine besondere Schwachstelle stellt in diesem Bereich die Brücke Kleinhäusweg (Fluss-km 2,246) dar. Diese Brücke wird bereits bei  $HQ_{20}$  eingestaut. Ab  $HQ_{50}$  übersteigt der Wasserspiegel die Konstruktionsoberkante und damit im Zugangsbereich der Brücke auch die Böschungshöhe. Die Böschung ist in diesem Bereich deutlich abgesenkt, infolge dessen es zu Überschwemmungen beidseitig des Landgrabens kommt (Abbildung 7-16).

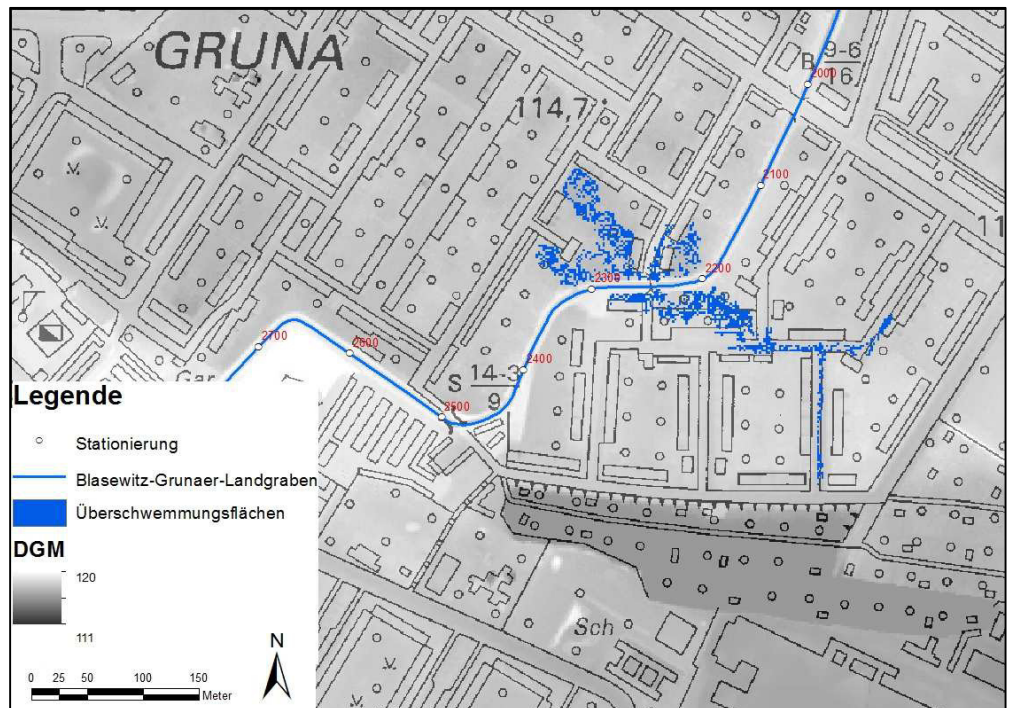


**Abbildung 7-15:** Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,125 (oh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$

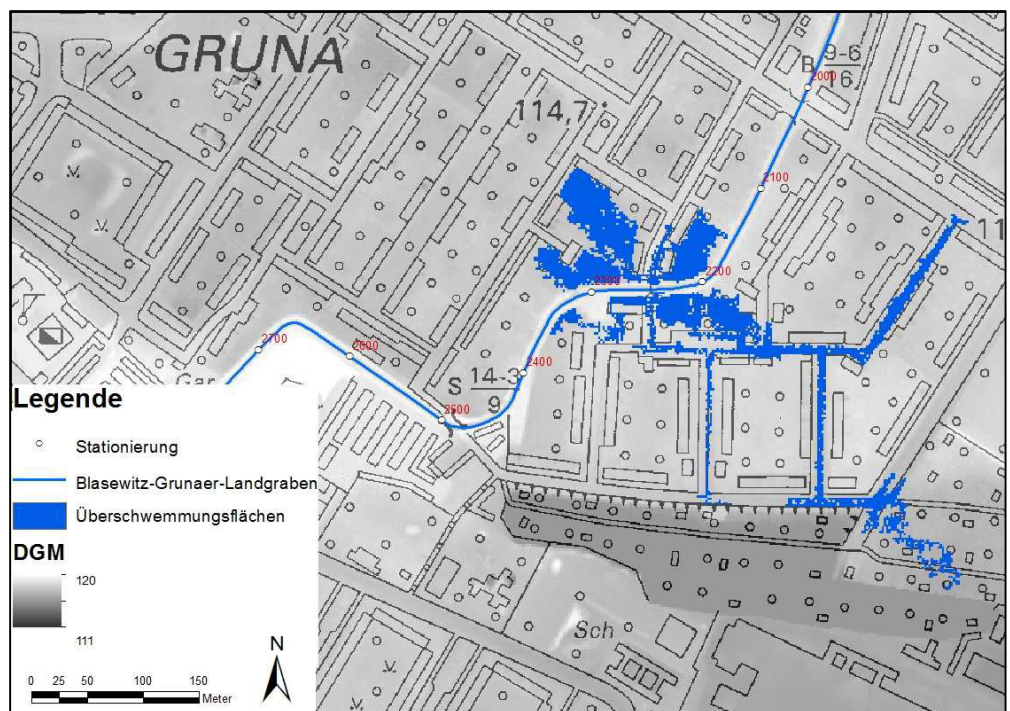


**Abbildung 7-16:** Überschwemmungsflächen im Bereich der Brücke Kleinhausweg bei  $HQ_{50}$  im Istzustand

Bei  $HQ_{100}$  (Abbildung 7-17) und  $HQ_{200}$  (Abbildung 7-18) treten dabei erhebliche Überschwemmungen auf.

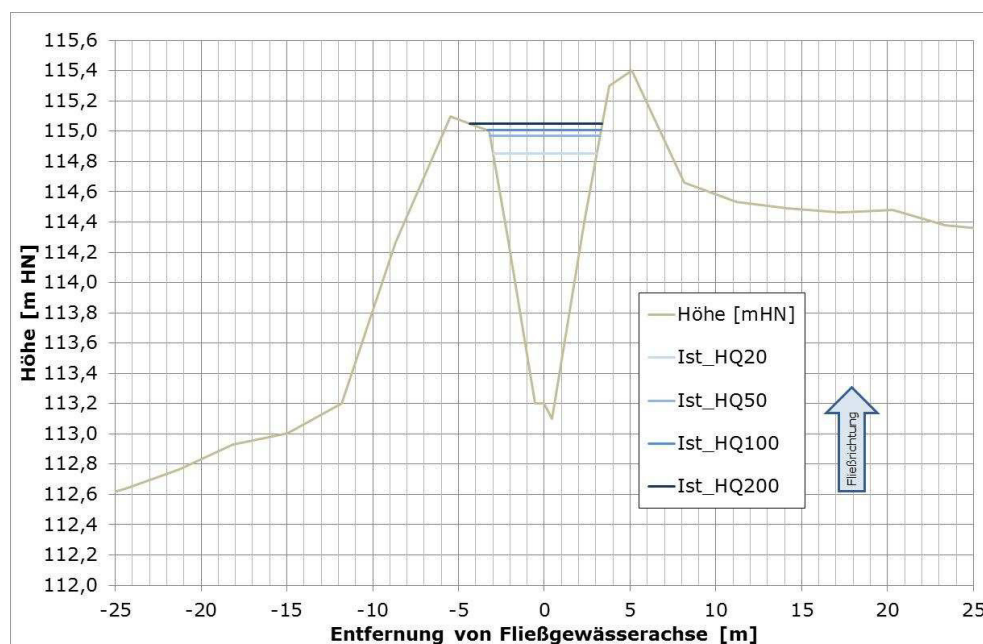


**Abbildung 7-17: Überschwemmungsflächen im Bereich der Brücke Kleinhausweg bei HQ<sub>100</sub> im Istzustand**



**Abbildung 7-18: Überschwemmungsflächen im Bereich der Brücke Kleinhausweg bei HQ<sub>200</sub> im Istzustand**

Unterhalb der Hepkestraße ist weiterhin ein bordvoller Abfluss bei HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub> zu beobachten, wobei auch hier das Hinterland zum Großteil unterhalb des Wasserspiegels liegt (Abbildung 7-19).



**Abbildung 7-19: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,926 (uh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$**

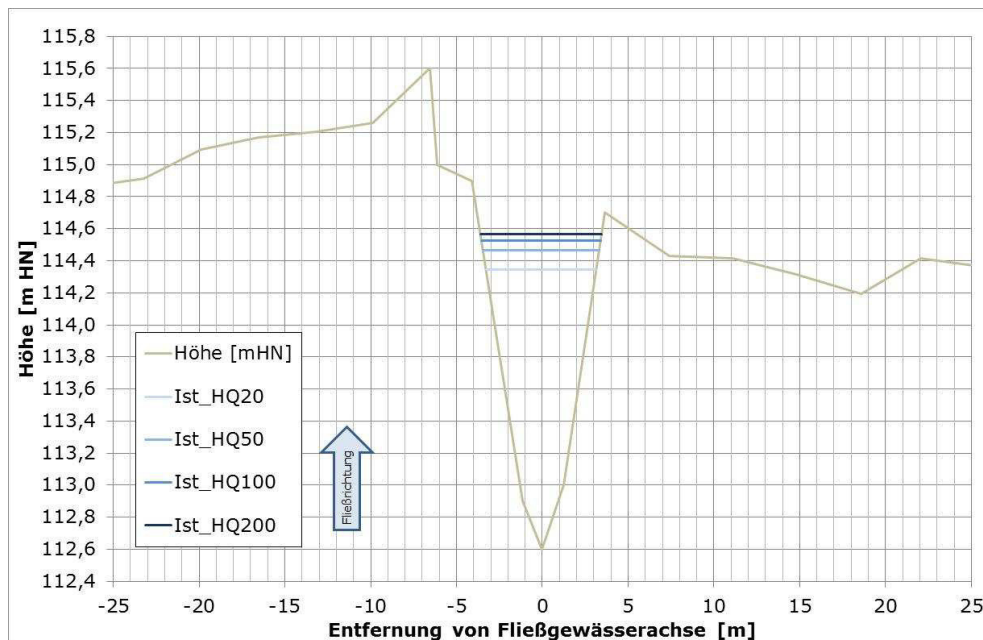
In diesem Abschnitt wird von der Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) bis zur Kipsdorfer Straße zum Großteil ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. Ausnahmen bilden die rechte Böschung im Bereich des Sportplatzes Rothermundtpark (Fluss-km 3,200), die linke Böschung im Bereich des Rothermundtparks (Fluss-km 2,970), die rechte Böschung unterhalb des Rothermundtparks (Fluss-km 2,848) und die linke Böschung im Bereich des Friedhofs Dresden-Striesen (Fluss-km 1,791), an denen kein Schutzgrad festgelegt ist. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad in diesem Gewässerabschnitt ab der Bodenbacher Straße praktisch nicht erreicht. In allen Abschnitten werden darüber hinaus streckenweise die 0,20 m Freibord unterschritten und an neun Stellen sogar die 0,05 m. Im Bereich des Sportplatzes Rothermundtpark und an der Brücke Kleinhausweg werden Überschwemmungen modelliert.

Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann in diesem Bereich als sehr hoch erachtet werden. Mit Ausnahme der Bereiche, an denen kein Schutzgrad angestrebt wird (Grünflächen, Parks, Garagen und Kleingärten mit einer Bewertung bis zu 0,4 €/m<sup>2</sup>), werden die Vermögenswerte im angrenzenden Hinterland mit 200 €/m<sup>2</sup> bei Straßen und Wegen sowie über 700 €/m<sup>2</sup> bei bebauten Flächen bewertet. Allein auf einer Strecke von ca. 1350 m werden die bebauten Flächen mit mehr als 700 €/m<sup>2</sup> bewertet.

#### 7.1.2.8 Abschnitt: Brücke Kipsdorfer Straße (Fluss-km 1,569) bis zur Elbe

Unterhalb der Kipsdorfer Straße bis zur Mündung in die Elbe ist eine etwas entspanntere Situation zu beobachten. In diesem Gewässerabschnitt nimmt die Höhe des Hinterlandes im Vergleich zur Böschung zu, so dass der Wasserspiegel bei  $HQ_{100}$  zum Großteil unter der Höhe des Hinterlan-

des bleibt. Der Freibord beträgt in diesem Gewässerabschnitt größtenteils über ca. 0,20 m bis 0,50 m. In Abbildung 7-20 ist dafür beispielhaft das Querprofil am Fluss-km 1,365 dargestellt. Der Freibord beträgt zur rechten Böschung noch 0,18 m, wobei der Wasserspiegel im rechten Hinterland nur noch ca. 0,20 m über dem Gelände liegt.



**Abbildung 7-20: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,365 (oh. Brücke Schandauer Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ<sub>T</sub>**

Es sind aber auch mehrere Abschnitte vorhanden, an denen der Wasserspiegel bei HQ<sub>100</sub> auf die Höhe der Böschungsoberkante steigt. An einem Querprofil (Fluss-km 1,269, oh. Brücke Wittenberger Straße) steigt der Wasserspiegel bei HQ<sub>100</sub> sogar kurzzeitig über die Böschungsoberkante (Abbildung 7-21). Der Überstau ist aber so gering und kurz, dass nur eine Benetzung der Böschung auftritt und es zu keiner Überschwemmung kommt.

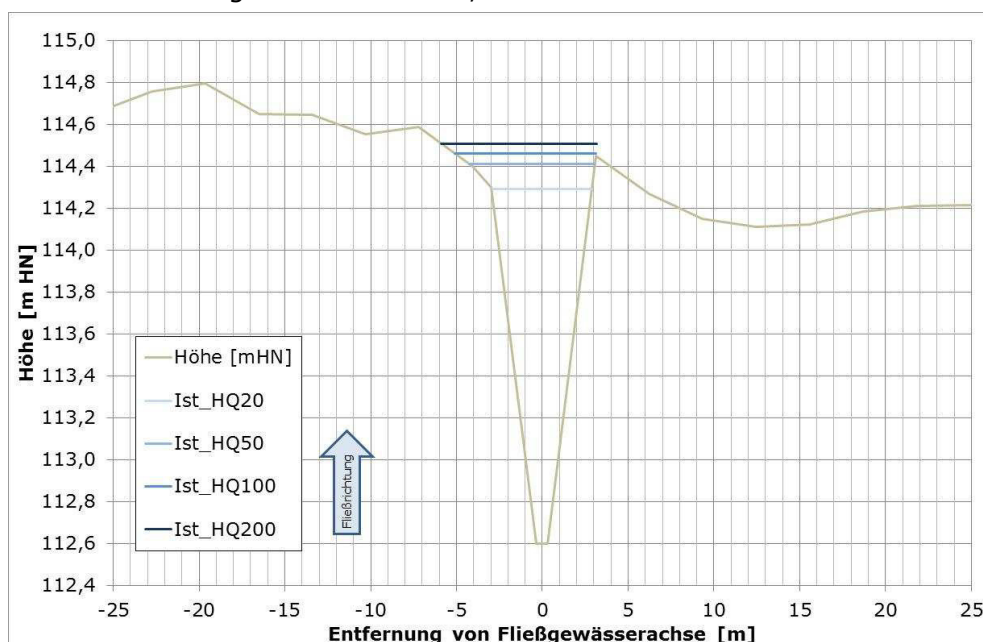
Bei HQ<sub>200</sub> ist in drei Bereichen zu beobachten, dass der Wasserspiegel über die Böschungsoberkante steigt. Hier sind die Bereiche zwischen Schandauer und Wittenberger Straße (Fluss-km 1,269), zwischen Eisenaicher Straße und Niederwaldstraße (Fluss-km 0,747) und zwischen Dreasekestraße und Heinrich-Schütz-Straße (Fluss-km 0,512) zu nennen. Der Überstau ist Bereich des Fluss-km 1,269 aber so gering bzw. so kurz, dass es nur zu einer Benetzung der Böschung aber zu keiner Überschwemmung kommt. Im Bereich der Fluss-km 0,747 und 0,512 sind kleine Bereiche Böschung überschwemmt (Abbildung 7-22).

Erst oberhalb der Tolkewitzer Straße (Fluss-km 0,363) sinkt der Wasserspiegel im Vergleich zur Böschung und des Hinterlandes deutlich, so dass in diesem Bereich ein ausreichender Freibord vorhanden ist. Auch liegt der Wasserspiegel durchweg unter der Geländehöhe des Hinterlandes.

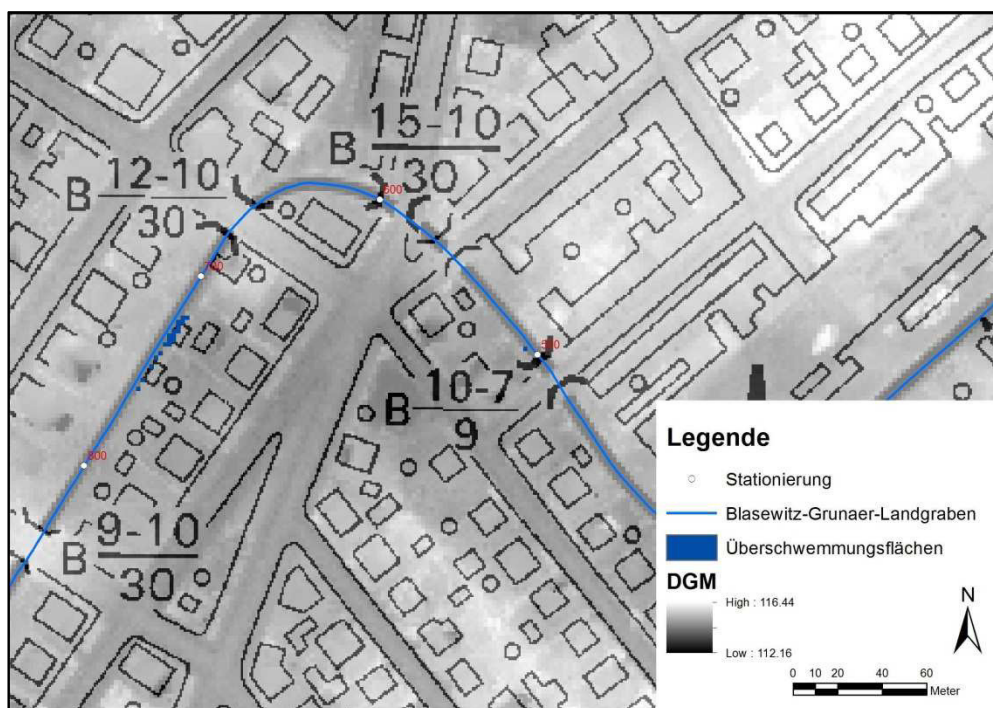
In diesem Gewässerabschnitt wird von der Kipsdorfer Straße (Fluss-km 1,569) bis zur Mündung in die Elbe ein Schutzgrad von  $\geq$  HQ<sub>100</sub> angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte



Schutzgrad auf vielen Gewässerabschnitten nicht erreicht. An sieben Abschnitten wird darüber hinaus ein Freibord von 0,20 m unterschritten und an drei Stellen sogar ein Freibord 0,05 m.



**Abbildung 7-21:** Verlangertes Querprofil am Fluss-km 1,269 (oh. Brücke Wittenberger Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$



**Abbildung 7-22:** Überschwemmungsflächen im Bereich zwischen Augsburgur Straße und Heinrich-Schütz-Straße bei  $HQ_{200}$  im Istzustand



Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann in diesem Bereich als hoch erachtet werden. Im gesamten Gewässerabschnitt werden die Vermögenswerte im angrenzenden Hinterland mit 200 €/m<sup>2</sup> bei Straßen und Wegen sowie bis über 700 €/m<sup>2</sup> bei bebauten Flächen bewertet, wobei überwiegend bebaute Flächen vorhanden sind.

Auch hier muss beachtet werden, dass es bei Verklausungen von Brücken, wie es bereits an der Schandauer Straße beobachtet wurde (siehe Abbildung 3-5), zu einem deutlichen Anstieg des Wasserspiegels kommen kann, wodurch auch in diesem Bereich größere Flächen mit hohen Vermögenswerten betroffen sein können.

### **7.1.3 Beschreibung des Deichzustandes**

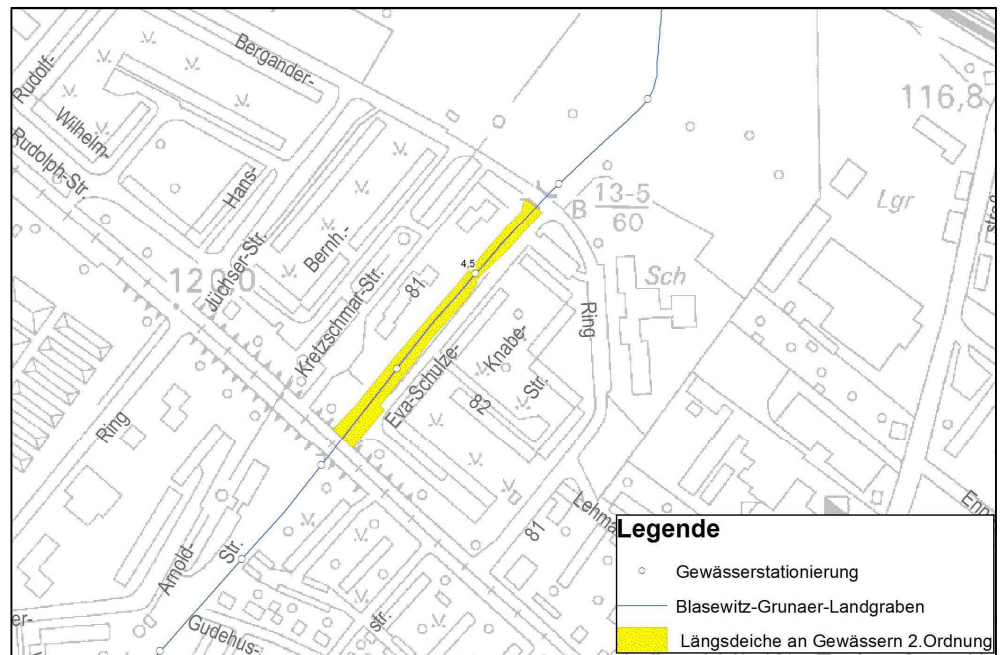
Am Gewässer des Landgrabens wurden an mehreren Bereichen zum Schutz vor Hochwasser Deiche errichtet. Die Notwendigkeit der Deiche besteht in den jeweiligen Bereichen, da der Wasserspiegel des HQ<sub>100</sub> stets über der Geländehöhe des Hinterlandes liegt. Die Deiche können daher in keinem Bereich zurückgebaut werden.

Eine Beurteilung des Deichzustandes wird im Folgenden anhand der Höhe des Deiches und deren Notwendigkeit vorgenommen. Eine Beurteilung der Standsicherheit oder Aussagen zum baulichen Zustand können nicht getroffen werden, da hierzu keine Untersuchungen erfolgten. Es kann aber angenommen werden, dass der bauliche Zustand der Deiche ausreichend ist, da die Deiche den bisherigen Hochwassern unbeschadet standgehalten haben.

#### **7.1.3.1 Deichzustand**

In Reick, zwischen Reicker Straße und Rudolf-Bergander-Ring (ca. Fluss-km 4,500), werden beidseitig vom Landgraben Deiche ausgewiesen (Abbildung 7-23).

Die Deiche wurden im Zuge der Neugestaltung des Landgrabens in Reick ins Hinterland verlegt. Wie an der Abbildung 7-24 zu erkennen ist, befinden sich im Bereich der Böschung mehrere Bäume, die aber aufgrund ihrer Lage und der Form der Deiche zu keinen Beeinträchtigungen der Deichkörper führen. Die Höhe und der Zustand des Deiches können als gut beurteilt werden. Die Zugänglichkeit des Deiches auf der rechten Gewässerseite ist durchweg gegeben. Auf der linken Gewässerseite besteht Zugang über die Brücke Reicker Straße (Fluss-km 4,698), der Brücke auf Höhe der KiTa Spielekiste e. V. (Fluss-km 4,517) und der Brücke Rudolf-Bergander Ring (Fluss-km 4,437).

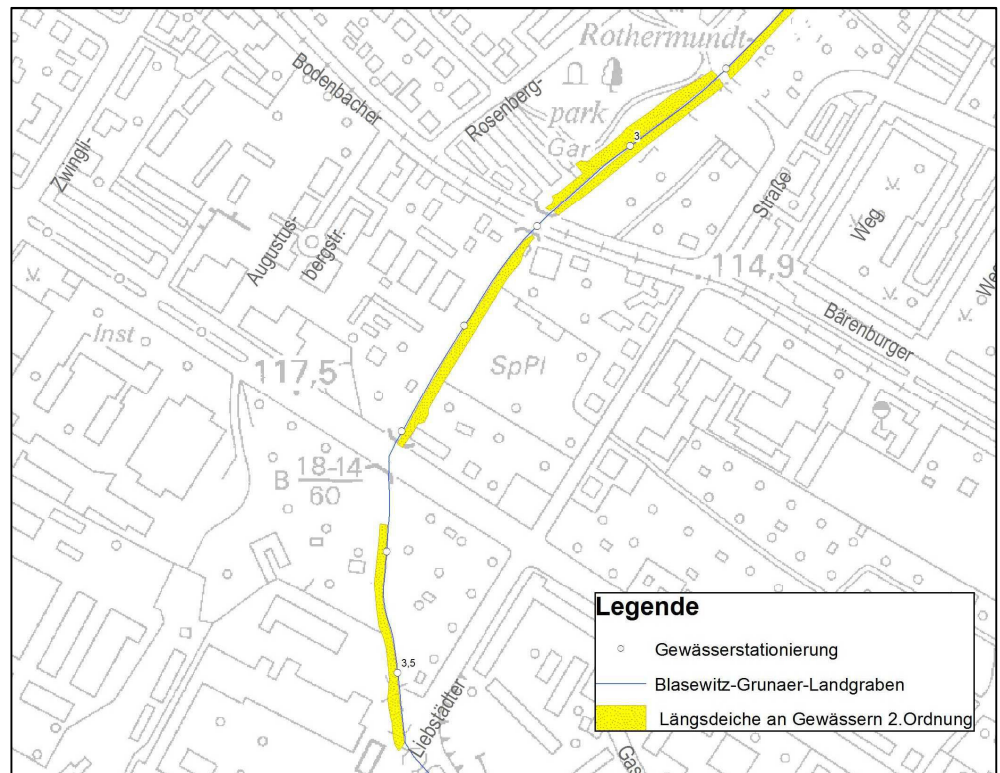


**Abbildung 7-23: Bereich der Deiche zwischen Reicker Straße (Fluss-km 4,698) und Rudolf-Bergander-Ring (Fluss-km 4,437)**



**Abbildung 7-24: Neu gestalteter Gewässerabschnitt in Reick (ca. Fluss-km 4,500) von der Brücke Höhe KiTa Spielekiste e. V. zur Reicker Straße (Blick flussaufwärts)**

Der nächste Deich befindet sich auf der linken Gewässerseite zwischen der Liebstädter Straße und der Winterbergstraße im Bereich des Fluss-km 3,500 (Abbildung 7-25).



**Abbildung 7-25: Bereich der Deiche zwischen Liebstädter Straße (Fluss-km 3,580) und Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904)**

Der Deich weist einen geringen Bewuchs von Büschen und kleineren Bäumen auf, wodurch aber von keiner Beeinträchtigung des Deichkörpers auszugehen ist (Abbildung 7-26). Darüber hinaus weist der Deich eine ausreichende Höhe auf. Die Zugänglichkeit zum Deich ist über die Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) durch die Einfahrt zur Kleingartenanlage gegeben.



**Abbildung 7-26: Deichabschnitt am Fluss-km 3,535 mit Blick auf die Zufahrt Autohaus Reick (Blick flussaufwärts)**

Zwischen Winterbergstraße und Bodenbacher Straße ist die rechte Gewässerseite als Deich ausgewiesen (Fluss-km 3,200 in Abbildung 7-25). Der Deich weist oberhalb der Bodenbacher Straße einen starken Bewuchs auf, indem z. T. auch größere Bäume stehen (Abbildung 7-27).



**Abbildung 7-27: Deichabschnitt am Fluss-km 3,125 mit Blick von der Brücke Bodenbacher Straße (Blick flussaufwärts)**

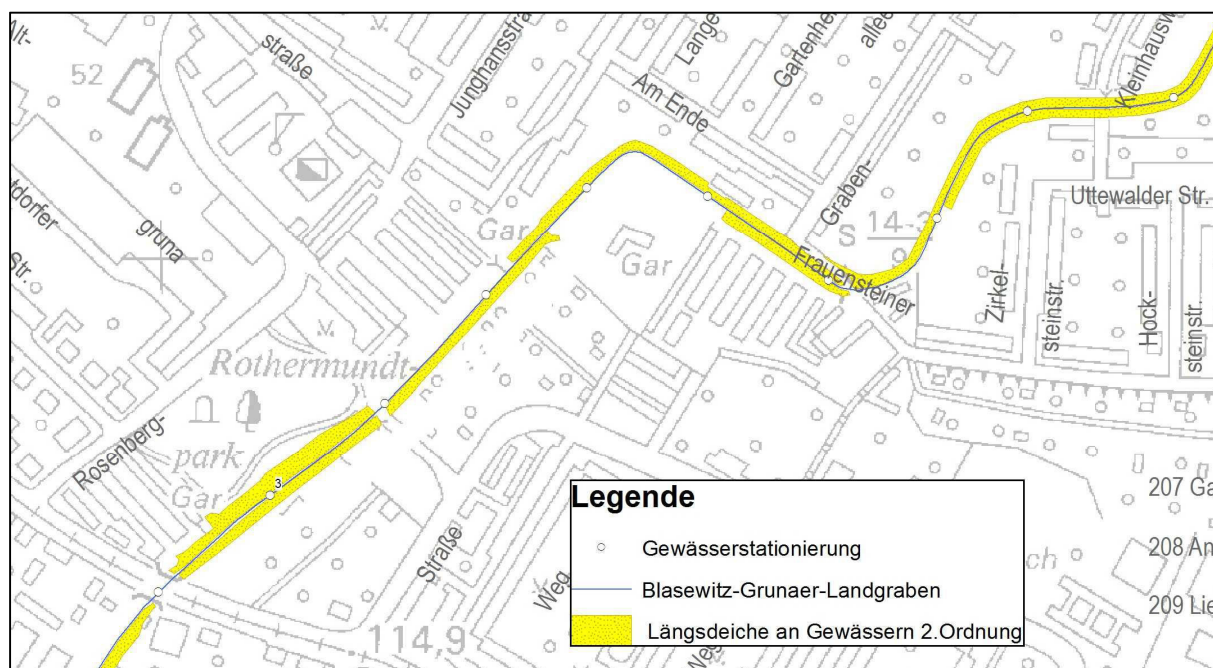
Der Bereich auf Höhe des Sportplatzes Rothermundtpark ist frei von größerem Bewuchs. Insgesamt kann von einer geringen Beeinträchtigung des Deichkörpers ausgegangen werden. Die Höhe des Deiches ist ausreichend und weist nur am Fluss-km 3,200 einen geringeren Freibord von 0,28 m auf. Der Zugang zu den Deichen ist über den Sportplatz Rothermundtpark möglich.

Ab der Bodenbacher Straße bis zur Brücke Rothermundtpark im Bereich des Fluss-km 3,100 werden beidseitig vom Landgraben Deiche ausgewiesen (Abbildung 7-25). Beide Deiche weisen einen Bewuchs mit größeren Bäumen auf, die auf den Deichen aber z. T. auch im Bereich des Fließquerschnittes liegen (Abbildung 7-28). In diesem Bereich kann von einer Beeinträchtigung des Deichkörpers ausgegangen werden. Der linksseitige Deich weist einen Freibord von 0,23 m bis ca. 0,50 m auf und besitzt damit keine ausreichende Höhe. Der rechtsseitige Deich ist stellenweise noch niedriger und damit ebenfalls nicht ausreichend dimensioniert, wodurch es bei den hydraulischen Modellierungen zu Überschwemmungen des Hinterlandes kam. Der Zugang rechtsseitigem Deich ist über einen Fußweg von der Bodenbacher Straße (Fluss-km 3,104) und von der Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) möglich, wobei ein Befahren mit PKWs nicht möglich ist. Der linksseitige Deich kann über den Rothermundtpark erreicht werden.



**Abbildung 7-28: Deichabschnitt ca. am Fluss-km 3,080 (links) und ca. am Fluss-km 2,970 (Blick flussaufwärts)**

Unterhalb der Brücke Rothermundtpark bis zur Brücke Am Grüngürtel im Bereich des Fluss-km 2,850 wird die rechte Gewässerseite vom Landgraben als Deich ausgewiesen (Abbildung 7-29). Im Bereich der Brücke Rothermundtpark befinden sich kleinere Bäume auf den Deichen. In diesem Bereich kann von einer geringfügigen Beeinträchtigung des Deichkörpers ausgegangen werden. Der Deich weist einen Freibord von 0,04 m bis 0,34 m auf und besitzt damit keine ausreichende Höhe. Der Zugang zum Deich ist über einen Fußweg möglich, der von der Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) erreicht werden kann.



**Abbildung 7-29: Bereich der Deiche zwischen Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,246)**

Im anschließenden Gewässerabschnitt bis ca. zum Fluss-km 2,600 wird die linke Gewässerseite vom Landgraben als Deich ausgewiesen (Abbildung 7-29). In diesem Bereich weist der Deich geringfügig Bewuchs

auf, was aber zu keiner Beeinträchtigung des Deichkörpers führt. Der Deich weist allerdings einen Freibord von 0,01 m bis 0,13 m auf und besitzt damit keine ausreichende Höhe.

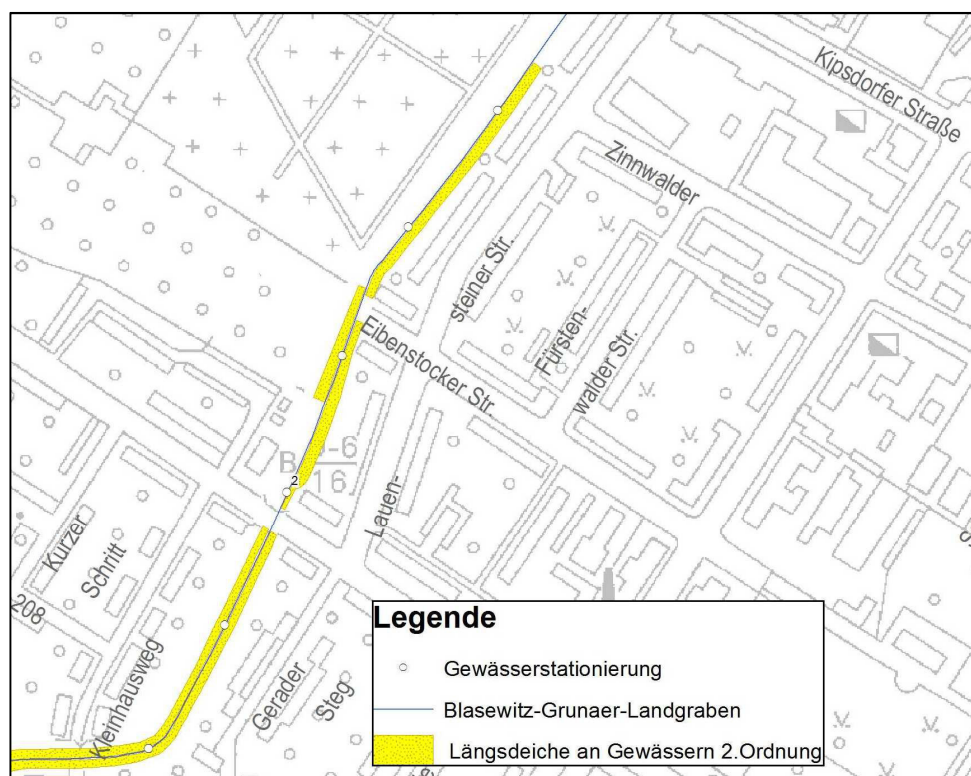
Vom Fluss-km 2,600 bis zur Brücke Frauensteiner Platz werden beide Gewässerseiten als Deiche ausgewiesen (Abbildung 7-29). Der Bereich der Deiche ist frei von Bewuchs, wodurch keine Beeinträchtigung der Deichkörper gegeben ist (Abbildung 7-30). Die Deiche weisen einen Freibord von 0,02 m bis 0,39 m auf und besitzen damit aber keine ausreichende Höhe. Der Zugang zu den Deichen ist über die Fußwege entlang des Gewässer möglich, die von der Brücke Frauensteiner Platz (Fluss-km 2,492) erreicht werden können.



**Abbildung 7-30: Deichabschnitt am Fluss-km 2,492 mit Blick von der Brücke Frauensteiner Platze (Blick flussaufwärts)**

Unterhalb des Frauensteiner Platzes bis etwa zum Fluss-km 2,400 wird die linke Gewässerseite des Landgrabens als Deich ausgewiesen (Abbildung 7-29). In diesem Bereich weist der Deich geringfügig Bewuchs auf, was aber zu keiner Beeinträchtigung des Deichkörpers führt. Der Deich weist allerdings einen Freibord von 0,05 m bis 0,27 m auf und besitzt damit keine ausreichende Höhe.

Ab dem Fluss-km 2,400 bis zur Hepkestraße (Fluss-km 2,028) werden beide Gewässerseiten als Deiche ausgewiesen (Abbildung 7-29 und Abbildung 7-31). In diesem Bereich weisen diese geringfügig Bewuchs auf, was aber zu keiner Beeinträchtigung der Deichkörper führt. Beide Deiche besitzen einen Freibord von 0,07 m bis etwa 0,40 m und damit ebenfalls keine ausreichende Höhe.



**Abbildung 7-31: Bereich der Deiche zwischen Brücke Höhe Rothermundtpark (Fluss-km 2,904) Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,246)**

In diesem Abschnitt befindet sich ebenfalls die Brücke Kleinhausweg (Abbildung 7-32). Durch die Zugänge zur Brücke wurden die Deiche an diesen Stellen um ca. 0,15 m bis 0,40 m abgesenkt, so dass die Schutzwirkung der Deiche deutlich verringert wurde. Infolge dessen treten ab  $HQ_{50}$  beidseitig des Landgrabens erhebliche Überschwemmungen auf.



**Abbildung 7-32: Deichabschnitt am Fluss-km 2,260 mit Blick von der Brücke Kleinhausweg (Blick flussabwärts)**



Der Zugang zu den Deichen kann über die Brücke Frauensteiner Platz (Fluss-km 2,492), Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,246) und Brücke Hepkestraße (Fluss-km 2,028) erfolgen. Auf der rechten Gewässerseite existiert entlang des Gewässers für die Begehung ein Fußweg. Auf der linken Gewässerseite ist kein Weg vorhanden, wodurch die Zugänglichkeit zum Deich stark eingeschränkt ist.

Unterhalb der Hepkestraße bis ca. zum Fluss-km 1,650 wird die rechte Gewässerseite als Deich ausgewiesen (Abbildung 7-31). In diesem Bereich weist der Deich einen geringfügigen Bewuchs auf, was aber zu keiner Beeinträchtigung des Deichkörpers führt (Abbildung 7-33). Der Deich weist, mit Ausnahme des Bereiches unterhalb der Hepkestraße, einen Freibord von 0,32 m bis 0,47 m auf. Unterhalb der Hepkestraße sinkt der Freibord auf 0,03 m bis 0,10 m. Insgesamt besitzt der Deich keine ausreichende Höhe.



**Abbildung 7-33: Deichabschnitt am Fluss-km 2,000 mit Blick von der Brücke Hepkestraße (Blick flussabwärts)**

Ebenfalls in diesem Gewässerabschnitt ist etwa vom Fluss-km 1,950 bis 1,850 auf der linken Gewässerseite ein Deich ausgewiesen (Abbildung 7-31). Auch dieser Gewässerbereich weist nur einen geringfügigen Bewuchs auf und führt zu keiner Beeinträchtigung des Deichkörpers. Der Deich weist einen Freibord von 0,09 m bis 0,38 m auf und besitzt damit keine ausreichende Höhe. Der Zugang zu den Deichen ist über einen Fußweg rechts und links vom Gewässer möglich, der von der Brücke Hepkestraße (Fluss-km 2,028) und Brücke Kipsdorfer Straße (Fluss-km 1,569) erreicht werden kann.

#### 7.1.3.2 Zusammenfassung

Die Notwendigkeit der Deiche ist durchweg gegeben, da der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  durchweg über der Geländehöhe des Hinterlandes liegt. Die Deiche können unter diesen Randbedingungen in keinem Bereich zurückgebaut werden.

Bis zur Bodenbacher Straße besitzen die Deiche weitestgehend eine ausreichende Höhe. Erst unterhalb der Bodenbacher Straße reduziert sich der



Freibord bei einem  $HQ_{100}$ , was dazu führt, dass an mehreren Stellen der Wasserspiegel bis auf die Böschungshöhe steigt und auch zu Überschwemmungen im Bereich des Rothermundtparks führt.

Mögliche Beeinträchtigungen des Deichkörpers sind nur an wenigen Stellen gegeben. Dort stehen größere Bäume auf dem Deich oder sogar im Fließquerschnitt. Der bauliche Zustand der Deiche kann aber als ausreichend erachtet werden, da die Deiche den bisherigen Hochwassern unbeschadet standgehalten haben. Eine detaillierte Untersuchung der Deiche erfolgte aber nicht.

Über Fußwege beidseitig vom Gewässer, die über die Brücken am Gewässer erreicht werden können, ist die Zugänglichkeit zu den Deichen gegeben. Nur zwischen Frauensteiner Platz und Hepkestraße existiert kein Fußweg. Die Erreichbarkeit von bestimmten Deichstellen zwischen den Brücken ist mittels PKW aber nur sehr eingeschränkt möglich.

#### **7.1.4 Versagensfälle und Abschätzung der Auswirkungen auf die Anlieger im Deichhinterland**

Wie im Abschnitt 7.1.3 beschrieben, besitzen die Deiche bis zur Bodenbacher Straße einen ausreichenden Freibord und weisen kaum Beeinträchtigungen des Deichkörpers auf. Darüber hinaus sind die Durchlässe der Brücken ausreichend dimensioniert. Aus diesen Gründen sind mögliche Verklausungen, gefolgt von einem Aufstau des Wassers sowie einem Versagen der Deiche, in diesem Bereich nur mit geringer Wahrscheinlichkeit zu befürchten. Bei einem Versagen der Deiche wären in Reick (ca. Fluss-km 4,500) zwei Kindertageseinrichtungen auf der linken Gewässerseite betroffen. Im Bereich der Liebstädter Straße (ca. Fluss-km 3,500) wäre ein Industriegebiet und am Fluss-km 3,200 in erster Linie ein Sportplatz betroffen, wobei sich im Bereich der Brücken (Winterbergstraße und Bodenbacher Straße) auch Wohnungen befinden.

Unterhalb der Bodenbacher Straße besitzen die Deiche fast durchweg keinen ausreichenden Freibord. An einigen Stellen liegt der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  im Bereich der Böschung und auch Überschwemmungen wurden modelliert. Darüber hinaus weisen einige Brücken in diesem Bereich keine ausreichend großen Durchlässe auf. Aus diesen Gründen sind mögliche Verklausungen, gefolgt von einem Aufstau des Wassers sowie einem Versagen der Deiche, mit deutlich höherer Wahrscheinlichkeit zu befürchten. Im Bereich des Rothermundtparks (Fluss-km 3,000) wurden Überschwemmungen modelliert, die das Gelände einer städtischen Gärtnerei, rechts des Gewässers, unter Wasser setzten. Auf der linken Gewässerseite wäre der Rothermundtpark betroffen. Im folgenden Gewässerabschnitt betreffen Überschwemmungen auf der rechten Gewässerseite in erster Linie Kleingärten und Garagen. Auf der linken Gewässerseite bis zur Hepkestraße (Fluss-km 2,028) und auf der rechten Gewässerseite vom Fluss-km 2,400 bis zur Hepkestraße wären in diesem Bereich in erster Linie Wohnungen betroffen. Im Bereich der Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,250) wurden Überschwemmungen beidseitig vom Landgraben modelliert. In diesen Bereichen werden in erster Linie Wohnungen aber auch Straßen unter Wasser gesetzt. Unterhalb der Hepkestraße bis zum Fluss-km 1,650 wären auf der rechten Gewässerseite durchweg Wohnungen und auf der linken Gewässerseite im Bereich des Fluss-km 1,900 Kleingärten betroffen.



Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass besonders im Bereich der Fluss-km 2,800 bis 1,700 im Falle des Versagens der Deiche hohe Vermögenswerte (mehr als 700 €/m<sup>2</sup>) betroffen wären. Durch den geringen Freibord der Deiche und z. T. geringe Durchlassquerschnitte von Bauwerken (z. B. Brücke Kleinhausweg oder Frauensteiner Platz), an denen es zu Verklausungen kommen kann, ist in diesem Bereich mit einer erhöhten Versagenswahrscheinlichkeit zu rechnen.

## 7.2 Verklausungsgefahr an Brücken und Durchlässen

Wie bereits an verschiedenen Stellen beschrieben, ist durch die Verklausung von Brücken und Durchlässen mit einer höheren Gefährdung durch Überschwemmungen zu rechnen. Bereiche, die besonders von Verklausungen betroffen sind, sollen im Folgenden genannt werden. Hier sind zum einen die Brücken und Durchlässe zu nennen, deren Freibord zur Konstruktionsunterkante des Bauwerks weniger als 0,20 m beträgt. Zum anderen kann es vorkommen, dass der Freibord ausreichend ist, aber ein vorhandener Treibgutfang eine mögliche Verklausung verursachen kann. In der Tabelle 7-4 sind die entsprechenden Brücken und Durchlässe enthalten, an denen eine höhere Verklausungsgefahr herrscht.

**Tabelle 7-4: Bauwerke mit erhöhter Verklausungsgefahr im Istzustand**

Fluss-km	Objektbezeichnung	Bemerkung	HQ <sub>20</sub>	HQ <sub>50</sub>	HQ <sub>100</sub>	HQ <sub>200</sub>
0,484	Brücke Heinrich-Schütz-Straße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
0,558	Brücke Draesekestraße	Freibord kleiner 0,20 m			X	X
0,587	Brücke Oehmestraße	Freibord kleiner 0,20 m		X	X	X
0,672	Brücke Niederwaldstraße	Freibord kleiner 0,20 m		X	X	X
1,066	Brücke Augsburger Straße	Freibord kleiner 0,20 m		X	X	X
1,184	Brücke Wittenberger Straße	Freibord kleiner 0,20 m		X	X	X
1,333	Brücke Schandauer Straße	Freibord kleiner 0,20 m		X	X	X
1,569	Brücke Kipsdorfer Straße	Freibord kleiner 0,20 m		X	X	X
2,028	Brücke Hepkestraße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
2,246	Brücke Kleinhausweg	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
2,492	Brücke Frauensteiner Platz	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
2,782	Brücke Am Grüngürtel	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
3,104	Brücke Bodenbacher Straße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
4,698	Brücke Reicker Straße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
5,654	Durchlass Dohnaer Straße	Freibord kleiner 0,20 m und Treibgutfang	X	X	X	X
6,081	Wilhelm-Franke-Straße	Freibord kleiner 0,20 m				X
6,247	Brücke Altleubnitz	Freibord kleiner 0,20 m	X	X	X	X
6,689	Brücke Spielplatz Heiler Born	Treibgutfang	X	X	X	X



Wie man der Tabelle 7-4 entnehmen kann, ist als Grund für die Verklauungsgefahr der fehlende Freibord der Brücken und Durchlässe zu nennen. Nur an der Brücke Spielplatz Heiliger Born ist der Treibgutfang als Grund zu nennen. Die Unterführung Dohnaer Straße besitzt einen nicht ausreichend dimensionierten Durchlass, infolge dessen der Freibord nicht eingehalten werden kann. Darüber hinaus existiert ebenfalls ein Treibgutfang, der die Gefahr von Verklausungen zusätzlich erhöht.

### **7.3 Hinweise zu erforderlichen vertiefenden Untersuchungen und Berechnungen**

In den Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass an einigen Bereichen des Landgrabens bezüglich  $HQ_{100}$  ein nicht ausreichender Schutz des Hinterlandes und der Bebauung vorhanden ist. Bei einem  $HQ_{100}$  erreicht der Wasserspiegel an vielen Stellen die Böschungen und führt am Rothermundtpark und der Brücke Kleinhausweg zu Überschwemmungen. Aber gerade bei Verklausungen von Durchlässen und Brücken oder beim Versagen von Deichen können weit größere Bereiche überschwemmt werden, wo aufgrund der städtischen Lage hohe Vermögenswerte betroffen sind.

In den hydraulischen Berechnungen wurden mögliche Verklausungen von Durchlässen und Bauwerken sowie das Versagen von Deichen nicht berücksichtigt. An dieser Stelle wären Szenarienanalysen ein gutes Werkzeug, um zu zeigen, wie groß Überschwemmungen und wie hoch potentielle Schäden ausfallen können, wenn es z. B. durch Verklausungen an einer Brücke zum Überströmen und damit zum Versagen eines Deiches kommt.

### **7.4 Erstellung der Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten für $T = 20, 100$ und $200$ a**

Grundlage für die Kartenerstellung waren die im Abschnitt 6.3.4 berechneten Überschwemmungsgebiete für den Istzustand.

Der Maßstab der Karten beträgt 1 : 5.000.

Anhang 5 ist eine DVD, welche die Projekte der Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten für ArcGIS 9.3 und für ArcGIS 10.0 mit den erforderlichen Daten sowie die Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten im PDF-Format enthält.

#### **7.4.1 Hochwassergefahrenkarten**

##### **7.4.1.1 Methodik**

Auf den Hochwassergefahrenkarten werden folgende Themen kartographisch dargestellt:

- Verlauf der Gewässerachse des Fließgewässers mit Flusskilometrierung (Stationierung) in 100-m-Schritten,
- Überschwemmungsflächen der jeweiligen Jährlichkeit im Istzustand mit klassifizierten Wassertiefen  $h_w$ ,

- Überschwemmungslinie für das Extremereignis HQ<sub>200</sub> im Istzustand als Anschlaglinie ohne Darstellung der Wassertiefen,
- Hydraulische Schwachstellen und Gefahrenbereiche der Böschung sowie des Hinterlandes (aus Abschnitt 7.1.2),
- Längsdeiche als Hochwasserschutzeinrichtungen,
- Stadtgrenze von Dresden,
- Erosionsabtragsflächen.

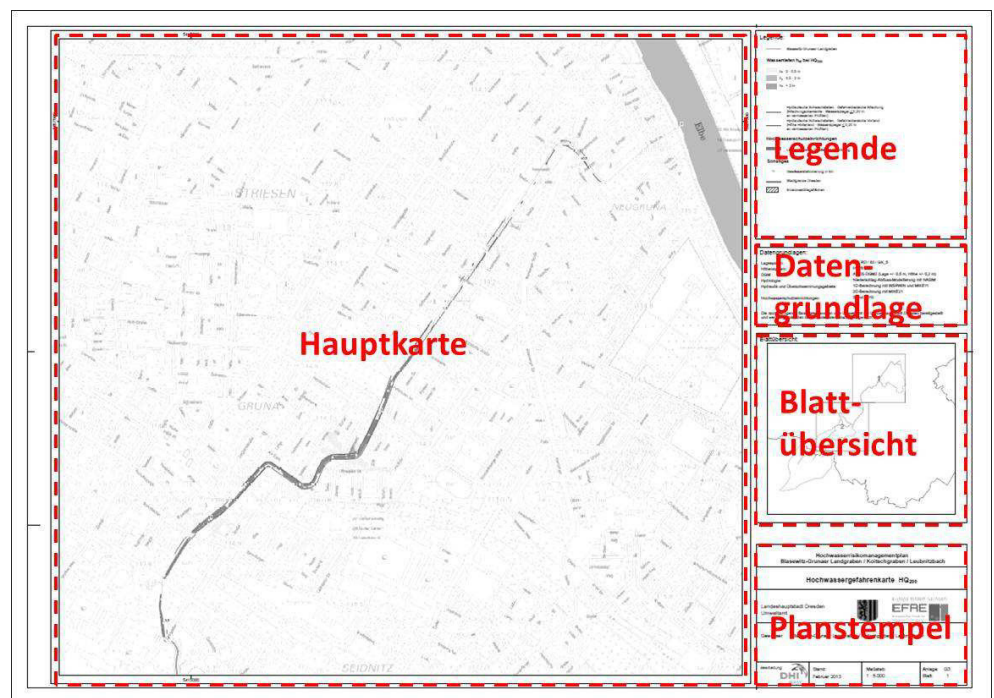
Die Darstellung der Wassertiefen der überschwemmten Gebiete erfolgt in den drei Intensitätsklassen

- 0 - 0,5 m,
- 0,5 - 2 m,
- > 2 m.

#### 7.4.1.2 Karten

In Abbildung 7-34 ist der generelle Aufbau, der für die Hochwassergefahren- und für die Hochwasserrisikokarten gleich ist, dargestellt. Die Karten sind in eine Hauptkarte und in den rechts davon liegenden allgemeinen Erläuterungsteil mit Legende, Datengrundlagen, Blattübersicht und Planstempel unterteilt.

Die Gefahren- und Risikokarten haben eine Größe von 83,0 cm in der Breite und 58,5 cm in der Höhe.



**Abbildung 7-34: Genereller Aufbau der Gefahren- und Risikokarten**

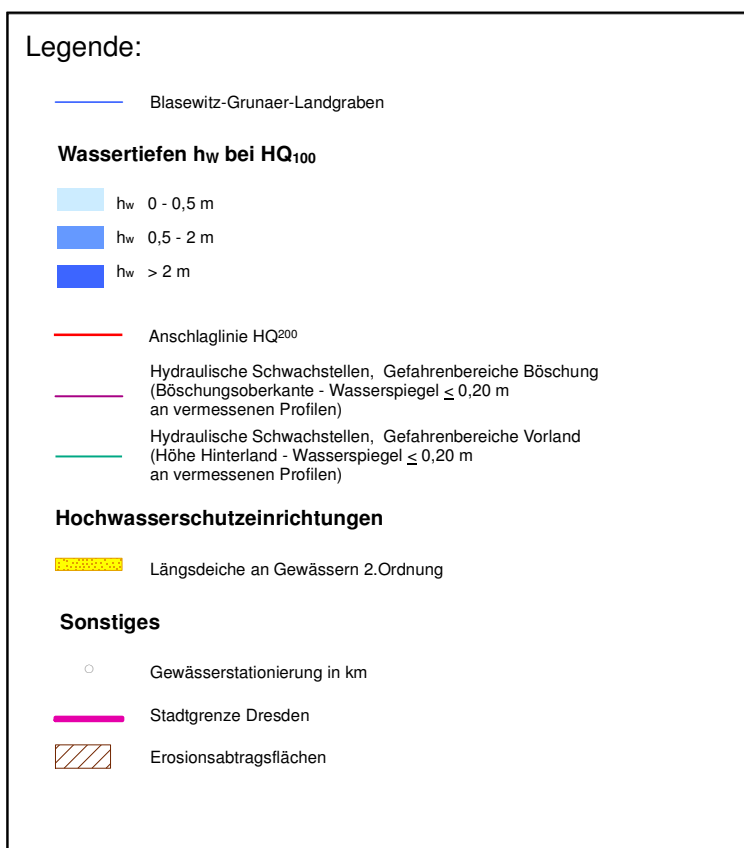
Auf der **Hauptkarte**, die 56,0 cm breit und 53,5 cm hoch ist, lässt sich bei dem Maßstab von 1 : 5.000 ein Kartenausschnitt von 2.800 m Breite mal 2.675 m Höhe abbilden.



Als Hintergrundkarte dient die TK10 in Graustufen. Die Koordinaten wurden am Außenrand der Hauptkarte angegeben.

Die Erläuterung zur Karte mit Legende, Datengrundlagen, Blattübersicht und Planstempel ist mit einer Breite von 17,5 cm rechts neben der Hauptkarte angeordnet, um bei einer gefalteten Karte den Karteninhalt zu erkennen.

Die **Legende** zu den Gefahrenkarten enthält die verwendeten Flächen-, Linien- und Punktsignaturen (Abbildung 7-35). Die Überschwemmungstiefen der überschwemmten Flächen sind in drei Klassen unterteilt. Die Gewässerstationierung wurde mit einer Schrittweite von 100 m, beginnend an der Mündung zur Elbe, eingefügt. Zur allgemeinen Orientierung wurde neben der Topographischen Karte die Stadtgrenze von Dresden dargestellt.



**Abbildung 7-35: Legende der Hochwassergefahrenkarte**

Die einzelnen **Datengrundlagen** wurden, wie in Abbildung 7-36 dargestellt, beschrieben bzw. mit Herkunft und Bearbeitungsstand benannt.

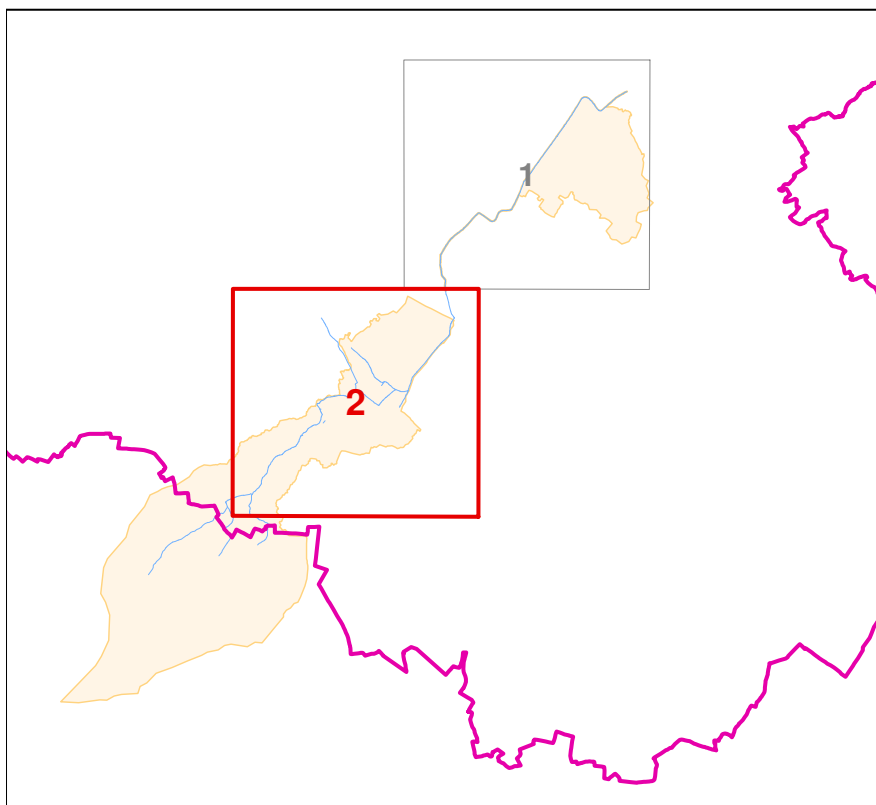
#### Datengrundlagen:

Lagesystem:	DE_RD / 83 / GK_5
Höhensystem:	HN76
DGM :	ATKIS-DGM2 (Lage +/- 0,5 m, Höhe +/- 0,2 m)
Hydrologie:	Niederschlag-Abfluss-Modellierung mit NASIM
Hydraulik und Überschwemmungsgebiete:	1D-Berechnung mit WSPWIN und MIKE11 2D-Berechnung mit MIKE21
Hochwasserschutzeinrichtungen:	Stand 2010

Die raumbezogenen Basisdaten wurden vom Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden bereitgestellt und werden gemäß den bestehenden Vereinbarungen genutzt.

**Abbildung 7-36: Datengrundlagen**

Die **Blattübersicht** (Abbildung 7-37) zeigt die einzelnen Blattsschnitte der darzustellenden Gebiete, wobei die aktuelle Karte rot markiert ist. Das Einzugsgebiet des Blasewitz-Grunaer-Landgrabens ist farblich hinterlegt. Zur besseren Orientierung ist die Stadtgrenze von Dresden mit dargestellt.



**Abbildung 7-37: Blattübersicht**

Der **Planstempel** (Abbildung 7-38) beinhaltet den Projektstitel, das Logo vom Europäischen Fonds für regionale Entwicklung, das Dresdner Stadtlogo, den Kartentitel mit dem dargestellten  $HQ_T$ , den Gewässernamen, das Logo des Auftragnehmers, den Bearbeitungsstand, den Kartenmaßstab, die Anlagennummer und die Blattnummer. Die Anlagennummer wird für jedes  $HQ_T$  folgendermaßen durchnummeriert:



G1- Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 20 Jahren (HQ<sub>20</sub>)  
G2- Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren (HQ<sub>100</sub>)  
G3- Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 200 Jahren (HQ<sub>200</sub>)  
Inhalt von Anlage 15 sind die Hochwassergefahrenkarten für HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>100</sub>  
und HQ<sub>200</sub>.

<b>Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach</b>			
<b>Hochwassergefahrenkarte HQ<sub>100</sub></b>			
Landeshauptstadt Dresden Umweltamt		Europa fördert Sachsen. <b>EFRE</b>  <small>Europäischer Fonds für regionale Entwicklung</small>	
Gewässer: Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach			
Bearbeitung: 	Stand: Februar 2013	Maßstab: 1 : 5.000	Anlage: G2 Blatt: 2

**Abbildung 7-38: Planstempel**

#### 7.4.1.3 Schlussfolgerungen

Die Hochwassergefahrenkarten veranschaulichen die Gefahr durch Überschwemmung infolge Hochwasser im Blasewitz-Grunaer-Landgraben. In den Karten werden die Ausdehnung des Überschwemmungsgebietes und die Intensität der Gefahr durch Überschwemmung dargestellt. Die Intensität wird durch die Wassertiefe  $h_w$  charakterisiert. Die Darstellung der Intensität erfolgt stufenweise in drei Klassen in abgestuften Blautönen (Abschnitt 7.4.1.2). Mit den unterschiedlichen Intensitäten ist ein unterschiedliches Gefährdungspotenzial verbunden. Die dunkelblau eingefärbten Flächen kennzeichnen Bereiche mit einem hohen Gefährdungspotenzial infolge einer hohen Wassertiefe. Analog ergibt sich für die blau und hellblau eingefärbten Bereiche ein mittleres bzw. niedriges Gefährdungspotenzial. Unabhängig vom Farbton gehören alle blau eingefärbten Flächen zum Überschwemmungsgebiet beim jeweils dargestellten HQ<sub>T</sub>.

Die auf den Karten dargestellte Intensität der Gefahr durch Überschwemmung bezieht sich stets auf ein Hochwasserereignis mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit. Beispielsweise wird ein Hochwasserereignis mit einer mittleren Wahrscheinlichkeit (HQ<sub>100</sub>) statistisch gesehen einmal in 100 Jahren erreicht oder überschritten. Auf den Karten werden neben den Intensitäten für ein Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 20, 100 und 200 Jahren auch die Anschlaglinie für das Extremhochwasser HQ<sub>200</sub> dargestellt. Außerhalb dieser Anschlaglinie liegende Geländebereiche sind hochwasserfrei. Das bedeutet aber nicht, dass diese Gebiete





nicht durch ein noch selteneres Hochwasser betroffen werden können. Auch außerhalb der Anschlaglinie des  $HQ_{200}$  gibt es ein Restrisiko bzgl. der Gefahr durch Überschwemmung.

Auf den Gefahrenkarten ist zu erkennen, dass die Überschwemmungen nicht flächendeckend auftreten sondern nur einzelne Bereiche betroffen sind. So sind hauptsächlich auf Kartenblatt 1 im Bereich des Kleinhauswegs sowie am Rothermundpark Gefahren erkennbar, geringere Gefahren aufgrund geringfügiger Überschwemmungen, sind auf Kartenblatt 2 im Bereich der Dohnaer Straße sowie oberhalb des HWRB Leubnitzbach zu erkennen. Insgesamt sind im Untersuchungsgebiet bei einem Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren ca. 1,1 ha von Überschwemmung betroffen, wobei eine maximale Einstauhöhe von 0,68 m erreicht wird. 1 ha der überschwemmten Fläche liegt in der ersten Wassertiefenklasse, so dass aufgrund der geringen Wassertiefe die Fließgeschwindigkeit keine Rolle spielt. Bei einem zweihundertjährigen Hochwasser sind ca. 2,5 ha mit einer maximalen Wassertiefe von 1,60 m überschwemmt. Damit bleibt die Wassertiefe auch bei einem  $HQ_{200}$  innerhalb der zweiten Wassertiefenklasse. 2,4 ha der überschwemmten Fläche sind innerhalb der ersten Wassertiefenklasse, der Wasserstand beträgt also unter einem halben Meter. Eine zusätzliche, jedoch bei der Berechnung und Darstellung der Überschwemmungsgebiete unberücksichtigte Gefahr geht von Brücken aus, durch die bei Verklauung ein Aufstau des Wassers verursacht werden kann. Die verklauungsgefährdeten Brücken sind aus diesem Grund auf den Risikokarten gesondert dargestellt.

## 7.4.2 Hochwasserrisikokarten

### 7.4.2.1 Methodik

Die Hochwasserrisikokarten verzeichnen potenzielle hochwasserbedingte negative Auswirkungen nach den in Abschnitt 7.4.1.1 beschriebenen drei Hochwasserszenarien. Der generelle Aufbau entspricht dem der Hochwassergefahrenkarten (Abbildung 7-34). Die Hochwasserrisikokarten unterscheiden sich von den Hochwassergefahrenkarten in der inhaltlichen Darstellung und damit auch in den Datengrundlagen. Es werden folgende Themen kartographisch dargestellt:

- Verlauf der Gewässerachse des Fließgewässers mit Flusskilometrierung (Stationierung) in 100-m-Schritten,
- Orientierungswert der potenziell betroffenen Einwohner je Stadtteil,
- gefährdete Objekte,
- Gefahrenquellen,
- Art der wirtschaftlichen Tätigkeit in dem vom Hochwasser potenziell betroffenen Gebiet,
- Schutzgebiete,
- Verklauungsgefährdete Brücken,
- Hydraulische Schwachstellen und Gefahrenbereiche der Böschung sowie des Hinterlandes (aus Abschnitt 7.1.2),
- Längsdeiche als Hochwasserschutzeinrichtungen,
- Stadtgrenze von Dresden.



Zur Darstellung der **Flächennutzung** innerhalb der Überschwemmungsflächen wurden die Flächennutzungstypen (aus dem Datensatz der Flächennutzung der Übersichtskarte 1 : 25000) mit den Überschwemmungsflächen der darzustellenden Hochwasserszenarien verschnitten. Die Landnutzungstypen wurden in die 7 Flächennutzungsklassen:

- Verkehrsflächen,
- Industrie- und Gewerbeflächen,
- Gewässer,
- landwirtschaftlich genutzte Flächen,
- Siedlung,
- Grün-, Sport- und Freizeitflächen,
- sonstige Flächen

unterteilt. Davon sind bei einem  $HQ_{100}$  folgende Klassen von Hochwasser betroffen:

- landwirtschaftlich genutzte Flächen,
- Verkehrsflächen,
- Siedlung,
- Grün-, Sport- und Freizeitflächen.

Die Berechnung der **potenziell betroffenen Einwohner pro Stadtteil** erfolgte auf der Grundlage der als Flächenshape übergebenen Anzahl der Wohnberechtigten (Hauptwohner + Nebenwohner) pro Stadtteil.

Um die betroffenen Einwohner abschätzen zu können wurde die Wohnbaufläche selektiert und mit den Überschwemmungsflächen der betrachteten  $HQ_T$  verschnitten, so dass für die relevanten  $HQ_T$  die überschwemmten bewohnten Flächen zur Verfügung standen. Anhand der Stadtteilgröße, der Größe der überschwemmten bewohnten Fläche sowie der Einwohneranzahl je Stadtteil konnte der Anteil der potenziell betroffenen Einwohner berechnet werden:

$$PBE = \frac{EW * A_{HQ}}{A_S}$$

mit

PBE Anzahl potenziell betroffener Einwohner

EW Anzahl der Einwohner je Stadtteil

$A_{HQ}$  bei dem betrachteten  $HQ_T$  überschwemmte bewohnte Fläche

$A_S$  Fläche des Stadtteils

Wie in Abschnitt 7.2 beschrieben, werden die Brücken und Durchlässe als verklausungsgefährdet eingeschätzt, deren Freibord zur Konstruktionsunterkante des Bauwerks weniger als 0,20 m beträgt oder die aufgrund eines Treibgutfangs zum Aufstau des Wassers neigen. Tabelle 7-4 beinhaltet die auf dieser Grundlage ausgewählten und auf den Risikokarten als verklausungsgefährdet dargestellten Brücken und Durchlässe in Abhängigkeit des jeweiligen Hochwasserereignisses.

Für die Darstellung der **gefährdeten Objekte** wurden die Kindertagesstätten, Schulen und Tankstellen, die sich in der Nähe der hydraulischen

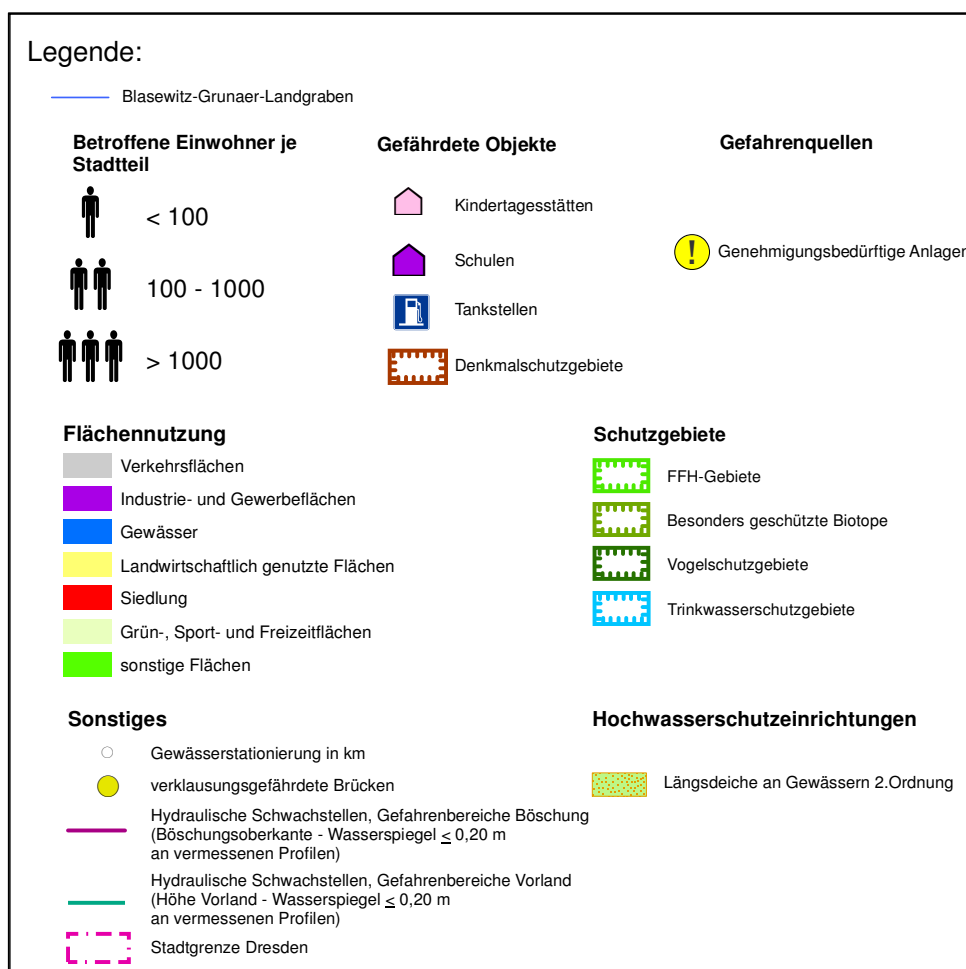


Schwachstellen und Gefahrenbereiche (aus Abschnitt 7.1.2) befinden, aus den übergebenen Datensätzen selektiert.

Bei einem Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren ist die gesamte Überschwemmungsfläche 1,07 ha groß. Davon sind 0,77 ha Siedlungsfläche, welche sich fast ausschließlich im Bereich der Brücke Kleinhausweg befinden.

#### 7.4.2.2 Karten

Das Layout der Hochwassergefahren- und -risikokarten ist identisch und wurde in Abschnitt 7.4.1.2 beschrieben. Abbildung 7-34 zeigt den generellen Aufbau der Karten. Die Hochwassergefahren- und -risikokarten unterscheiden sich aufgrund des darzustellenden Inhalts in der Hauptkarte und in der Legende (vgl. Abschnitt 7.4.1.1 und Abschnitt 7.4.2.1). Die **Legende** zu den Risikokarten enthält die verwendeten Flächen-, Linien- und Punktsignaturen (Abbildung 7-39).



**Abbildung 7-39: Legende der Hochwasserrisikokarte**

Zur allgemeinen Orientierung wird analog zu den Hochwassergefahrenkarten neben der Topographischen Karte 1 : 10.000 als Hintergrund die Stadtgrenze von Dresden dargestellt.

Inhalt von Anlage 16 sind die Hochwasserrisikokarten für HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub>.



### 7.4.2.3 Schlussfolgerungen

Die Hochwasserrisikokarten veranschaulichen die Betroffenheit durch Hochwasser bzgl. der Kategorien

- menschliche Gesundheit,
- Umwelt,
- Kulturerbe und
- wirtschaftliche Tätigkeit.

Zu diesem Zweck werden die Überschwemmungsgebiete der Hochwassergefahrenkarten (Abschnitt 7.4.1.1) in die Hochwasserrisikokarten übernommen und darin zusammen mit

- der Anzahl betroffener Einwohner je Stadtteil,
- den gefährdeten Objekten,
- den genehmigungsbedürftigen Anlagen,
- den Schutzgebieten,
- den hydraulischen Schwachstellen und Gefahrenbereichen von Böschung und Hinterland,
- den verklausungsgefährdeten Brücken und
- der Flächennutzung

dargestellt. Dadurch und durch die farblich differenzierte Flächennutzung innerhalb der Überschwemmungsgebiete wird eine sehr anschauliche Darstellung hinsichtlich der Betroffenheit durch Hochwasser erreicht. Insgesamt sind bei einem Hochwasser mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren etwa 1,1 ha überschwemmt. Davon sind ca. 0,7 ha Siedlungsfläche, der Rest ist landwirtschaftlich genutzte Fläche und Grünfläche. Die überschwemmte Siedlungsfläche befindet sich fast ausschließlich im Bereich des Kleinhauswegs, wodurch sich auch die 35 berechneten potentiell betroffenen Einwohner ergeben. Diese Zahl ist lediglich ein Richtwert zur Orientierung. Das bedeutet auch, dass in den anderen Stadtteilen, wo die berechnete Zahl der potentiell betroffenen Einwohner unter 1 lag, wenn auch ein geringes, aber nicht zu vernachlässigendes Risiko besteht.

Für eine erste orientierende Einschätzung im Hinblick auf Handlungsschwerpunkte wurden die auf den Risikokarten dargestellten Überschwemmungsgebiete und gefährdeten Objekte ausgewertet. So sind auf den Risikokarten insgesamt 8 Kindertagesstätten, 4 Schulen, 1 Tankstelle und 3 genehmigungsbedürftige Anlagen als gefährdet dargestellt. Da ein Versagen der Deiche im Untersuchungsgebiet jedoch unwahrscheinlich ist, kann das Risiko weiter eingegrenzt werden auf die Objekte, die durch eine mögliche Verklausung gefährdet sind. Das betrifft für ein einhundertjähriges Hochwasser auf Kartenblatt 1 die inzwischen stillgelegte genehmigungsbedürftige Anlage *f6 Cigarettenfabriken Dresden* auf der Glashütter Straße, die beiden Kindertagesstätten auf der Junghansstraße in Gruna und auf Kartenblatt 2 die Kindertageseinrichtung am Heydenreichweg im Stadtteil Leubnitz-Neuostra.

Es ist abschließend zu sagen, dass zwar auf den Gefahrenkarten eine geringe Gefahr durch Hochwasser zu erkennen ist, die Hochwasserrisikokarten jedoch diese Information ergänzen und bestehende Risiken verdeutlichen. Die Hochwasserrisikokarten erweitern somit die Informationen der Hochwassergefahrenkarten und bilden zusammen mit den Gefahrenkar-



ten eine sehr gute Grundlage, um Handlungsschwerpunkte für das Hochwasserrisikomanagement zu identifizieren.



## **8 Hochwasserrisikomanagementplan gemäß EU HWRM-RL**

### **8.1 Einschätzung und Bewertung der im PHD verankerten Maßnahmen**

Zur Verbesserung des bestehenden Schutzgrades entlang des Landgrabens wurden im Nachgang des Hochwassers 2002 verschiedene Maßnahmen zusammengestellt und z. T. bereits umgesetzt. Diese Maßnahmen sind im Plan Hochwasservorsorge Dresden (PHD) enthalten (UMWELTAMT, 2011d). Die für vorliegende Untersuchung relevanten Maßnahmen werden im Folgenden aufgeführt und beschrieben.

#### **8.1.1 Informationsvorsorge**

Die Maßnahmen zur Informationsvorsorge beinhalten Angaben zur Hochwassergefährdung und die entsprechenden Hochwasserschutzmaßnahmen. Diese Informationen werden über den Internetauftritt der Landeshauptstadt Dresden bereitgestellt. Eine weitere Maßnahme beinhaltet, das betrachtete Gewässer mit einer Pegelmesseinrichtung auszurüsten. Dabei soll die Datenübertragung automatisiert erfolgen und in den Internetauftritt der Landeshauptstadt Dresden eingebunden werden.

#### **8.1.2 Verbesserung des Wasserrückhaltes**

Zur Verbesserung des Wasserrückhaltes beinhaltet der PHD zwei Maßnahmen. Zum einen wird die Maßnahme „I-019: Leubnitzbach – Ertüchtigung Hochwasserrückhaltebecken“ aufgeführt. Das Ziel ist, die Wohnbebauung am Klosterteichplatz sowie den Spielplatz Heiliger Born vor Überflutungen zu schützen.

Zum anderen existiert die Maßnahme „I-318: Britschengraben - Umstellung der Flächenbewirtschaftung auf landwirtschaftlichen Flächen“. Hierdurch soll eine Senkung des Hochwasserscheitels und eine Verminderung der Erosionsgefahr erreicht werden.

#### **8.1.3 Verbesserung der Abflussbedingungen**

Maßnahmen zur Verbesserung der Abflussbedingungen im Gewässersystem Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach führt der PHD wie folgt auf:

„I-073: Koitschgraben – Naturnahe Umgestaltung“

Die naturnahe Umgestaltung führt zu einer Verbesserung der Gewässerstruktur des Koitschgrabens, mit einer Steigerung der Erlebbarkeit und des Erholungswertes sowie der Schaffung von Hochwasserretentionsräumen.

„I-086: Blasewitz-Grunaer Landgraben – Verbesserung der Abflusssicherheit und naturnahe Umgestaltung“

Ziel der Maßnahme ist es (Anhang 3), die hydraulische Leistungsfähigkeit des Landgrabens zu verbessern und die massive Verkrautung der Sohle und damit das Zusetzen von Durchlässen durch Abtrag dieser Pflanzendecke bei erhöhten Abflüssen zu verhindern.



„I-144: Leubnitzbach Wiederherstellung und naturnahe Sicherung des Gewässerprofils“

Diese Maßnahme führt zur Reduzierung des Sedimenttransports und zu einer Verbesserung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Leubnitzbaches.

„I-183: Blasewitz-Grunaer Landgraben - Verbesserung der Abflussbedingungen“

Mit dieser Maßnahme wird die Gewässerstruktur des Landgrabens verbessert und die Durchgängigkeit des Gewässers gewährleistet.

#### 8.1.4 Bewertung der Maßnahmen

Die im PHD (UMWELTAMT, 2011d) vorgeschlagenen Maßnahmen werden im Folgenden einer Bewertung unterzogen. Hierbei wird in erster Linie auf die Maßnahmen eingegangen, die bisher noch nicht umgesetzt wurden.

Eine vorgeschlagene Maßnahme betrifft die Informationsvorsorge (vgl. Abschnitt 8.1.1). Durch diese Maßnahme können sich die potentiell betroffenen Bürger darüber informieren, wie die Hochwassergefährdung am Landgraben eingeschätzt wird und welche Hochwasserschutzmaßnahmen durchgeführt wurden bzw. geplant sind. Die Einbindung der Angaben in den Internetauftritt der Landeshauptstadt Dresden ermöglicht den Bürgern eine unkomplizierte Recherche und freien Zugang zu relevanten Informationen.

Zur weiteren Verbesserung der Informationslage zum Landgraben und zur besseren Einschätzung seines Abflussverhaltens, insbesondere bei Hochwasser, ist die Errichtung und Ausrüstung einer Pegelmesseinrichtung am Gewässer empfehlenswert. Mit einer automatischen Datenübertragung und Einbindung in den Internetauftritt der Landeshauptstadt Dresden können sich die Bürger jederzeit über das Abflussgeschehen im Gewässer informieren. Darüber hinaus können die Informationen Beobachtungswerte liefern, die insbesondere im Zusammenhang mit Hochwasserereignissen die Datengrundlage für zukünftige hydrologische und hydraulische Modellierung im Untersuchungsgebiet verbessern. Als Standort wird der Zuflussbereich zum Hochwasserpolder in Reick empfohlen. Zum einen ist die Beeinflussung des Pegels, z. B. durch Aufstau an Brücken, vergleichsweise gering und zum anderen werden verlässliche Angaben zum Wasserstand erhalten, die auch für den Betrieb des Hochwasserpolders benötigt werden.

Die Maßnahme I-318 betrifft die Umstellung der Flächenbewirtschaftung auf den landwirtschaftlichen Flächen, um den Wasserrückhalt zu verbessern (vgl. Abschnitt 8.1.2). Hierbei wird angestrebt, dass auf den landwirtschaftlichen Flächen eine konservierende Bodenbearbeitung durchgeführt wird. Darüber hinaus sollte auf den Anbau von Mais verzichtet und dafür vornehmlich Weidewirtschaft betrieben bzw. auf Dauergrünland umgestellt werden. Durch solche, die Abflussbildung beeinflussenden Maßnahmen könnten unkontrollierte Wildabflüsse bei ungünstigen hydrologischen Bedingungen (Starkniederschläge auf wenig durchwurzelte Böden, plötzlich eintretende Schneeschmelze) vermieden werden. Damit im Zusammenhang ständen ferner eine Senkung des Hochwasserscheitels und eine Verminderung der Erosionsgefahr. Zur Überprüfung der angenommenen Wirkungsweisen wurden mit dem N-A-Modell für den Land-



graben entsprechende Berechnungen durchgeführt. Detailangaben zu dieser Untersuchung enthält Abschnitt 8.3.

Die Maßnahme I-073 zur Verbesserung der Abflussbedingungen im Koitschgraben (vgl. Abschnitt 8.1.3) wurde in den Jahren 2010 - 2012 durchgeführt. Hierbei wurden vom Zufluss des Leubnitzer Mittelgrabens in den Koitschgraben bis zur Unterführung der DB-Trasse umfangreiche Umgestaltungen des Grabens vorgenommen. Diese beinhalteten den Rückbau des vorhandenen Sohl- und Uferverbau und die Schaffung eines naturnahen Gewässerverlaufs mit unregelmäßigen Uferböschungen und Aufweitungsbereichen. Durch diese Maßnahmen konnte die hydraulische Leistungsfähigkeit des Gerinnes verbessert werden, da der hydraulische Fließquerschnitt auf großen Abschnitten deutlich erweitert und Retentionsbereiche geschaffen wurden. Gleichzeitig wurden die ökologische Wirksamkeit und die Fähigkeit der Selbstreinigung des Fließgewässers gesteigert. Diese naturnahe Umgestaltung führte gleichzeitig zu einer deutlichen Erhöhung des Erholungswertes des Koitschgrabens und zur Aufwertung der Erlebbarkeit dieses Gewässerbereiches.

Die Maßnahme I-086 zur Verbesserung der Abflussbedingungen im Blasewitz-Grunaer Landgraben (vgl. Abschnitt 8.1.3) befindet sich in der Planung. Hierbei soll das Profil des Grabens im Bereich zwischen Bodenbacher- und Hepkestraße aufgeweitet und damit die Abflusssicherheit erhöht werden. Darüber hinaus ist geplant, die dicht gesetzte Sandsteinschicht in der Gewässersohle sowie die vorhandenen Böschungsbefestigungen zu entfernen und durch eine naturnahe Sohl- und Böschungssicherung zu ersetzen. Weitere geplante Maßnahmen betreffen den Neubau des Steges am Kleinhausweg und der Erhöhung der Dammkrone, den Neubau der Brücke am Frauensteiner Platz und die Erhöhung der Dammkrone im Bereich des Rothermundtparkes. Durch diese Maßnahme kann die hydraulische Leistungsfähigkeit des Landgrabens verbessert, die massive Verkrautung der Sohle verhindert und die Erlebbarkeit des Gewässers gesteigert werden.

Diese Maßnahmen im Bereich zwischen Bodenbacher- und Hepkestraße werden als erforderlich angesehen, da anhand der hydraulischen Berechnungen gezeigt wurde, dass in diesem Bereich bereits bei einem dem  $HQ_{50}$  entsprechenden Hochwasser Überschwemmungen eintreten und daher ein erhöhtes Gefahren- und Risikopotential besteht (siehe hierzu die Abschnitte 6.3.4 und 7.1). Zudem besteht in diesem Bereich im besonderen Maße die Gefahr durch Verklausung und damit verbunden die Gefahr der Überströmung und damit Zerstörung der Deiche.

## 8.2 Vorschläge für zusätzliche Maßnahmen und Bewertung

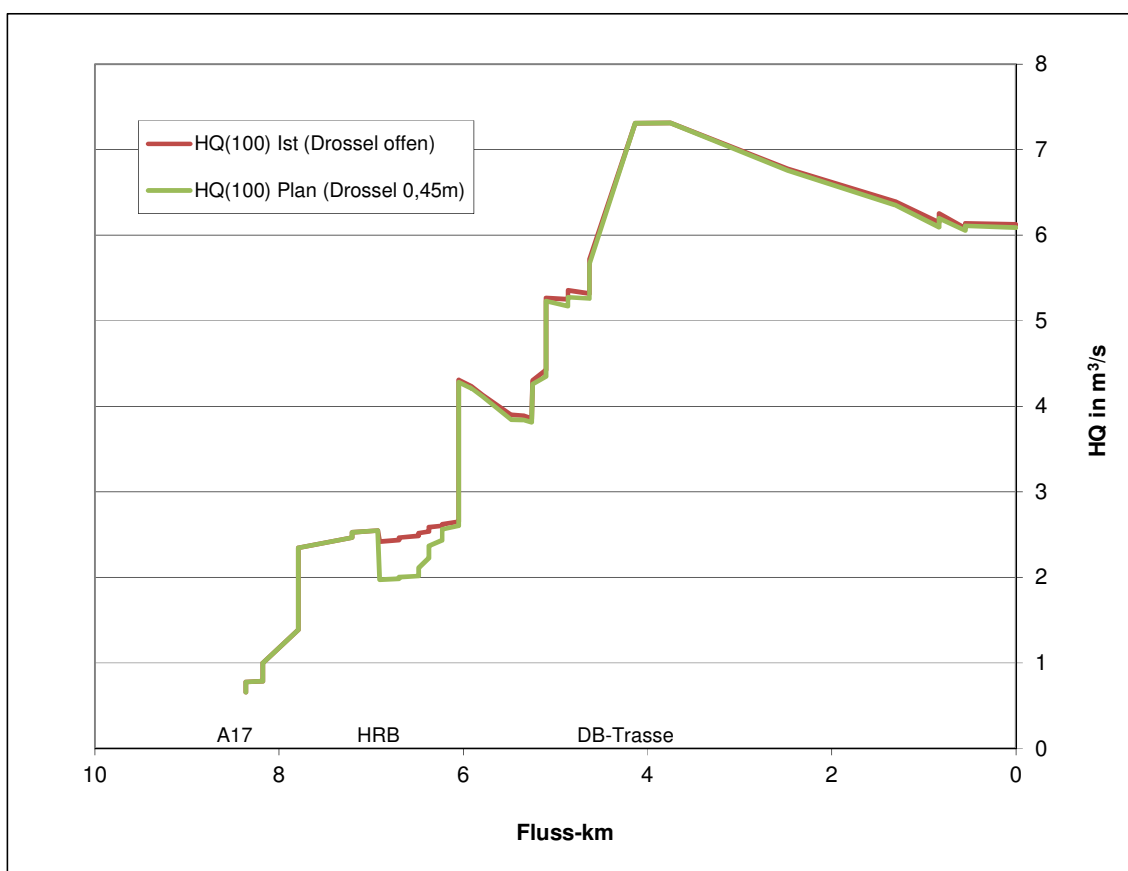
Im Zuge der Umsetzung der Maßnahme I-019 wurde in den Jahren 2005 bis 2006 eine Ertüchtigung des Hochwasserrückhaltebeckens Leubnitzbach durchgeführt (Abschnitt 8.1.4). Für eine Verbesserung des Wasser-rückhaltes ist es zusätzlich notwendig, den Betrieb des Beckens zu optimieren. Die Regelung des HWRB Leubitzbach erfolgt über den Drosselschieber im Mönchbauwerk. Für diese Drossel galt es, genau die Einstellung zu ermitteln, welche den optimalen Einstau des Beckens bei einem dem  $HQ_{100}$  entsprechenden Ereignis gewährleistet und dabei auf ein Anspringen der Hochwasserentlastung verzichtet. Zu diesem Zweck wurden mit dem N-A-Modell für den Landgraben Berechnungen durchgeführt, die für ein  $HQ_{100}$  das Einstau- und Überlaufverhalten des HWRB Leubnitzbach





bei unterschiedlichen Drosseleinstellungen simulieren. Dabei wurden im Unterschied zu den Simulationen des Istzustandes, bei dem die hydraulische Kapazität des Grundablasses durch eine volle Öffnung der Drossel gekennzeichnet ist (vgl. Abschnitt 4.3.5), jeweils verschiedene Schieberöffnungen in die hydraulische Kapazität des Grundablasses integriert. Konkret wurde Öffnungen zwischen 0,33 m und 0,49 m untersucht. Im Ergebnis wurde festgestellt, dass ein dem  $HQ_{100}$  entsprechenden Ereignis bei einer Öffnungsweite von 0,45 m im HWRB so retendiert wird, dass kein Überlauf eintritt. Das HWRB wird dabei mit Bezug auf das Stauziel (149,52 mHN) zu 100 % eingestaut. Dies entspricht einem Einstauvolumen von rund  $10,83 \text{ Tm}^3$ .

Abbildung 8-1 veranschaulicht die Wirkung der **Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “** im Gewässerlängsschnitt. Gegenüber dem Istzustand (rote Linie) verringert die nur teilweise geöffnete Drossel den Abfluss unterhalb des HWRB (grüne Linie) um  $0,45 \text{ m}^3/\text{s}$ . Im Istzustand beträgt der Abfluss unterhalb des HWRB (Fluss-km 6,91)  $2,42 \text{ m}^3/\text{s}$ , im Planzustand mit 0,45 m geöffneter Drossel  $1,97 \text{ m}^3/\text{s}$ . Es wird darauf verwiesen, dass die beschriebene Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “ ausschließlich für das im Rahmen vorliegender Untersuchung geltende Schutzziel  $HQ_{100}$  optimiert wurde. Die Maßnahme hat gegenüber dem Istzustand eine Erhöhung des  $HQ_{200}$ -Abflusses zur Folge. Weitere Angaben dazu enthalten die Abschnitte 8.5.1 und 8.6.



**Abbildung 8-1: Einfluss der Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “ auf den  $HQ_{100}$ -Längsschnitt**



Zusätzlich zu der Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “, die der Verbesserung des Wasserrückhaltes im Untersuchungsgebiet dient, wurde überprüft, inwiefern durch weitere Maßnahmen am HWRB Leubnitzbach der Wasserrückhalt und zudem die Hochwassersicherheit verbessert werden kann. Anlass dazu geben Freibordunterschreitungen. Konkret ist derzeit der Freibord durch den lotrechten Abstand zwischen Stauziel (149,52 mHN) und Dammkronenhöhe (149,81 mHN) zu 0,29 m gegeben. Die aktuelle Bemessungspraxis für Hochwasserrückhaltebecken basiert auf den technischen Empfehlungen der Neufassung der DIN-Norm 19700 (2004) mit den Teilen 10 und 12. Anhand der DIN 19700-12 kann das HWRB Leubnitzbach als sehr kleines bis kleines Becken deklariert werden. Gemäß der Höhe des Absperrbauwerkes über dem tiefsten Punkt der Gründungssohle, der 4,99 m beträgt, ist das HWRB als kleines Becken zu klassifizieren. Für diese Klasse von HWRB ist der erforderliche Freibord gezielt zu berechnen, und zwar auf Grundlage der technischen Vorschriften DIN 4048-1 und DWVW Merkblatt 246 (1997). Auch ist für diese Klasse von HWRB der rechnerische Nachweis der Hochwassersicherheit notwendig. Auf Basis des am HWRB Leubnitzbach vorliegenden Gesamtstauraumes, der  $12,4 \text{ Tm}^3$  beträgt, kann das HWRB auch den sehr kleinen Becken zugeordnet werden. Für diese Klasse der HWRB muss der Freibord mindestens 0,5 m betragen. Dementsprechend wird der Freibord des HWRB Leubnitzbach aktuell um 0,21 m unterschritten.

Für die Darlegungen zum Freibord wird zusammenfassend die **Maßnahme „Überprüfung und Gewährleistung der Hochwassersicherheit des HWRB Leubnitzbach“** vorgeschlagen. Diese sollte mindestens die Erhöhung des Absperrbauwerkes um 0,21 m konzipieren um den Mindestfreibord von 0,5 m zu gewährleisten. Darüber hinaus sollte in Anbetracht des Schadenpotentials im Unterliegergebiet des HWRB Leubnitzbach (vgl. Abschnitt 8.6) überprüft werden, ob ein rechnerischer Nachweis der Hochwassersicherheit erbracht wird. Bemessungsgrundlage ist gemäß der benannten technischen Vorschriften für die Hochwasserentlastungsanlage (Bemessungsfall 1) ein 200- oder 500-jährliches Hochwasser ( $BHQ_1$ ) je nach Klassifizierung des HWRB (s. o.) bzw. für den Nachweis der Anlagensicherheit (Bemessungsfall 2) ein 1000- oder 5000-jährliches Hochwasser ( $BHQ_2$ ).

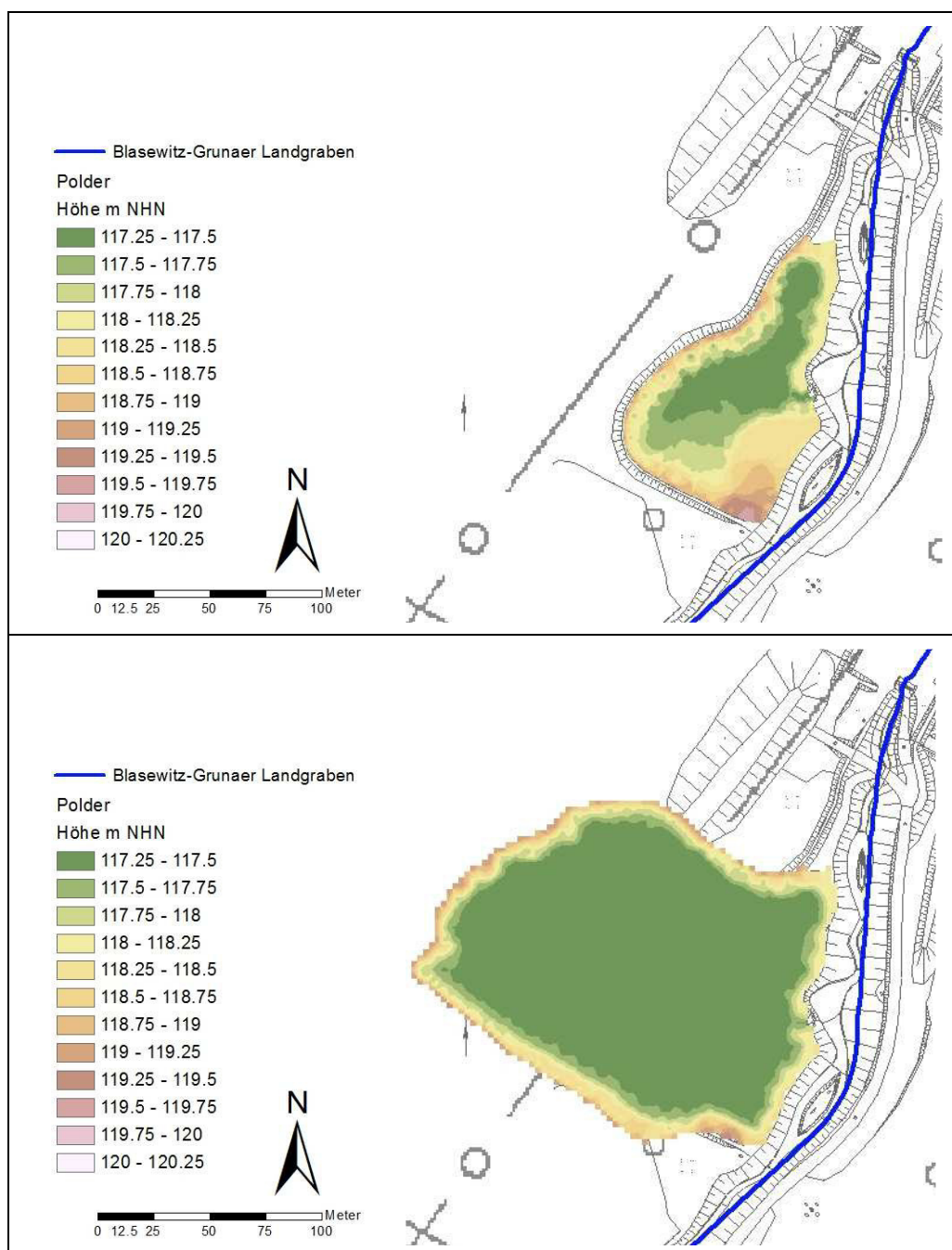
Die hydraulischen Berechnungen in Abschnitt 6.3 und das Aufzeigen von Schwachstellen und Gefahrenpunkten am Gewässer in Abschnitt 7.1.2 zeigten, dass die Unterführung Dohner Straße eine hydraulische Schwachstelle darstellt. Eine Maßnahme zur **„Beseitigung der Schwachstelle im Bereich der Dohner Straße“** sollte erarbeitet werden. Die für den Oberlauf konzipierten Maßnahmen zur Retention bzw. Reduzierung des Abflusses (z. B. „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “) wirken sich unterhalb des HWRB Leubnitzbach aus, nicht jedoch bis zum Bereich Dohner Straße. Zur Beseitigung der hier identifizierten Schwachstelle muss also entweder Retentionsraum oberhalb der Dohner Straße geschaffen oder die Unterführung der Dohner Straße ausreichend für eine  $HQ_{100}$  dimensioniert werden. Der Neubau der Unterführung der Dohner Straße würde aber zu einem veränderten Abflussverhalten führen. Die Unterführung fungiert in diesem Fall nicht mehr als Drossel, so dass ein höherer Abflussscheitel im Gewässer transportiert wird. Im Bereich des Neubaugebietes Reick sollte dieser Abflussscheitel sicher abgeführt werden können, wobei aber ein modelltechnischer



Nachweis noch zu erbringen wäre. Der mögliche Hochwasserpolder Reick oberhalb der DB-Trasse würde diesen Hochwasserscheitel kappen und könnte für den Unterlauf des Landgrabens einen sicheren Hochwasserabfluss gestatten. In diesem Zuge sollte aber untersucht werden, inwiefern sich die Aussagen zur Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ (s. u.) bestätigen lassen, insbesondere im Hinblick auf das zu retendierende Scheitelvolumen, dass unter den dort genannten Randbedingungen ermittelt wurde.

Eine weitere Maßnahme zur Verbesserung des Wasserrückhaltes im Untersuchungsgebiet ist die **Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“**. Im Zuge der naturnahen Umgestaltung des Koitschgrabens (Maßnahme I-073, vgl. Abschnitt 8.1.4) wurde ein Polder oberhalb der DB-Trasse errichtet. Dieser besitzt einen unregelmäßigen Ein- und Auslauf und wird bereits bei einem Wasserstand knapp über Mittelwasser gefüllt. In diesem Bereich ist die Möglichkeit gegeben, einen Hochwasserpolder zu errichten. Für den „Polder Reick“ stehen laut Aussage des Umweltamtes Dresden oberhalb der DB-Trasse in Reick Flächen zur Verfügung, welche die Errichtung eines Polders mit einem maximalen Volumen von  $10 \text{ Tm}^3$  ermöglichen. Die Zielvorgabe für diese Maßnahme war, dass an der Brücke Schandauer Straße (Fluss-km 1,333) ein Durchfluss von  $4,1 \text{ m}^3/\text{s}$  bei einem dem  $\text{HQ}_{100}$  entsprechenden Ereignis eingehalten wird um einen schadlosen Abfluss im Landgraben zu gewährleisten. Auf Basis dieser Maßgabe wurden mit dem N-A-Modell für den Landgraben Variantenrechnungen durchgeführt. Entsprechende Erläuterungen wurden in dem „Kurzbericht zur Maßnahme Polder Reick“ (DHI-WASY, 2012) gegeben. Der Bericht ist Inhalt des Anhangs 2. Im Ergebnis dieses Berichtes wurde festgehalten, dass die in Reick zur Verfügung stehenden Flächen hydrologisch wirksam sind. Bedingung ist, dass die Inanspruchnahme des „Polders Reick“ ab einem Abfluss von maximal  $3,7 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Fluss-km 4,13 erfolgt. Wird bei diesem Abfluss Wasser in den Polder übergeleitet, ist für den unterhalb verlaufenden Blasewitz-Grunaer-Landgraben die Einhaltung der o. g. Zielvorgabe für den schadlosen Abfluss (Schutzziel  $\text{HQ}_{100} = 4,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) gewährleistet. Das o. g. maximale Volumen des „Polders Reick“ wird dabei mit maximal  $9,18 \text{ Tm}^3$  beansprucht. Im Rahmen der Variantenrechnungen zum „Polder Reick“ wurde angenommen, dass die Entleerung des Polders durch Versickerung mit einer Rate von  $0,01 \text{ m}^3/\text{s}$  erfolgt. Für eine mögliche Überlastung wurde ein Notüberlauf mit einer maximalen Kapazität von  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  angesetzt. Ein Datenblatt mit Angaben zum Hochwasserpolder Reick ist in Anlage 17 enthalten.

Abbildung 8-2 veranschaulicht den oberhalb der DB-Trasse existierenden Polder sowie beispielhaft einen „Hochwasserpolder Reick“, der den o. g. Maßgaben entspricht. Über die letztendliche technische Umsetzung der Maßnahme wurden keine Aussagen getroffen. Diesbezügliche Detaillösungen sind im Rahmen weiter führender Studien zu finden (siehe Abschnitt 8.8.1.3).



**Abbildung 8-2: Existierender Polder in Reick oberhalb der DB-Trasse (oben) und ein möglicher Hochwasserpolder unter Berücksichtigung der Maßgaben (unten)**

Zwei weitere Maßnahmen seien an dieser Stelle aufgeführt, die primär aber keine hydrologischen bzw. hydraulischen Auswirkungen besitzen. Zunächst wird die Maßnahme „**Überprüfung der Deiche**“ als erforderlich erachtet, da eine detaillierte Überprüfung der Standsicherheit bzw. des Zustandes der Deiche bisher nicht durchgeführt wurde (vgl. Abschnitt 7.1.3). Die zweite Maßnahme betrifft die Gewährleistung der „**Zugänglichkeit der Deiche**“. Diese ist notwendig, um einerseits die Deichpflege zu ermöglichen (Maat) und andererseits die Standsicherheit der Deiche jederzeit, ggf. auch operativ gewährleisten zu können.



### 8.3 Definitionen von Schutzzielen

Im Stadtgebiet von Dresden wird weitgehend ein Hochwasserschutzziel von  $HQ_{100}$  angestrebt. Unter Ausschluss eines Freibords von 0,50 m, kann das Schutzziel weitestgehend eingehalten werden. Ausnahmen bilden die Bereiche Dohnaer Straße, Rothermundtpark und Kleinhausweg, bei denen es bei  $HQ_{100}$  zu Überschwemmungen kommt. Um auch in diesen Bereichen den angestrebten Schutzgrad zu erreichen, werden im Folgenden verschiedene Maßnahmen ausgewählt, die in der Vorzugsvariante berücksichtigt und untersucht werden.

### 8.4 Maßnahmen im Einzugsgebiet

Die Überschwemmungen im Einzugsgebiet des Landgrabens (Abschnitt 7.1.2) sind als vergleichsweise gering zu betrachten. Auch die berechneten Schadenssummen sind dementsprechend eher gering (Abschnitt 7.1.1). Aus diesen Gründen ist bei der Auswahl zu berücksichtigender Maßnahmen auf ein angemessenes Kosten-Nutzen-Verhältnis zu achten.

#### 8.4.1 Bereits durchgeführte Maßnahmen

Je nach Stand der Umsetzung wurden die Maßnahmen des PHD, welche in Abschnitt 8.1 beschrieben wurden, bereits in den hydrologischen und hydraulischen Modellierungen für den Istzustand berücksichtigt (vgl. Kapitel 4, 5, sowie 6). Folgende Maßnahmen wurden dementsprechend sowohl in den Istzustand als auch in die Vorzugsvariante des Planzustandes einbezogen:

- I-019: Leubnitzbach – Ertüchtigung Hochwasserrückhaltebecken
- I-073: Koitschgraben – Naturnahe Umgestaltung

Die Maßnahme

- I-144: Leubnitzbach Wiederherstellung und naturnahe Sicherung des Gewässerprofils

wurde insofern berücksichtigt, dass deren Umsetzung in den zur hydrologischen Modellierung verwendeten Daten (DGM) erfasst ist. Im Rahmen der hydraulischen Modellierung erfolgte keine Berücksichtigung, da die Maßnahme sich außerhalb des hydraulisch zu modellierenden Bereiches befindet. Gleiches gilt für die Maßnahme:

- I-186: Leubnitzer Mittelgraben – Verbesserung der Abflussbedingungen und der Gewässerstruktur

Die Maßnahme

- I-183: Blasewitz-Grunaer Landgraben - Verbesserung der Abflussbedingungen

betrifft den Bereich unterhalb der Tolkewitzer Straße bis zur Mündung in die Elbe. In diesem Bereich sind keine hydraulischen Schwachstellen vorhanden und der Freibord zur Böschung ist ausreichend bemessen. Die hydraulischen Auswirkungen der Maßnahme nach oberhalb werden darüber hinaus durch die Brücke Tolkewitzer Straße begrenzt, weshalb eine explizite Berücksichtigung in den Modellierungen für den Planzustand nicht erforderlich war.

## 8.4.2 Weitere zu untersuchende Maßnahmen

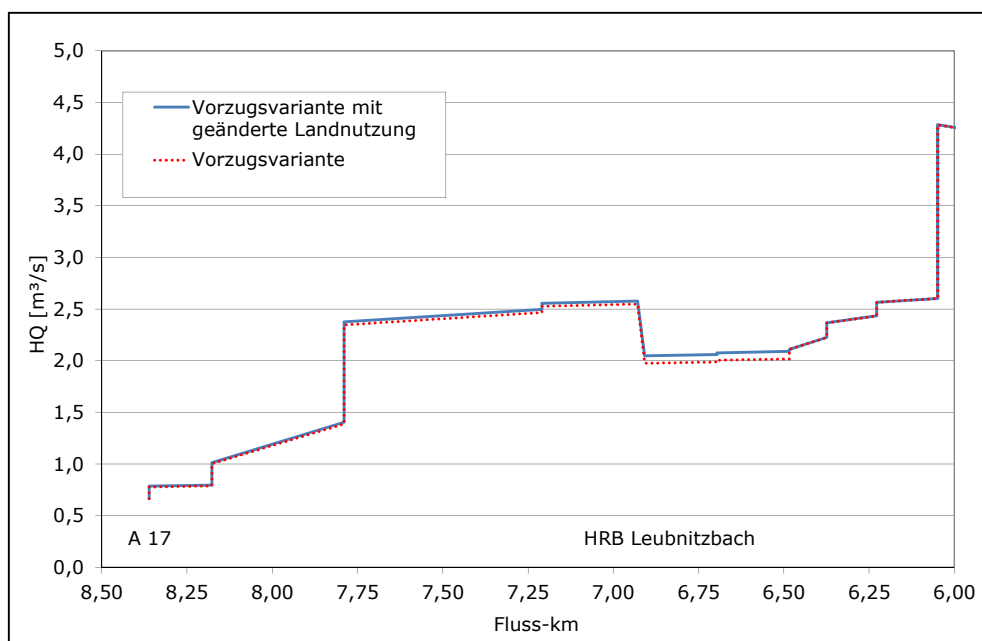
Die folgenden Maßnahmen sind nicht in den hydrologischen und hydraulischen Modellierungen für den Istzustand enthalten. Dementsprechend wurde untersucht, ob diese Maßnahmen in der Vorzugsvariante zu berücksichtigen sind.

### 8.4.2.1 Maßnahmen zum Rückhalt in der Fläche

Die Maßnahme

- I-318: Britschengraben - Umstellung der Flächenbewirtschaftung auf landwirtschaftlichen Flächen (vgl. Abschnitt 8.1.4)

wurde im Zuge hydrologischer Variantenrechnungen untersucht. Dabei wurden im N-A-Modell die Einzugsgebietsflächen im Oberlauf umgewidmet. Das heißt, es wurden oberhalb des Zusammenflusses von Britschen- und Zauchgraben die im Modell angesetzten landwirtschaftlichen Flächen auf Grünland umgestellt. Im Ergebnis dieser Modifikation konnte keine Reduktion des Oberflächenabflusses festgestellt werden. Abbildung 8-3 veranschaulicht die Wirkungsweise der Maßnahme I-318.



**Abbildung 8-3: Vergleich der Abflussscheitel bei  $HQ_{100}$  im Bereich zwischen der Autobahn A 17 und der Wilhelm-Franke-Straße zwischen der Vorzugsvariante mit und ohne veränderter Landnutzung im Oberlauf**

Die Umstellung der Landnutzung von „Acker“ auf „Grünland“ im oberen Einzugsgebiet führt teilweise sogar zu einer geringfügigen Abflusserhöhung. Dies ist der Fall im Bereich unterhalb des HWRB Leubnitzbach (Fluss-km 6,91). Das kann damit begründet werden, dass landwirtschaftlicher Bewuchs im Gegensatz zu Grünland größere Wurzeltiefen aufweist und damit die Infiltrationseigenschaften des Bodens erhöht. Weiterhin bedingt landwirtschaftlicher Bewuchs in Abhängigkeit der Frucht höhere Interzeptionsraten als Grünland. Sowohl die höhere Infiltration als auch die höhere Interzeption beeinflussen den Prozess der Abflussbildung da-



hingehend, dass weniger Direktabfluss entsteht. Zu diesem Untersuchungsergebnis wird angemerkt, dass die durchgeführten Berechnungen zum Zweck der Ermittlung von Hochwasserkenngrößen durch Kurzfristsimulationen realisiert wurden. Diese berücksichtigen keine jahreszeitlichen Veränderungen des Bewuchses. Auch der Einfluss des Jahresganges meteorologischer Größen kann im Rahmen solcher Simulationen nicht abgebildet werden. Diesbezüglich genauere Aussagen können Langfristsimulationen liefern.

Ferner können auf Basis des vorliegenden N-A-Modells keine Einschätzungen in Bezug auf eine mögliche Minderung der Erosionsgefahr vorgenommen werden. Es kann aber davon ausgegangen werden, dass eine dauerhaft existierende Gras- und Pflanzendecke gegenüber unbewachsenen Böden eine Reduzierung der Erosionsgefahr bedingt. Schlussendlich sind für die Umstellung der Flächenbewirtschaftung Abstimmungen mit dem Landesamt für Landwirtschaft, Umwelt und Geologie und den betreffenden Bewirtschaftern vorzunehmen. Diesbezügliche Verhandlungen können vor dem Hintergrund multipler und teils divergierender Interessen schwierig sein. Auch kann das Verhandlungsergebnis zum Zeitpunkt der Untersuchung nicht abgeschätzt werden.

Im Endeffekt wurde entschieden, die Maßnahme I-318 nicht in die Vorzugsvariante einzubeziehen.

#### 8.4.2.2 Maßnahmen im und am Gewässer

Die in Abschnitt 8.2 zuletzt beschriebenen Maßnahmen

- „Überprüfung der Deiche“,
- „Zugänglichkeit der Deiche“

können modelltechnisch nicht abgebildet werden.

#### 8.4.2.3 Technischen Hochwasserschutzmaßnahmen

Zusätzlich zu den Maßnahmen I-019 und I-073 des PHD, die gemäß obiger Ausführungen bereits in die Modellierungen für den Ist- und Planzustand enthalten sind, erfolgte die Einbindung von Maßnahmen, die im Zuge des vorliegenden HWRM-Plans vertieft untersucht wurden. Das betrifft die in Abschnitt 8.2 erläuterten Maßnahmen:

- „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “
- „Hochwasserpolder Reick“

Die Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “ erhöht den Hochwasserschutz unterstrom des HWRB Leubnitzbach. So können der Wasserspiegel unterhalb des HWRB und auch die Geschiebefracht im Falle eines Hochwassers signifikant reduziert werden. Das wiederum reduziert die Verklausungsgefahr der Brücken, insbesondere an der Brücke Spielplatz Heiliger Born, die nachweislich schon mehrfach durch Geschiebe zugesetzt wurde (Kapitel 3). Darüber hinaus wird erwartet, dass durch die Wasserspiegellagenreduzierung die Überschwemmung im Bereich der Dohnaer Straße (vgl. Abschnitt 8.2) verhindert werden kann.

Für die Maßnahme Drosseloptimierung sind keine Investitionskosten erforderlich. Die Kosten sind daher als gering einzuschätzen. Unter Berücksichtigung



sichtigung des oben beschriebenen Nutzens wird die Maßnahme „Drosse-  
loptimierung HWRB Leubnitzbach für HQ<sub>100</sub>“ zur Umsetzung empfohlen.

Auch die Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ kann den Hochwasser-  
schutz erhöhen, da hierdurch der Wasserspiegel im gesamten Unterlauf  
des Landgrabens signifikant reduziert werden kann. Infolge dessen treten  
bis HQ<sub>200</sub> keine Überschwemmungen im Bereich des Rothermundtparks  
und des Kleinhauswegs mehr auf. Auch kann die Anzahl der verklausungs-  
gefährdeten Brücken durch die Wasserspiegelreduzierung deutlich  
verringert werden, was zu einer weiteren Erhöhung der Hochwassersicher-  
heit führt.

Die Kosten der Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ werden auf ca.  
500.000 € geschätzt. Grundlage dieser Schätzung bilden die Kosten zur  
Errichtung des existierenden Polders in Reick mit ca. 200.000 €. Die Kos-  
ten für die im Weiteren erforderlichen Erdbewegungen und die Errichtung  
des Rückschlagwehres betragen ca. das 2,5-fache dieses Wertes.

Der Nutzen des Hochwasserpolders kann über die geschätzte Nutzungs-  
dauer von 80 Jahren und den jährlichen Schadenserwartungswert von  
2138 € (Abschnitt 7.1.1) errechnet werden und beträgt ca. 170.000 €.

Vergleicht man die Kosten mit dem ermittelten Nutzen, muss festgestellt  
werden, dass mit der angewendeten Methodik rechnerisch keine Wirt-  
schaftlichkeit dieser Maßnahme nachgewiesen werden kann. Es ist aber  
zu beachten, dass durch die Maßnahme nicht nur die Überschwemmungen  
vermieden werden, sondern auch die Anzahl der verklausungsge-  
fährdeten Brücken reduziert wird (Abschnitt 7.2) und damit die Gefahr  
der Überströmung und Zerstörung von Deichen. Dies kann in dem ent-  
sprechend Abschnitt 7.1.1 ermittelten jährlichen Schadenserwartungs-  
wert nicht berücksichtigt werden. Überschlägig kann jedoch gesagt wer-  
den, dass im Fall von Überschwemmungen im Unterlauf des Landgrabens  
überwiegend hochwertige Güter betroffen sind, deren Vermögenswerte  
über 700 €/m<sup>2</sup> liegen (vgl. Abschnitt 7.1.2). Um die Wirtschaftlichkeit  
dieser Maßnahme zu überprüfen, sind deshalb weitergehende Betracht-  
ungen erforderlich.

Die Umsetzung der Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ in der Vorzugs-  
variante wird deshalb trotz des rechnerisch ungünstigen Kosten-Nutzen-  
Verhältnisses empfohlen.

Die Maßnahme

- I-086: Blasewitz-Grunaer Landgraben – Verbesserung der Abflusssicher-  
heit und naturnahen Umgestaltung

befindet sich in der Planung und soll die Abflusssicherheit im Bereich zwi-  
schen Bodenbacher- und Hepkestraße erhöhen (Anhang 3).

Die Kosten der Maßnahme werden auf ca. 478.000 € geschätzt. Der Nut-  
zen der Maßnahme ist aufgrund der empfohlenen Maßnahme „Hochwas-  
serpolder Reick“, die sich auch auf diesen Gewässerabschnitt auswirkt  
(s. o.), dagegen sehr eingeschränkt. Die Überschwemmungen in diesem  
Bereich werden durch den „Hochwasserpolder Reick“ bereits verhindert.  
Auch wird die Anzahl der verklausungsgefährdeten Brücken reduziert. Aus  
diesem Grund wird die Maßnahme I-086 nicht in der Vorzugsvariante Be-  
rücksichtigung.

Die in Abschnitt 8.2 angesprochene Maßnahme „Beseitigung der  
Schwachstelle im Bereich der Dohnaer Straße“ wurde ebenfalls nicht in  
der Vorzugsvariante und damit für die Modellierung des Planzustandes





berücksichtigt. Der Grund war, dass die Überschwemmungen bei  $HQ_{100}$  praktisch keinen Schaden verursachen und erst bei  $HQ_{200}$  nennenswerte Flächen im Bereich der Dohnaer Straße betroffen sind. Die zu erwartenden Kosten der Maßnahme mit mindestens 350.000 € (UMWELTAMT, 2011d) übersteigen den Nutzen (geringe Schadenserwartung, vgl. Abschnitt 7.1.1 und 7.1.2.3) um ein Vielfaches, und ist als zweite Hochwasserschutzmaßnahme in für diesen Bereich als unwirtschaftlich zu betrachten.

Ebenfalls nicht in der Vorzugsvariante berücksichtigt wurden ferner die Betrachtungen zum Freibord des HWRB Leubnitzbach (vgl. Abschnitt 8.2). Im Rahmen des vorliegenden HWRM-Plans wurde zunächst festgestellt, dass dieser gemäß den aktuell geltenden technischen Anforderungen um 0,21 m unterschritten wird. Eine Umsetzung auf Modellebene erfordert zunächst eine gesonderte Untersuchung der vorgeschlagenen Maßnahme „Überprüfung und Gewährleistung der Hochwassersicherheit des HWRB Leubnitzbach“ (vgl. Abschnitt 8.8.1.3).

#### 8.4.2.4 Auswahl der Maßnahmen für die Vorzugsvariante

Wie im vorhergehenden Abschnitt beschrieben, wurden von den insgesamt zusammengestellten Maßnahmen zwei für die Vorzugsvariante empfohlen. Das sind die Maßnahmen:

- „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “
- „Hochwasserpolder Reick“

In Folge der „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “ wird die Hochwassersicherheit unterstrom des HWRB erhöht, wobei für die Umsetzung der Maßnahme keine Investitionskosten erforderlich sind.

Die Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ führt im gesamten Unterlauf des Landgrabens zu einer signifikanten Reduzierung des Wasserspiegels, wodurch die Überschwemmungen im Bereich des Rothermundtparks und des Kleinhauswegs verhindert werden können. Auch kann die Anzahl der verklausungsgefährdeten Brücken durch die Wasserspiegelreduzierung deutlich verringert werden.

Die Kosten der Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ werden auf ca. 500.000 € geschätzt, wobei ein Nutzen von 170.000 € errechnet wurde. Bei der Nutzenberechnung konnte die Reduzierung der Verklausungsgefahr mehrerer Brücken mit einhergehenden Überschwemmungen und der Gefahr der Überströmung und damit Zerstörung von Deichen aber nicht betrachtet werden. Entlang des Gewässers sind überwiegend hochwertige Güter (Stadtgebiet mit bis zu 700 €/m<sup>2</sup>) potenziell betroffen, was berücksichtigt werden muss.

Die beiden Maßnahmen wurden in den hydrologischen und hydraulischen Modellierungen für den Planzustand berücksichtigt (Abschnitt 8.5).

Das bedeutet, dass in dem N-A-Modell des Landgrabens für den Planzustand

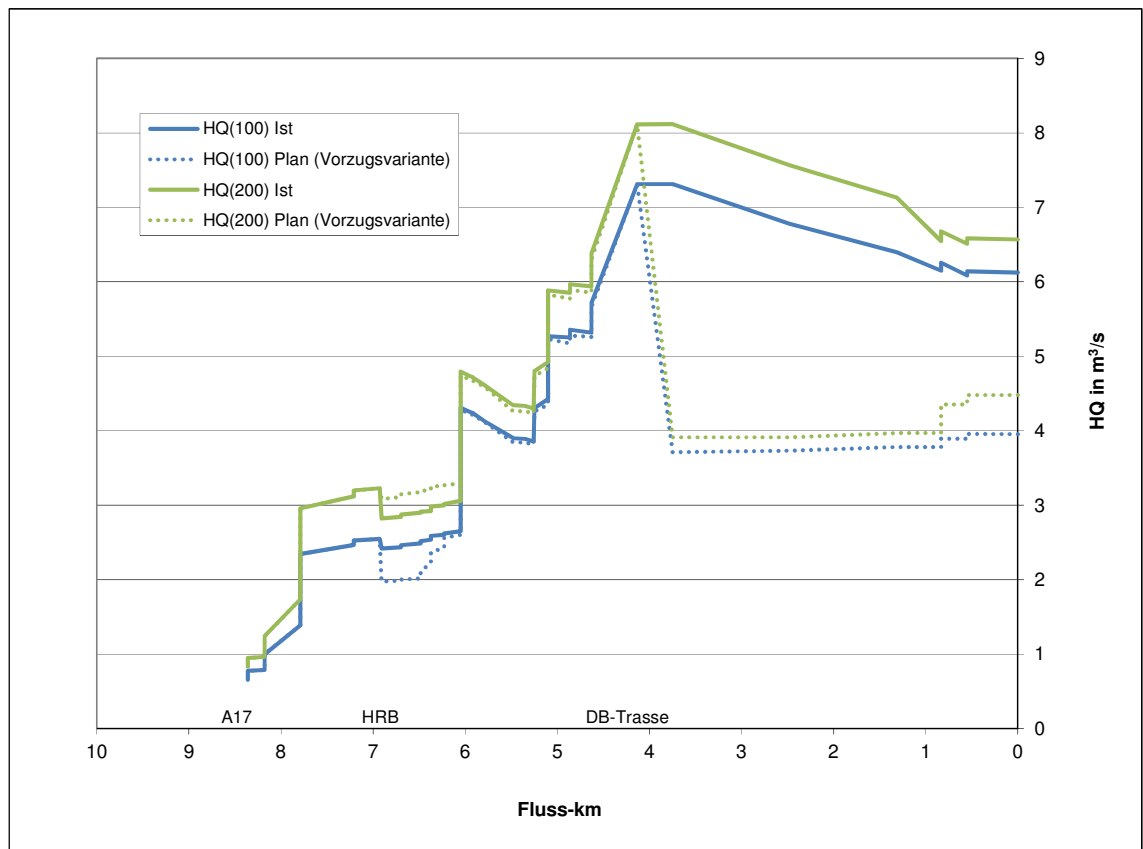
- das HWRB Leubnitzbach mit einer zu 0,45 m geöffneten Drossel abgebildet wurde und
- ab einem Abfluss von maximal 3,7 m<sup>3</sup>/s bei Fluss-km 4,13 die Inanspruchnahme des „Hochwasserpolders Reick“ einsetzt.

## 8.5 Berechnungen für die Vorzugsvariante

Nachfolgend werden die Ergebnisse der hydrologischen und hydraulischen Modellierungen für den Planzustand (Vorzugsvariante gemäß Abschnitt 8.3) zusammengefasst und dargestellt. Die Simulationen erfolgten jeweils für die Lastfälle  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$ . Die Ergebnisse der hydrologischen Modellierung mit dem N-A-Modell für den Landgraben werden in Form von Abflusslängsschnitten für diese Lastfälle dargestellt. Zur Darstellung der Ergebnisse der hydraulischen Modellierung werden die korrespondierenden Wasserspiegellagen an ausgewählten Querprofilen verschiedener Flussabschnitte veranschaulicht und erläutert.

### 8.5.1 Hydrologische Modellierung

In Abbildung 8-4 werden die Ergebnisse der Modellierungen für die Vorzugsvariante des Planzustandes im Vergleich zu den Simulationsergebnissen für den Ist-Zustand dargestellt. Anlage 18 enthält eine tabellarische Zusammenschau dieser Abflusslängsschnitte.



**Abbildung 8-4: Längsschnitt simulierter Abflussscheitel bei  $HQ_{100}$  sowie  $HQ_{200}$  für Ist- und Planzustand**

Es wird deutlich, dass die in der Vorzugsvariante berücksichtigten Maßnahmen (vgl. Abschnitt 8.3) bei beiden Lastfällen hydrologisch wirksam sind.

Die Wirkung der Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “ (vgl. Abschnitt 8.2) zeigt sich anhand der Abflussreduktion unterhalb des HWRB Leubnitzbach (Fluss-km 6,91). Bei  $HQ_{100}$  beträgt der Ab-



fluss des Istzustandes  $2,42 \text{ m}^3/\text{s}$ , der des Planzustandes  $1,97 \text{ m}^3/\text{s}$ , was einer Reduktion von  $0,45 \text{ m}^3/\text{s}$  bedeutet. Bei  $HQ_{200}$  hingegen ist keine Abflussreduktion festzustellen. Für diesen Lastfall ist der Abfluss des Planzustandes mit  $3,08 \text{ m}^3/\text{s}$  sogar um  $0,26 \text{ m}^3/\text{s}$  höher als im Istzustand ( $2,82 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Dies wurde bereits in Abschnitt 8.2 aufgezeigt. Grund für die unterschiedliche Wirkungsweise in den verschiedenen Lastfällen ist, dass diese Maßnahme ausschließlich für das der vorliegenden Untersuchung zugrunde gelegte Schutzziel  $HQ_{100}$  optimiert wurde. Durch den höheren Abfluss erhöht sich die Gefahr für Überschwemmungen bzw. von Verklauungen mit folgender Überschwemmung im Bereich zwischen dem HWRB Leubnitzbach und der Wilhelm-Franke-Straße. Eine Untersuchung hinsichtlich möglicher Überschwemmungen durch den höheren Abfluss bei  $HQ_{200}$  ist Abschnitt 8.5.2.2 zu entnehmen. Unterhalb der Wilhelm-Franke-Straße führen diese Änderungen zu keiner Änderung des Abflussscheitels. Eine Optimierung der Maßnahme über mehrere Lastfälle sollte Gegenstand weiterer Untersuchungen sein (vgl. Abschnitte 8.6 und 8.8.1.3).

Die Wirkung der Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ (vgl. Abschnitt 8.2) ist anhand der Abflussreduktion bei Fluss-km 3,75 ersichtlich. Gegenüber dem Istzustand, bei dem unterhalb des geplanten Polders der  $HQ_{100}$ -Abfluss  $7,31 \text{ m}^3/\text{s}$  beträgt, beläuft sich der  $HQ_{100}$ -Abfluss des Planzustandes auf  $3,71 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Retention durch den Polder reduziert den  $HQ_{100}$ -Abfluss also um  $3,60 \text{ m}^3/\text{s}$ . Der für den Bereich Brücke Schandauer Straße (Fluss-km 1,333) geltende schadlose Abfluss von  $4,1 \text{ m}^3/\text{s}$  wird dadurch eingehalten. Bei  $HQ_{200}$  beträgt die Abflussreduktion unterhalb des geplanten Polders  $4,21 \text{ m}^3/\text{s}$ . Konkret beläuft sich unterhalb des geplanten Polders der  $HQ_{200}$ -Abfluss auf  $8,12 \text{ m}^3/\text{s}$  im Istzustand, im Planzustand auf  $3,91 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 8.5.2 Hydraulische Modellierung

Die aus der hydrologischen Modellierung erhaltenen Gesamtabfluss- und Teilgebietsabflussganglinien wurden für die entsprechenden Teilgebiete (vgl. Tabelle 6-1) in das hydraulische Modell übernommen und die Wasserspiegellagenmodellierung durchgeführt.

Die Ergebnisse der Wasserspiegellagenberechnungen für  $HQ_{100}$  bzw.  $HQ_{200}$  des Planzustandes mit den entsprechenden Abflüssen sowie dem Abstand zwischen Gelände (Böschung und Hinterland) und Wasserspiegel im Flusslängsschnitt sind Inhalt der Anlage 19 bzw. Anlage 20.

Die Bewertung der Ergebnisse ist in den folgenden Abschnitten enthalten.

### 8.5.2.1 Abschnitt: Zusammenfluss von Britschengraben und Zauchgraben (Fluss-km 7,776) bis zum HWRB Leubnitzbach (Fluss-km 6,923)

Im Bereich des Zusammenflusses von Britschengraben und Zauchgraben bis zum HWRB Leubnitzbach sind keine Änderungen der Wasserspiegellagen berechnet worden. Die Bewertungen aus Abschnitt 7.1.2.1 treffen auch auf die Planvariante zu.



#### 8.5.2.2 Abschnitt: HWRB Leubnitzbach (Fluss-km 6,923) bis Brücke Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087)

Im Bereich des HWRB Leubnitzbach bis zur Brücke Wilhelm-Franke-Straße sind Änderungen der Wasserspiegellagen, in erster Linie durch die geänderte Einstellung der Drossel am HWRB Leubnitzbach, berechnet worden. Direkt unterhalb des HWRB Leubnitzbach reduziert sich der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  im Vergleich zum Istzustand um 0,11 m. Mit zunehmender Entfernung vom HWRB Leubnitzbach werden die Unterschiede zunehmend geringer und liegen oberhalb der Brücke Wilhelm-Franke-Straße nur noch bei 0,01 m.

Im Bereich des Spielplatzes Heiliger Born (Fluss-km 6,698) reduziert sich der Wasserspiegel um ca. 0,10 m, wobei die Problematik am Treibgutfang und der möglichen Verklausung unberücksichtigt bleibt.

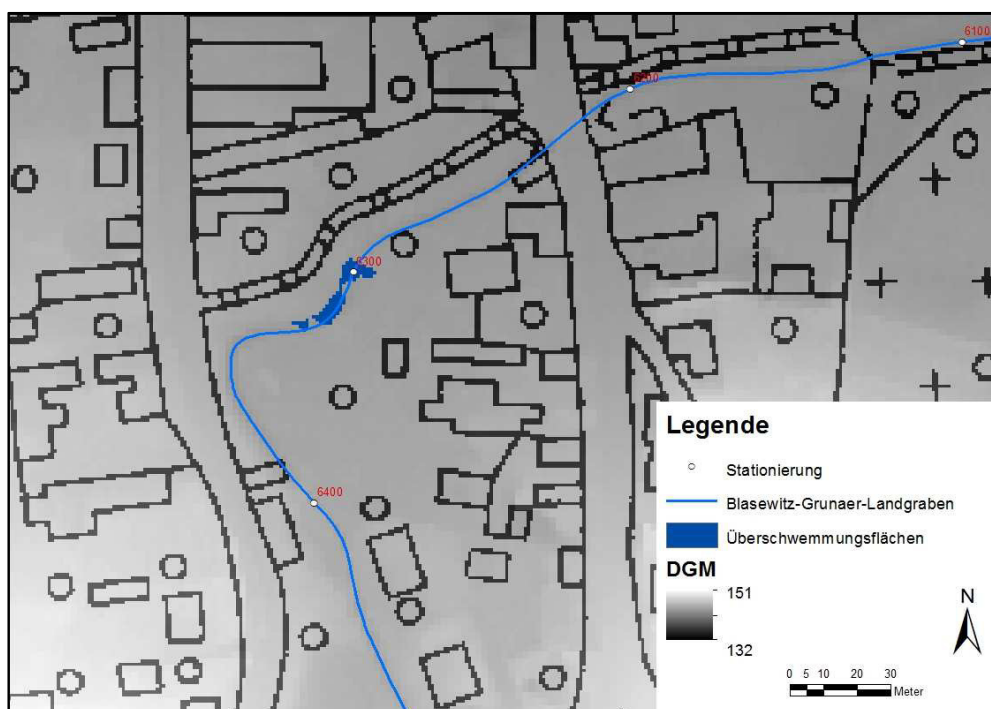
Im Bereich des Klosterteichplatzes (Fluss-km 6,577) reduziert sich der Wasserspiegel um bis zu 0,10 m.

An der zweiten Engstelle, der Brücke Altleubnitz, reduziert sich der Wasserspiegel um ca. 0,04 m. Diese vergleichsweise geringen Änderungen zeigen den zunehmend geringeren Einfluss des HWRB Leubnitzbach auf diesen Gewässerabschnitt.

Aufgrund der Optimierung der Drosseleinstellung am HWRB Leubnitzbach auf nur einen Lastfall, nämlich auf das  $HQ_{100}$ , ist bei einem  $HQ_{200}$  ein höherer Abfluss zu beobachten. Dieser führt im Bereich des HWRB Leubnitzbach bis zur Wilhelm-Franke Straße zu einem ca. 0,06 m höheren Wasserspiegel. In Folge dessen ist im Bereich der Fluss-km 6,353 bis 6,333 nun eine größere Überschwemmung, im Vergleich zum Istzustand, zu beobachten. Aufgrund des ansteigenden Vorlandes ist der Bereich der Überschwemmung aber begrenzt (Abbildung 8-5).

In diesem Gewässerabschnitt wird durchweg ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad weiterhin nicht durchgängig erreicht. Die in Abschnitt 7.1.2.2 genannten Bereiche liegen weiterhin innerhalb des Freibords. Es wird eine Reduzierung des Wasserspiegels bei  $HQ_{100}$  um bis zu 0,12 m erreicht, was zu einer moderaten Entspannung im Hochwasserfall führt.

Die Wahrscheinlichkeit eines durch Hochwasser verursachten Schadens verringert sich bei  $HQ_{100}$  aufgrund des geringen Wasserspiegels. Im Gegensatz dazu, muss bei einem  $HQ_{200}$  im Planzustand aber mit einem höheren Schaden gerechnet werden.



**Abbildung 8-5: Überschwemmungsflächen im Bereich zwischen dem Klostersteichplatz und der Brücke Altleubnitz bei HQ<sub>200</sub> im Planzustand**

#### 8.5.2.3 Abschnitt: Brücke Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087) bis Unterführung Dohnaer Straße (Fluss-km 5,810)

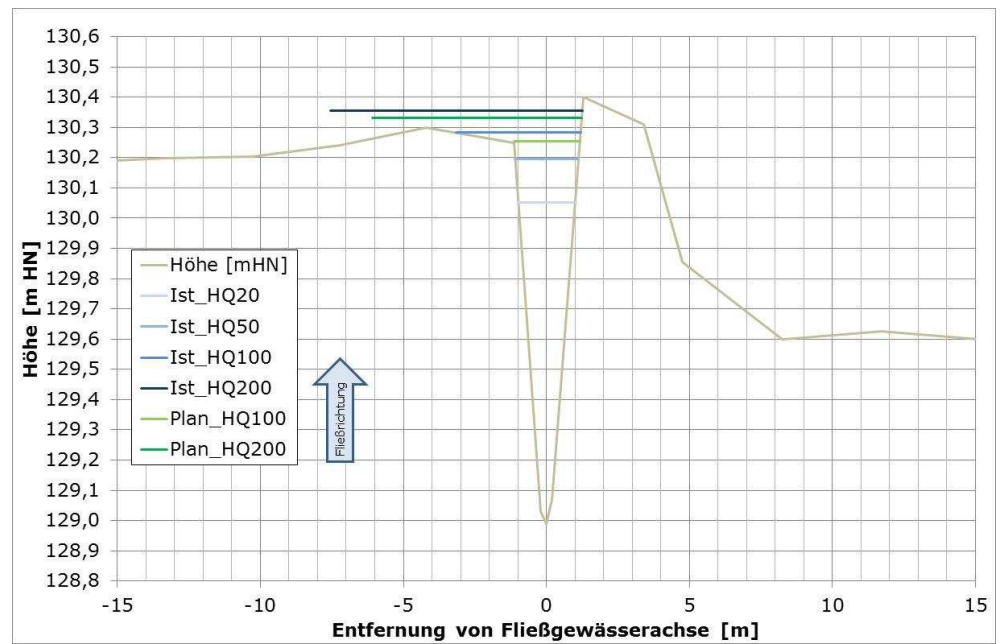
Im Bereich der Schwachstelle, unmittelbar vor der Unterführung der Dohnaer Straße, liegt der Wasserspiegel bei HQ<sub>100</sub> im Planzustand etwa 0,10 m unter dem Wasserspiegel des Istzustandes. Das führt dazu, dass in diesem Bereich keiner Überschwemmung bei HQ<sub>100</sub> modelliert wurden, der Wasserspiegel aber noch immer auf der Höhe der Böschungsoberkante und teilweise deutlich über der Höhe der Vorländer liegt (Abbildung 8-6).

Erst ab einem HQ<sub>200</sub> werden weiterhin Überschwemmungen im Bereich der Kleingärten (rechtes Hinterland), der Grundstücke (linkes Hinterland) und der Dohnaer Straße modelliert (Abbildung 8-7).

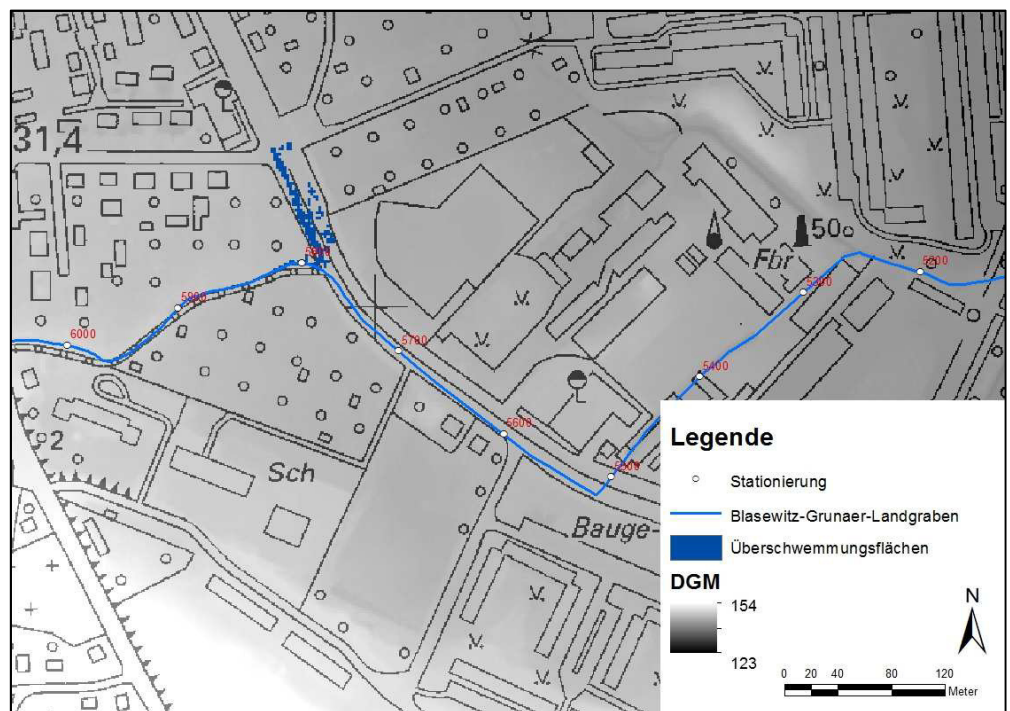
Wie die Ergebnisse zeigen, wirkt sich die Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für HQ<sub>100</sub>“ nicht in dem erhofften Maße auf den Bereich Dohnaer Straße aus. Zwar reduziert sich der Wasserspiegel bei HQ<sub>100</sub> so, dass keine Überschwemmungen mehr auftreten. Bei HQ<sub>200</sub> jedoch sind weiterhin Überschwemmungen zu verzeichnen.

In diesem Gewässerabschnitt wird auf der linken Gewässerseite ein Schutzgrad von  $\geq$  HQ<sub>100</sub> angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad fast durchgängig nicht erreicht.

Ein möglicher, durch Hochwasser verursachter Schaden muss also weiterhin als hoch erachtet werden, da die Vermögenswerte mit 200 €/m<sup>2</sup> bei der Dohnaer Straße, 280 €/m<sup>2</sup> im Bereich der Kleingärten und bis über 700 €/m<sup>2</sup> bei bebauten Flächen bewertet werden.



**Abbildung 8-6:** Verlängertes Querprofil am Fluss-km 5,836 (oh. Dohner Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand



**Abbildung 8-7:** Überschwemmungsflächen im Bereich der Dohner Straße bei  $HQ_{200}$  im Planzustand

#### 8.5.2.4 Abschnitt: Unterführung Dohnaer Straße (Fluss-km 5,810) bis Brücke Reicker Straße (4,698)

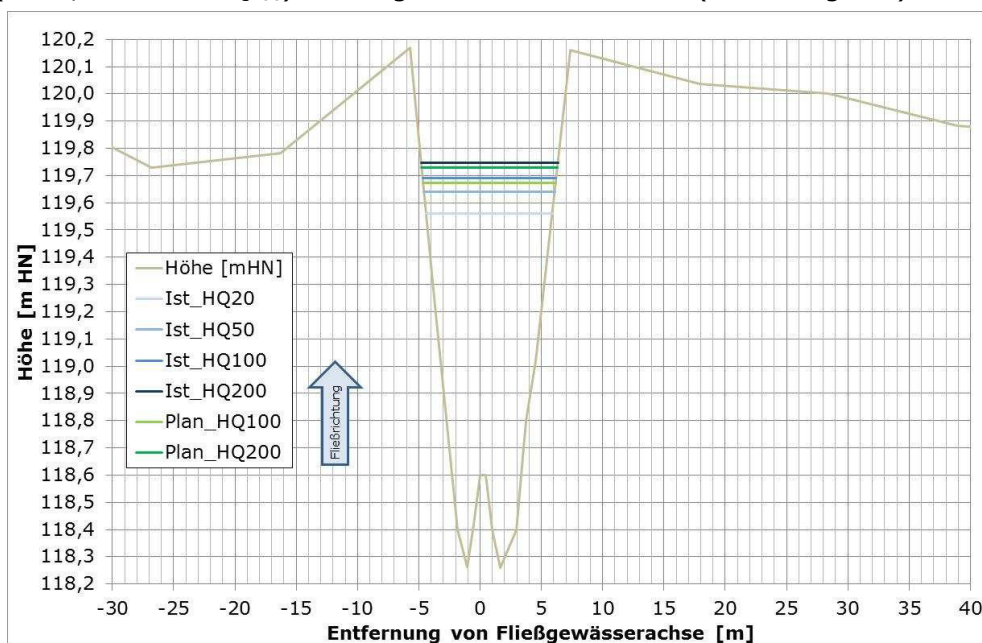
Unterhalb der Verrohrung Dohnaer Straße bis zur Reicker Straße ist ein sicherer Abfluss eines  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  gewährleistet, da sich der Wasserspiegel maximal um 0,03 m, gegenüber dem Istzustand ändert hat.

In diesem Gewässerabschnitt wird ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt, der durchgängig eingehalten werden kann. Daher kann ein möglicher, durch Hochwasser verursachter Schaden als sehr gering erachtet werden.

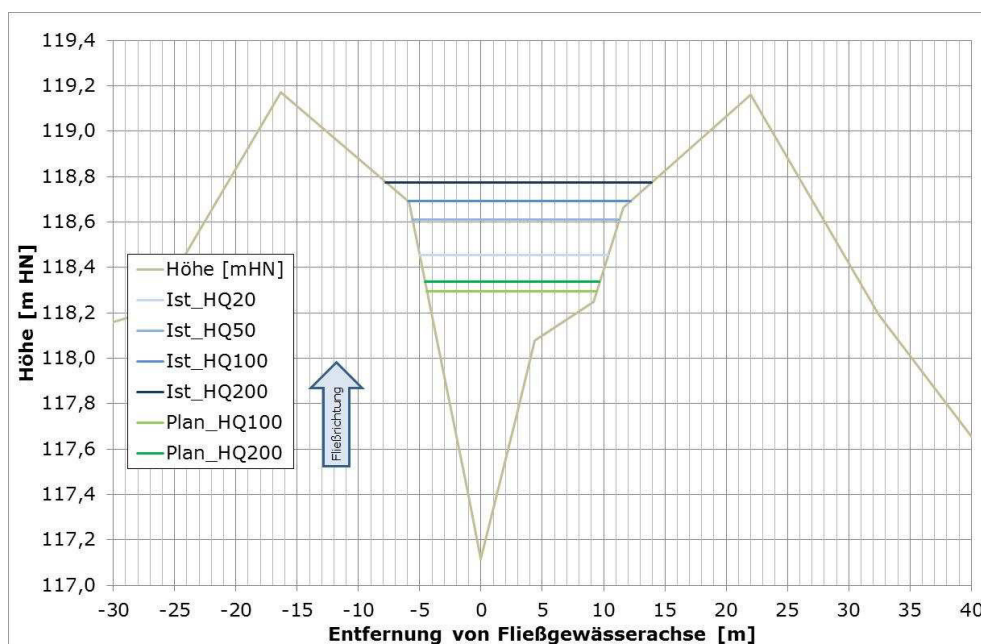
#### 8.5.2.5 Abschnitt: Brücke Reicker Straße (4,698) bis Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150)

Unterhalb der Reicker Straße bis unterhalb der Brücke Rudolf-Bergander-Ring (Fluss-km 4,437) sind ebenfalls nur sehr geringe Änderungen des Wasserspiegels im Vergleich zum Istzustand festzustellen, wobei der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  fast durchgängig 0,50 m unter der Böschungsoberkante und ca. 0,20 m unter der Höhe des Hinterlandes liegt (Abbildung 8-8).

Oberhalb der Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,149) im Bereich des Hochwasserpolders treten bei  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  deutliche Änderungen des Abflussverhaltens und des Wasserspiegels auf. Der berücksichtigte Hochwasserpolder nimmt einen großen Teil der Hochwasserspitze auf und führt damit zu einer Reduzierung des Hochwasserscheitels um ca. 0,40 m (ca. 0,45 m bei  $HQ_{200}$ ) im Vergleich zum Istzustand (Abbildung 8-9).



**Abbildung 8-8: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,544 (oh. Brücke KiTa Spielekiste) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand**



**Abbildung 8-9: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 4,189 (oh. Unterführung DB-Trasse) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand**

In diesem Abschnitt wird von der Reicker Straße (Fluss-km 4,698) bis ca. 50 m unterhalb des Rudolf-Bergander-Rings ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. Bei Berücksichtigung eines zusätzlichen Freibords von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird dieser angestrebte Schutzgrad weiterhin fast durchgängig erreicht. Nur an zwei Stellen liegt der Freibord weiterhin knapp unter 0,50 m und zwar nun bei 0,43 m bzw. 0,49 m. Unterhalb des Rudolf-Bergander-Rings bis zur Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150) ist kein Schutzgrad festgelegt.

Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als gering erachtet werden, da im gesamten Bereich das  $HQ_{100}$  auch unter Einhaltung des Freibords sicher abgeführt werden kann.

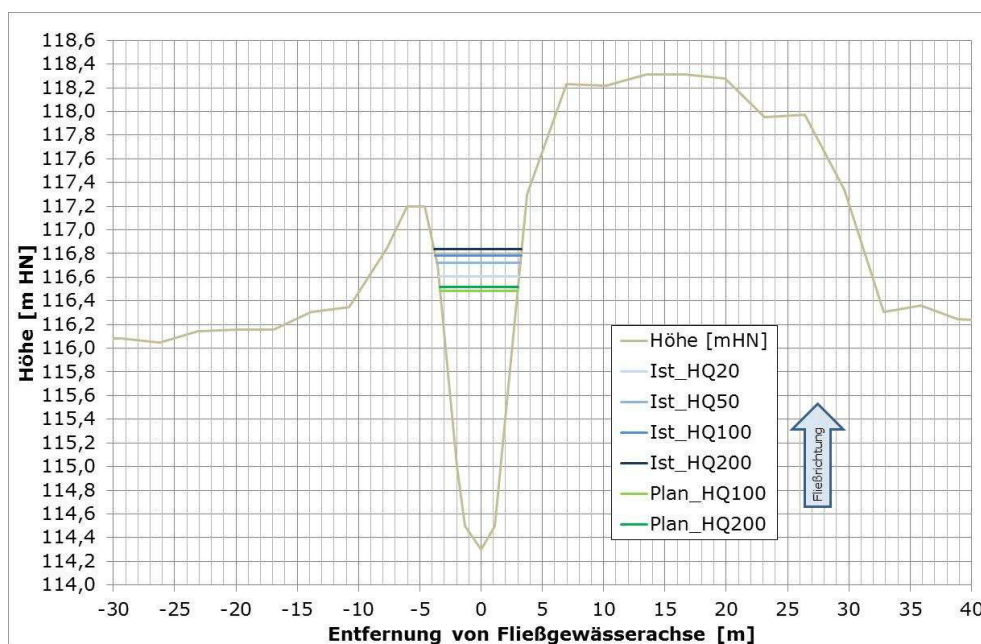
#### 8.5.2.6 Abschnitt: Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150) bis Brücke Winterbergstraße (Fluss-km 3,331)

Unterhalb der DB-Trasse werden das  $HQ_{100}$  und das  $HQ_{200}$  sicher abgeführt und der Wasserspiegel liegt durchweg 0,50 m unter der Böschungsoberkante. Das Hinterland, ca. 10 m bis 20 m rechts und links vom Gewässer entfernt, liegt z. T. etwa einen Meter unter der Böschung und damit weiterhin unterhalb des Wasserspiegels des  $HQ_{100}$  im Planzustand (Abbildung 8-10).

In diesem Abschnitt wird von der Unterführung der DB-Trasse (Fluss-km 4,150) bis ca. zur Zufahrt TÜV (Fluss-km 3,580) ein Schutzgrad von  $> HQ_{100}$  angestrebt, der auch unter Berücksichtigung des Freibords durchgängig eingehalten werden kann. Unterhalb der Zufahrt TÜV bis zur Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) ist kein Schutzgrad ausgewiesen.

Ein möglicher durch Hochwasser verursachter Schaden kann als gering erachtet werden, da in diesem Bereich das  $HQ_{100}$  auch unter Einhaltung des Freibords durchgängig sicher abgeführt werden kann.



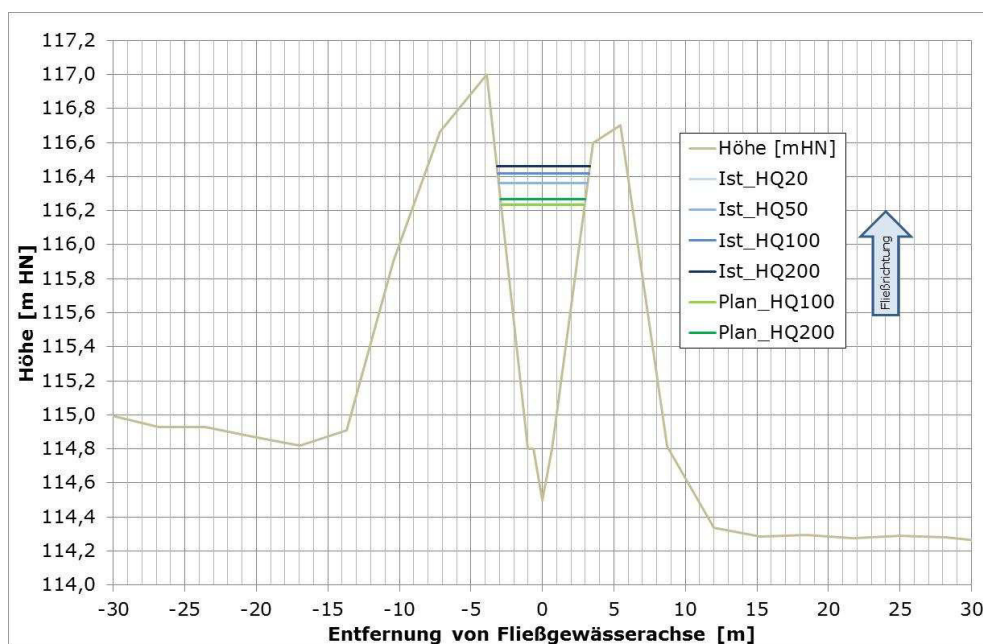


**Abbildung 8-10: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,573 (oh. Zufahrt Autohaus Reick) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand**

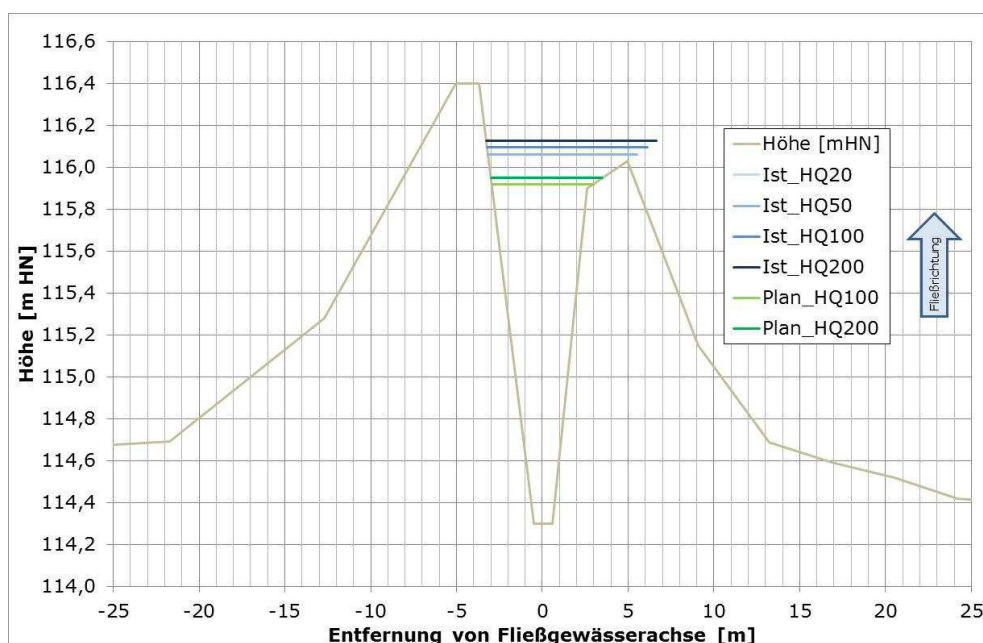
#### 8.5.2.7 Abschnitt: Brücke Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) bis Brücke Kipsdorfer Straße/Friedhof Dresden-Striessen (Fluss-km 1,569)

Zwischen Winterbergstraße und Bodenbacher Straße kann der Wasserspiegel im Vergleich zum Planzustand um ca. 0,20 m bis 0,30 m bei  $HQ_{100}$  und  $HQ_{200}$  reduziert werden. Unter Berücksichtigung des Freibords von 0,50 m kann ein  $HQ_{100}$  sicher abgeführt werden (Abbildung 8-11). Der Freibord bei  $HQ_{200}$  beträgt an der niedrigsten Stelle 0,43 m.

Im Bereich des Rothermundtparks traten im Istzustand bei einem  $HQ_{100}$  Überschwemmungen auf. Im Planzustand reduziert sich die Wasserspiegellage soweit, dass diese nun unterhalb der Böschungsoberkante bleibt. Der Freibord beträgt auf der rechten Gewässerseite aber nur 0,11 m, so dass weiterhin keine ausreichende Sicherheit gewährleistet ist (Abbildung 8-12).

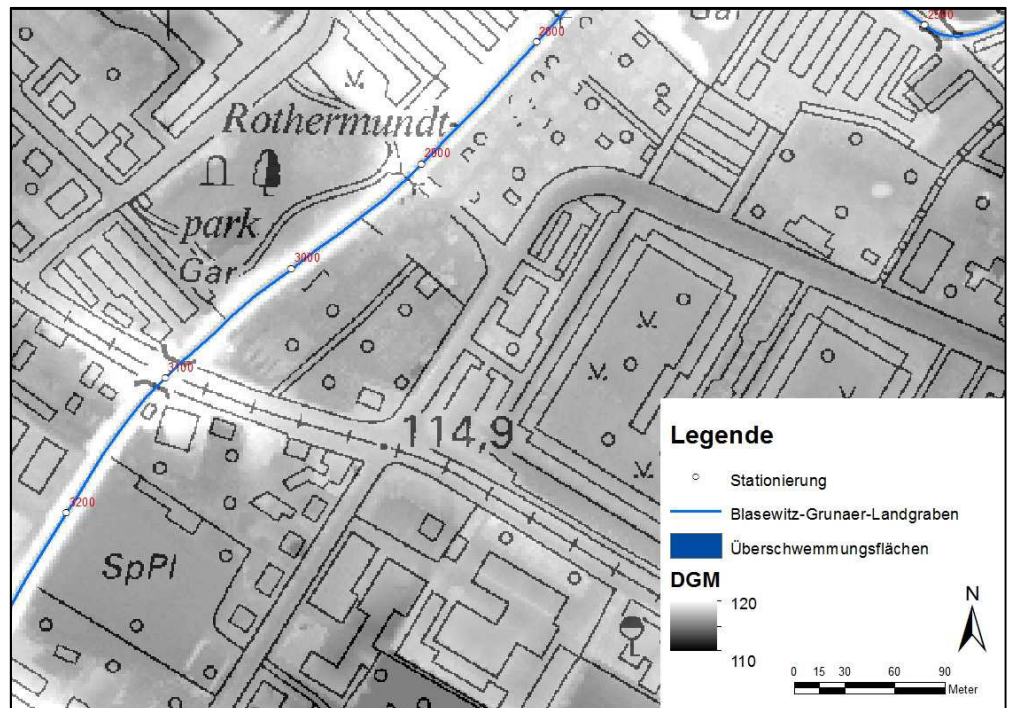


**Abbildung 8-11:** Verlängertes Querprofil am Fluss-km 3,200 (uh. Winterbergstraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand



**Abbildung 8-12:** Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,970 (oh. Rothermundtpark) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand

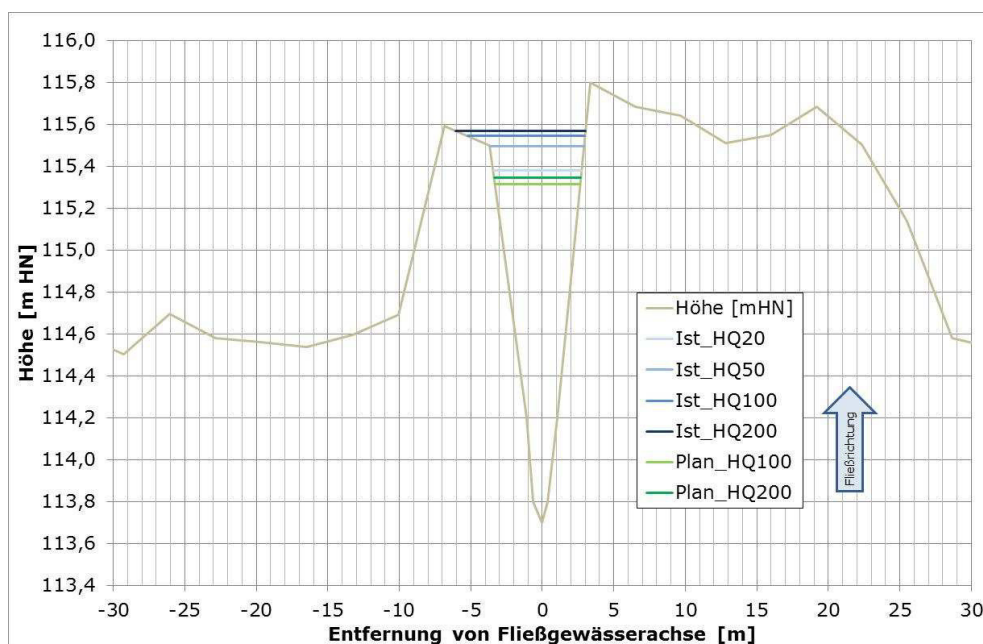
Auch bei  $HQ_{200}$  werden keine Überschwemmungen modelliert (Abbildung 8-13), wobei der Freibord auf der rechten Gewässerseite nur 0,08 m beträgt.



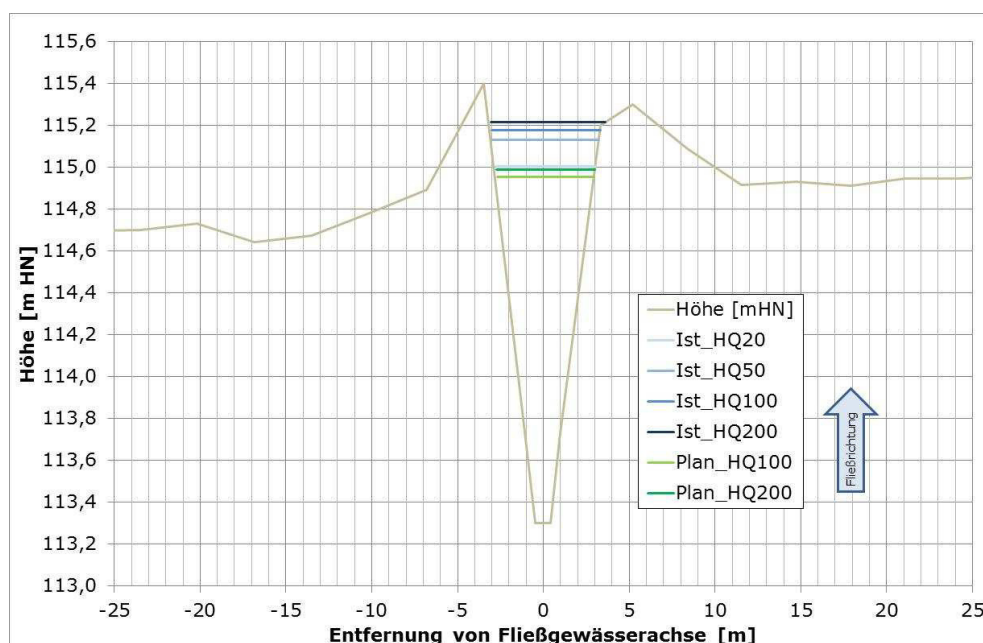
**Abbildung 8-13: Bereich des Rothermundtpark bei HQ<sub>200</sub> im Planzustand**

Im Bereich des Frauensteiner Platzes (Abbildung 8-14) liegt das linke Hinterland deutlich unterhalb der Böschungsoberkante. Im Planzustand wird der Wasserspiegel des HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub> zwar deutlich reduziert, liegt aber weiterhin über der Geländehöhe des Hinterlandes. In diesem Gewässerabschnitt reduziert sich der Wasserspiegel im Planzustand gegenüber dem Istzustand soweit, dass der Wasserspiegel nicht mehr auf der Höhe der Böschung steht, sondern ca. 0,20 m bis 0,30 m unter der Böschungsoberkante bleibt.

Im weiteren Verlauf bis zur Hepkestraße ist ein ähnliches Bild im Planzustand zu beobachten (Abbildung 8-15). Der Wasserspiegel bei HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub> senkt sich gegenüber dem Istzustand soweit, dass dieser mindestens 0,28 m bzw. 0,26 m unter der Böschungsoberkante bleibt.

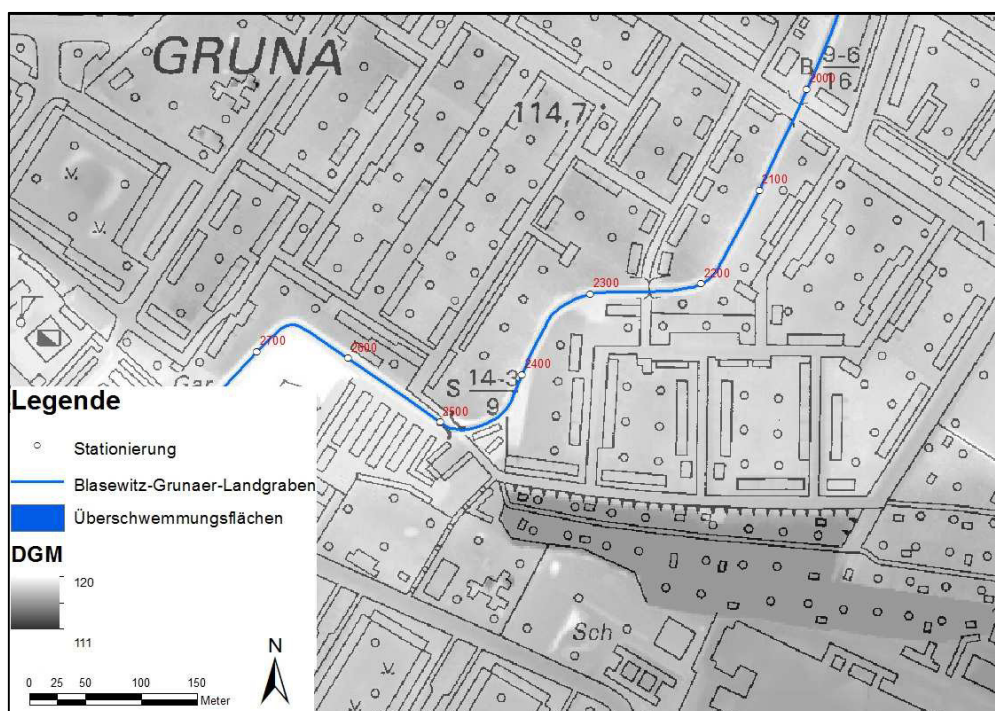


**Abbildung 8-14:** Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,453 (uh. Frauensteiner Platz) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand



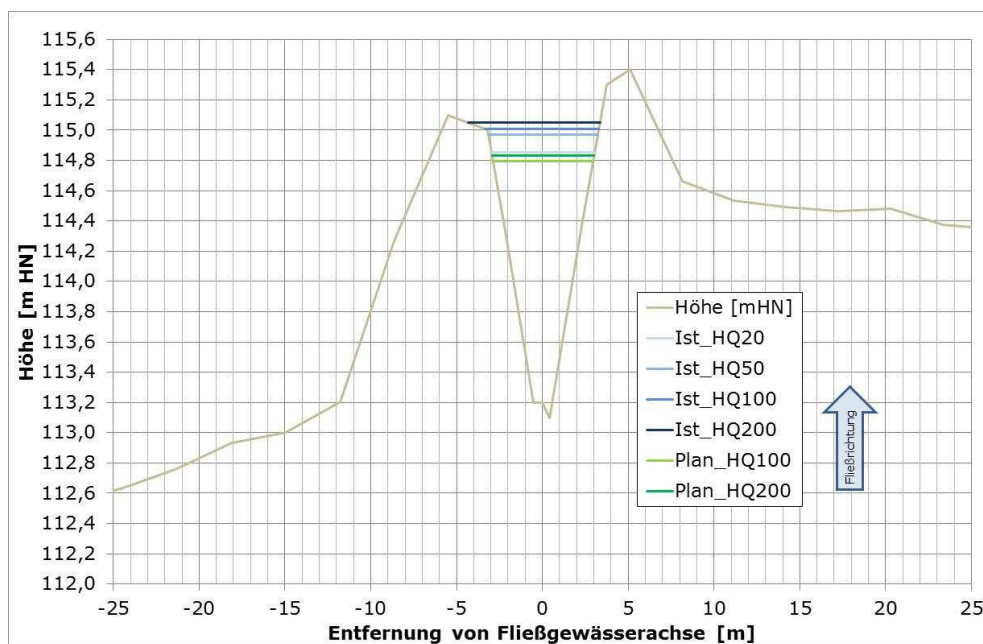
**Abbildung 8-15:** Verlängertes Querprofil am Fluss-km 2,125 (oh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand

Auch an der Schwachstelle Brücke Kleinhausweg (Fluss-km 2,246) konnte der Wasserspiegel soweit gesenkt werden, dass der Wasserspiegel unter der Böschungsoberkante bleibt und keine Überschwemmungen resultieren (Abbildung 8-16). Der Freibord bei  $HQ_{100}$  beträgt aber nur 0,17 m und bei  $HQ_{200}$  0,13 m.



**Abbildung 8-16: Bereich der Brücke Kleinhausweg bei HQ<sub>200</sub> im Planzustand**

Unterhalb der Hepkestraße ist auch im Planzustand ein bordvoller Abfluss bei HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub> zu beobachten, wobei die Geländehöhe des Hinterlandes zum Großteil weiterhin unterhalb des Wasserspiegels liegt (Abbildung 8-17). Zwar reduziert sich in diesem Abschnitt der Wasserspiegel gegenüber dem Istzustand deutlich, bewegt sich aber z. T. immernoch innerhalb des Freibords.



**Abbildung 8-17: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,926 (uh. Brücke Hepkestraße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene HQ<sub>T</sub> im Ist- und Planzustand**



Im Gewässerabschnitt zwischen der Winterbergstraße (Fluss-km 3,331) und der Kipsdorfer Straße wird überwiegend ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. Ausnahmen bilden die rechte Böschung im Bereich des Sportplatzes Rothermundtpark (Fluss-km 3,200), die linke Böschung im Bereich des Rothermundtparks (Fluss-km 2,970), die rechte Böschung unterhalb des Rothermundtparks (Fluss-km 2,848) und die linke Böschung im Bereich des Friedhofs Dresden-Striesen (Fluss-km 1,791) an denen kein Schutzgrad festgelegt ist. Im Planzustand reduziert sich der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  im gesamten Gewässerabschnitt deutlich. In Folge dessen werden keine Überschwemmungen mehr modelliert und der Freibord beträgt an fast allen Stellen mindestens 0,20 m. Ein Freibord von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante wird aber weiterhin an nur wenigen Stellen eingehalten.

Ein möglicher, durch Hochwasser verursachter Schaden kann durch die Umsetzung der berücksichtigten Maßnahmen reduziert werden. Die Senkung des Hochwasserscheitels führt dazu, dass gegenüber dem Istzustand mehr Bereiche als sicher eingestuft werden können. Da der geforderte Freibord von 0,50 m aber weiterhin in vielen Bereichen unterschritten wird, muss in diesem Gewässerabschnitt ein möglicher, durch Hochwasser verursachter Schaden weiterhin als hoch erachtet werden.

#### 8.5.2.8 Abschnitt: Brücke Kipsdorfer Straße (Fluss-km 1,569) bis zur Elbe

Unterhalb der Kipsdorfer Straße bis zur Mündung in die Elbe nimmt die Höhe der Geländeoberkante des Hinterlandes im Vergleich zur Böschung zu, so dass der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  zum Großteil unter der Geländehöhe des Hinterlandes bleibt. Durch die Berücksichtigung der beschriebenen Maßnahmen kann der Freibord in diesem Gewässerabschnitt um weitere ca. 0,20 m erhöht werden, wodurch der Freibord größtenteils bei ca. 0,40 m bis über 0,50 m liegt. An vier Stellen (Fluss-km 1,365, 1,269, 1,171-1,078 und 0,932) wird der geforderte Freibord weiterhin unterschritten, was beispielhaft in Abbildung 8-18 am Querprofil am Fluss-km 1,365 dargestellt ist.

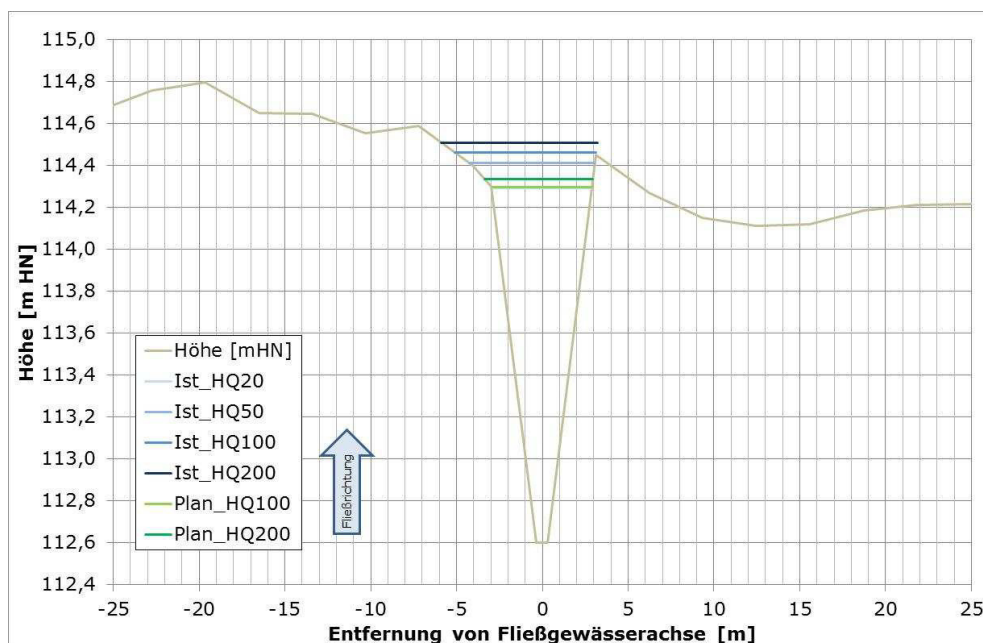
Bei  $HQ_{200}$  ist ein ähnliches Bild zu beobachten, wobei der Freibord gegenüber dem Istzustand aber um ca. 0,05 m geringer ausfällt. Auch die Unterschreitung des Freibords ist an den gleichen Stellen wie im Istzustand vorhanden. Die im Istzustand (Abschnitt 7.1.2.8) vorhandenen Überschwemmungen treten im Planzustand jedoch nicht mehr auf.

Die Wirkung der Maßnahme „Hochwasserpolder Reick“ kann an der Brücke Schandauer Straße (Fluss-km 1,333) nachgewiesen werden. Durch den Hochwasserpolder wird der Abfluss soweit reduziert, dass der für diesen Bereich als schadlos geltende Abfluss von  $4,1 \text{ m}^3/\text{s}$  eingehalten werden kann.

Oberhalb der Tolkewitzer Straße (Fluss-km 0,363) ist ein ausreichender Freibord vorhanden und der Wasserspiegel liegt durchweg unter der Geländehöhe des Hinterlandes.

In diesem Gewässerabschnitt wird von der Kipsdorfer Straße (Fluss-km 1,569) bis zur Mündung in die Elbe ein Schutzgrad von  $\geq HQ_{100}$  angestrebt. In der Planvariante wird der Wasserspiegel des  $HQ_{100}$  soweit gesenkt, dass der geforderte Freibord von 0,50 m zwischen Wasserspiegel und Böschungsoberkante auf vielen Gewässerabschnitten erreicht wird.

Ein möglicher, durch Hochwasser verursachter Schaden kann in diesem Bereich als hoch erachtet werden, da noch immer Stellen ausgewiesen werden, an denen der Freibord mit ca. 0,20 m das erforderliche Maß unterschreitet. Die hier geltenden Vermögenswerte werden für das angrenzende Hinterland mit 200 €/m<sup>2</sup> bei Straßen und Wegen sowie mit über 700 €/m<sup>2</sup> bei bebauten Flächen bewertet, wobei überwiegend bebauten Flächen vorhanden sind.



**Abbildung 8-18: Verlängertes Querprofil am Fluss-km 1,269 (oh. Brücke Wittenberger Straße) mit Wasserspiegellagen für verschiedene  $HQ_T$  im Ist- und Planzustand**

#### 8.5.2.9 Zusammenfassung der hydraulischen Modellierung des Planzustandes

Die ausgewählten Maßnahmen, die in der Vorzugsvariante des Planzustandes berücksichtigt und untersucht wurden, führen zu einer deutlichen Verbesserung der Hochwassersicherheit entlang des Landgrabens. Bei  $HQ_{100}$  sind fast am gesamten Gewässer keine Überschwemmungen mehr festzustellen. Nur oberhalb des HWRB Leubnitzbach, wo keine Maßnahmen vorgesehen sind, treten weiterhin kleine Überschwemmungen auf. Diese sind jedoch stark begrenzt und betreffen Grünland und Gärten, die nur ein geringes Schadenspotential besitzen.

Bei  $HQ_{200}$  treten die im Istzustand festgestellten Überschwemmungen im Mittel- und Unterlauf des Landgrabens nicht mehr auf. Oberhalb des HWRB Leubnitzbach sind bei  $HQ_{200}$  gegenüber dem Istzustand ebenfalls keine Änderungen zu verzeichnen, da in diesem Bereich keine Maßnahmen berücksichtigt wurden. Unterhalb des HWRB Leubnitzbach bis zur Wilhelm-Franke-Straße führt die Maßnahme „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für  $HQ_{100}$ “ bei  $HQ_{200}$  zu einem Wasserspiegelanstieg um ca. 0,05 m. In Folge dessen vergrößern sich im Bereich der Fluss-km 6,353 bis 6,333 die für den Istzustand schon festgestellten Überschwemmungen. Aufgrund der ansteigenden Geländehöhe des Vorlandes ist der Bereich der Überschwemmung aber begrenzt.



Auch im Bereich der Dohnaer Straße sind weiterhin Überschwemmungen bei  $HQ_{200}$  zu beobachten. Es verbleiben sowohl bei  $HQ_{100}$  als auch bei  $HQ_{200}$  Brücken und Deichabschnitte mit zu geringem Freibord (siehe Abschnitt 8.6).

## 8.6 Diskussion des verbleibenden Restrisikos und Konzeption von Objekt-schutzmaßnahmen

Die bereits umgesetzten und die geplanten Maßnahmen führen zu einer deutlichen Reduzierung des Hochwasserrisikos. Dadurch ist aber nicht ausgeschlossen, dass durch ein noch selteneres Hochwasser Überschwemmungen und Schäden verursacht werden können. Zudem bestehen zusätzliche Risiken durch verklausungsgefährdete Brücken und durch die Eindeichung und teilweise Hochlage des Landgrabens mit abschnittsweise zu geringem Freibord. Das dadurch verbleibende Restrisiko, damit verbundene mögliche Gefahren und entsprechende Schutzmaßnahmen werden im Folgenden aufgezeigt und kurz beschrieben.

### 8.6.1 HWRB Leubnitzbach

In den Abschnitten 8.2 und 8.5.1 wurde die Wirksamkeit der Maßnahme „Optimierung der Drossel auf  $HQ_{100}$ “ nachgewiesen. Gleichzeitig wurde festgestellt, dass die auf Grundlage dieser Maßnahme vorgenommene Veränderung der Parametrisierung des HWRB Leubnitzbach nur eine Optimierung des Betriebs des HWRB sowie des Abflussverhaltens unterhalb des HWRB für den Lastfall  $HQ_{100}$  zur Folge hat. Für den Lastfall  $HQ_{200}$  erbrachten die Simulationen mit dem N-A-Modell für die Vorzugsvariante das Resultat höherer Abflüsse gegenüber dem Istzustand im Bereich unterhalb des HWRB (Fluss-km 6,91) bis oberhalb Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,087). Das hat zur Folge, dass die Überschwemmungen im Bereich der Fluss-km 6,353 bis 6,333 noch zunehmen. Demzufolge erhöht sich bei  $HQ_{200}$  des Planzustandes das Risiko gegenüber dem Istzustand. Das Risiko für den Istzustand besteht darin, dass die bei einem dem  $HQ_{200}$  entsprechenden Ereignis auftretenden Abflussfülle ( $12,56 \text{ Tm}^3$ ) die Retentionskapazität des HWRB ( $12,4 \text{ Tm}^3$ ) übersteigt und Überlauf ( $1,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) auftritt. Der sich bei  $HQ_{200}$  einstellende Stauspiegel im HWRB Leubnitzbach beträgt  $149,74 \text{ mHN}$ . Der bereits bei  $HQ_{100}$  um  $0,21 \text{ m}$  unterschrittene Freibord (vgl. Abschnitt 8.2) reduziert sich bei  $HQ_{200}$  somit um weitere  $0,22 \text{ m}$  auf  $0,43 \text{ m}$ . Wie in Abschnitt 8.5.1 vorgeschlagen, sollte in einer gesonderten Betrachtung der Versuch einer „Drosseloptimierung über mehrere Lastfälle, konkret  $HQ_{100}$  sowie  $HQ_{200}$ “, unternommen werden (siehe auch Abschnitt 8.8.1.3).

In Verbindung mit den in Abschnitt 8.2 beschriebenen Sachverhalten sowie oben benannten Freibordunterschreitungen wird ferner das Restrisiko aufgezeigt, welches sich durch die noch nicht nachgewiesene Hochwassersicherheit des HWRB Leubnitzbach ergibt. Zunächst wurde deutlich, dass bereits bei  $HQ_{100}$  ein Mindestfreibord von  $0,5 \text{ m}$  nicht eingehalten wird. Dieser Mindestfreibord gilt auch nur für den Fall, dass das HWRB Leubnitzbach gemäß DIN 19700-12 als sehr kleines Becken klassifiziert wird. Eine Einstufung des HWRB als kleines Becken würde einen höheren Freibord erfordern, der explizit zu berechnen ist, und zwar auf Grundlage der technischen Vorschriften DIN 4048-1 und DWVW Merkblatt 246 (1997). In den obigen Darlegungen wurde zusätzlich deutlich, dass bei





einem dem  $HQ_{200}$  entsprechenden Ereignis Überfall eintritt. Sollte dies nicht durch o. g. Optimierungen des Betriebes am HWRB verbessert werden können, schränkt dieser Sachverhalt die Hochwassersicherheit des HWRB ein, da eine Inanspruchnahme der Hochwasserentlastung immer ein Risiko bedeutet. Das Risiko aufgrund der Summe benannter Unsicherheiten am HWRB Leubnitzbach wird unterstrichen durch das Schadenpotential, welches unterhalb des HWRB festzustellen ist. Ein möglicher, durch unzureichend optimierten Betrieb oder sogar Versagen der Anlage verursachter Schaden kann in diesem Bereich als hoch erachtet werden. In diesem Gewässerabschnitt werden die Vermögenswerte im direkt angrenzenden und bebauten Hinterland mit über 700 €/m<sup>2</sup> bewertet. Aus diesem Grund sollte die Maßnahme „Überprüfung und Gewährleistung der Hochwassersicherheit des HWRB Leubnitzbach“ kurzfristig umgesetzt werden (siehe Abschnitt 8.8.3).

### 8.6.2 Verklausungen

Die Wahrscheinlichkeit, dass es am Landgraben hochwasserbedingt zu Schäden kommen kann, wird durch Möglichkeiten der Verklausung erhöht. Die Gefahren durch Verklausungen können durch die Maßnahmen, die in Abschnitt 8.1 und 8.2 beschrieben wurden, deutlich vermindert werden, da diese Maßnahmen die Abflussverhältnisse verbessern. In Folge der Maßnahme I-086 beispielweise, welche Profilaufweitungen und naturnahe Böschungs- und Sohlsicherungen beinhaltet, (vgl. Abschnitte 8.1.3 und 8.1.4) reduziert sich an den Brücken unterhalb der Hepkestraße die Verklausungsgefahr. Damit kommt dieser Maßnahme, obwohl sie in der Vorzugsvariante nicht berücksichtigt wurde, eine besondere Bedeutung bei der Reduzierung der Restrisiken zu. Die Prüfung, ob diese Maßnahme im Hinblick darauf, dass sie auch das Risiko der Überströmung von Deichen mit dahinterliegender hochwertiger Nutzung reduziert und möglicherweise zusätzlich zu den Maßnahmen der Vorzugsvariante wirtschaftlich ist, bedarf weitergehender Betrachtungen.

Ein Restrisiko aufgrund möglicher Verklausung verbleibt jedoch an der Dohnaer Straße (Fluss-km 5,654) sowie am Spielplatz Heiliger Born (Fluss-km 6,689), da hier Treibgutfänge oberhalb von Durchlässen installiert sind.

### 8.6.3 Verklausungsgefahr durch Freibordunterschreitung an Brücken und Durchlässen

Das Restrisiko der Verklausung wird dadurch erhöht, dass der Freibord an mehreren Stellen entlang des Landgrabens sowie an mehreren Brücken unterschritten wird. Bauwerke die einen Freibord von weniger als 0,20 m besitzen, sind in der Tabelle 8-1 aufgeführt.

Verklausungen an diesen Brücken bergen die zusätzliche Gefahr, dass durch eine Wasserspiegelaufhöhung Deiche mit dahinterliegender hochwertiger Nutzung überströmt und zerstört werden.



**Tabelle 8-1: Bauwerke mit Freibordunterschreitung im Planzustand**

Fluss-km	Objektbezeichnung	Bemerkung	HQ <sub>100</sub>	HQ <sub>200</sub>
2,028	Brücke Hepkestraße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
2,246	Brücke Kleinhausweg	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
2,492	Brücke Frauensteiner Platz	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
2,782	Brücke Am Grüngürtel	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
3,104	Brücke Bodenbacher Straße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
4,698	Brücke Reicker Straße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
5,654	Durchlass Dohnaer Straße	Freibord kleiner 0,20 m	X	X
6,081	Wilhelm-Franke-Straße	Freibord kleiner 0,20 m		X
6,247	Brücke Altleubnitz	Freibord kleiner 0,20 m	X	X

#### 8.6.4 Schwachstelle Bereich der Dohnaer Straße

Ein besonderes Restrisiko besteht am Durchlass Dohnaer Straße. Hier besteht gemäß den Ausführungen in den Abschnitten 8.6.2 und 8.6.3 Gefahr durch Überschwemmungen, welche einerseits durch die existierende Freibordunterschreitung und andererseits durch die Möglichkeit der Verklausung am Treibgutfang bedingt sein können.

Im Zuge der vorliegenden Untersuchung wurde die Maßnahme „Beseitigung der Schwachstelle im Bereich Dohnaer Straße“ vorgeschlagen (vgl. Abschnitt 8.2). Zur Umsetzung dieser Maßnahme existieren grundsätzlich zwei Varianten.

In der ersten Variante wird die Schaffung von Retentionsraum direkt oberhalb der Unterführung Dohnaer Straße vorgeschlagen. Hierbei kann aber auch bei ausreichender Dimensionierung das mit der Gefahr der Verklausung verbundene Restrisiko nicht reduziert werden.

In der zweiten Variante wird eine ausreichende Dimensionierung des Durchlasses der Unterführung der Dohnaer Straße vorgeschlagen. Da die Kosten dieser Maßnahme aber mit mindestens 350.000 € relativ hoch sind bei einem geringen Schadenspotential, ist die Maßnahme nur zu realisieren, wenn der Straßendurchlass aus baulichen Gründen erneuert werden muss. Die Vergrößerung des Durchlasses Dohnaer Straße hat aber einen höheren Abfluss im Unterlauf des Landgrabens zur Folge, da durch diese Unterführung ein höherer Abfluss gewährleistet werden kann. Folglich muss im Unterlauf mit einer Erhöhung des Überschwemmungsrisikos gerechnet werden.

Zur Kompensation des höheren Abflusses unterhalb der Unterführung Dohnaer Straße kann der mögliche Hochwasserpolder Reick oberhalb der DB-Trasse beitragen. Der Polder erzielt eine Kappung des Hochwasserscheitels, was für den Unterlauf des Landgrabens einen sicheren Hochwasserabfluss gestattet. Die letztendlich erreichbare Hochwassersicherheit des Gebietes zwischen der Dohnaer Straße und dem möglichen Hochwasserpolder in Reick sollte vor dem Hintergrund des erhöhten Abflussscheitels (s. o.) modelltechnisch nachgewiesen und auch die ermittelte Dimensionierung des möglichen Hochwasserpolders Reick überprüft werden (vgl. Abschnitt 8.2).



## 8.7 Überprüfung der Alarm- und Einsatzplanung des Brandschutz- und Katastrophenamtes

Informationen des Brand- und Katastrophenschutzamtes zufolge existiert keine explizite Hochwasseralarm- und Einsatzplanung für den Landgraben (vgl. Kapitel 3 sowie DHI-WASY, 2011b). Aufgrund des deutlich geringeren Risikos bei Umsetzung der in der Planvariante berücksichtigten Maßnahmen ist ein eigenständiger Hochwasseralarm- und Einsatzplanung für den Landgraben nicht notwendig.

## 8.8 Priorisierung der Maßnahmen und Erstellung eines zusammenfassenden Maßnahmenplans

### 8.8.1 Maßnahmenauswahl

Für die Auswahl geeigneter Maßnahmen bietet sich nach LAWA (2010b) für jeden Handlungsbereich eine zweistufige Vorgehensweise mit den Schritten Bestandserhebung und Festlegung der Maßnahmen an. Mit der Bestandserhebung werden der Stand der Zielerreichung, die bereits laufenden Maßnahmen und die Defizite erfasst und somit der bestehende Handlungsbedarf aufgezeigt. Die Bestandserhebung erfolgte mit der Beschreibung des Istzustandes und dem Ist-Ziel-Vergleich in Abschnitt 7.1. Grundlage für die Formulierung von Maßnahmen ist der bei der Bestandserhebung abgeleitete Handlungsbedarf. Dabei soll die Frage: „Was ist noch zu tun, um das Ziel zu erreichen bzw. ihm näher zu kommen?“ beantwortet werden (LAWA, 2010b). Grundgedanke muss nach LAWA (2010a) sein, „...für den HWRM-Plan realisierbare Maßnahmen aufzulisten und deren Umsetzung in sinnvollen Schritten zu beschreiben. Ziel ist eine Schwerpunktsetzung und nicht die vollständige Abarbeitung aller Handlungsbereiche. Die Maßnahmen sollen für einen überschaubaren Zeitraum benannt werden, am besten bis zur nächsten Aktualisierung des HWRM-Plans im Jahr 2021.“

Im Zuge der Bearbeitung des HWRM-Plan für den Landgraben wurden verschiedene Maßnahmen aus dem PHD (UMWELTAMT, 2011d) zusammengestellt (Abschnitt 8.1), sowie weitere Maßnahmen erarbeitet (Abschnitte 8.2 und 8.6) um konkrete Schutzziele im und am Gewässer zu erreichen. Diese Maßnahmen wurden in den entsprechenden Abschnitten einer Bewertung unterzogen. In der Vorzugsvariante, die die mindestens zu realisierenden Maßnahmen enthält, sind folgende Maßnahmen berücksichtigt:

- „Drosseloptimierung HWRB Leubnitzbach für HQ<sub>100</sub>“
- „Hochwasserpolder Reick“

Mit dieser Vorzugsvariante können Überschwemmungen bei HQ<sub>100</sub> weitestgehend beseitigt und Überschwemmungen bei HQ<sub>200</sub> deutlich reduziert werden. Zur Reduzierung und Bewältigung der verbleibenden Risiken durch zu geringen Freibord an einigen Deichabschnitten und Brücken sowie durch noch größere Hochwasserereignisse werden weitere Maßnahmen in den Handlungsbereichen Flächenvorsorge, Natürlicher Wasserrückhalt, technischer Hochwasserschutz, Informationsvorsorge sowie Verhaltensvorsorge ausgewählt und begründet.



### 8.8.1.1 Flächenvorsorge

Auf der Grundlage der hydraulischen Modellierung wurden entlang des Landgrabens Überschwemmungsgebiete von der Stadt Dresden festgesetzt. In diesen Gebieten können besondere Maßnahmen oder Vorschriften zum Schutz erlassen werden. Deren Umsetzung jedoch ist praktisch nicht durchführbar, da das Landgraben-Einzugsgebiet urban stark überprägt ist.

Die Festsetzung von Überschwemmungsgebieten ist demzufolge vor allem als Ergänzung zur Informations-, Bau- und Verhaltensvorsorge zu betrachten.

### 8.8.1.2 Natürlicher Wasserrückhalt

Zusätzliche Maßnahmen zum natürlichen Wasserrückhalt wurden im Oberlauf geprüft und haben sich als hydrologisch nicht wirksam erwiesen (z. B. I-318, Abschnitt 8.4.2.1).

Ohnehin sind in den zum größten Teil städtisch geprägten Gebieten des Landgrabens die Handlungsmöglichkeiten diesbezüglich gering. Hier kann langfristig allerdings angestrebt werden, den hohen Versiegelungsgrad zu reduzieren und so den Oberflächenabfluss zu verringern.

Dazu sind vor allem Bereiche in Leubnitz-Neuostra und Torna zu nennen. Das dort gefasste Regenwasser wird vor allem über die Regenwassereinleitungen Wilhelm-Franke-Straße und den Tornaer Abzugsgraben in den Landgraben abgegeben. Diese Einleitstellen bedeuten punktuell signifikante Zuflüsse zum Gewässer.

Deichrückbaumaßnahmen können im Stadtgebiet nicht empfohlen werden.

### 8.8.1.3 Technischer Hochwasserschutz

Ergänzend zu den Maßnahmen der Vorzugsvariante werden zur Reduzierung der Restrisiken weitere Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes vorgeschlagen. Diese Maßnahmen haben überwiegend eine örtliche bzw. regionale, also begrenzte Wirkung.

Die 3 folgenden Maßnahmen sind zur Gewährleistung der Instandhaltung bzw. der Sicherheit der bestehenden Anlagen notwendig und sollten deshalb kurzfristig oder zumindest mittelfristig realisiert werden:

- „Überprüfung und Gewährleistung der Hochwassersicherheit des HRB Leubnitzbach“,
- „Überprüfung der Deiche“ auf ihren baulichen Zustand und der Standsicherheit,
- „Zugänglichkeit der Deiche“ zur Deichpflege und zur Gewährleistung der Sicherheit.

Die Umsetzung der Maßnahme

- „I-086: Blasewitz-Grunaer Landgraben – Verbesserung der Abflusssicherheit und naturnahe Umgestaltung“

wird als besonders wichtig erachtet, da durch diese Maßnahme wesentliche Schwachstellen im Gewässer beseitigt werden. Sie sollte kurzfristig realisiert werden.



Zwar gibt es nach Umsetzung der Vorzugsvariante in dem Maßnahmebereich zwischen Bodenbacher Straße und Hepkestraße rechnerisch keine Überflutungen mehr, es bestehen aber weiterhin erhebliche Risiken durch zu geringe Freiborde und verklausungsgefährdete Brücken (Am Grüngürtel, Frauensteiner Platz und Kleinhausweg).

Im Zuge der Umsetzung ist geplant, die Deiche bzw. Böschungen zwischen der Bodenbacher- (Fluss-km 3,104) und Hepkestraße (Fluss-km 2,028) zu erhöhen sowie die Schwachstellen Brücke Kleinhausweg und Frauensteiner Platz zu beseitigen, indem ein Neubau der Brücken vorgenommen wird.

Eine weitere ergänzende Maßnahme des technischen Hochwasserschutzes ist die

- „Beseitigung der Schwachstelle im Bereich der Dohnaer Straße“.

Diese Maßnahme dient der Reduzierung des Risikos von Überschwemmungen oberstrom der Dohnaer Straße, dass weiterhin durch zu geringen Freibord und durch die Verklausungsgefahr am Treibgutfang besteht. Wie in Abschnitt 8.6.4 ausgeführt ist die Maßnahme wegen des geringen Schadenspotentials als reine Hochwasserschutzmaßnahme nicht wirtschaftlich. Sie soll deshalb nur realisiert werden, wenn der Straßendurchlass aus baulichen Gründen erneuert werden muss.

#### 8.8.1.4 Risiko- und Bauvorsorge

Mit Bauvorsorge werden Maßnahmen des hochwasserangepassten Planens und Bauens und die hochwasserangepasste Lagerung von wassergefährdenden Stoffen bezeichnet. Weiterhin wird dazu die hochwasserangepasste Ausführung von Architekten-, Ingenieur- und Handwerksleistungen gerechnet.

Durch eine hochwasserangepasste Bauweise und Ausrüstung von Gebäuden entlang des Landgrabens kann bestehenden Hochwasserrisiken entsprechend begegnet werden. In der privaten Bauvorsorge beispielsweise kann Hochwasseranpassung erreicht werden durch

- konstruktive Maßnahmen zur Verhinderung des Eindringens von Wasser in Gebäude (z. B. Türschwellen),
- die Verwendung wasserresistenter Baumaterialien,
- hochwassersichere Hausinstallationen und
- Nutzung von Gebäuden entsprechend der unterschiedlichen Gefährdung einzelner Stockwerke.

Im Hochwasserfall sind am Landgraben vorwiegend geringe Überschwemmungstiefen zu erwarten (vgl. Abschnitt 7.4.1.3). Aus diesem Grund sind die genannten hochwasserangepasste Bauweisen insbesondere anzuwenden auf Souterrain- und Erdgeschoßlagen von Gebäuden sowie allgemein für Gebäude, die nah am Gewässer gelegen bzw. geplant sind.

#### 8.8.1.5 Informationsvorsorge

Die in Abschnitt 8.1.1 beschriebenen Maßnahmen zur Informationsvorsorge beinhalten, dass über den Internetauftritt der Landeshauptstadt Dresden Angaben zur Hochwassergefährdung am Landgraben und Infor-



mationen zu entsprechenden Hochwasserschutzmaßnahmen bereitgestellt werden. Eine weitere Maßnahme beinhaltet, am Landgraben eine Pegelmesseinrichtung zu installieren. Dabei soll die Datenübertragung automatisiert erfolgen und in den Internetauftritt der Landeshauptstadt Dresden eingebunden werden. Alle Maßnahmen sind wesentlich, um die Informationsvorsorge zu verbessern.

#### 8.8.1.6 Verhaltensvorsorge

Zur Aufklärung der Bürger über Hochwassergefahren und -risiken sollte das vorhandene Informationsangebot im Internet den Bürgern in geeigneter Weise und in regelmäßigen Abständen vorgestellt bzw. den Bürgern in Erinnerung gebracht werden.

#### 8.8.1.7 Vorhaltung und Vorbereitung der Gefahrenabwehr und des Katastrophenschutzes

Wie in Abschnitt 8.7 festgestellt, existiert für das Gewässersystem Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach kein eigenständiger Hochwasseralarm- und Einsatzplan. Aufgrund der vergleichsweise wenigen Flächen, die als gefährdet identifiziert wurden, ist die explizite Erstellung eines Hochwasseralarm- und Einsatzplanes für den Landgraben auch nicht erforderlich. Es ist aber sicherzustellen, dass die Feuerwehr bzw. der Katastrophenschutz dahingehend informiert sind, an welchen Stellen des Landgrabens bei Hochwasser mit erhöhten Gefahren zu rechnen ist.

#### 8.8.1.8 Zusammenfassung Maßnahmenplan

In Tabelle 8-2 ist der vorgeschlagene Maßnahmenplan zusammengefasst. Durch die in der Vorzugsvariante berücksichtigten Maßnahmen

- „Drosseloptimierung bei HQ<sub>100</sub> am HRB Leubnitzbach“,
- „Hochwasserpolder in Reick“

treten bei HQ<sub>100</sub> keine Überschwemmungen mehr auf. Der Wasserspiegel konnte soweit gemindert werden, dass die Verklauungsgefahr an Brücken deutlich reduziert wurde. Es gibt aber immer noch 9 Brücken mit einem Freibord < 0,20 m und 21 weitere Brücken mit einem Freibord < 0,50 m. Auch der Freibord in einigen Deichabschnitten ist weiterhin kleiner als 0,20 m.

Bei HQ<sub>200</sub> treten oberhalb der Brücke Altleuben und im Bereich der Dohnaer Straße kleine bis mittelgroße Überschwemmungen auf.

Die Wirtschaftlichkeit der Vorzugsvariante konnte mit der angewendeten Methodik nicht nachgewiesen werden (siehe Abschnitt 8.4.2.3), dazu sind weitergehende Betrachtungen notwendig.

Zur Reduzierung und Bewältigung der nach Umsetzung der Vorzugsvariante verbleibenden Risiken durch zu geringen Freibord an einigen Deichabschnitten und Brücken sowie durch noch größere Hochwasserereignisse werden ergänzende Maßnahmen in den Handlungsbereichen Flächenvorsorge, Natürlicher Wasserrückhalt, technischer Hochwasserschutz, Informationsvorsorge sowie Verhaltensvorsorge vorgeschlagen. Diese Maß-



nahmen sind in den Abschnitten 8.8.1.1 bis 8.8.1.7 begründet und in Tabelle 8-2 als lfd. Nr. 3 bis 15 aufgelistet.

## 8.8.2 Bewertung der Maßnahmen

Die Begründung und Bewertung der vorgeschlagenen Maßnahmen erfolgen bezogen auf die einzelnen Maßnahmen bereits in Abschnitt 8.1, 8.2 und 8.4. In Ergänzung zu der bereits erfolgten Einzelbewertung der Maßnahmen soll im Folgenden noch eine Bewertung der vorgeschlagenen Maßnahmen als „Gesamtpaket“ vorgenommen werden.

In den Abschnitten 8.1, 8.2 und 8.6 wurden Maßnahmen vorgeschlagen, die den folgenden Handlungsbereichen des Hochwasserrisikomanagements zuzuordnen sind:

- Natürlicher Wasserrückhalt,
- Technischer Hochwasserschutz,
- Risiko- und Bauvorsorge,
- Informationsvorsorge,
- Verhaltensvorsorge,
- Vorhaltung und Vorbereitung der Gefahrenabwehr und des Katastrophenschutzes.

Damit werden die wichtigsten Handlungsbereiche des Hochwasserrisikomanagements berücksichtigt. Eine vollständige Abarbeitung aller Handlungsbereiche ist gemäß LAWA (2010b) nicht erforderlich.

Entsprechend dem integralen Ansatz der HWRM-RL bestehen zwischen den o. g. Handlungsbereichen Wechselwirkungen. So können Maßnahmen für einen Handlungsbereich auch positive Auswirkungen auf andere Handlungsbereiche haben oder Defizite in anderen Handlungsbereichen ausgleichen. Beispielsweise wird durch die Ausweisung und Festsetzung von Überschwemmungsgebieten die Ausgangssituation auch für die Handlungsbereiche verbessert, bei denen die individuelle Eigenvorsorge eine entscheidende Rolle spielt. Dazu gehören neben der Verhaltensvorsorge auch die Bau- und Risikovorsorge. Zwischen den Handlungsbereichen Natürlicher Wasserrückhalt und Technischer Hochwasserschutz gibt es hinsichtlich Zielstellung und Wirkungsprinzip überall dort Parallelen, wo durch Rückhalt die Hochwasserabflüsse im Gewässer verringert werden sollen. Somit können durch Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes Defizite im natürlichen Wasserrückhalt kompensiert werden und umgekehrt.

Ein Beispiel von Wechselwirkungen verschiedener Maßnahmen sei im Folgenden genannt. Die Beseitigung der „Schwachstelle Dohnaer Straße“ führt zu einer erheblichen Verringerung des Risikos von Überschwemmungen in diesem Gebiet. Andererseits wird dadurch der Abfluss unterhalb der Unterführung signifikant erhöht. Die Erhöhung des Abflusses kann wiederum durch den „Hochwasserpolder in Reick“ kompensiert werden, um im Mittel- und Unterlauf des Landgrabens die Hochwassersicherheit zu gewährleisten. Die höhere Sicherheit im Unterlauf (geringerer Wasserspiegel) wirkt sich auch auf die Maßnahme Verbesserung der Abflusssicherheit und naturnahen Umgestaltung des Blasewitz-Grunaer Landgrabens (I-086) aus, bei der die Erhöhung der Dammkrone und der Neubau der Brücken Kleinhausweg und Frauensteiner Platz vorgesehen



sind. Durch die veränderten Abflussbedingungen und dadurch geringere Wasserspiegelhöhen besteht die Möglichkeit, eine geringere Höhe der zu planenden Deiche vorzunehmen, wodurch auch ein geringerer Flächenbedarf und ggf. auch Kosten zu verzeichnen sind.

Die genannten Beispiele verdeutlichen, dass durch die beschriebenen Maßnahmen ein „Gesamtpaket“ sich gegenseitig ergänzender Maßnahmen geschnürt wurde, mit denen die Hochwasservorsorge im Landgraben bis 2021 wesentlich verbessert werden kann.

### **8.8.3 Geplante Umsetzung und Priorisierung der Maßnahmen**

Zur Erreichung der erklärten Ziele des Hochwasserrisikomanagements wurden gemäß LAWA (2010b) Maßnahmen in den HWRM-Plan übernommen, die bis zum Jahr 2021, der nächsten Fortschreibung des Planes, umgesetzt werden können oder mit deren Umsetzung bis dahin begonnen werden kann. Maßnahmen ohne Chance auf Umsetzung bis 2021 wurden dagegen nicht berücksichtigt.

Im Einzugsgebiet des Landgrabens wurden insgesamt 15 Maßnahmen vorgeschlagen. Von diesen Maßnahmen wurden 2 Maßnahmen mit der Priorität „hoch“ eingestuft, die primär zur Beseitigung der Hochwassergefahr umgesetzt werden sollten. Bei den ergänzenden Maßnahmen wurde keine Priorisierung vorgenommen. Für die Umsetzung der Maßnahmen gibt es keinen verbindlichen Zeitplan. Es wurde aber eine Empfehlung bezüglich des Umsetzungszeitraums gegeben.

Der zusammenfassende Maßnahmeplan für alle berücksichtigten Handlungsbereiche des Hochwasserrisikomanagements ist Inhalt von Tabelle 8-2.





**Tabelle 8-2: Zusammenfassender Maßnahmenplan für das Hochwasserrisikomanagement bis 2021**

<b>Ifd. Nr.</b>	<b>Maßnahme</b>	<b>Handlungsbereich</b>	<b>Kosten-schätzung</b>	<b>Umsetzungs-zeitraum</b>	<b>Priorität</b>	<b>Kurzdoku-mentation</b>
1	Optimale Einstellung der Drossel am HWRB Leubnitzbach	Technischer HW-Schutz	0 €	kurzfristig	hoch	
2	Hochwasserpolder Reick	Technischer HW-Schutz	500.000 €	kurzfristig	hoch	
3	I-086: Blasewitz-Grunaer Landgraben – Verbesserung der Abflusssicherheit und naturnahen Umgestaltung	Technischer HW-Schutz	478.000 €	kurzfristig		Anhang 3
4	Überprüfung und Gewährleistung der Hochwassersicherheit des HWRB Leubnitzbach (Freiborduntersuchungen)	Technischer HW-Schutz		kurzfristig		
5	Beseitigung der Schwachstelle im Bereich der Dohnaer Straße	Technischer HW-Schutz	350.000 €	kurzfristig		Anhang 4
6	Überprüfung der Deiche	Technischer HW-Schutz		mittelfristig		
7	Zugänglichkeit zu den Deichen schaffen	Technischer HW-Schutz		mittelfristig		
8	Errichtung und Betrieb eines Pegels am Landgraben und Implementierung in den Internetauftritt der Stadt Dresden	Informationsvorsorge		mittelfristig		
9	Reduzierung von hoher Versiegelung im Stadtgebiet, insbesondere Leubnitz-Neuostra und Torna	Natürlicher Wasserrückhalt		langfristig		
10	Bürgern das vorhandene Informationsangebot im Internet in geeigneter Weise und in regelmäßigen Abständen vorstellen bzw. in Erinnerung bringen	Verhaltensvorsorge		laufend		
11	Feuerwehr bzw. der Katastrophenschutz dahingehend informieren, an welchen Stellen des Landgrabens bei Hochwasser mit erhöhten Gefahren zu rechnen ist	Vorhaltung und Vorbereitung der Gefahrenabwehr und des Katastrophenschutzes		laufend		
12	Verhinderung des Eindringens von Wasser in Gebäude durch konstruktive Maßnahmen (z. B. Türschwellen)	Bauvorsorge		laufend		
13	Verwendung wasserresistenter Baumaterialien	Bauvorsorge		laufend		
14	Hochwassersichere Hausinstallation	Bauvorsorge		laufend		
15	Nutzung von Gebäuden entsprechend der unterschiedlichen Gefährdung einzelner Stockwerke	Bauvorsorge		laufend		



## 9 Zusammenfassung

Für das Gewässersystem Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach wurde auf Grund von beobachteten Hochwasserereignissen und Überflutungen, z. B. Anfang der 1960'er Jahren, im September 1994, im August 2002 und im Frühjahr 2006, signifikante Hochwassergefahr festgestellt. Deshalb sollte ein Hochwasserrisikomanagementplan (HWRMP) gemäß EU Hochwasserrisikomanagementrichtlinie 2007/60/EG (HWRM-RL) erarbeitet werden. Das Ziel war es, die im Plan Hochwasservorsorge Dresden (PHD; UMWELTAMT, 2011d) enthaltenen hydrologischen und hydraulischen Berechnungen sowie Maßnahmenvorschläge zu überarbeiten.

Im ersten Schritt wurden mit einem N-A-Modell (NASIM), das den Istzustand im Einzugsgebiet im Jahr 2010 repräsentiert, Längsschnitte der  $HQ_T$  (für  $T = 1$  bis 500 a) berechnet. Danach beträgt der Spitzenabfluss des Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbachs bei  $HQ_{100}$  an der Mündung in die Elbe  $6,13 \text{ m}^3/\text{s}$ . Alle berechneten Maximalwerte  $HQ_T$  sind Inhalt von Anlage 6.

Eine wichtige Erkenntnis aus der NA-Modellierung war, dass der Abfluss im Landgraben signifikant durch die Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße bei Fluss-km 6,05 beeinflusst wird. Durch den Zufluss aus dem flächenmäßig größten kanalisierten Einzugsgebiet werden die  $HQ_T$  sprunghaft erhöht. Diese Regenwassereinleitung hat aber nicht nur Auswirkungen auf die Abflüsse selbst, sondern auch auf die kritische Regendauer. Durch die Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße verringert sich die kritische Regendauer von 6 Stunden unmittelbar oberhalb auf eine Stunde unmittelbar unterhalb der Einleitung. Bis zur Mündung beträgt die kritische Regendauer eine Stunde, was ein Anzeichen dafür ist, dass unterhalb dieser Regenwassereinleitung das Abflussregime stärker durch den Abfluss aus den urbanen kanalisierten Gebietsteilen geprägt wird als durch den Abfluss aus dem Oberlauf des Einzugsgebietes.

Die hydraulische Modellierung erfolgte für den Oberlauf des Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach mit dem eindimensionalen, stationären Wasserspiegellagenmodell WSPWIN (BCE, 2003). Für den Mittel- und Unterlauf zwischen Regenwassereinleitung Wilhelm-Franke-Straße (Fluss-km 6,081) und der Mündung in die Elbe (Fluss-km 0,00) wurde ein instationäres hydronumerisches Modell, das die Überflutung der Vorländer zweidimensional beschreibt (2D-HN Modell), aufgebaut. Die 1D-Modellierung des Gerinneabflusses erfolgte hier mit MIKE 11 und die Modellierung der Überflutung und des Abflusses auf den Vorländern zweidimensional mit MIKE 21. Die Kopplung beider Modelle erfolgte mit Hilfe von MIKE FLOOD.

Mit diesen beiden Modellen (WSPWIN und MIKE) wurden für verschiedene Lastfälle  $HQ_T$  Wasserspiegellagen (Anlagen 11 bis 14) und Überschwemmungsgebiete berechnet sowie die Leistungsfähigkeit von Gerinne und Bauwerken (Anlage 9) ermittelt. Überschwemmungen treten entsprechend den Berechnungsergebnissen nur an wenigen Stellen auf und sind räumlich relativ eng begrenzt. Für  $HQ_{20}$  wurden keine Überschwemmungen berechnet. Bei  $HQ_{50}$  sind oberstrom des HWRB Leubnitzbach im Bereich von Fluss-km 7,55 erste Kleingärten von Überflutungen betroffen und im Mittellauf wurden an der Brücke Kleinhausweg Überflutungen be-



rechnet, die beidseitig des Landgrabens auftreten. Bei  $HQ_{100}$  sind oberstrom des HWRB Leubnitzbach ebenfalls nur einige Kleingärten von Überflutungen betroffen. Zu ersten Überflutungen kommt es an der kritischen Stelle Dohnaer Straße, die aber nur direkt angrenzende Bereiche des Landgrabens betreffen. Großflächigere Überschwemmungen treten bei  $HQ_{100}$  im Bereich des Rothermundtparks und an der Brücke Kleinhausweg auf. Etwa ab  $HQ_{200}$  kann es an einer etwas engeren Stelle ca. 100 m oberhalb der Brücke Altleubnitz zu Überflutungen kommen. Im Bereich um die Dohnaer Straße kann bei  $HQ_{200}$  auch die Straße überschwemmt werden. Die Überschwemmungsflächen im Bereich des Rothermundtparks und an der Brücke Kleinhausweg vergrößerten sich im Vergleich zum  $HQ_{100}$ . Und auch in Neugruna sind bei  $HQ_{200}$  sehr kleine Bereiche von Überschwemmungen betroffen.

Auf Grundlage der ermittelten Überschwemmungsgebiete wurden Gefahren- und Risikokarten erstellt.

Die Analyse der Berechnungsergebnisse, insbesondere der Wasserspiegellagen, hat aber auch ergeben, dass durch die berechneten Überschwemmungsgebiete nicht alle Hochwasserrisiken am Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach erfasst werden. Es bestehen zusätzliche Risiken durch verklausungsgefährdete Brücken und durch die Eindeichung und teilweise Hochlage des Landgrabens mit abschnittsweise zu geringem Freibord. Dies kann unter ungünstigen Umständen auch dazu führen, dass Deiche mit dahinterliegender hochwertiger Nutzung überströmt und in der Folge zerstört werden.

Auf Grundlage der Gefahren- und Risikoanalyse wurde ein Maßnahmenplan (Tabelle 8-2 in Abschnitt 8.8) erarbeitet. Als Vorzugsvariante werden die Maßnahmen

- „Drosseloptimierung bei  $HQ_{100}$  am HRB Leubnitzbach“,
- „Hochwasserpolder in Reick“

vorgeschlagen. Nach Realisierung der Vorzugsvariante treten bei  $HQ_{100}$  keine Überschwemmungen mehr auf. Es gibt aber immer noch 9 Brücken mit einem Freibord  $< 0,20$  m und 21 weitere Brücken mit einem Freibord  $< 0,50$  m. Auch der Freibord in einigen Deichabschnitten ist weiterhin kleiner als 0,20 m.

Die Wirtschaftlichkeit der Vorzugsvariante konnte mit der angewendeten Methodik nicht nachgewiesen werden (siehe Abschnitt 8.4.2.3), da hier die Risiken durch Verklausung und durch Überströmung und Zerstörung der Deiche nicht mit berücksichtigt werden konnten. Dazu sind weitergehende Betrachtungen notwendig.

Zur Reduzierung und Bewältigung der nach Umsetzung der Vorzugsvariante verbleibenden Risiken durch zu geringen Freibord an einigen Deichabschnitten und Brücken sowie durch noch größere Hochwasserereignisse werden ergänzende Maßnahmen in den Handlungsbereichen Flächenvorsorge, Natürlicher Wasserrückhalt, technischer Hochwasserschutz, Informationsvorsorge sowie Verhaltensvorsorge vorgeschlagen.



## Literaturverzeichnis

- AG Boden (2005): Bodenkundliche Kartieranleitung. Ad-hoc-Arbeitsgruppe Boden der Staatlichen Geologischen Dienste und der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, 5. Auflage, Hannover, 2005.
- BCE (2003): Anwenderbeschreibung WSPWIN 8.0. Björnson Beratende Ingenieure GmbH. Koblenz.
- Bollrich, G. (2000): Technische Hydromechanik Band 1 Grundlagen. 5. Auflage, Verlag Bauwesen Berlin.
- DHI-WASY (2008): Ermittlung von hydrologischen und hydraulischen Grundlagen für die Erarbeitung des Planes Hochwasservorsorge Dresden - Gewässersystem Prießnitz unterhalb Zufluss Mariengraben. DHI-WASY GmbH im Auftrag der Stadt Dresden.
- DHI-WASY (2011a): DHI Flood Toolbox - Flood Estimation Tools. Manual, DHI-WASY GmbH.
- DHI-WASY (2011b): Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach. Recherche zu historischen Hochwasserereignissen. DHI-WASY GmbH im Auftrag der Stadt Dresden.
- DHI-WASY (2011c): Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach. Zwischenbericht 2011. DHI-WASY GmbH im Auftrag der Stadt Dresden.
- DHI-WASY (2012): Hochwasserrisikomanagementplan Blasewitz-Grunaer Landgraben / Koitschgraben / Leubnitzbach - Kurzbericht zur Maßnahme „Polder Reick. DHI-WASY GmbH im Auftrag der Stadt Dresden, Mai 2012 (siehe Anhang 2).
- DIN 19700 Teil 10 (2004): Stauanlagen - Gemeinsame Festlegungen.
- DIN 19700 Teil 12 (2004): Stauanlagen - Hochwasserrückhaltebecken.
- DVWK (1997): Freibordbemessung an Stauanlagen. DVWK-Merkblatt 246, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- DVWK (1989): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlags-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten. Teil II: Synthese. DVWK-Regeln 113. Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin.
- DWA (2010): Audit „Hochwasser – wie gut sind wir vorbereitet“. Merkblatt DWA-M 551, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- Elze, R. (2005): Hochwasser-Gefahrenkarten im Freistaat Sachsen. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 08.05, S. 25-31.
- Freydank, E. (2003): Expertise über die Darstellung und Analyse des Starkregenereignisses vom 11. bis 13.08.2002 in Sachsen und Dresden. Deutscher Wetterdienst. Geschäftsfeld Klima- und Umweltberatung. Regionales Gutachterbüro Dresden
- Gackstatter, C (2003): Anwohnerschreiben im Nachgang der Hochwasser August 2002 sowie Januar 2003, Christa Gackstatter an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 13.03.2003, Dresden.



- GEOS (2006a): Ermittlung der hydrologischen Grundlagen für die Erarbeitung des Planes Hochwasservorsorge Dresden - Gewässersystem Leubnitzbach - (Teil Wasserspiegellagenberechnung /Kartenerstellung/Hochwasserschutz). G.E.O.S. Freiberg Ingenieurgesellschaft mbH im Auftrag der Stadt Dresden.
- GEOS (2006b): Ermittlung der Kennlinien und Drosselabflüsse für das bestehende Rückhaltebecken Heiliger Born am Leubnitzbach. G.E.O.S. Freiberg Ingenieurgesellschaft mbH im Auftrag der Stadt Dresden.
- Hahn, L. (2006): Anwohnerschreiben im Nachgang des Hochwassers vom Februar 2006, Lothar Hahn an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 08.02.2006, Dresden.
- HYDROTEC (2010): Modelldokumentation und Handbuch NASIM 3.8.1. Hydrotec GmbH Aachen.
- ITWH (2011): Zuarbeit Hochwasserrisikomanagementplan Leubnitzbach. Erläuterungsbericht, Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH im Auftrag der Stadtentwässerung Dresden GmbH, Juli 2011 (siehe Anhang 1).
- LAWA (2005): Richtlinie für die Gebiets- und Gewässerverschlüsselung. Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser. April 2005.
- LAWA (2010a): Empfehlungen zur Aufstellung von Hochwassergefahrenkarten und Hochwasserrisikokarten. Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser. Februar 2010.
- LAWA (2010b): Empfehlungen zur Aufstellung von Hochwasserrisikomanagementplänen. Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser. März 2010.
- LTV (2003): Empfehlungen für die Ermittlung des Gefährdungs- und Schadenspotentials bei Hochwasserereignissen sowie für die Festlegung von Schutzziele. Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen.
- Meßner, M. (2002): Anwohnerschreiben im Nachgang des Hochwassers vom August 2002, Matthias Meßner an das Grünflächenamt der Landeshauptstadt Dresden, 29.10.2002, Dresden,
- Niehoff, D. (2002): Modellierung des Einflusses der Landnutzung auf die Hochwasserentstehung in der Mesoskala. Dissertation, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät der Universität Potsdam; veröffentlicht in: Brandenburgische Umweltberichte, Heft 11.
- PROWA (2005): Planungsunterlagen zum Hochwasserrückhaltebecken Heiliger Born. Prowa Ingenieure GmbH im Auftrag der Stadt Dresden.
- Seidler, C. und Merta, M. (2005): Prozess- und skalenbezogene Erfassung und Modellierung der Bildung schneller Abflusskomponenten. Abschlussbericht zum DFG-Bündelprojekt „Abflussbildung und Einzugsgebietsmodellierung“. Internationales Hochschulinstitut Zittau.
- SZ (1994): Flutwelle verwüstete Gärten: Niemand will zuständig sein, Artikel im Zeitungsteil "Dresdener Zeitung", Sächsische Zeitung vom 16.09.1994
- TOSCANO (2009): Eindimensionale Wasserspiegellagenberechnung am Koitschgraben (Gewässersystem Leubnitzbach) zwischen DB-Trasse



- und Dohnaer Straße (Station km 4+149 bis km 5+498), Erläuterungsbericht, Toscano GmbH Dippoldiswalde.
- UDATA (2006): Ermittlung der hydrologischen Grundlagen für die Erarbeitung des Planes Hochwasservorsorge Dresden für das Gewässersystem Leubnitzbach - Teil N-A-Modellierung, Abschlussbericht 16.05.2006, UDATA - Umweltschutz und Datenanalyse Freiberg im Auftrag der G.E.O.S. Freiberg Ingenieurgesellschaft GmbH.
- Umweltamt (2008): Antwortschreiben auf das Anwohnerschreiben vom 14.07.2008, Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden
- Umweltamt (2011a): Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stand 11.04.2011, Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden.
- Umweltamt (2011b): Gewässersteckbrief Blasewitz-Grunaer Landgraben/Koitschgraben/Leubnitzbach, Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stand 07.04.2011, Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden.
- Umweltamt (2011c): Maßnahmeblätter des Plans Hochwasservorsorge Dresden, Stand 11.04.2011, Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden
- Umweltamt (2011d): Plan Hochwasservorsorge Dresden, Stand 22.06.2011, Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden.
- Vehmann, C. (2002): Anwohnerschreiben mit Fotos im Nachgang des Hochwassers vom August 2002, Christine Vehmann an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 18.11.2002, Dresden
- Vehmann, Dr. L. (2008): Anwohnerschreiben mit Fotos zur Dokumentation der Folgen des Gewitterereignisses vom 01.06.2008, Dr. Lutz Vehmann an das Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden, 28.06.2008, Dresden.
- WASY und IHI (2006): Entwicklung einer Methodik zur Identifizierung von Hochwasserentstehungsgebieten. WASY Gesellschaft für wirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH und Internationales Hochschulinstitut Zittau im Auftrag des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie.