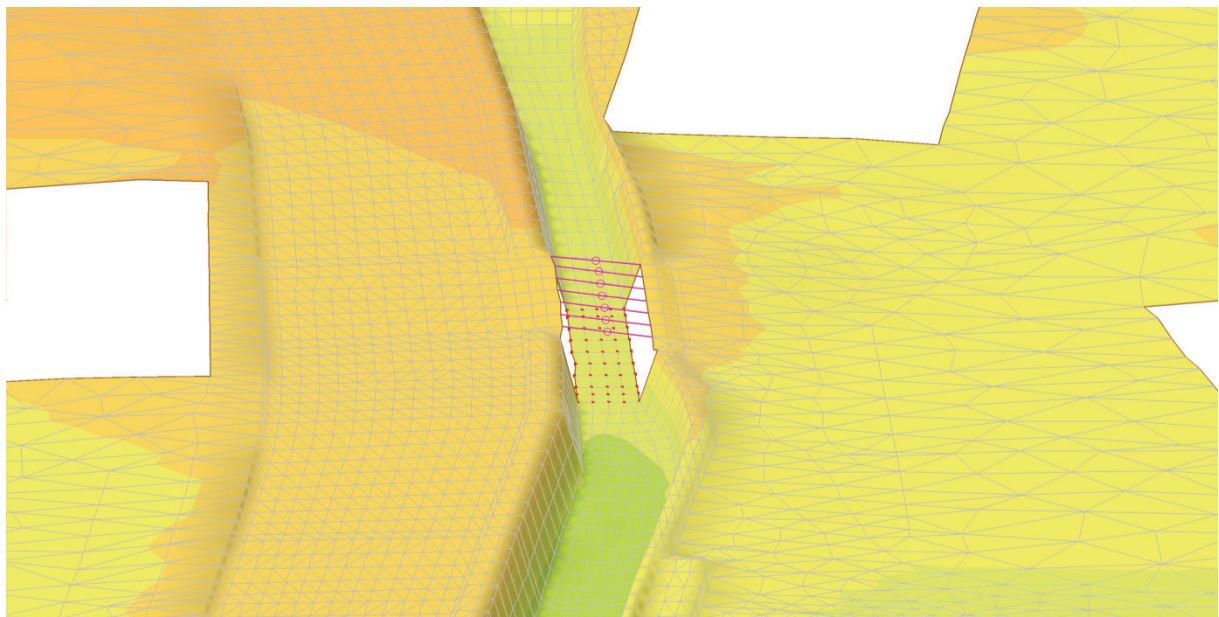


Vertragsnummer (AG): 86.32-9131/3/8698#4 vom 21.11.2016
Projektnummer (AN): W-9160
13.12.2019



Hochwasserrisikomanagementplan Lotzebachsystem



Anhang 3

Dokumentation des hydraulischen Modells und der Berechnungen

Auftraggeber: **Landeshauptstadt Dresden
Umweltamt**
Grunaer Straße 2, 01069 Dresden
☎ 0351 / 4 88 62 01

Auftragnehmer:



An der Pikardie 8, 01277 Dresden
☎ 0351 / 21 683 - 30

Inhaltsverzeichnis

1	Veranlassung und Zielsetzung	4
2	Gewässereinzugsgebiet und modellierte Gewässerstrecken.....	4
3	Geodätische Grundlagen des 2D-HN-Modellnetzes	6
3.1	Übernommene Bestandsdaten	6
3.2	Erfassung neuer Daten.....	6
3.3	Digitales Geländemodell.....	7
3.4	Weitere Daten	7
4	Hydrologische Grundlagen.....	7
4.1	Niederschlag-Abfluss-Modellierung	7
4.2	Scheitelabflüsse und Abflussganglinien charakteristischer Hochwasser.....	8
5	Softwaretechnische Grundlagen	10
5.1	Methodik des 2D-HN-Modellansatzes	10
5.2	Beschreibung der verwendeten Programme.....	11
5.3	Parametrisierung der Modelle.....	13
5.4	Einsatzbereiche und Bezeichnungen der verschiedenen Modelle	14
5.5	Abgrenzung der Modellgebiete und Untergliederung in Teilmodelle	17
5.6	Gestaltung der Modellzuflüsse und Auslaufbedingungen	18
5.7	1D-HN-Modellierung von langen Verrohrungen.....	19
6	Kalibrierung/ Plausibilisierung/ Sensitivitätsanalyse des Modells	20
7	Ermittlung der Leistungsfähigkeiten der Gewässer und der Bauwerke.....	26
8	Sturzflutberechnungen.....	27
8.1	Niederschlagsmengen und -verteilungen.....	27
8.2	Berechnung der Abflussbildung.....	28
8.3	Vorgehen bei der Ergebnisauswertung.....	30
9	Feststofftransportberechnungen	30
10	Weiterverarbeitung der Modellergebnisse	33

Anlagenverzeichnis

Anlage 1 Karte zur Modellkalibrierung HW2014

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Einzugsgebiet des Lotzebachs und modellierte Gewässerabschnitte	5
Abbildung 4.1: Scheitelabflusslängsschnitte HQ(T) und HW2014 des Lotzebachs und des Tännichtgrundbachs im Istzustand gemäß N-A-Modellierung.....	9
Abbildung 5.1: Methode in HYDRO_AS-2D zur Ermittlung des Kontrollvolumens	11

Abbildung 5.2: Räumliche Ansicht des Modellnetzes im Bereich einer Brücke, die im HW-Fall entlang der Fahrbahn quer zum Bach überströmt werden kann	12
Abbildung 5.3: HEC-RAS-Modellprofil des Lotzebachs in der Talstraßenverrohrung	19
Abbildung 5.4: Definitionsskizze der Energiebilanz und Arbeitsgleichung mit Korrekturfaktoren α , β	20
Abbildung 6.1: Fragwürdige Markierung des angeblichen Höchstwasserstands am 27.5.2014 bei Lotzebach-km ca. 3+200 nur 1,5 Treppenstufen über dem Normalwasserstand	21
Abbildung 6.2: Im Nachgang des Ereignisses und nur in grober Orientierung an Treibgutablagerungen erfolgte Markierungen von angeblichen Höchstwasserständen am 27.5.2014 bei Lotzebach-km ca. 5+080 und ca. 5+740	22
Abbildung 6.3: Übersicht zu den nach der Modellkalibrierung verbleibenden Abweichungen zwischen den berechneten Wasserständen und den HW-Marken vom Mai 2014	23
Abbildung 6.4: HQ(100) Lotzebach - Wasserspiegeldifferenzen gegenüber dem Istzustand bei größeren und geringeren Oberflächenrauheiten.....	24
Abbildung 6.5: HQ(100) Tännichtgrundbach - Wasserspiegeldifferenzen gegenüber dem Istzustand bei größeren und geringeren Oberflächenrauheiten	25
Abbildung 7.1: Abflusslängsschnitte zur Ermittlung der Leistungsfähigkeiten des Lotzebachs und des Tännichtgrundbachs.....	26
Abbildung 8.1: Niederschlagsgebiete in Sachsen am 27. Mai 2014 zwischen 12 Uhr und 16 Uhr	27

Tabellenverzeichnis

Tabelle 4.2-1: Scheitelabflüsse HQ(T) im Istzustand gemäß N-A-Modellierung.....	8
Tabelle 12.2-1: Zuordnung von Bodenarten zu SCS-Bodenklassen nach [Thürkow, 2002]	28
Tabelle 12.2-2: Bestimmung der CNII-Werte (Auszug SCS-Handbuch)	29

Abkürzungsverzeichnis

Es gilt das Abkürzungsverzeichnis des Erläuterungsberichts zum HWRM-Plan.

Quellenverzeichnis

Die 2D-HN-Modellierung erfolgte im Höhensystem DHHN92 [mNHN] und im Lagesystem ETRS89/ UTM33N. Sie basiert auf den Daten, Konzepten, Studien und Planungen, die im Kapitel 3 des Erläuterungsberichts zum HWRM-Plan aufgeführt sind. Es gelten dieselben Quellenbezüge.

1 Veranlassung und Zielsetzung

Um die Gefährdungslage an den zu betrachtenden Bächen analysieren und die hydraulischen Auswirkungen der vorgeschlagenen Schutzmaßnahmen ermitteln zu können, wurde im Rahmen des Hochwasserrisikomanagementplans (HWRMP) eine zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung (2D-HN-Modellierung) für die im Kapitel 2 beschriebenen Gewässerstrecken im Einzugsgebiet (EZG) des Lotzebachs vorgenommen.

Damit lassen sich wichtige Parameter wie bspw. Wasserstände, Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen sowie die Überflutungsausbreitungen realitätsnah ermitteln.

Nachfolgend werden die Grundlagen und Vorgehensweise der durchgeführten Modellierung beschrieben.

2 Gewässereinzugsgebiet und modellierte Gewässerstrecken

Der Lotzebach ist als Gewässer II. Ordnung ein mehr als 6 km langer, linker Zufluss der Elbe im Dresdner Westen. Im HWRMP wird er von km 6+140 kurz vor der Querung der Bundesautobahn (BAB) 4 bis zur Mündung in die Elbe bei Elb-km 69+925 (Lotzebach-km 0+000) untersucht.

Sein 1.329 ha großes EZG erstreckt sich in den Dresdner Ortschaften Gompitz, Mobschatz, Oberwartha sowie Cossebaude und reicht westlich davon auch in die Territorien der Gemeinden Wilsdruff und Klipphausen. Von dem 815 ha großen Teileinzugsgebiet des Lotzebachs bis zur Mündung des Tännichtgrundbachs entfallen 247 ha auf den Unkersdorfer Silberbach und den Unkersdorfer Feldbach sowie den Stausee Oberwartha, in den die beiden Bäche entwässern. Dieses Teilgebiet wurde bei der 2D-HN-Modellierung nicht betrachtet.

Neben dem genannten Lotzebach-Abschnitt wurden seine folgenden Zuflüsse hydrodynamisch-numerisch modelliert:

- Tännichtgrundbach: Er liegt westlich des Lotzebachs und entwässert mit 514 ha eine fast genauso große Fläche wie der Lotzebach vor der Mündung des Tännichtgrundbachs. Im 2D-HN-Modell wird er von km 5+885 an der Stadtgrenze zur Gemeinde Klipphausen bis zur Mündung in den Lotzebach bei Lotzebach-km 0+313 (Tännichtgrundbach-km 0+000) untersucht.
- Hässiger Bach: Er fließt dem Lotzebach von links aus der Ortslage Oberwartha kommend zu. Im 2D-HN-Modell wird er vom Auslauf einer Verrohrung bei km 0+445 bis zur Mündung bei Lotzebach-km 4+042 (Hässiger-Bach-km 0+000) untersucht.
- Rauschbach: Es fließt dem Lotzebach von rechts aus Richtung der Ortslage Brabuschütz kommend zu. Im 2D-HN-Modell wird er von km 0+578 bis zur Mündung bei Lotzebach-km 3+130 (Rauschbach-km 0+000) untersucht.
- Amselgrundbach: Er fließt dem Lotzebach verrohrt im Lotzebach-Stollen südlich des Stausees Niederwartha bei km 1+202 zu. Im 2D-HN-Modell wird er von km 0+194 bis zum Beginn seiner Verrohrung bei km 0+044 untersucht.

Eine topografische Übersicht zum Einzugsgebiet des Lotzebachs und den modellierten Gewässerabschnitten zeigt die Abbildung 2.1. Detailliertere Darstellungen finden sich in der Karte der HWRMP-Anlage 1. Die Flächennutzung im Einzugsgebiet ist in der HWRMP-Anlage 2.1 abgebildet. Im HWRMP-Erläuterungsbericht werden das Einzugsgebiet und die Gewässermorphologien ausführlich beschrieben.

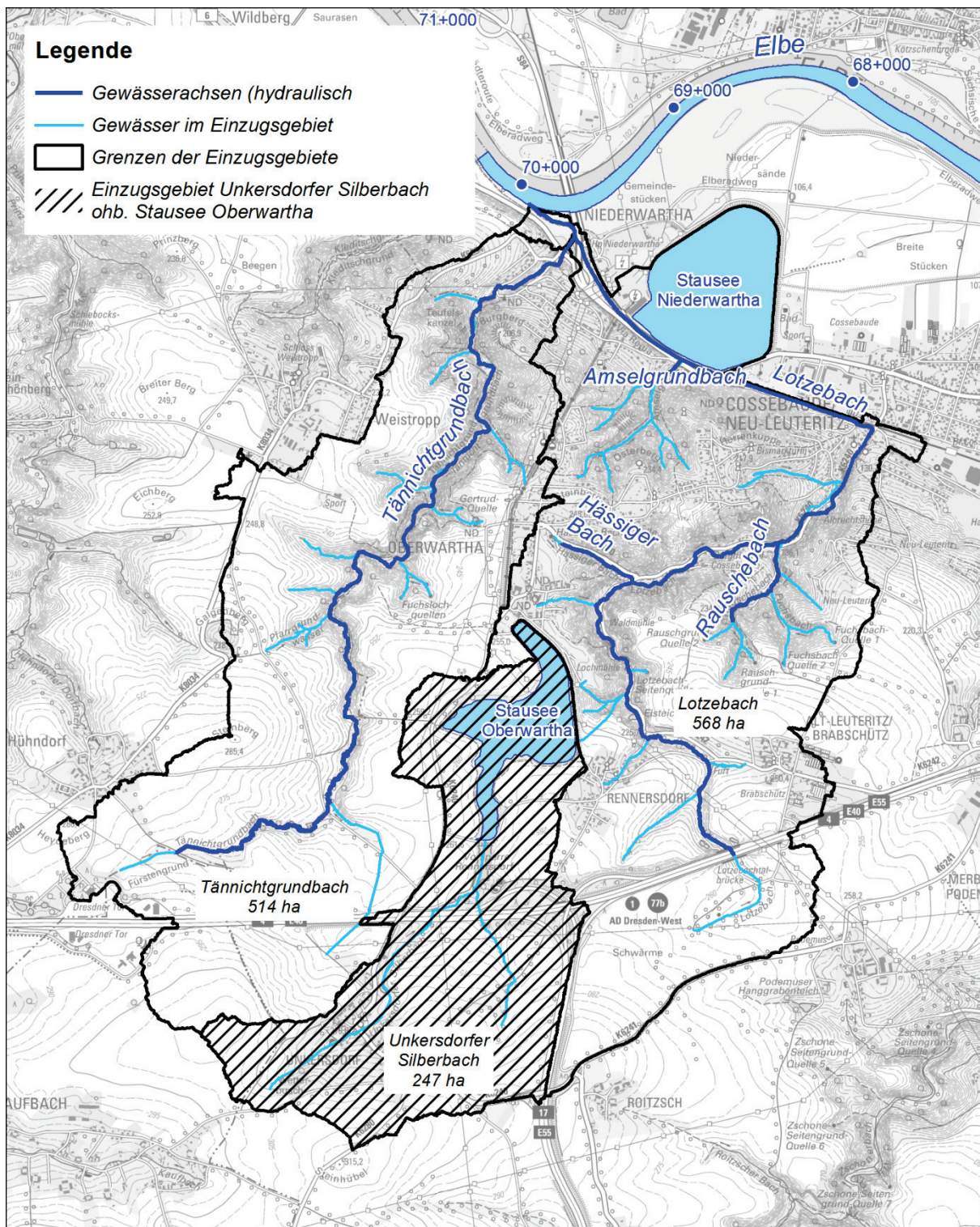


Abbildung 2.1: Einzugsgebiet des Lotzebachs und modellierte Gewässerabschnitte

3 Geodätische Grundlagen des 2D-HN-Modellnetzes

3.1 Übernommene Bestandsdaten

Für den Aufbau des 2D-HN-Modellnetzes wurden Bestandsdaten zur B6-Umverlegung am Lotzebach aus /59/ sowie zur Dükeranlage im Lotzebach-Stollen aus /38/ verwendet.

3.2 Erfassung neuer Daten

Die Flussbetten und bachnahen Bereiche der im HWRMP hydronumerisch modellierten Gewässerabschnitte (vgl. Abbildung 2.1) wurden zwischen November 2016 und Juli 2017 vom Amt für Geodaten und Kataster der Landeshauptstadt Dresden, Abt. Geodatenerfassung, terrestrisch vermessen /67/. Diese Informationen liegen dem 2D-HN-Modellnetz zugrunde.

Es wurden die Gerinne einschließlich sämtlicher Kreuzungsbauwerke durch hochaufgelöste Bruchlinien und nötigenfalls Einzelpunkte aufgemessen. Die Vermessungsdaten decken daneben auch freistehende Uferwände, bachbegleitende Fußwege und Straßen inkl. Borden sowie die Grundrissflächen von Gebäuden in Bachnähe ab.

Brückenbauwerke wurden einschließlich ihrer Anrampungen, Widerlager, Pfeiler und Überbauten vermessen. Bei Verrohrungen wurden Ein- und Auslaufhöhen sowie die Querschnittsgrößen dokumentiert. Von den Einläufen solcher Bauwerke wurden jeweils eine digitale CAD-Querschnittsansicht und ein digitales Foto angefertigt.

Darüber hinaus wurden digitale CAD-Längsschnittansichten der Gewässerläufe angefertigt, die beispielsweise die Gewässersohle, die beidseitigen Uferhöhen und angetroffene Wasserstände sowie kreuzende Bauwerke zeigen.

Zusätzlich wurden im Zuge der Vermessung an insgesamt 41 Stellen im Untersuchungsgebiet die in Fotos aus /5/ nachträglich dokumentierten Höchstwasserstände des Hochwassers im Mai 2014 eingemessen. Diese Hochwassermarken wurden für die Kalibrierung des 2D-HN-Modells genutzt. Nähere Erläuterungen dazu finden sich in Kapitel 10.

Zum Zeitpunkt der Vermessung fanden am Lotzebach vor dem Lotzebach-Stollen umfangreiche Bauarbeiten zur Errichtung einer nah gelegenen Brücke über die Bahntrasse Berlin – Dresden statt. Der Lotzebach wurde dabei teilweise überschüttet und mit einer bauzeitlichen Verrohrung versehen. Die Vermessung endet deshalb am Einlauf dieser temporären Verrohrung. In das 2D-HN-Modell des Istzustands wurde der Lotzebach vor Beginn der Bauarbeiten bis zum Einlauf des Lotzebach-Stollens durch Rückgriff auf die Daten aus /59/ nachgebildet. Die Baumaßnahmen bilden sich im Istzustand-Modell also nicht ab.

Auch andernorts haben nach der terrestrischen Vermessung sichernde oder umgestaltende Maßnahmen an den Bächen stattgefunden, die sich deswegen nicht im 2D-HN-Modell des Istzustands wiederfinden. Dazu zählen in Verantwortung der Gemeinde Klipphausen durchgeführte Erneuerungen von Brücken, Durchlässen und Wegen am oberen Tännichtgrundbach, Bachbettsicherungen am Lotzebach vor dem Mühlgrabenabzweig in Höhe der Talstraße 36 sowie der Neubau einer Brücke über den Lotzebach als Grundstückszufahrt (nahe liegende Bezeichnung: Nr. 6a) für ein neu bebautes Grundstück stromauf der Neuapostolischen Gemeinde in Cossebaude.

3.3 Digitales Geländemodell

Das 2D-HN-Modellnetz außerhalb der terrestrisch vermessenen oder anhand von Bestandsunterlagen aufgebauten Bereiche wurde mithilfe folgender Geländemodelldaten aufgebaut, die vom Umweltamt der Landeshauptstadt Dresden bereitgestellt wurden:

- DGM-Höhenraster des GeoSN; Rasterauflösung 2 m; Stand 05/2011; für das gesamte Einzugsgebiet des Lotzebachsystems aus /7/
- DGM-Höhenraster des GeoSN; Rasterauflösung 2 m; Stand 12/2016; für den Bereich des zwischenzeitlich umgestalteten Verkehrsknotens der B6 und der S84 in Niederwartha aus /7/

3.4 Weitere Daten

In das 2D-HN-Modellnetz außerhalb der terrestrisch vermessenen oder anhand von Bestandsunterlagen aufgebauten Bereiche sind zudem auch weiche Bruchkanten ohne Höhenangaben aus den Themen der digitalen Stadtgrundkarte /19/ der Landeshauptstadt Dresden eingeflossen, um die Verläufe von Verkehrszügen und weiterer markanter topografischer Strukturen abzubilden.

4 Hydrologische Grundlagen

4.1 Niederschlag-Abfluss-Modellierung

Im Rahmen des vorliegenden HWRMP wurde für das Gewässersystem des Lotzebachs eine Niederschlag-Abfluss-Modellierung (N-A-Modellierung) von der Dr. Dittrich & Partner Hydro-Consult GmbH aus Dresden mit dem Programmsystem AKWA-M® /43/ durchgeführt.

Ein erstes N-A-Modell für den Lotzebach war dabei bereits 2006 im Auftrag der Landeshauptstadt Dresden aufgestellt worden. Dieses Modell wurde nun aktualisiert, durch eine Nachrechnung des Starkregenereignisses 2014 validiert und für die Ermittlung von Abflussganglinien HQ(T) in den Bächen für Wiederkehrintervalle $T = 25, 100, 200$ und 500 Jahre genutzt.

Eine umfangreiche Dokumentation der N-A-Modellierung und ihrer Berechnungen befindet sich in Anhang 2.

Die N-A-Modellsimulationen wurden für jeweils 10 Niederschlagsdauern D durchgeführt. Aufgrund der schnellen Reaktionszeiten im Lotzebach und im Tännichtgrundbach wurden vorwiegend kurze bis mittlere Dauern gewählt: 45 / 60 / 75 / 90 und 105 Minuten sowie 2,0 / 2,5 / 3,0 / 4,0 und 6,0 Stunden.

Die Simulationsergebnisse liegen in Form von Abflussganglinien als MS Excel-Datei (Bestandteil der digitalen Auslieferung des HWRMP) und zwar

- als Abfluss des jeweiligen Teilgebietes QGES für alle Teilgebiete und
- als kumulierter Gesamtabfluss QSUM für alle Bilanzgebiete

vor. Somit sind auch Größe und Eintrittszeitpunkt der Scheitelabflüsse für jeden Bilanzpunkt des N-A-Modells bekannt.

4.2 Scheitelabflüsse und Abflussganglinien charakteristischer Hochwasser

Die N-A-Modellberechnungen zeigen, dass sich die maximalen Scheitelabflüsse aller untersuchten Regenereignisse in den hydronumerisch modellierten Gewässerstrecken bei einer Niederschlagsdauer von 60 Minuten einstellen. Stellenweise können aber auch andere Regendauern zwischen 45 und 105 Minuten relevant sein, wobei die Abweichungen zum jeweiligen 60-Minuten-Wert gering bleiben. Die über alle betrachteten Regendauern maximalen Scheitelabflüsse in den hydronumerisch modellierten Gewässerstrecken sind in der Tabelle 4.2-1 aufgeführt und grafisch in der Abbildung 4.1 gezeigt.

Tabelle 4.2-1: Scheitelabflüsse HQ(T) im Istzustand gemäß N-A-Modellierung

Station km	Bezugsquerschnitt	HQ(25) m ³ /s	HQ(100) m ³ /s	HQ(200) m ³ /s	HQ(500) m ³ /s
Lotzebach					
6+140	Beginn 2D-HN-Modell, BAB4	0,58	1,13	1,41	1,81
5+694	vor Mdg. Rennersdorfer Bach	0,87	1,69	2,11	2,72
5+694	nach Mdg. Rennersdorfer Bach	1,74	3,07	3,65	4,58
5+541	vor Mdg. Brabschützer Dorfbach	1,83	3,23	3,84	4,82
5+541	nach Mdg. Brabschützer Dorfbach	2,63	4,47	5,29	6,54
5+141	vor Mdg. Rennersdorfer Dorfbach	2,91	4,97	5,90	7,30
5+141	nach Mdg. Rennersdorfer Dorfbach	3,37	5,69	6,74	8,34
4+857	vor Mdg. Unkersdorfer Silberbach (alt: Silberbach)	3,57	6,03	7,15	8,83
4+857	nach Mdg. Unkersdorfer Silberbach	3,94	6,58	7,80	9,59
4+566	Zwischeneinzugsgebiet	4,14	6,94	8,23	10,15
4+274	vor Mdg. Klostergutbach	4,33	7,30	8,67	10,70
4+274	nach Mdg. Klostergutbach	4,63	7,69	9,13	11,24
4+042	vor Mdg. Hässiger Bach	4,74	7,88	9,35	11,52
4+042	nach Mdg. Hässiger Bach	5,59	9,02	10,64	13,04
3+586	Zwischeneinzugsgebiet	5,90	9,48	11,19	13,73
3+130	vor Mdg. Rauschebach	6,21	9,94	11,74	14,42
3+130	nach Mdg. Rauschebach	6,84	11,09	13,15	16,20
2+610	vor Mdg. Jahnbach	7,42	11,93	14,15	17,43
2+610	nach Mdg. Jahnbach	7,94	12,59	14,88	18,33
2+433	vor Einleitung Albrechtshöhe	7,94	12,59	14,88	18,33
2+433	nach Einleitung Albrechtshöhe	8,28	12,93	15,22	18,67
1+575	vor Einleitung PW Winkelwiesen	8,40	12,93	15,22	18,67
1+575	nach Einleitung PW Winkelwiesen	8,80	12,93	15,22	18,67
1+202	vor Mdg. Amselgrundbach (verrohrt)	8,80	12,93	15,22	18,67
1+202	nach Mdg. Amselgrundbach (verrohrt)	9,84	14,54	17,20	21,07
0+313	vor Mdg. Tännichtgrundbach	10,38	15,29	18,05	22,08
0+313	nach Mdg. Tännichtgrundbach	17,99	28,70	34,45	42,75
0+000	Mündung in die Elbe	18,02	28,79	34,57	42,90
Tännichtgrundbach					
5+885	Beginn 2D-HN-Modell, nahe Hühndorf	0,71	1,24	1,56	1,96
4+582	vor Mdg. Garthewasser (alt: Unkersd. Hanggraben)	1,42	2,49	3,12	3,91
4+582	nach Mdg. Garthewasser	2,82	4,87	6,12	7,66
3+897	Zwischeneinzugsgebiet	3,33	5,79	7,27	9,13
3+212	Zwischeneinzugsgebiet	3,97	7,04	8,78	11,05
2+788	nach Mdg. Bach vom Eichenberg	4,82	8,62	10,68	13,44
2+507	nach Mdg. Fuchslochwasser (alt: Laubwaldbach)	5,51	9,84	12,12	15,25
1+529	nach Mdg. Niederwarth. Grenzwasser (alt: Trassengr.)	6,51	11,63	14,31	18,06

Station km	Bezugsquerschnitt	HQ(25) m³/s	HQ(100) m³/s	HQ(200) m³/s	HQ(500) m³/s
0+983	vor Mdg. Bornwiesengraben (alt: Weistr. Hanggr.)	6,83	12,20	14,96	18,95
0+983	nach Mdg. Bornwiesengraben	7,01	12,53	15,32	19,45
0+694	vor Mdg. Weinbergwasser (alt: Weistr. Graben)	7,10	12,68	15,49	19,62
0+694	nach Mdg. Weinbergwasser	7,21	12,85	15,72	19,86
0+000	Mündung in den Lotzebach	7,60	13,41	16,40	20,67
Hässiger Bach					
0+462	Beginn 2D-HN-Modell, Auslauf Verrohrung	0,28	0,32	0,37	0,40
0+445	Auslauf Verrohrung bei km 0+327	0,57	0,64	0,74	0,79
0+000	Mündung in den Lotzebach	1,13	1,27	1,48	1,59
Rauschebach					
0+579	Beginn 2D-HN-Modell	0,63	1,15	1,42	1,78
0+000	Mündung in den Lotzebach	1,26	2,30	2,83	3,57
Amselgrundbach					
0+195	Beginn 2D-HN-Modell	0,83	1,28	1,58	1,92
0+000	Mündung in den Lotzebach	1,04	1,60	1,97	2,40

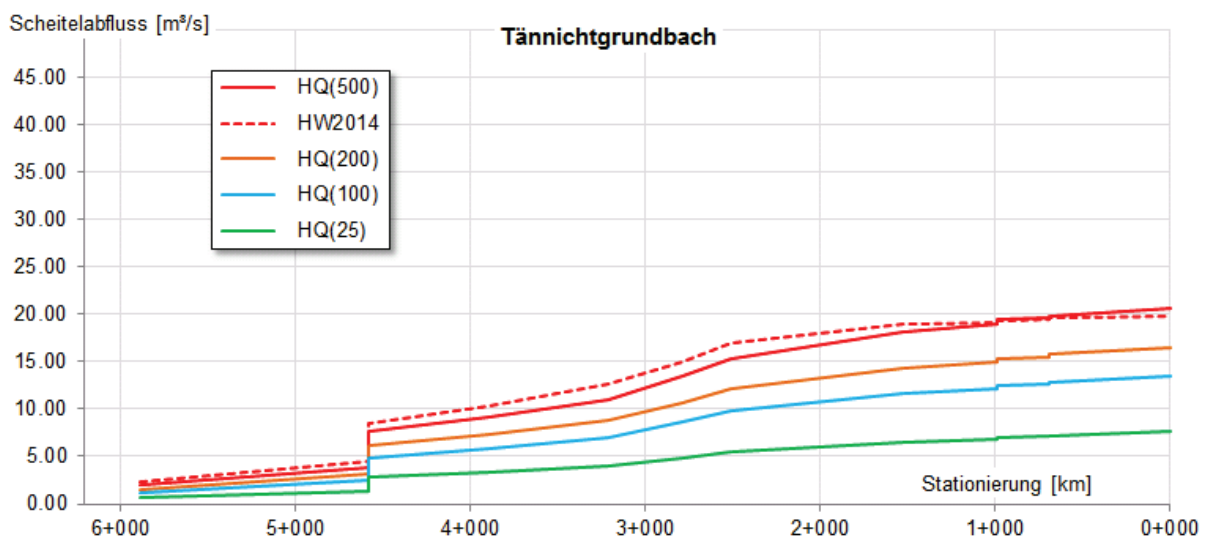
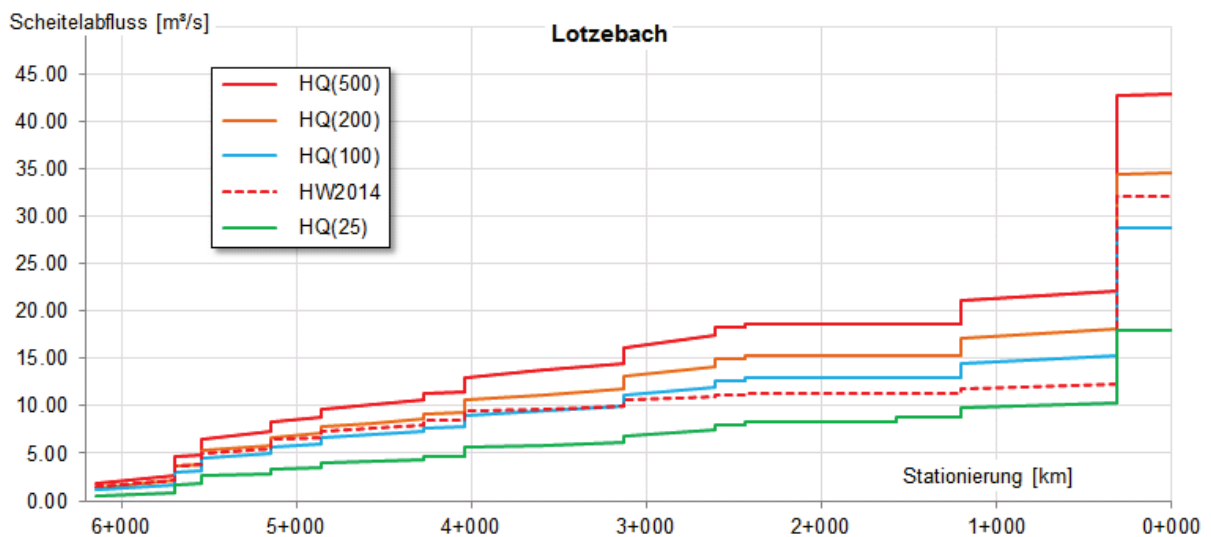


Abbildung 4.1: Scheitelabflusslängsschnitte HQ(T) und HW2014 des Lotzebachs (oben) und des Tännichtgrundbachs (unten) im Istzustand gemäß N-A-Modellierung

5 Softwaretechnische Grundlagen

5.1 Methodik des 2D-HN-Modellansatzes

Prinzipiell basieren 2D-HN-Modelle auf einem Berechnungsnetz, welches aus Mehreckselementen (-zellen) besteht. Es bildet die Geländeform einschließlich der Hohlform des Gewässerbettes nach und kann deshalb auch ein selbständiges digitales Geländemodell (DGM) darstellen.

Die Modellelemente müssen gewissen geometrischen Anforderungen des Berechnungsprogramms genügen und sind mit Rauheitsinformationen versehen. Sie sollten beispielsweise ausreichend feingliedrig gestaltet sein, damit sich alle potenziellen Fließwege tatsächlich abbilden und die Strömungsverhältnisse korrekt berechnet werden können.

Andererseits muss das Modellnetz die zugrunde liegenden Vermessungsdaten aus Gründen der Rechen- und Speicherkapazitäten zwangsläufig ausdünnen. In vielen Programmen wird es als Vergrößerung parallel zu einem höher aufgelösten DGM (BASIS-DGM) verwaltet. Als Schnittstelle dient dabei ein GIS.

Bei den 2D-HN-Berechnungen kommen Differenzialgleichungen, so genannte tiefengemittelte Flachwassergleichungen zum Einsatz, die von interagierenden Wasserprismen mit jeweils einheitlicher (über die Wassertiefe gemittelter) Fließgeschwindigkeit und -richtung ausgehen. Dies geschieht durch Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds- bzw. Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Flüssigkeiten über die Wassertiefe unter Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung.

Die Grundflächen der Wasserprismen entsprechen, abhängig vom Berechnungsprogramm, entweder direkt den Zellen des Modellnetzes oder sind den Zellverbindungsknoten zugeordnet und setzen sich in diesem Fall anteilig aus den angeschlossenen Zellen zusammen. Die Differentialgleichungen werden für die Höhe jedes Wasserprismas (Wassertiefe und daraus abgeleitete absolute Wasserspiegelhöhe) sowie seine gemittelte Fließgeschwindigkeit und -richtung gelöst.

Abhängig vom jeweiligen Programmansatz liegen die Ergebnisdaten letztlich für jeden Zellmittelpunkt oder für die Zellverbindungsknoten vor. Um Überflutungsflächen und -intensitäten zu ermitteln, ist der sich zwischen diesen Stützstellen aufspannende Wasserspiegel mit dem Gelände zu verschneiden. Dafür kann in einigen Berechnungsprogrammen das Modellnetz genutzt werden, weil es selbst ein (ausgedünntes) DGM darstellt. Voraussetzung für korrekte Ergebnisse ist dabei allerdings, dass die Elementgrößen ausreichend klein gewählt wurden, damit sich alle potenziellen Fließwege in den Geländekonturen wiederfinden. Sollen die zu ermittelnden Überschwemmungsflächen und -tiefen den höchstmöglichen Genauigkeitsgrad erreichen, muss der Wasserspiegeldatensatz im GIS mit dem BASIS-DGM verschnitten werden. Der sich an den automatisierten Verschnitt anschließende Nachbearbeitungsaufwand ist vergleichsweise gering.

2D-HN-Berechnungsprogramme können aufgrund der angewandten Strömungsgleichungen sowohl strömende als auch schießende Abflusszustände stationär und instationär berechnen. Viele von ihnen sind zudem in der Lage, komplizierte Strömungsprozesse an Brücken- und Wehrbauwerken realitätsnah abzubilden. Aufgrund des tiefengemittelten Ansatzes stößt die 2D-HN-Modelltechnik bei stark dreidimensionalen Verhältnissen an ihre Grenzen. Gegenüber 1D-HN-Modellen liefern sie aber deutliche genauere Ergebnisse und erlauben es, auch in hydraulisch komplizierten Bereichen realistischere Überflutungsflächen zu ermitteln.

5.2 Beschreibung der verwendeten Programme

Die 2D-HN-Modellierung im Rahmen des HWRM-Plans für das Lotzebachsystem erfolgte mit dem Programmpaket SMS 12 / HYDRO_AS-2D 4.4.2. Die Software SMS stellt dabei den Pre- und Postprozessor dar und bietet somit eine Benutzeroberfläche mit Möglichkeiten der Netzgenerierung sowie der Visualisierung von Ergebnisdateien. Demgegenüber bildet HYDRO_AS-2D den Berechnungskern und fungiert damit als Solver für Finite-Volumen-Gleichungen anhand der zweidimensionalen tiefengemittelten Flachwassergleichungen.

Berechnungsnetze in HYDRO_AS-2D bestehen aus Drei- und Viereckselementen, die an den Eckpunkten durch höhenbelegte Modellnetzknotten miteinander verbunden sind. Die erwähnten Wasserprismen („Kontrollvolumen“) für die tiefengemittelten Flachwassergleichungen sind in HYDRO_AS-2D diesen Knoten zugeordnet (vgl. Abbildung 5.1). Jeder Knoten stellt dabei den Schwerpunkt der mehreckigen Prismengrundfläche dar, die sich anteilig auf die angeschlossenen Elemente erstreckt. Die in HYDRO_AS-2D angewandten Strömungsgleichungen gehen von Wasserprismen aus, die sich auf dieser Grundfläche erheben.

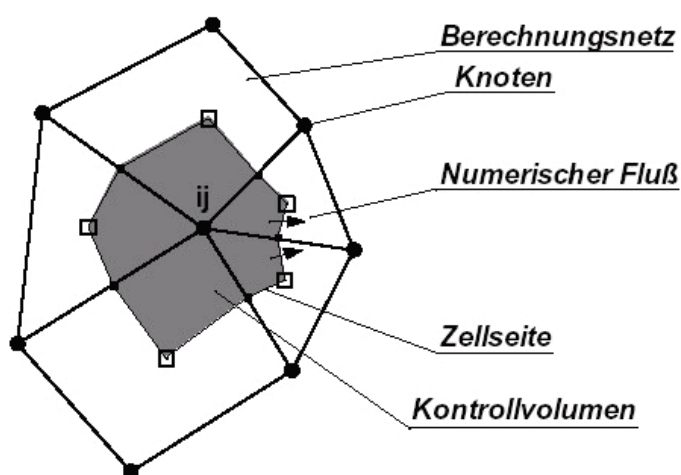


Abbildung 5.1: Methode in HYDRO_AS-2D zur Ermittlung des Kontrollvolumens (Quelle: /45/)

Modellnetze können in HYDRO_AS-2D mit relativ einfachen Mitteln in der Bearbeitungsoberfläche SMS oder über verschiedene Schnittstellen so gestaltet und manipuliert werden, dass sich darin auch filigrane Strukturen, wie bspw. Böschungskanten, Uferwände, Grabenverläufe etc. als durchgehende Elementgrenzen / Bruchlinien wiederfinden. Senkrechte Wände kann das Netz hingegen nicht, sondern nur leicht geneigt abbilden. Indem die Grundflächen von Gebäuden, frei stehenden Wänden, Pfeilern, Widerlagern o.ä. im Netz ausgespart werden, können sie als nicht durchströmbar definiert werden. Alternativ ist es möglich, Netzelemente mit einer „Nullrauheit“ (disable) zu versehen, um sie vom Abfluss auszuschließen.

Brücken und Wehre werden mit speziellen Datensätzen erfasst. So werden Netzknotten unter dem Überbau von Brücken mit Informationen zur Höhe der Konstruktionsunterkante belegt (vgl. Abbildung 5.2). Ein Wehrüberfall kann mit Knotenverbindungen („nodestrings“) definiert werden, die mit Informationen zum Überfallbeiwert und zur Kronenhöhe belegt sind. Auf ähnliche Weise lassen sich Durchlässe nachbilden.

Auch die Zu- und Ausläufe des Modells werden über Knotenverbindungen entlang dafür geeigneter Querschnitte festgelegt. An Zuläufen sind Abflussganglinien mit einer zu wählenden Zeitschrittauflösung sowie eine Einströmrichtung vorzugeben. Auslaufrandbedingungen können u.a. als Wasserstands-Abfluss-Beziehung oder Energieliniengefälle definiert werden.

Knotenverbindungen/ nodestrings können auch dafür genutzt werden, den durch sie fließenden Abflussanteil für jeden Zeitschritt der Berechnung aufzuzeichnen (so genannte Kontrollquerschnitte).

Im vorliegenden Fall wurden die Grundflächen von Bauwerkspfeilern und –widerlagern sowie Gebäuden im Modellnetz ausgespart, um sie als nicht durchströmbar zu definieren. Alternativ könnten dafür auch Netzelemente von einer Mitwirkung am Abflussgeschehen gezielt ausgeschlossen werden („disabled“).

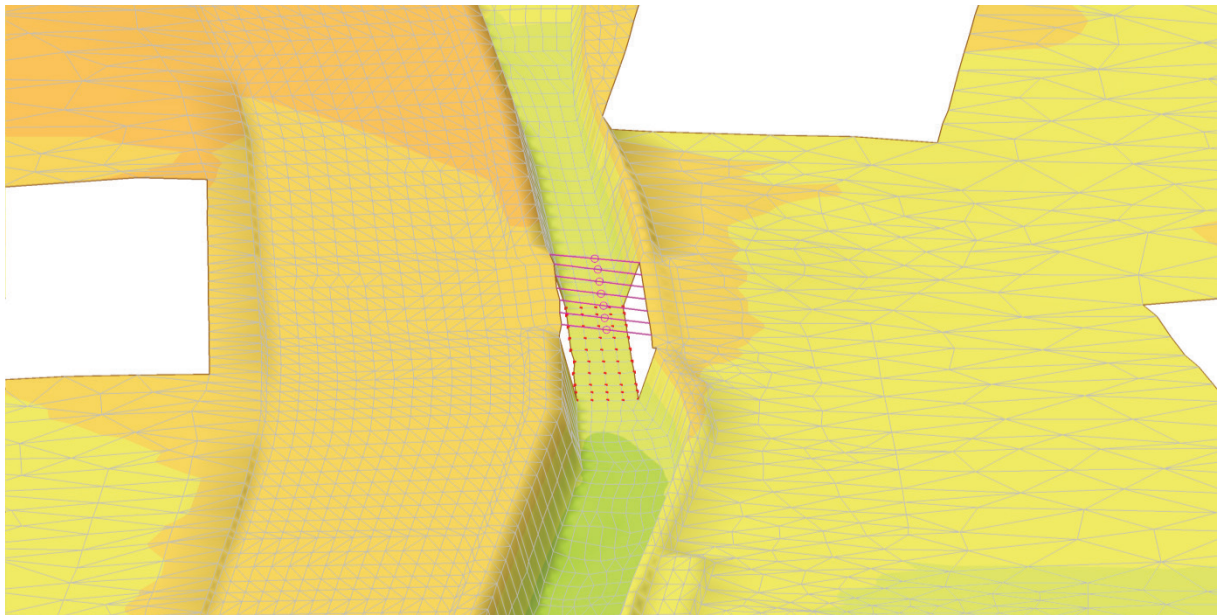


Abbildung 5.2: Räumliche Ansicht des Modellnetzes im Bereich einer Brücke, die im HW-Fall entlang der Fahrbahn quer zum Bach überströmt werden kann

Die Simulation liefert skalare und vektorielle Ergebnisse (Wasserstandshöhen, Größe und Richtung von Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen etc.) für die benetzten Knoten des Modellnetzes und gibt Aufschluss zu Überflutungsgrenzen und Abflussaufteilungen im Flussschlauch und auf den Ufern. Bei instationären Berechnungen können zusätzlich die Retentionswirkung und Überflutungsdauer nachvollzogen werden. Außerdem lassen sich aus den Primärergebnissen weitere Parameter, wie bspw. die Froude-Zahlen oder Energiehöhen, unkompliziert berechnen. HYDRO_AS-2D kann aufgrund der angewandten Strömungsgleichungen sowohl strömende als auch schießende Abflusszustände berechnen und ist in der Lage, komplizierte Strömungsprozesse an Bauwerken (eingestaute und überströmte Brücken, unter- und überströmte Wehre etc.) realitätsnah abzubilden. Detaillierte Informationen zur verwendeten Software HYDRO_AS-2D und den mathematischen Grundlagen können der Programmbeschreibung in /45/ entnommen werden.

Es ist in HYDRO_AS-2D außerdem möglich, einzelnen Knoten gezielt zu- oder auslaufende Wassermengen während eines Zeitschritts zuzuordnen (Quelltherme). Die entsprechenden Berechnungen laufen ansonsten wie eine herkömmliche 2D-HN-Klarwasserberechnung ab. Damit können prinzipiell Interaktionen mit Grundwasser- und Kanalnetzmodellierungen gesteuert oder auch Berechnungen simuliert werden. Im vorliegenden Fall wurde diese Option zur Simulation von Sturzfluten, die bei Starkniederschlägen auf den Talhängen entstehen, genutzt. Mit den Sturzfluten einhergehende Abflussbahnen oder Erosionsgefahren wurden im Ergebnis der Modellberechnungen durch eine Analyse der errechneten spezifischen Abflüsse, Wassertiefen und Geschwindigkeiten lokalisiert (vgl. Kapitel 12 und 14).

Grundwasser- und Kanalnetzströmungen sowie die womöglich daraus resultierenden Überflutungsgefahren wurden bei den Modellberechnungen im HWRM-Plan hingegen nicht untersucht.

Um erosions- und sedimentationsgefährdete Abschnitte der Gewässerbetten lokalisieren zu können, wurden im Rahmen des HWRM-Plans außerdem auch Feststofftransportberechnungen für den Lotzebach und den Tännichtgrundbach mit dem an HYDRO_AS-2D gekoppelten Modul HYDRO_FT-2D durchgeführt (vgl. Kapitel 13).

Durchlässe oder verrohrte Gewässerstrecken, in denen zumindest überwiegend Druckabfluss herrscht, lassen sich in HYDRO_AS-2D, wie oben beschrieben, durch nodestrings meist ausreichend genau abbilden. Größere und signifikante Bauwerke dieser Art, deren Aufstau maßgeblich über die Ausbreitung von Überflutungen bestimmt, sollten für eine realistische 2D-HN-Modellierung jedoch näher untersucht werden. Aus diesem Grund wurden die Verrohrungen des Lotzebachs in der Talstraße und im Lotzebach-Stollen sowie die mündungsnahen Verrohrungen des Amselgrundbachs und des Rauschebachs zu Hilfszwecken in separaten eindimensionalen hydronumerischen Modellen (1D-HN-Modellen) mit dem Programm HEC-RAS 5.0.3 nachgebildet. Damit konnten das Aufstauverhalten am Einlauf der Verrohrungen und ihre Leistungsfähigkeiten verlässlich bestimmt und anschließend im 2D-HN-Modell angesetzt werden. Nähere Erläuterungen zur 1D-HN-Modellierung von langen Verrohrungen finden sich im Kapitel 9.

5.3 Parametrisierung der Modelle

Die Elemente des Berechnungsnetzes sind mit Beiwerten nach Manning / Strickler k_{St} [$m^{1/3}/s$] zu belegen, um den Einfluss der Oberflächenrauheiten zu erfassen. Diese wurden zunächst nach Erfahrungswerten und Literaturempfehlungen angesetzt und anschließend im Zuge der Modellkalibrierung (vgl. Kapitel 10) optimiert. In vegetationsbeeinflussten Bereichen wurden tendenziell starke, also eher sommertypische Rauheiten angenommen, um auf der sicheren Seite zu liegen. Nachfolgend sind die wichtigsten Rauheitskategorien aufgeführt:

- Gewässersohlen: $k_{St} = 26 m^{1/3}/s$ in den Unterläufen, $24 m^{1/3}/s$ in den Oberläufen
- Uferböschungen: $k_{St} = 16...20 m^{1/3}/s$, je nach Bewuchssituation
- Siedlungsflächen: $k_{St} = 18 m^{1/3}/s$
- Straßen: $k_{St} = 50 m^{1/3}/s$
- Wald, Acker: $k_{St} = 12 m^{1/3}/s$
- Grünland: $k_{St} = 20 m^{1/3}/s$

Zum Umfang der digitalen Projektauslieferung gehören ESRI-Shapes, aus denen die Verteilung aller angesetzten k_{St} -Werte in den 2D-HN-Modellen detailgenau hervorgeht.

Für alle durchgeführten Rechengänge wurden folgende Grundlagenparameter (‘global parameters’) in HYDRO_AS-2D festgelegt (vgl. Benutzerhandbuch in /45/):

- Simulationszeit: Dauer des zu berechnenden Abflussereignisses; gewählt mit 14.400 Sekunden $\hat{=}$ 4,0 Stunden
- Zeitintervall SMS: Zeitschrittlänge zwischen den Ausschreibungen vollständiger Ergebnisdateien „Wasserstand“, „Fließgeschwindigkeit“ u.a.; gewählt mit 300 Sekunden $\hat{=}$ 5 Minuten

- Zeitintervall Q_Strg.dat / Pegel.dat: Zeitschrittlänge für die Zuflussganglinien und die Ausschreibungen tabellarischer Ergebnisdateien für Kontrollquerschnitte und Pegelpunkte; gewählt mit 300 Sekunden \cong 5 Minuten
- Hmin: minimale Wassertiefe, ab der ein Abflussgeschehen am jeweiligen Knoten angenommen wird; gewählt mit 0,01 m
- VELMAX: maximale Fließgeschwindigkeit, die an einem Knoten in die Berechnungen eingehen kann; gewählt mit 15,0 m/s
- CMUVISC: Koeffizient c_{μ} in der Formel für Viskosität = 0,6 (Standardwert)
- CFL: programminterner Berechnungskoeffizient = 0,8 (Standardwert)
- Amin: minimal erlaubte Elementgröße; gewählt mit 0,01 m²

Der zuletzt genannte Amin-Wert ist mit 0,01 m² relativ klein zu wählen, weil die kleinräumigen, filigranen Strukturen an den modellierten Bächen teilweise mit einem sehr engmaschigen Netz abgebildet werden müssen, um korrekte Ergebnisse zu erzielen. Größere Amin-Werte führen teilweise zu verfälschten und unbrauchbaren Modellergebnissen.

6 Einsatzbereiche und Bezeichnungen der verschiedenen Modelle

Die im Bereich des Lotzebachknicks drohenden Abströmungen über die rechte Uferkante bzw. weiter stromauf über die Talstraße gelangen zum größten Teil nicht wieder in den Lotzebach, sondern fließen über die Bahngleise nach Cossebaude im Norden oder in das Einzugsgebiet des Tummelsbachs im Osten. Stationäre Wasserspiegellagenberechnungen führen an dieser Stelle zu unrealistisch großen Überflutungen. Aus diesem Grund wurden die **Klarwasserberechnungen sowohl stationär als auch instationär** durchgeführt.

Gemäß der N-A-Modellierung ergeben sich die größten Scheitelabflüsse bei HQ(25), HQ(100) und HQ(500) räumlich unterschiedlich bei Niederschlagsdauern zwischen 45 und 105 Minuten. Dementsprechend wurden für die instationären Klarwasserberechnungen jeweils fünf Berechnungen pro Wiederkehrintervall T mit den Niederschlagsdauern 45, 60, 75, 90 und 105 Minuten durchgeführt.

Die Dateiornder jeder Klarwasserberechnung wurden nach folgendem Schema benannt:

interne Projektnummer (9160)_
Gewässerzustand (IST oder PLAN)_
Gewässerkürzel (bspw. Lotze)_
Ereignis HQ(T) (bspw. HQ025)_
Kürzel für stationär/ instationär_
Regendauer D in [%] einer Stunde (bspw. D075)_
Datum der Modellerstellung JJMMTT

Damit ergibt sich beispielsweise für eine instationäre Klarwasserberechnung am Lotzebach für HQ(25) mit einer Regendauer von 45 Minuten im **Istzustand** folgender Name des Dateionders:

„9160_IST_Lotze_HQ025_instat_D075_181210“

Der Ordnername für die stationäre Klarwasserberechnung am Lotzebach für HQ(25) im Istzustand lautet demnach:

„9160_IST_Lotze_HQ025_stat_181210“

Die im **Planzustand** vorausgesetzten (Verlegung B6 / Lotzebach, naturnahe Umgestaltung Tännichtgrundbach) und die im HWRMP empfohlenen, hydraulisch wirksamen Maßnahmen wurden sukzessive in die Istzustand-Modelle eingearbeitet.

Die am Tännichtgrundbach empfohlene Maßnahme M 20 (Aufhöhung Uferwand) ist hydraulisch praktisch nicht wirksam und wurde deshalb nicht in das Planzustand-Modell übernommen. Damit verbleiben als hydraulisch wirksame Maßnahmen am Tännichtgrundbach die im Zuge seiner naturnahen Umgestaltung geplanten Überlaufschwelle am Burgbergeich und die Umverlegung im Bereich der ehemaligen Sägemühle einschließlich des Brückenneubaus im Zuge der Brücke B0267. Die Dimensionierung dieser Brücke wurde durch planungsbegleitende 2D-HN-Modellierungen in /61/ optimiert, so dass der endgültige Ordnernamen für den Planzustand am Tännichtgrundbach nach dem oben beschriebenen Schema beispielsweise wie folgt lautet:

Beispielname: „9160_PLANopt_Taenn_HQ100_instat_D175_180716“

Am Lotzebach wurde zunächst die vorausgesetzte, geplante **Umverlegung der B6** und des Lotzebachs in Cossebaude in das Istzustand-Modell eingearbeitet. Mit dem so entstandenen Planzustand-Modell wurden die oben beschriebenen stationären und instationären Klarwasserberechnungen für HQ(T) durchgeführt. Die entsprechenden Dateiodner wurden mit dem Kürzel „B6“ gekennzeichnet und nach dem oben beschriebenen Schema beispielsweise folgendermaßen benannt:

Beispielname: „9160_PLAN_B6_Lotze_HQ100_instat_D175_181219“

Anschließend wurden die vorgeschlagenen Maßnahmen in das B6-Planzustand-Modell eingearbeitet. Mit einer teilweise durchgeführten stationären Klarwasserberechnung wurde daraufhin zunächst geprüft, ob die aus den Istzustand-Ergebnissen hergeleitete Dimensionierung für jede Maßnahme zur Herstellung des Schutzziels ausreicht. Weil mit den Maßnahmen schädliche Ausuferungen unterbunden werden und die Wasserstände im Bachbett deswegen steigen, mussten die ersten Bemessungen im Normalfall ein bis zwei Mal nachjustiert werden. Die stationären und instationären Klarwasserberechnungen für HQ(T) im endgültigen Planzustand der Vorzugsvariante erfolgten schließlich in einem abschließenden Modell in Dateiodnern, die beispielsweise folgendermaßen benannt wurden:

Beispielname: „9160_PLAN_Lotze_HQ100_instat_D175_181219“

Die Klarwasserberechnungen unter Mitwirkung eines potenziellen **HRB** im Lotzebach bei Brabschütz wurden in den Modellnamen und Dateiodnern mit dem Kürzel „HRB“ kenntlich gemacht. Sie wurden einerseits nur mit der vorausgesetzten Umverlegung der B6 und des Lotzebachs und andererseits auch mit allen weiteren notwendigen örtlichen Schutzmaßnahmen durchgeführt. Die entsprechenden Dateiodner wurden nach dem oben beschriebenen Schema beispielsweise folgendermaßen benannt:

Beispielname nur B6: „9160_PLAN_B6_Lotze_HQ100_HRB_instat_D175_181219“

Beispielname Gesamt: „9160_PLAN_Lotze_HQ100_HRB_instat_D175_181219“

Zur Untersuchung der Wirkung eines kleineren Beckenstandorts im Lotzebach bei Rennersdorf wurden ebenfalls Planzustand-Berechnungen durchgeführt, die mit dem Kürzel „HRB-klein“ gekennzeichnet sind.

In gesonderten Planzustand-Berechnungen wurde außerdem geprüft, welche Auswirkungen die am Lotzebach/ Hässiger Bach/ Rauschbach vorgeschlagenen Maßnahmen hätten, wenn auf die Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Lotzebach-Stollens verzichtet und die Überströmung des Bahndamms vor dem Lotzebach-Stollen nicht verhindert würde. Die entsprechenden Modelle und Dateiodner wurden mit dem Kürzel „NT4nord“ versehen (4. Nachtragsvereinbarung und ausschließlich Betrachtung des nördlichen Modellabschnitts).

Die mit dem Modell des Istzustands zur **Kalibrierung** anhand des Hochwassers 2014 („HW2014“) instationär durchgeführten Klarwasserberechnungen wurden nach demselben Schema mit Namenszusätzen für den nachgestellten Berechnungsgang des N-A-Modells („6Sim“ für 6. NAM-Simulation), die verwendete Version des Rechenkerns („HA442“) und das Modellgebiet („klein“ für Gebiete, die nur bei Hochwasserführung in den Bächen überflutet werden können) versehen:

Beispielname: „9160_IST_HW2014_6Sim_180124_HA442_klein“

Die mit dem Modell des Istzustands zur **Sensitivitätsanalyse** („Sensi“) mit vergrößerten bzw. verkleinerten Rauheiten für HQ(100) instationär durchgeführten Klarwasserberechnungen wurden nach demselben Schema mit den Zusätzen „glatter“ bzw. „rauer“ versehen:

Beispielname: „9160_IST_Lotze_HQ025_stat_Sensi_glatter_191121“

Die mit seitlich verkleinerten Modellen stationär durchgeführten Klarwasserberechnungen zur Ermittlung der **Leistungsfähigkeiten der Gewässer und der Brücken** wurden in der Ordnerbenennung nach demselben Schema mit dem Zusatz „bordvoll“ versehen:

Beispielname: „9160_IST_Lotze_bordvoll_180308“

Die **Sturzflutberechnungen** erfolgten naturgemäß instationär für HQ(25), HQ(100) und HQ(500) jeweils mit einer Regendauer von 60 Minuten. In der Benennung der Dateiodner wurden solche Berechnungen mit dem eingeschobenen Zusatz „NAM“ kenntlich gemacht:

Beispielname: „9160_IST_NAM_HQ025_instat_D100_180403“

Auch die **Feststofftransportberechnungen** („FT“) für HQ(100) erfolgten instationär und zwar mit einer Regendauer von 60 Minuten. Im Namen der entsprechenden Dateiodner wurde zusätzlich vermerkt, um welches Teilmodell („A“, „B“, „C“) und welche Korngrößengruppe des erodierbaren Bodens („gG“) es sich handelt und ob im jeweiligen Modell Brücken enthalten sind oder nicht („mBr“ bzw. „oBr“):

Beispielname: „9160_IST_Lotze_A_HQ100_instat_D100_FT_gG_oBr_180810“

Aus den Ergebnissen der Feststofftransportberechnungen wurde abgeleitet, wo und in welchem Maße bei Bettumlagerungen im Hochwasserfall größere Sedimentationen in den Bachbetten drohen. Solche Sedimentationen wurden anschließend in die Bathymetrie der Klarwas-

serberechnungsmodelle eingearbeitet. Zusätzlich wurden die Konstruktionsunterkanten einstaugefährdeter Brücken um 50 cm herabgesetzt. Mit den so entstandenen Modellszenarios wurden stationäre und instationäre Klarwasserberechnungen durchgeführt, um die bei **Bettumlagerungen und Verklausungen** drohenden zusätzlichen Überschwemmungen ermitteln und ausweisen zu können. Die entsprechenden Dateiordner wurden nach dem oben beschriebenen Schema beispielsweise folgendermaßen benannt:

Beispielname: „9160_IST_VERKLAUST_Lotze_HQ025_instat_D075_181210“

Bei instationären Berechnungen für fünf Regendauern wurde durch Überlagerung aller fünf Ergebnisse eines Ereignisses HQ(T) (Wasserstände, Überflutungstiefen/ -flächen, Fließgeschwindigkeiten) eine Umhüllende gebildet, die das Gesamtergebnis der instationären Berechnungen für dieses Ereignis HQ(T) repräsentiert. Die Verwaltung und Verarbeitung der Ergebnisdaten erfolgte GIS-basiert. Damit kann bei den instationären Berechnungen weiter unterschieden werden, wo und inwieweit welche der Niederschlagsdauern zur größten Überflutungsausbreitung bzw. zur größten Fließgeschwindigkeit führt.

Weil beispielsweise die Fortpflanzung einer Abflussswelle und auch die retentionsbedingte Scheitelabflachung im 2D-HN-Modell anders als im N-A-Modell ermittelt werden, ergeben sich im Gewässerverlauf bei den instationären 2D-HN-Berechnungen geringfügig (bis ~10 %) andere Scheitelabflüsse als diejenigen, die mit dem N-A-Modell berechnet werden. Bei den stationären Betrachtungen hingegen wurden dem 2D-HN-Modell die Scheitelabflüsse des N-A-Modells vorgegeben, so dass es in diesem Fall zu keinen Abweichungen zwischen den Abflüssen kommt.

Für die Auswertung von Parametern in den Bachbetten (bspw. Wasserspiegellängsschnitte, Freibordbestimmung...) wurden die Ergebnisse der stationären Berechnungen verwendet. Zur Ermittlung, Darstellung und Weiterverarbeitung (bspw. HWGK/ HWRK, Schadenspotenziale...) von Überflutungstiefen und -ausbreitungen wurden hingegen die Umhüllenden der Ergebnisse aus den instationären und den stationären Berechnungen angesetzt. Am Lotzebach nördlich der Talstraßenverrohrung bis zum Lotzebach-Stollen wurden abweichend davon hierzu ausschließlich die Ergebnisse der instationären Berechnungen verwendet, weil sich in diesem Bereich ansonsten, wie bereits beschrieben, unrealistisch große Überflutungen ergäben.

7 Abgrenzung der Modellgebiete und Untergliederung in Teilmodelle

Zur Simulation der Hochwasserführung in den modellierten Gewässern wurden **Klarwasserberechnungen** für HQ(25), HQ(100) und HQ(500) mit verschiedenen Teilmodellen durchgeführt:

- Teilmodell Lotzebach stromauf des Lotzebach-Stollens (Namenskürzel „Lotze“) mit
Lotzebach von km 6+140 bis km 1+442 (Stollen-Einlauf)
Hässiger Bach von km 0+445 bis km 0+000 (Mündung)
Rauschbach von km 0+578 bis km 0+000 (Mündung)
- Teilmodell Tännichtgrundbach (Namenskürzel „Taenn“) mit
Tännichtgrundbach von km 5+885 bis km 0+000 (Mündung)
Lotzebach von km 0+798 (Stollen-Auslauf) bis km 0+000 (Mündung)
- Teilmodell Amselgrundbach (Namenskürzel „Amsel“) mit
Amselgrundbach von km 0+194 bis km 0+044 (Einlauf Verrohrung)

Die genannten Teilmodelle decken die von den modellierten Gewässern potenziell überflutbaren Gebiete vollständig ab. Weil sie unterstrom an klar definierten Rändern enden (Einläufe von Verrohrungen, Elbewasserstand) und ihre Überflutungen nicht interagieren, wurde auf eine Überlappung der Teilmodelle verzichtet.

Die beschriebenen Modelle wurden in einer angepassten Form auch für die Ermittlung der Leistungsfähigkeiten der Gewässer und der Bauwerke genutzt (vgl. Kapitel 11). Dafür wurden sie seitlich so verkleinert, dass ausschließlich die Bachbetten zwischen den Ufer-/ Maueroberkanten darin enthalten sind.

Berechnungen (Sturzflutberechnungen) wurden für HQ(25), HQ(100) und HQ(500) mit einem Modell simuliert, welches praktisch das gesamte Einzugsgebiet des Lotzebachs abdeckt. Ausgenommen davon sind

- die Autobahn A4 (die Einleitmengen aus den Regenrückhaltebecken der A4 in den Lotzebach und den Unkersdorfer Silberbach wurden aber berücksichtigt),
- die Fläche des Stausees Oberwartha (sein Abschlag in den Lotzebach wurde aber berücksichtigt),
- das Gebiet nördlich der Bahntrasse in Cossebaude (die Einleitung des Pumpwerks Winkelwiesen wurde aber berücksichtigt; die übrigen Teile dieses Gebiets entwässern real nicht in den Lotzebach) sowie
- das über eine Verrohrung an den Lotzebach angeschlossene, aber außerhalb des natürlichen Einzugsgebiets liegende Gebiet „Albrechtshöhe“ (die aus der N-A-Modellierung bekannten Einleitmengen wurden aber berücksichtigt).

Das Modell der Berechnungssimulationen umfasst die weiter oben genannten drei Teilmodelle der Klarwasserberechnungen und ist in den betreffenden Bereichen mit diesen identisch. In den außerhalb davon liegenden Bereichen wurde das Modellnetz anhand der in den Kapiteln 3.3 und 3.4 beschriebenen Geobasisdaten aufgebaut.

Die **Feststofftransportberechnungen** für ein HQ(100) im Lotzebach und ein HQ(100) im Tännichtgrundbach wurden wegen programmspezifischer Beschränkungen mit verkleinerten Modellen (Namenskürzel: „IST_FT...“) vorgenommen, die sich weitgehend auf die Gewässerbetten beschränken. Diese Teilmodelle überlappen einander. Durch eine entsprechende Gestaltung der Zu- und Auslaufrandbedingungen wurde sichergestellt, dass bei den hintereinander durchgeführten Berechnungen sowohl die abfließenden Wasser- als auch die transportierten Feststoffmengen zwischen den Teilmodellen korrekt übergeben werden.

8 Gestaltung der Modellzuflüsse und Auslaufrandbedingungen

Bei den Klarwasser- und den Feststofftransportberechnungen wurden die mit dem N-A-Modell ermittelten Abflüsse an den jeweiligen Bezugspunkten in den Gewässerbetten angesetzt. Zuflüsse aus Nebenbächen, die selbst nicht Untersuchungsgegenstand des HWRMP und deswegen weder vermessen noch im 2D-HN-Modell abgebildet sind, wurden an ihren Mündungspunkten in den modellierten Vorflutbächen angesetzt.

Bei den Berechnungssimulationen wurden, wie im Kapitel 5.2 beschrieben, einzelnen Knoten gezielt zulaufende Wassermengen während eines Zeitschritts zugeordnet (vgl. Kapitel 12).

Die Auslaufrandbedingungen wurden dem jeweiligen Modell als Wasserstand-Abfluss-Beziehung vorgegeben. Als untere Auslaufrandbedingung an der Mündung des Lotzebachs wurde bei den Wasserspiegellagenberechnungen für HQ(25), HQ(100) und HQ(500) in Abstimmung mit

dem UA DD ein Elbewasserstand von 103,10 mNHN angesetzt, was laut /4/ einem Pegelstand von 4,50 m am Pegel Dresden und einer als angemessen zu betrachtenden Wasserführung in der Elbe während größerer Lotzebach-Hochwasser entspricht.

Bei Modellausläufen, die am Beginn von Verrohrungen liegen (betrifft die Modelle „Lotze“ und „Amsel“), wurde die entsprechende Wasserstand-Abfluss-Beziehung durch stationäre 1D-HN-Berechnungen mit stufenweise gesteigerten Abflüssen ermittelt. Nähere Erläuterungen zur 1D-HN-Modellierung von langen Verrohrungen finden sich im Kapitel 9.

9 1D-HN-Modellierung von langen Verrohrungen

Der Ansatz eindimensionaler hydrodynamisch-numerischer Modellierungen geht vereinfachend von parallelen Stromfäden im fließenden Wasserkörper aus. Die Modelle basieren auf Gewässerquerprofilen, die senkrecht zu den Strömungsfäden verlaufen und so den abflussrelevanten Querschnitt repräsentieren (vgl. Abbildung 9.1). Sie enthalten Rauheitsparameter, Einzelverlustbeiwerte und Angaben des Fließabstands zu den benachbarten Profilen.

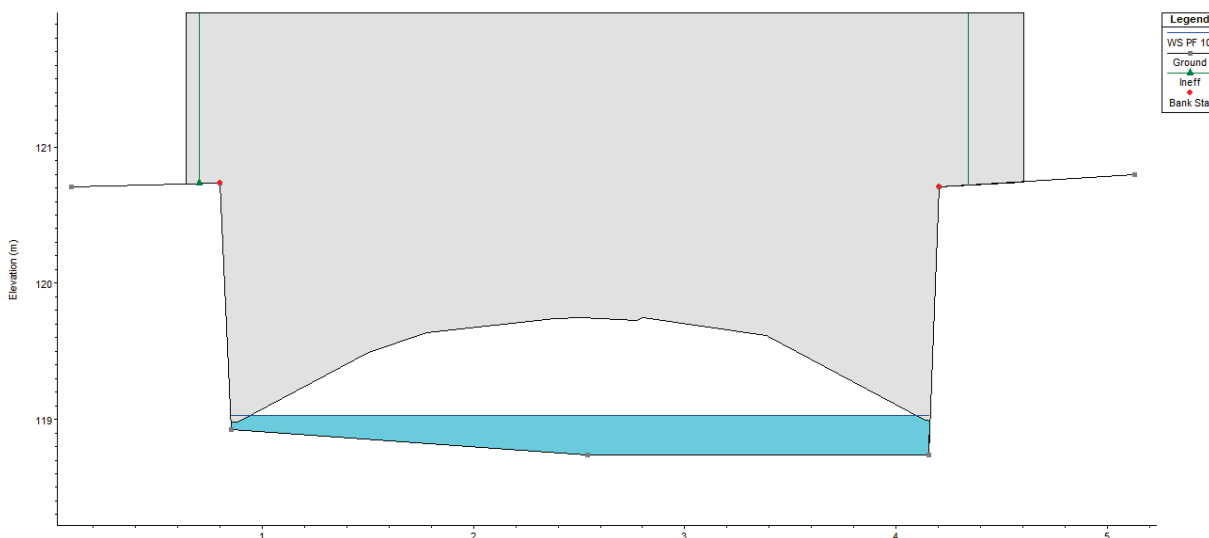
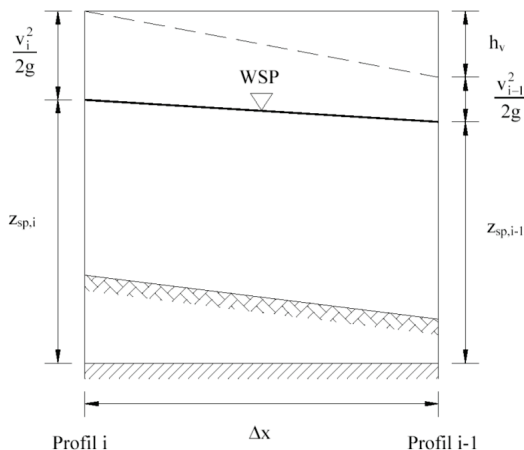


Abbildung 9.1: HEC-RAS-Modellprofil des Lotzebachs in der Talstraßenverrohrung

Für 1D-HN-Wasserspiegellagenberechnungen sind die Abflussmengen in $[m^3/s]$ für jedes Querprofil in Form eines Einzelwertes bei stationären Berechnungen oder als in Zeitschritte aufgelöste Abflussganglinie bei instationären Berechnungen vorzugeben. Ausgehend vom ersten Profil mit bekanntem oder als Startbedingung angenommenem Wasserstand erfolgen iterative Berechnungen zum nächsten Profil. Im Berechnungsprogramm HEC-RAS wird dafür die empirische Fließformel nach [Chow] (modifizierter Manning-Strickler-Ansatz) verwendet. Grundlage dafür sind die Energiegleichung nach Bernoulli und die Kontinuitätsgleichung (vgl. Abbildung 9.2). Bei strömendem Abfluss erfolgen die Wasserspiegelberechnungen entgegen der Fließrichtung, bei schießendem Abfluss in umgekehrter Reihenfolge.

Aus der Grundannahme eindimensionaler Modellierungen ergibt sich, dass die für jedes Querprofil berechneten („mittleren“) Wasserspiegelhöhen über die gesamte Profilbreite gelten. Querneigungen des Wasserspiegels können also nicht erfasst werden. Zur Abstraktion eindimensionaler Modelle gehört es, zwischen abflusswirksamen Bereichen, dem so genannten Strömungskorridor, und solchen, die nicht unmittelbar zum Abfluss beitragen (Retentionsflächen), zu unterscheiden. Für die berechneten Parameter ist ausschließlich der Strömungskorridor ausschlaggebend.



$$z_{sp,i-1} + \frac{\beta}{2g} \left[\alpha_{i-1} (Q_{i-1}/A_{i-1})^2 - \alpha_i (Q_i/A_i)^2 \right] + h_v$$

Abbildung 9.2: Definitionsskizze der Energiebilanz und Arbeitsgleichung mit Korrekturfaktoren α , β

Wie im Kapitel 5.2 erwähnt, wurden die Verrohrungen des Lotzebachs in der Talstraße und im Lotzebach-Stollen sowie die mündungsnahen Verrohrungen des Amselgrundbachs und des Rauschbachs zu Hilfszwecken in separaten eindimensionalen hydronumerischen Modellen (1D-HN-Modellen) mit dem Programm HEC-RAS 5.0.3 nachgebildet.

Für jede Verrohrung wurde dabei ein eigenes Modell aufgestellt. Unmittelbar vor dem Einlauf und nach dem Auslauf wurden jeweils zwei Modellprofile des nach oben offenen Gewässerquerschnitts in Abständen von jeweils ca. 1,0 m angeordnet. Zwischen dem Einlauf und dem Auslaufquerprofil wurden anschließend weitere Querprofile in Abständen von jeweils ca. 1,0 m durch lineare Interpolation erzeugt. Die so entstandenen Profile wurden mit einem virtuellen Brückendeckel versehen, der die Abflussberechnung in geschlossenen Profilen ermöglicht. Eine Über- oder Umströmung der Verrohrungen wurde in den 1D-HN-Modellen nicht zugelassen.

Stationäre Wasserspiegellagenberechnungen erfolgten für eine Vielzahl eng gestufter Abflüsse zwischen niedrigen und sehr hohen Abflüssen. Am Auslauf der Modelle wurde dabei das jeweilige Energieliniengefälle bei Normalabfluss (entspricht dem stromab folgenden Sohlgefälle) angesetzt.

Auf diese Weise wurden die Wasserstand-Abfluss-Beziehungen an den Verrohrungseinläufen ermittelt. Diese wurden an den betreffenden Stellen im Gewässerbett des 2D-HN-Modellnetzes als Auslaufrandbedingungen angesetzt. Dort wird dem 2D-HN-Modell also der durch die Verrohrung fließende Abflussanteil entnommen.

Gleichzeitig wurden an den Verrohrungsausläufen im Gewässerbett des 2D-HN-Modellnetzes Modellzuläufe angeordnet. An diesen wird die am zugehörigen Verrohrungseinlauf aus dem Modell entnommene Wassermenge dem Modell automatisch wieder zugeführt.

Zwischen dem Ein- und dem Auslauf der Verrohrungen bildet das Modellnetz nicht das Gewässerbett, sondern die Deckel- bzw. Geländehöhen ab. Staut eine Verrohrung das Wasser also über die Uferhöhen auf, so werden bei den 2D-HN-Modellberechnungen einerseits der in der Verrohrung stattfindende Abflussanteil berücksichtigt und andererseits auch der über- bzw. umströmende Abflussanteil realitätsnah berechnet.

10 Kalibrierung/ Plausibilisierung/ Sensitivitätsanalyse des Modells

Zur Validierung der im 2D-HN-Modell angesetzten Rauheitsbeiwerte und zur Überprüfung der Modellnetzgeometrie wurden instationäre Kalibrierungsberechnungen für das Hochwasser im

Mai 2014 vorgenommen. Dabei wurden die mit dem N-A-Modell berechneten Abflussganglinien in den modellierten Gewässern an den jeweiligen Bezugspunkten angesetzt. Angestrebt wurde eine größtmögliche Annäherung der berechneten Wasserspiegellagen mit den 41 Hochwassermarken aus /67/ sowie den Überflutungsausbreitungen und Fließvorgängen, wie sie 2014 nach Anwohneraussagen beobachtet wurden (vgl. /5/).

In mehreren Rechengängen konnten die Rauheitsansätze soweit optimiert werden, dass sich an fast allen verlässlichen Hochwassermarken gute bis sehr gute Übereinstimmungen ergeben und sich auch die berechneten Überflutungen mit den Beobachtungen decken. Eine Karte mit entsprechenden Darstellungen ist in der Anlage 1 enthalten.

In einigen Bereichen verbleiben größere Abweichungen (vgl. Abbildung 10.3), die sich aber häufig aus offensichtlich unkorrekten Markierungen oder dadurch ergeben, dass die reale Überflutung 2014 mehr von seitlich zuströmenden Sturzfluten als von der Hochwasserführung im Bach bestimmt wurde. Außerdem kam es 2014 vielerorts zu Bettumlagerungen, Verkläuerungen und derart großen Schäden an den Gewässerbetten und Querbauwerken, dass das Abflussverhalten und die Wasserstände verändert wurden (vgl. Schadensbilder in /5/). Bei der Schadensbehebung wurden an einigen Stellen hydraulisch relevante Veränderungen vorgenommen.

So wurde beispielsweise in einem Grundstück am Tännichtgrundbach in Niederwartha (Weistropper Straße 3) eine mehr als 1 m hohe Gabionenwand zur Verbesserung des Hochwasserschutzes errichtet, die heute Ausuferungen weitgehend verhindert oder reduziert. Mit dem 2D-HN-Modell und der in ihm abgebildeten Gewässergeometrie von 2016 – 2017 können die damals in solchen Bereichen aufgetretenen Überflutungen naturgemäß nicht nachvollzogen werden. Die folgenden Abbildungen zeigen weitere Beispiele für fragwürdige, vermutlich sehr ungenaue und damit praktisch unbrauchbare Wasserstandsmarkierungen vom Mai 2014.



Abbildung 10.1: Fragwürdige Markierung des angeblichen Höchstwasserstands am 27.5.2014 bei Lotzebach-km ca. 3+200 nur 1,5 Treppenstufen über dem Normalwasserstand



Abbildung 10.2: Im Nachgang des Ereignisses und nur in grober Orientierung an Treibgutablagerungen erfolgte Markierungen von angeblichen Höchstwasserständen am 27.5.2014 bei Lotzebach-km ca. 5+080 (Bild oben) und ca. 5+740 (Bild unten)

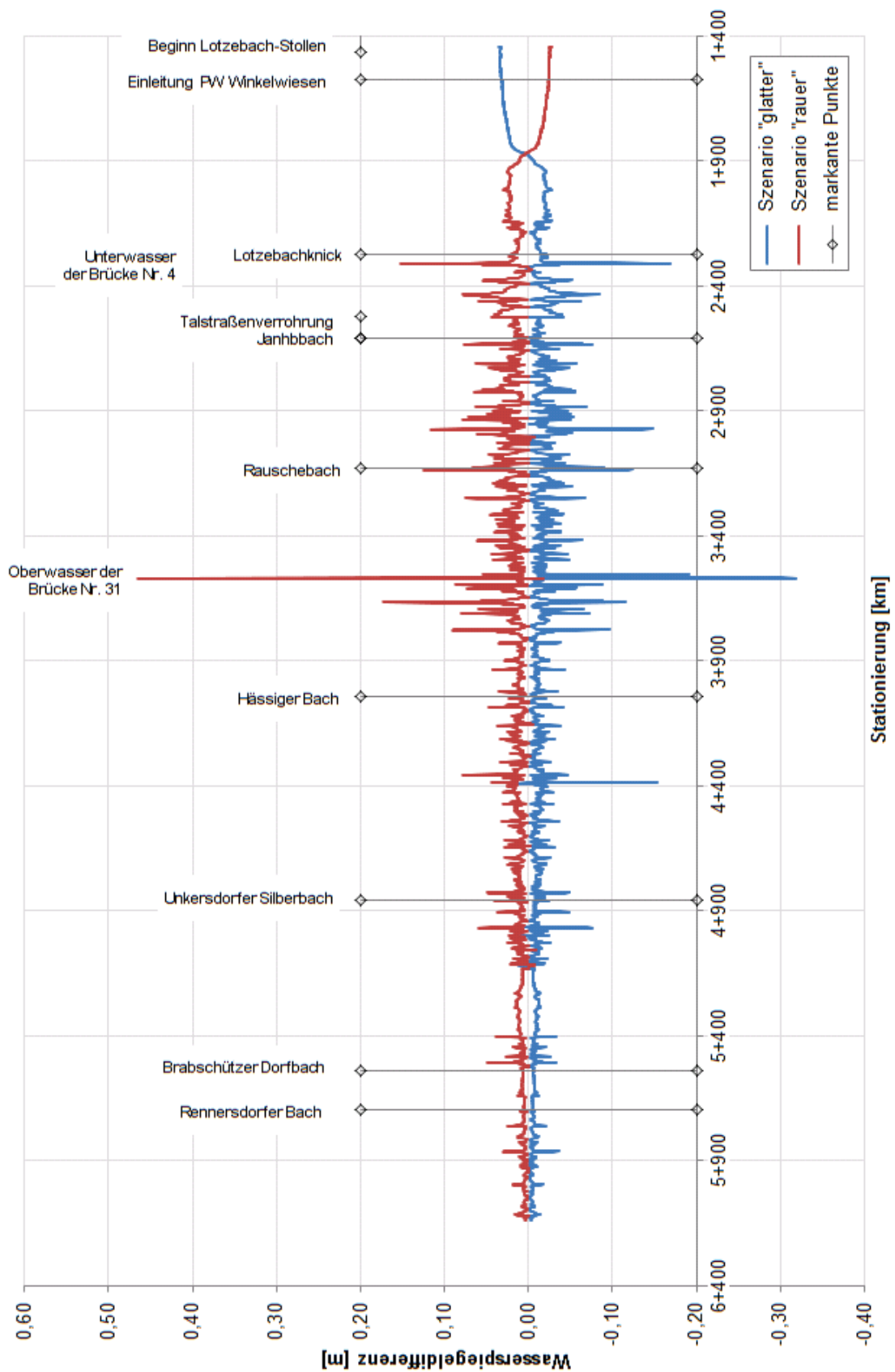


Abbildung 10.4: HQ(100) Lotzebach - Wasserspiegeldifferenzen gegenüber dem Istzustand bei größeren und geringeren Oberflächenrauheiten

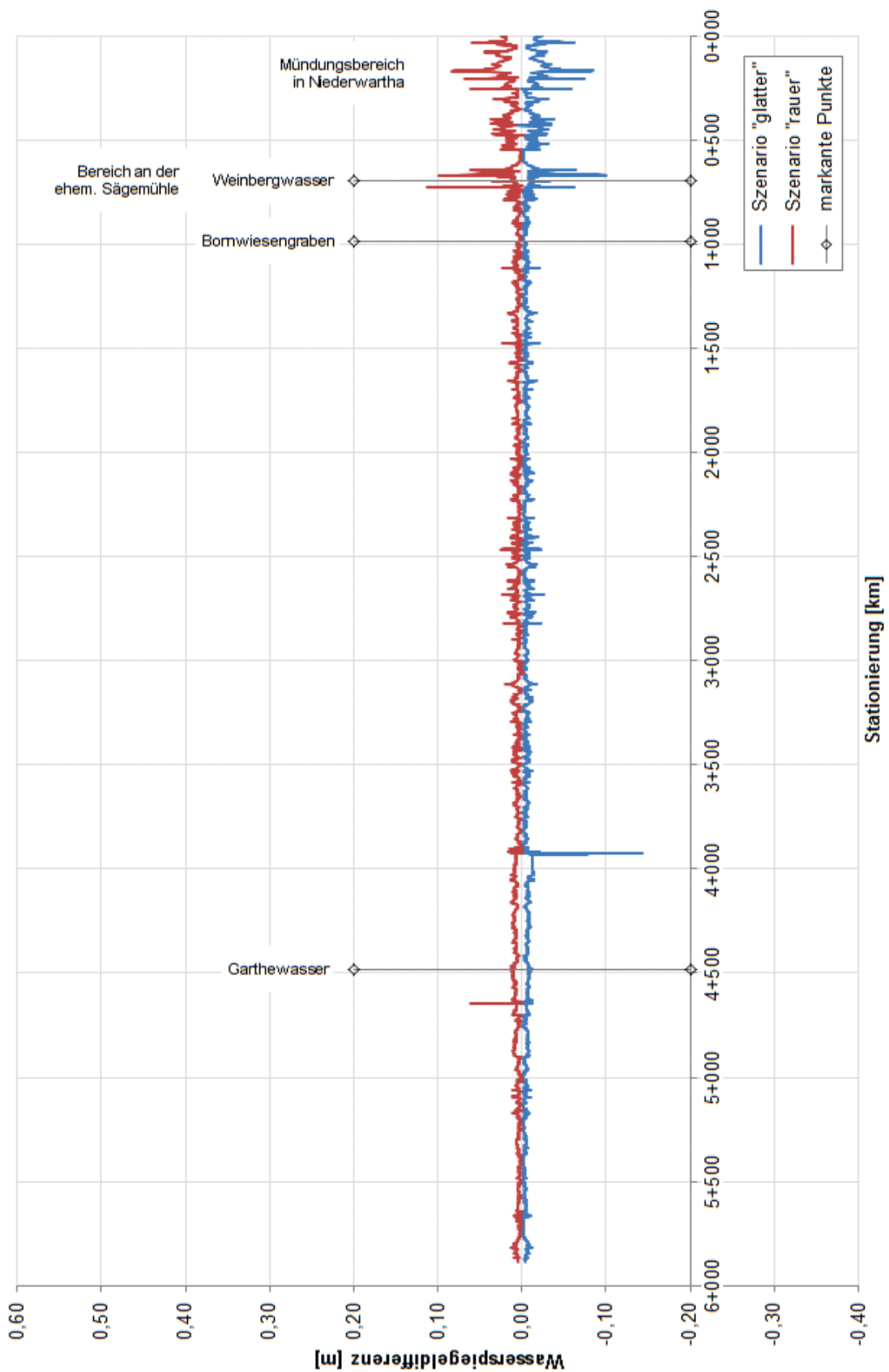


Abbildung 10.5: HQ(100) Tännichtgrundbach - Wasserspiegeldifferenzen gegenüber dem Istzustand bei größeren und geringeren Oberflächenrauheiten

11 Ermittlung der Leistungsfähigkeiten der Gewässer und der Bauwerke

Bei den Modellberechnungen zur Ermittlung der Leistungsfähigkeiten der Gewässer und Bauwerke wurden keine Abströmungen aus den Bachbetten zugelassen. Die Leistungsfähigkeit eines Gewässers wurde anschließend abschnittsweise und für jede Uferseite separat durch einen Vergleich der Wasserspiegel mit den Uferhöhen ermittelt. Die Berechnungen wurden stufenweise stationär mit Abflüssen durchgeführt, die folgendermaßen zwischen den Ereignissen HQ(25), HQ(100) und HQ(200) eingeordnet sind:

- | | |
|--|-------------------------|
| - $0,50 \cdot \text{HQ}(25)$ | Bezeichnung: << HQ(25) |
| - $0,75 \cdot \text{HQ}(25)$ | Bezeichnung: < HQ(25) |
| - $1,00 \cdot \text{HQ}(25)$ | Bezeichnung: HQ(25) |
| - $1,00 \cdot \text{HQ}(25) + 0,25 \cdot (\text{HQ}(100) - \text{HQ}(25))$ | Bezeichnung: > HQ(25) |
| - $1,00 \cdot \text{HQ}(25) + 0,50 \cdot (\text{HQ}(100) - \text{HQ}(25))$ | Bezeichnung: << HQ(100) |
| - $1,00 \cdot \text{HQ}(25) + 0,75 \cdot (\text{HQ}(100) - \text{HQ}(25))$ | Bezeichnung: < HQ(100) |
| - $1,00 \cdot \text{HQ}(100)$ | Bezeichnung: HQ(100) |
| - $1,00 \cdot \text{HQ}(100) + 0,25 \cdot (\text{HQ}(200) - \text{HQ}(100))$ | Bezeichnung: > HQ(100) |

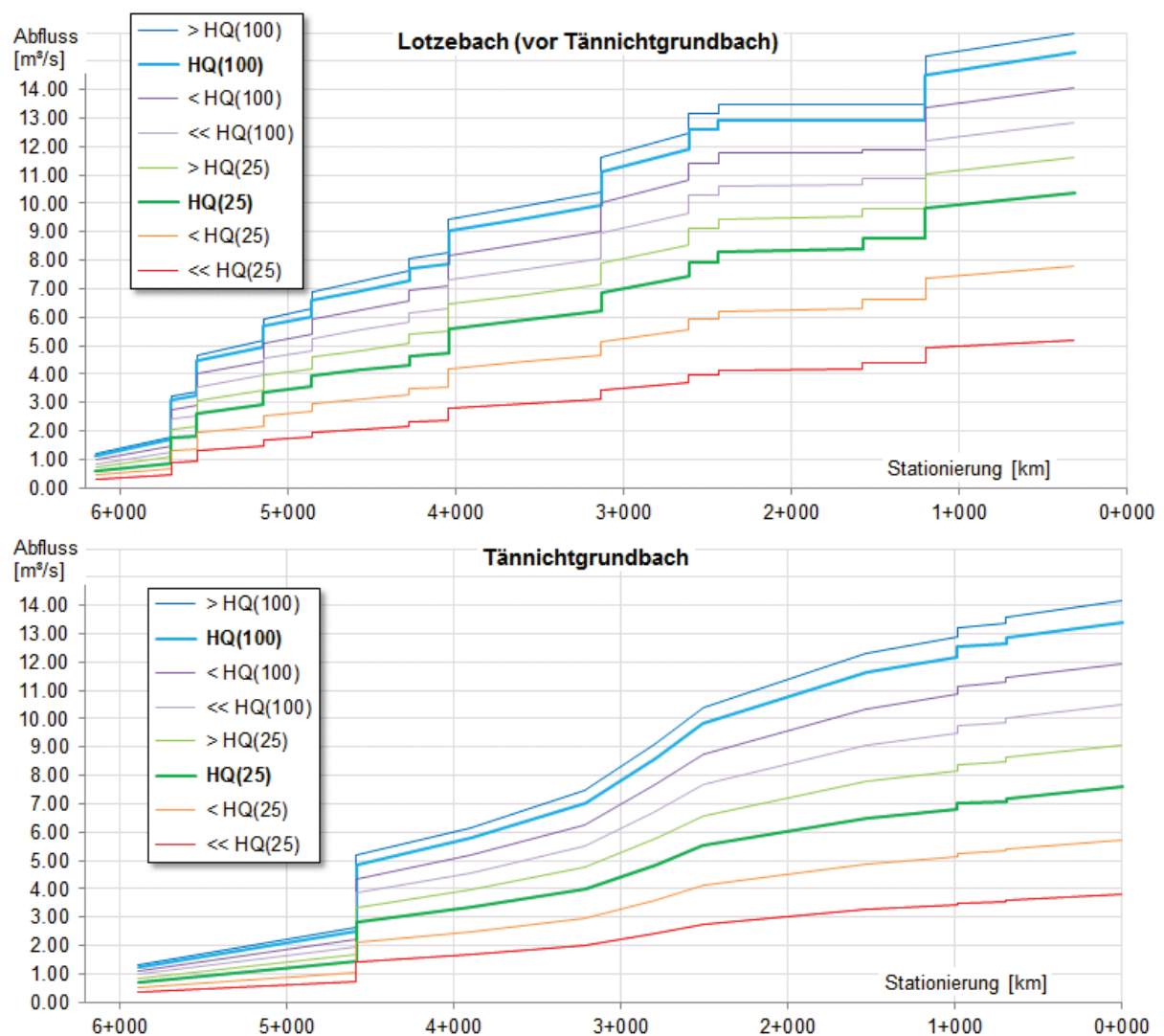


Abbildung 11.1: Abflusslängsschnitte zur Ermittlung der Leistungsfähigkeiten des Lotzebachs (oben) und des Tännichtgrundbachs (unten)

Die Leistungsfähigkeiten der Brücken und Durchlässe wurden analog dazu durch einen Vergleich der vor ihren Einläufen berechneten Oberwasserstände mit ihren höchsten Konstruktionsunterkanten (KUK) ermittelt. Dabei wurden die Unterschreitung eines Mindestfreibords von 50 cm und der Einstaubeginn lokalisiert. Für die Verrohrungen des Lotzebachs in der Talstraße und im Lotzebach-Stollen sowie des Rauschebachs und des Amselgrundbachs vor ihren Mündungen liegen zudem die detaillierten Erkenntnisse aus den 1D-HN-Modellen vor (vgl. Kapitel 9).

12 Sturzflutberechnungen

12.1 Niederschlagsmengen und -verteilungen

Um die Kalibrierung/ Validierung des N-A-Modells (vgl. Anhang 2) zu unterstützen, wurden 2D-HN-Sturzflutberechnungen für das Starkregenereignis am 27. Mai 2014 vorgenommen. Im EZG des Lotzebachs kam es an diesem Tag, zwischen 12:30 und 16:30 Uhr zu sehr ergiebigen Niederschlägen. Für den oberen Teil des Einzugsgebiets wurden mittels Auswertung von Radarinformationen Regensummen von 83,7 mm mit Spitzen von 13,3 mm in 5 Minuten bzw. 94,5 mm mit Spitzen von 11,4 mm in 5 Minuten ermittelt. Die Abbildung 12.1 zeigt den Zug des Regengebiets am 27. Mai 2014 gemäß RADOLAN-Verfahren /50/, /51/.

Die bei den Sturzflutberechnungen für dieses Ereignis in das 2D-HN-Modell an jedem Knoten des Berechnungsnetzes mit einer Zeitschrittauflösung von 5 Minuten eingespeisten Wassermengen wurden aus den genannten Datengrundlagen hergeleitet. Sie beschreiben das Ereignis also hochaufgelöst in seiner räumlichen und zeitlichen Veränderung. Für die Kalibrierung des N-A-Modells wurde auf dieselben Daten zugegriffen (vgl. Anhang 2).

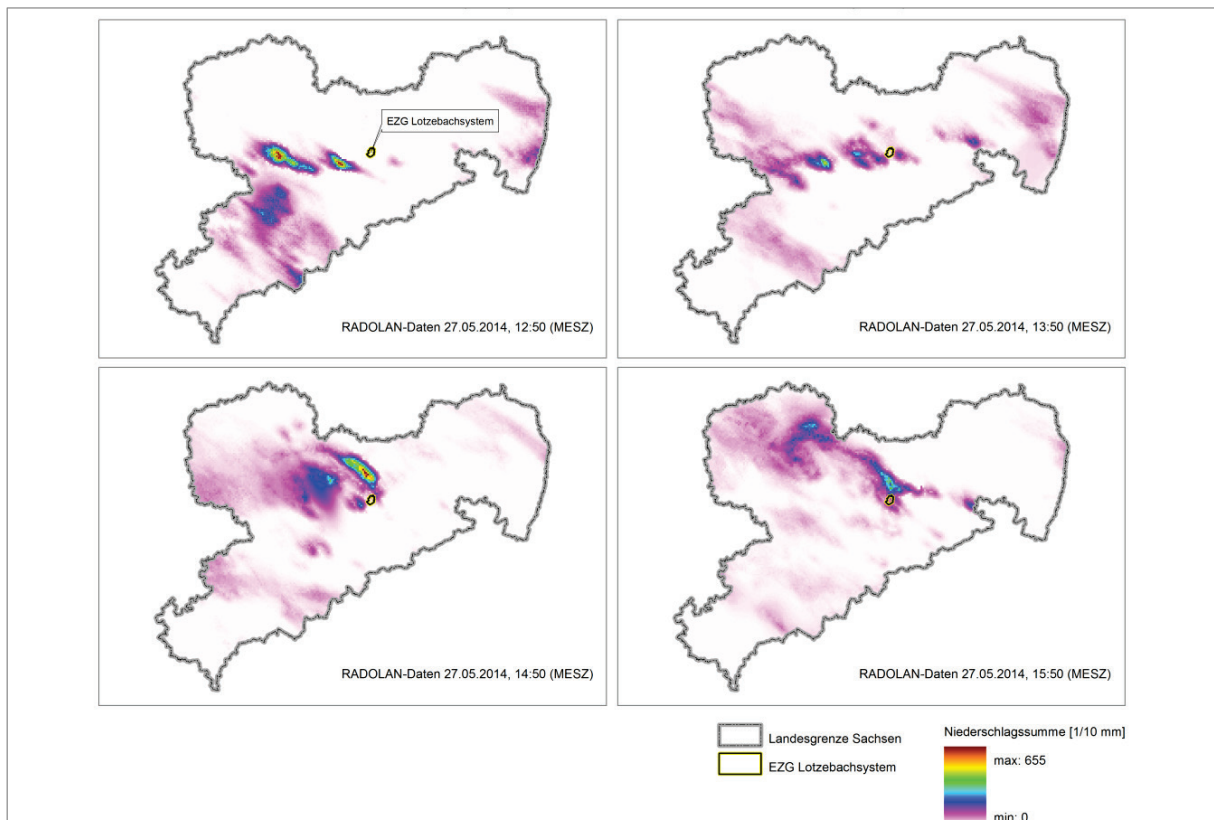


Abbildung 12.1: Niederschlagsgebiete in Sachsen am 27. Mai 2014 zwischen 12 Uhr und 16 Uhr; Datengrundlage: Stundenwerte für Niederschlag als RADOLAN-Produkt /50/

Die nach der Kalibrierung durchgeführten 2D-HN-Sturzflutberechnungen für HQ(25), HQ(100) und HQ(500) mit einer Regendauer von 60 Minuten basieren auf den Niederschlagsmengen und -verteilungen, wie sie auch im N-A-Modell für das jeweilige Ereignis angesetzt wurden. Sie sind für jedes Teileinzugsgebiet des N-A-Modells räumlich unveränderlich. Nähere Erläuterungen zu den HQ(T)-Niederschlagsdaten finden sich im Anhang 2.

12.2 Berechnung der Abflussbildung

Für die Berechnung der Abflussbildung kam bei den 2D-HN-Sturzflutberechnungen das Kurvennummernverfahren¹ (SCS-Verfahren) in einer erweiterten Form nach [Zaiß, 1989] zum Einsatz. Das N-A-Modell nutzt hierzu das Infiltrationsmodell SMINF nach [Dyck & Peschke, 1995]. Methodisch bedingt ergeben sich deshalb bei der Abflussbildung gewisse Differenzen zwischen beiden Modellansätzen, die aber irrelevant bleiben, weil dieselben Geobasisdaten und Bodenkarten genutzt wurden und die 2D-HN-Sturzflutberechnungen außerdem lediglich zur Unterstützung der N-A-Modellkalibrierung dienen.

Zur Ermittlung der CNII-Werte (Kurvennummern) wurden zunächst die Flächenanteile nach den vier SCS-Bodenklassen A bis D bestimmt. Die Einteilung wurde nach bodenkundlichen Erfahrungswerten ausgehend von den in der Bodenkonzeptkarte des Freistaates Sachsen (Bkkonz mit synoptischen Leitprofilen, Stand Mai 2004) ausgewiesenen Bodentypen und unter Beachtung der in [Thürkow, 2002]² getroffenen Zuordnungen der SCS-Bodenklassen zur Wasserdurchlässigkeit gesättigter Böden k_f (vgl. Tabelle 12.2-1) getroffen. Die Abflussbereitschaft steigt von A nach D an.

Im Untersuchungsgebiet dominieren Böden der Klassen C und D, was auf ein geringes bis sehr geringes Versickerungsvermögen und eine hohe Abflussbereitschaft hindeutet.

Tabelle 12.2-1: Zuordnung von Bodenarten zu SCS-Bodenklassen nach [Thürkow, 2002]

Klasse	Beschreibung der Bodenarten	k_f - Wert
A	Böden mit großem Versickerungsvermögen (z.B. tiefgründige Sande und Kiese)	> 18 cm/d
B	Böden mit mittlerem Versickerungsvermögen, tief- bis mäßig tiefgründige Böden mit mäßig feiner bis mäßig grober Textur (z.B. Sandböden, Löss)	≤ 18 bis > 9 cm/d
C	Böden mit geringem Versickerungsvermögen, Böden mit feiner bis mäßig feiner Textur oder mit wasserstauer Schicht, (z.B. flachgründige Sandböden, sandiger Lehm)	≤ 9 bis > 3 cm/d
D	Böden mit sehr geringem Versickerungsvermögen, Tonböden, sehr flache Böden über nahezu undurchlässigem Material, Böden mit dauernd sehr hohem Grundwasserspiegel	≤ 3 cm/d

¹ US Department of Agriculture (1985): Soil Conservation Service: National Engineering Handbook. Section 4 - Hydrology. Washington, DC.

² Thürkow, D. (2002): GIS - basierte Methoden zur Analyse der Wasserqualitätsentwicklung in Trinkwasserbrunnen am Beispiel des Einzugsgebietes der Saldenbachtalsperre (Erzgebirge). Diss., Fak. f. Mathematik und Naturwissenschaften d. Univ. Halle.

Die Festlegung der CNII-Werte erfolgt für jede SCS-Bodenklasse in Abhängigkeit von der Landnutzung und Bewirtschaftung nach SCS-Vorgaben. Einen Auszug aus der Zuordnungstabelle gemäß dem SCS-Handbuch enthält die Tabelle 12.2-2.

Art der Landnutzung		hydrologische Bodentypen			
		A	B	C	D
Landwirtschaftlich genutzte Ackerfläche¹⁾	mit Erosionsschutzmaßnahmen	72	81	88	91
	ohne Erosionsschutzmaßnahmen	62	71	78	81
Weideland	in schlechtem Zustand	68	79	86	89
	in gutem Zustand	39	61	74	80
Wiese	in gutem Zustand	30	58	71	78
Wald	lichter Bestand, schlechte Bodenbedeckung, kein Mulch	45	66	77	83
	gute Bodenbedeckung ²⁾	25	55	70	77
Innerstädtische Freifläche: Rasen, Parks, Golfplätze, Friedhöfe etc.	guter Zustand, Grasbewuchs auf mind. 75% der Fläche	39	61	74	80
	mäßiger Zustand: Grasbewuchs auf 50-75% der Fläche	49	69	79	84
Städt. Wohn- und Geschäftsviertel (85% Versiegelungsgrad)		89	92	94	95
Industriegebiete (72% Versiegelungsgrad)		81	88	91	93
Wohngebiete³⁾	Durchschnittliche Grundstücksgröße [m ²] bis	Versiegelungsgrad ⁴⁾ [%]			
	500	77	85	90	92
	1000	61	75	83	87
	1500	57	72	81	86
	2000	54	70	80	85
	4000	51	68	79	84

Tabelle 12.2-2: Bestimmung der CNII-Werte (Auszug SCS-Handbuch)

Die ermittelten CNII-Werte bilden die Grundlage für die Berechnung des abflusswirksamen Niederschlagsanteils bei der Abflussbildung. Dafür wurde das erweiterte SCS-Verfahren nach [Zaiß, 1989] angewendet. Die Erweiterungen des Original-SCS-Verfahrens durch [Zaiß, 1989] beziehen sich auf folgende Punkte:

- verbesserte Berücksichtigung der Vorgeschichtsabhängigkeit
- Ansatz eines Verlustverhältnisses VV von 0,05 statt 0,20
- Ansatz eines variablen Abflussbeiwerts in Abhängigkeit von der akkumulierten Niederschlagssumme

Die benetzungs- und interzeptionsbedingten Anfangsverluste AV_0 werden im Zaiß-Verfahren nach einer Abminderung der CNII- auf CNI-Werte wie folgt berechnet:

$$CNI = \frac{CNII}{2,334 - 0,01334 \cdot CNII}$$

$$AV_0 = \frac{1270}{CNI} - 12,7$$

Eine etwaige Vorfeuchte wird im Verfahren nach [Zaiß, 1989] durch den Vorregenindex VN21 berücksichtigt, der die Niederschläge der vorangegangenen 21 Tage in Abhängigkeit davon abbildet, in welcher Jahreszeit bzw. Kalenderwoche das Ereignis auftritt. Hier wurde davon ausgegangen, dass kein Vorregen stattgefunden hat, folglich $VN21 = 0$ ist. Der Anfangsverlust AV_0 entspricht in diesem Fall dem Gesamtanfangsverlust AV.

Der zeitliche Verlauf des Effektivregens wird nach [Zaiß, 1989] durch den variablen Abflussbeiwert ϕ_i in Abhängigkeit der akkumulierten Niederschlagssumme S_{Ni} bis zur Mitte des aktuellen Zeitintervalls i bestimmt (integrale Form):

$$\varphi_i = 1 - \left(\frac{AV}{0,05 \cdot \sum h_{Ni} + 0,95 \cdot AV} \right)^2$$

mit: φ_i Abflussbeiwert im aktuellen Zeitintervall
 S_{Ni} Summe der Niederschläge im aktuellen Intervall
AV: Anfangsverlust, gesamt

Abweichend davon wurde bei vollversiegelten Flächen ein benetzungsbedingter Anfangsverlust von 1 mm und ansonsten ein Abflussbeiwert von 1,0 angenommen. Bei Straßenflächen mit eigenen Entwässerungsanlagen wurde ein Abflussbeiwert von 0,0 angenommen.

Der gewählte Ansatz liefert für die Abflussbeiwerte bzw. Netto Regenmengen im Einzugsgebiet des Lotzebachs ähnliche Ergebnisse wie die auf dem Infiltrationsmodell SMINF basierende N-A-Modellierung und erscheint damit plausibel.

12.3 Vorgehen bei der Ergebnisauswertung

Von den Ergebnisparametern, die HYDRO_AS-2D liefert, sind für die vorliegende Aufgabe weniger die Wassertiefen oder Fließgeschwindigkeiten relevant. Vielmehr sind die Oberflächenabflüsse in [m³/s] oder [l/s] und deren Strömungsrichtungen von Interesse, die im Vorhabensgebiet bei Starkregen generiert werden und in die benachbarten Bereiche gelangen. Zu diesem Zweck wurden die vom Berechnungsprogramm nicht explizit gelieferten spezifischen Abflüsse, d.h. die pro [m] Breite abfließenden Wassermengen [m³/(s·m) bzw. m²/s] als Produkt aus Wassertiefe und Geschwindigkeit mit einer Zeitschrittauflösung von 5 Minuten ermittelt. Ausgewertet wurden die über die Dauer des simulierten Ereignisses eintretenden maximalen spezifischen Abflüsse gemeinsam mit ihren Strömungsrichtungen.

Der digitalen Auslieferung dieses Projekts liegen die bei T = 100 a, D = 1,0 Std. und endbetonter Niederschlagsverteilung über die Ereignisdauer maximalen spezifischen Abflüsse als GIS-Daten (ESRI-Grid) bei.

13 Feststofftransportberechnungen

Für die Untersuchungen zum Feststofftransport wurden die vorab beschriebenen 2D-HN-Modelle für die Gewässerstrecken des Lotzebachs, Tännichtgrundbachs und des Amselgrundbachs genutzt. Gegenüber den Klarwasserberechnungen wurde zusätzlich zum HYDRO_AS-2D-Modul das HYDRO_FT-2D-Modul aktiviert. Es berechnet parallel zur hydraulischen Strömungsbildung den Kräfteeintrag des Wassers in die Gewässersohle, bei Überschreitung der Widerstandskräfte des anstehenden Bodens die Sedimentaufnahme, die Einmischung in das Wasser, den Stofftransport sowie die Ablagerung der Sedimente bei Unterschreitung der erforderlichen Transportgeschwindigkeiten. In der Bilanz aus Sedimentaufnahme und -ablagerung ergeben sich Erosions- und Sedimentationsbereiche, die in der Geometrie des Modellnetzes in den Berechnungsschritten fortlaufend aktualisiert werden.

Zur Nachbildung des Feststofftransports stehen im SMS mehrere Transportformeln zur Auswahl. Aufgrund der Charakteristik der zu untersuchenden Gewässerstrecken wurde das Berechnungsverfahren nach Meyer-Peter und Müller gewählt, das für steilgeneigte, kiesführende Flüsse entwickelt wurde. Es berechnet ausschließlich den Geschiebetrieb q_B über die Gewässersohle und vernachlässigt den Schwebstofftransport im Wasserkörper. Letzterer Anteil ist

bei den hier zu betrachtenden Gewässerstrecken von geringer Relevanz für den Gesamtfeststofftransport. Die Berechnung des Geschiebetriebs nach Meyer-Peter und Müller erfolgt nach folgenden allgemeinen Formeln:

Geschiebetrieb:
$$q_B = \Phi \cdot \sqrt{(\rho_r - 1)} \cdot d_m^{3/2}$$

bezogene Dichte:
$$\rho_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} = \frac{2650 \text{ kg/m}^3}{1000 \text{ kg/m}^3}$$

Transportintensität:
$$\Phi = 8 \cdot (\theta' - \theta_{cr})^{3/2}$$

Mobilitätsrate:
$$\theta' = \left(\frac{k_{St}}{k'_{St}}\right)^{3/2} \cdot \frac{h \cdot I_R}{(\rho_r - 1) \cdot d_m}$$

Reibungsgefälle:
$$I_R = \frac{v^2}{k_{St}^2 \cdot h^{4/3}}$$

Der Geschiebetrieb ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit v , dem Wasserstand h , der Rauheit der Gewässersohle k_{St} sowie dem mittleren Korndurchmesser d_m des anstehenden Sediments. Zur Vereinfachung des Berechnungsverfahrens wurde die Kornrauheit k_{St} gleich der Gesamtrauheit der Gewässersohle k_{St} gesetzt. Für eine abweichende Belegung müsste eine zusätzliche Kalibrierung für den k_{St} -Wert erfolgen, was aufgrund der fehlenden Datengrundlage als nicht zielführend eingeschätzt wurde. Der Wert θ_{cr} wird allgemein als Shields-Parameter bezeichnet und konstant mit 0,0047 angesetzt. Er kennzeichnet den Beginn des Geschiebetransports. Liegt die Mobilitätsrate θ' , d.h. das Transportvermögen des Wassers, über dem Shields-Parameter können Sedimente aufgenommen und transportiert werden. Ist die Mobilitätsrate zu gering, findet kein Transport statt.

Das anstehende, transportable Sediment wurde als Einkorngemisch abgebildet. Aufgrund der augenscheinlich kiesigen Gewässerbetten wurde ein mittlerer Korndurchmesser von $d_m = 13,15 \text{ mm}$ angesetzt. Dies entspricht einem mittleren Kies (mG) gemäß DIN 4022. Grundsätzlich bietet das verwendete Programmpaket auch die Möglichkeit, Mehrkorngemische abzubilden. Wegen des studienhaften Charakters der Untersuchung wurde darauf verzichtet.

Aufgrund des deutlich erhöhten Rechenaufwands können Feststofftransportsimulationen nur mit Modellen bis zu einer Gesamtanzahl von 100.000 Knoten durchgeführt werden. Die Klarwassermodelle des Lotzebachs (fast 400.000 Knoten im Istzustand) und des Tännichtgrundbachs (fast 215.000 Knoten im Istzustand) überschreiten diesen Wert deutlich und mussten vorab verkleinert werden. Im ersten Schritt wurden dafür alle Elemente gelöscht, die im Rahmen der Klarwasserberechnung nicht benetzt wurden. Daraufhin wurde der Lotzebach in drei Teilmodelle, der Tännichtgrundbach in zwei Teilmodelle aufgeteilt (vgl. Kapitel 7). Die Übergänge der Teilmodelle wurden überlappend gestaltet. Die Berechnung erfolgte in Fließrichtung, wobei die am Auslauf des oberen Teilmodells austretenden Sedimentmengen, am Zulauf des nachfolgenden Teilmodells wieder eingetragen wurden.

Feststofftransportberechnungen fanden für folgende Modellszenarios statt (vgl. Kapitel 6):

- 9160_IST_Lotze_HQ100_instat_D100_180316

- 9160_IST_Taenn_HQ100_instat_D100_180326
- 9160_IST_Amsel_HQ100_instat_D100_180416

Alle Randbedingungen der Klarwasserberechnungen (Rauheitsbeiwerte k_{St} , Zuflüsse, Auslaufrandbedingungen, Bauwerksgeometrien, globale Parameter) wurden unverändert beibehalten. Bei den neu gebildeten Teilmodellen am Lotzebach und Tännichtgrundbach wurden die zusätzlich erforderlichen Auslaufrandbedingungen (W-Q-Beziehungen) aus den vorangegangenen Klarwasserberechnungen hergeleitet. Zu beachten ist, dass im HYDRO_FT-Modul kein Stofftransport durch Durchlässe, die als Nodestring-Randbedingungen im Modell abgebildet sind, berechnet wird. An solchen Punkten kommt es entweder zur vollständigen Ablagerung der mitgeführten Sedimente am Durchlasseinlauf oder bei einer Überströmung einer querenden Straße zum Sedimenttransport aus dem Gewässer über die Straße. Eine Beeinflussung der Strömungsberechnung durch den Feststofftransport findet nur durch die Änderung der Netzgeometrie durch Erosion oder Sedimentation statt. Die Parameter des Wassers (Dichte, Viskosität) werden durch die simulierte Stoffaufnahme nicht beeinflusst.

Erosionen wurden nur im Bereich der Gewässerbetten, nicht auf den Vorländern zugelassen. Ein Eintrag von Feststoffen von den Vorländern, bspw. durch seitliche Einströmungen von landwirtschaftlichen Flächen, wurde nicht abgebildet. Ein Austrag von Sedimenten aus den Gewässerbetten und ihre Ablagerung auf den Vorländern sind möglich. So abgelagerte Sedimente können auf den Vorländern bei einer erneuten Überströmung wieder aufgenommen und weiter transportiert werden.

Im Ergebnis der Feststofftransportberechnungen liegen, zusätzlich zu den Ergebnissen des HYDRO_AS-Moduls, die veränderten Netzgeometrien (kennzeichnen Abträge und Ablagerungen) sowie die veränderten mittleren Korndurchmesser und Konzentrationen in den Gewässerbetten und auf den Vorländern vor (hier nicht relevant, da sich bei einer Einkornberechnung durch Umlagerungen keine Änderung ergeben).

Es wird eingeschätzt, dass die Ergebnisse der Feststofftransportberechnungen qualitative Aussagen zu erosions- bzw. sedimentationsgefährdeten Bereichen ermöglichen. Verlässliche quantitative Angaben zu den transportierten Mengen und den zu erwartenden Abtragstiefen bzw. Auflandungshöhen sind ohne eine detaillierte Kalibrierung jedoch nicht möglich.

Die Ergebnisse der Feststofftransportberechnungen wurden weiterverarbeitet, indem die errechneten Auflandungshöhen der Gewässersohlen in den sedimentationsgefährdeten Strecken in das 2D-HN-Modellnetz für Klarwasserberechnungen eingearbeitet wurden. In diesem Modellnetz wurden außerdem die Konstruktionsunterkanten von Brücken bzw. Verrohrungen, die im Istzustand bei HQ(100) eingestaut werden, um 50 cm herabgesetzt, um einen Treibgutversatz zu simulieren. Auch die Querschnittsgröße von Durchlässen wurde dafür in ähnlicher Weise verändert.

Mit dem entstandenen Modellszenario „Verklausung“ wurden stationäre sowie instationäre Wasserspiegellagenberechnungen für HQ(25), HQ(100) und HQ(500) (instationär mit den Niederschlagsdauern 45, 60, 75, 90 und 105 Minuten) durchgeführt. Die Systematik der entsprechenden Modellbezeichnungen ist in Kapitel 6 beschrieben. Auch die Ergebnisauswertung erfolgte analog zu den Berechnungen mit der Basisversion, indem bei den instationären Betrachtungen aus den Ergebnissen der einzelnen Niederschlagsdauern eine Umhüllende gebildet wurde.

Die mit den Feststoffberechnungen ermittelten sedimentationsgefährdeten Gewässerstrecken und die mit dem Modellszenario „Verklausung“ errechneten Überschwemmungsflächen wurden in den Karten der HWRMP-Anlage 5 ausgewiesen.

14 Weiterverarbeitung der Modellergebnisse

Im Anschluss an die HQ(T)-Berechnungen im Istzustand und im Planzustand der Vorzugsvariante wurden zunächst die an den benetzten Modellknoten ermittelten maximalen Wasserstands- und Fließgeschwindigkeitswerte in einen Punktvektor-Datensatz und anschließend mit der Software ArcGIS 10.1 in ein unregelmäßiges Dreiecksnetz in Form eines ESRI-Terrains überführt. Mit diesem Schritt wurden alle im Berechnungsnetz des hydraulischen Modells vorhandenen Aussparungen wie Gebäude, Pfeiler und Widerlager durch Interpolation mit Wasserspiegelwerten ausgefüllt.

Die daraus abgeleiteten ESRI-TINs bzw. ESRI-Grids wurden für alle zu betrachtenden Hochwasserereignisse jeweils mit dem Berechnungsnetz des HN-Modells verschnitten, um Überflutungsflächen und Überstauhöhen zu ermitteln. Durch die Berücksichtigung sämtlicher Bruchlinien aus terrestrischen Vermessungen oder Aerotriangulationen und die große Knotendichte des Berechnungsnetzes ist eine hohe Genauigkeit der auf diese Weise ermittelten Überflutungsflächen und -tiefen gewährleistet.

Die Verschneidung der Wasserspiegel mit der Geländeoberfläche erfolgte rasterzellenweise mit der Auflösung von 1,0 m. Dabei wird ein Ergebnistraster erzeugt, welches die Identifizierung überschwemmter und trocken verbleibender Flächen einschließlich der jeweiligen Flächengrößen und -volumina erlaubt. Damit ist es auch möglich, die Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten beliebig zu klassifizieren.

Alle während der Projektbearbeitung erzeugten und letztendlich verwendeten GIS-Datensätze sind Bestandteil der digitalen Auslieferung des HWRM-Plans.