

Konzeptionelle Vorplanung für Maßnahmen zur Zielerreichung für den ökologischen Zustand nach EU-WRRL in der Nuthe

Schlussbericht Leistungsphase 2, Ergebnisse der 1D hydraulischen Gewässermodellierung

Auftraggeber:

Ministerium für Ländliche Entwicklung, Umwelt und
Verbraucherschutz
Heinrich-Mann-Allee 103, D - 14473 Potsdam
mit fachlicher Betreuung durch das Landesumweltamt (LUA)

Auftragnehmer:

DHI-WASY GmbH
Waltersdorfer Straße 105, D - 12526 Berlin
Tel.: +49 (30) 67 99 98-0
Fax: +49 (30) 67 99 98-99
E-Mail: mail@dhi-wasy.de
Netz: www.dhi-wasy.de

Berlin, 21.04.2009

Prof. Dr. Stefan O. Kaden



Inhaltsverzeichnis

1	Veranlassung, Aufgabenstellung	6
2	Grundlagen und Modellbeschreibung	7
3	Kalibrierung	18
4	Ableiten und Festlegung des Basiszustandes	26
4.1	Einleitung	26
4.2	Ermittlung der maximalen Leistung der Stadtnuthe und des Königsgrabens	26
4.3	Aufteilungsbestimmung.....	40
5	Hydrologische Ergebnisse auf Basis des neu definierten Basiszustandes	42
5.1	Einleitung	42
5.2	MNQ	43
5.3	MQ.....	45
5.4	HQ ₁₀₀	48
6	Maßnahmen	56
6.1	Einleitung	56
6.2	Seeluch	57
6.2.1	Einleitung	57
6.2.2	Untersuchungen zum idealen Ausbauprofil auf Basis eines MQ-Ereignisses	61
6.2.3	Untersuchungen zur maximalen erlaubten Leistung des idealen Ausbauprofiles (HQ ₅ /HQ ₂)	72
6.2.4	Untersuchungen zur idealen Aufteilung und Entwurf des Aufteilungsbauwerks in der Nuthe.....	74
6.2.4.1	Entwurf des Aufteilungsbauwerks am Seeluch.....	74
6.2.4.2	Einfluss des Aufteilungsbauwerks auf den Wasserstand der Nuthe	76
6.2.5	Untersuchungen zum Einfluss des Rückstaus bei unterschiedlichen Hochwasserereignissen	78
6.2.5.1	Stationäre Betrachtungen	79
6.2.5.2	Instationäre Betrachtungen.....	83
6.2.6	Schlussfolgerungen	90
6.3	Sonstige Maßnahmen	91
6.3.1	Einleitung	91
6.3.2	Maßnahmen zur Verringerung der Sohlenbelastungen	92
6.3.3	Maßnahmen zur Verbesserung der Durchgängigkeit	100
6.3.4	Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte	101
6.3.5	Ergebnisse.....	102
6.3.5.1	Einleitung.....	102
6.3.5.2	Wasserstände	102
6.3.5.3	Geschwindigkeiten und Schubspannungen	105
6.3.5.4	Schlussfolgerungen.....	107
7	Literatur.....	108



Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1:	Berücksichtigung der Sedimente im MIKE11 Modell	7
Abbildung 2-2:	Sedimentation entlang der Stadtnuthe	8
Abbildung 2-3:	Möglicherweise überströmte Holzbrücke am km 47,18	9
Abbildung 2-4:	Im Modell berücksichtigte Teilstrecken und Wehre	10
Abbildung 2-5:	Abflussbestimmung des Kalibrierungszustandes für den Königsgraben	11
Abbildung 2-6:	Abflussbestimmung des Kalibrierungszustandes für die Nuthe	12
Abbildung 2-7:	Lage der Abflussmessungen	16
Abbildung 2-8:	Initialbelegung der Rauigkeiten im Modell	17
Abbildung 3-1:	Beispiel des Gerinnes im Bereich der unteren Nuthe (Foto: VPT, 2008)	19
Abbildung 3-2:	Angesetzte Rauigkeitsverteilungen im Modell	20
Abbildung 3-3:	Kalibrierungsergebnisse obere Nuthe	21
Abbildung 3-4:	Kalibrierungsergebnisse oberer Königsgraben	21
Abbildung 3-5:	Kalibrierungsergebnisse unterer Königsgraben	22
Abbildung 3-6:	Kalibrierungsergebnisse obere Stadtnuthe	22
Abbildung 3-7:	Kalibrierungsergebnisse untere Stadtnuthe	23
Abbildung 3-8:	Kalibrierungsergebnisse untere Nuthe	23
Abbildung 3-9:	Stationierung einiger Berechnungsknoten im Modell	24
Abbildung 3-10:	Abflusshindernis am km 41,22 der Stadtnuthe (Foto: VPT, 2008)	25
Abbildung 4-1:	Stufenfunktion der Randbedingungen	27
Abbildung 4-2:	Bereits bei mittleren Verhältnissen annähernd bordvolle Profile oberhalb des Wehres Elsthal (Foto TKO, 2008)	28
Abbildung 4-3:	Planung der Sohlengleite Elsthal (abgeleitet aus PIE & CO., 2008)	28
Abbildung 4-4:	Bordvoller Abfluss entlang der Stadtnuthe	30
Abbildung 4-5:	Bordvoller Abfluss entlang dem Königsgraben	30
Abbildung 4-6:	Problembereich C entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 39226,51 (Foto: VPT, 2008)	32
Abbildung 4-7:	Problembereich D entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 39226,51 (Foto: VPT, 2008)	33
Abbildung 4-8:	Problembereich E entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 40799,51 (Foto: VPT, 2008)	33
Abbildung 4-9:	Problembereich E entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 40568,51 (Foto: VPT, 2008)	34
Abbildung 4-10:	Problembereich F entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 41017,51 (Foto: TKO, 2008)	35
Abbildung 4-11:	Problembereich G entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 41267,51 (Foto: VPT, 2008)	35
Abbildung 4-12:	Problembereich H entlang der Stadtnuthe	36
Abbildung 4-13:	Problembereich B entlang dem Königsgraben (Foto: VPT, 2008)	37
Abbildung 4-14:	Problembereich B: geschätzte Überschwemmungen auf Basis des digitalen Geländemodells	38
Abbildung 4-15:	Problembereich E: gefährdete Wiese direkt unterhalb der Straße L73	39



Abbildung 5-1:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; obere Nuthe.....	43
Abbildung 5-2:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; Königsgraben.....	44
Abbildung 5-3:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; Stadtnuthe	44
Abbildung 5-4:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; untere Nuthe	45
Abbildung 5-5:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; obere Nuthe.....	46
Abbildung 5-6:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; Königsgraben.....	46
Abbildung 5-7:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; Stadtnuthe	47
Abbildung 5-8:	Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; untere Nuthe	47
Abbildung 5-9:	Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ100; obere Nuthe.....	50
Abbildung 5-10:	Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ100; Königsgraben	50
Abbildung 5-11:	Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ100; Stadtnuthe	51
Abbildung 5-12:	Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ100; untere Nuthe	51
Abbildung 5-13:	Ausuferungen entlang der oberen Nuthe um km 49	52
Abbildung 5-14:	Ausuferungen entlang der oberen Nuthe um km 45	52
Abbildung 5-15:	Ausuferungen entlang der untere Nuthe unmittelbar an der Mündung des Hammerfließes.....	53
Abbildung 5-16:	Ausuferungen entlang der untere Nuthe unterhalb des Wehres Liebätz	53
Abbildung 5-17:	Vergleich der berechneten Ereignisse; Stadtnuthe	55
Abbildung 5-18:	Vergleich der berechneten Ereignisse; Königsgraben.....	55
Abbildung 6-1:	Historischer Verlauf der Nuthe im Bereich des Seeluchs.....	58
Abbildung 6-2:	Derzeitiger und modellierter Verlauf der Entwässerungsgräben im Seeluch.....	59
Abbildung 6-3:	DGM und Profile im Seeluch	60
Abbildung 6-4:	Profile am Seeluch an der Stationierung 2220	60
Abbildung 6-5:	Ergebnisse des Seeluches im Ist-Zustand bei einem Durchfluss von 2,2 m ³ /s	63
Abbildung 6-6:	Überschwemmungen im Seeluch im Ist-Zustand bei einem Durchfluss von 2,2 m ³ /s ...	64
Abbildung 6-7:	Ausbau der Profile mit einer Sohlenbreite von 3,5 m	65
Abbildung 6-8:	Ergebnisse bei alternativer Sohlenbreite im Unterlauf.....	66
Abbildung 6-9:	Ergebnisse bei alternativer Sohlenbreite im Nebenlauf	67
Abbildung 6-10:	Ergebnisse bei alternativer Sohlenbreite im Oberlauf, Endergebnis der MQ-Analysen ...	68
Abbildung 6-11:	Überschwemmungsgebiet für einige der untersuchten Ausbauvarianten bei einem Durchfluss von 2,2 m ³ /s.....	69
Abbildung 6-12:	Ergebnisse, falls die Anbindung des Nebenlaufs nicht betrachtet wird	70
Abbildung 6-13:	Einfluss der angesetzten Rauigkeiten in der unteren Nuthe	71
Abbildung 6-14:	Geschwindigkeiten entlang der Strecke Oberlauf-Seeluch-Unterlauf	72
Abbildung 6-15:	Wasserstände und Ausuferungen bei HQ2 und HQ5	73
Abbildung 6-16:	Überschwemmte Flächen bei HQ2 und HQ5	74
Abbildung 6-17:	Holzspundwand	75
Abbildung 6-18:	Angestrebte und modellierte Aufteilung der Abflüsse an der Abzweigung zum Seeluch.....	76
Abbildung 6-19:	Auswirkung des Aufteilungsbauwerks in der unteren Nuthe.....	78



Abbildung 6-20:	Auswirkung des Rückstaus bis zu einem HQ10-Ereignis	80
Abbildung 6-21:	Auswirkung des Rückstaus ab einem HQ10-Ereignis.....	80
Abbildung 6-22:	Überschwemmungsgebiete beim Rückstau bis zu einem HQ10-Ereignis	81
Abbildung 6-23:	Überschwemmungsgebiete beim Rückstau ab einem HQ10-Ereignis	83
Abbildung 6-24:	Ableitung der instationären Abflusskurven	84
Abbildung 6-25:	Verengungsvarianten am unteren Ende des Seeluchs.....	85
Abbildung 6-26:	Ergebnisse bei einem instationären HQ10-Ereignis.....	86
Abbildung 6-27:	Ergebnisse bei einem instationären HQ100-Ereignis	86
Abbildung 6-28:	Überschwemmungen bei einem instationären HQ100-Ereignis	88
Abbildung 6-29:	Beidseitige Einstauung an der Nutheverwallung am km 32,21	89
Abbildung 6-30:	Abflussreduzierung am Auslass des Seeluchs bei der instationären Betrachtung	90
Abbildung 6-31:	Sohlenschubspannungen Nuthe uh. Luckenwalde	94
Abbildung 6-32:	Sohlenschubspannung Stadtnuthe.....	94
Abbildung 6-33:	Sohlenschubspannung Nuthe oh. Luckenwalde.....	95
Abbildung 6-34:	Sohlenschubspannung Königsgaben	95
Abbildung 6-35:	Fließgeschwindigkeiten, Nuthe uh. Luckenwalde.....	96
Abbildung 6-36:	Fließgeschwindigkeiten, Stadtnuthe.....	97
Abbildung 6-37:	Fließgeschwindigkeiten, Nuthe oh. Luckenwalde.....	97
Abbildung 6-38:	Fließgeschwindigkeiten, Königsgaben	98
Abbildung 6-39:	Erosionsgefährdete Bereiche	99
Abbildung 6-40:	Umsetzung der Maßnahme an der Brücke am km 38,7.....	101
Abbildung 6-41:	Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der Stadtnuthe bei einem MQ- Ereignis.....	103
Abbildung 6-42:	Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der oberen Nuthe bei einem MQ- Ereignis.....	103
Abbildung 6-43:	Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der Stadtnuthe bei einem HQ100- Ereignis.....	104
Abbildung 6-44:	Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der oberen Nuthe bei einem HQ100-Ereignis	104
Abbildung 6-45:	Einfluss der Stützwälle auf die Schubspannungen.....	106
Abbildung 6-46:	Einfluss der Stützwälle auf die Fließgeschwindigkeiten	106

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Beim HQ ₁₀₀ möglicherweise überströmte Brücken, die als Wehr im MIKE11 Modell berücksichtigt wurden	9
Tabelle 2-2:	Abflusslängsschnitte für MNQ, MQ und MHQ (aus Schlussbericht Leistungsphase 2).....	13
Tabelle 2-3:	Abflusslängsschnitt für die HQ _T (aus Schlussbericht Leistungsphase 2)	13
Tabelle 2-4:	Zuflüsse der Kalibrierung und Aufteilung der Flüsse	14
Tabelle 2-5:	Rauigkeiten, abgeleitet aus den Abflussmessungen.....	16
Tabelle 4-1:	Angestrebte Aufteilung des Abflusses zwischen Stadtnuthe und Königsgaben	41
Tabelle 5-1:	Randbedingungen der untersuchten hydrologischen Ereignisse	42



Tabelle 6-1:	Abflussaufteilung im Seeluch (m ³ /s).....	69
Tabelle 6-2:	Zuflussraten der stationären Berechnungen oberhalb der Abzweigung zum Seeluch (m ³ /s)	79
Tabelle 6-3:	Kritische Schubspannungen und Fließgeschwindigkeiten	92



1 Veranlassung, Aufgabenstellung

Im Rahmen der Umsetzung der EU-WRRL (2000/60/EG) beauftragte das Ministerium für Ländliche Entwicklung, Umwelt und Verbraucherschutz (MLUV) planerische Voruntersuchungen zu einzelnen Schwerpunktbereichen für ein Teileinzugsgebiet der Nuthe. Dabei sind Maßnahmen zur ökologischen Zielerreichung gem. Vorgaben der EU-WRRL in Abschnitten zu überprüfen und begründete, umsetzbare Maßnahmen vorzuschlagen.

Nach der EU-WRRL ist ein guter ökologischer Zustand für die natürlichen Gewässer bis 2015 zu erreichen. Zur Vorbereitung der Maßnahmenprogramme werden im Land Brandenburg Gewässerentwicklungskonzepte (GEK) aufgestellt (MLUV, 2007). Die Ergebnisse der zu erarbeitenden konzeptionellen Vorplanung für Maßnahmen an der Nuthe sollen in die GEK einfließen.

Laut Aufgabenstellung soll für die konzeptionelle Vorplanung ein stationäres 1D hydraulisches Gewässermodell aufgebaut werden. Der vorliegende Band beschreibt dieses Modell im Detail und die mit dem Modell erzielten Ergebnisse werden ausführlich dargestellt.

In Abschnitt 2 werden die Grundlagen und der Aufbau des Modells besprochen. Hier wird detailliert auf die Belegung der Rauigkeitswerte und die Randbedingungen eingegangen. In Abschnitt 3 werden die erzielten Kalibrierungsergebnisse dargestellt. Hier wird auch die endgültige Belegung der Rauigkeitswerte bestimmt. Die Kalibrierung wurde auf Basis des vorhandenen wasserwirtschaftlichen Systems vorgenommen. Da es aber bereits fortgeschrittene Pläne für einige neue Bauwerke (z. B. das Wehr Elsthal) gibt, wurde beschlossen, die Variantenberechnungen (z. B. die Berechnungen zum Einfluss der geplanten Maßnahmen) nicht im Vergleich zum Kalibrierungszustand, sondern im Vergleich zu einem neu zu definierenden Basiszustand durchzuführen, der die wesentlichen geplanten Änderungen des Systems bereits beinhaltet. Dieser Basiszustand wird im Abschnitt 4 festgelegt und beschrieben. Mit diesem Basismodell wurden die hydrologischen Ereignisse MNQ, MQ und HQ_{100} berechnet. Die Ergebnisse sind im Abschnitt 5 dargestellt. Für die beiden letzten Ereignisse wird im anschließenden Abschnitt 6 dargestellt, wie die in Band 1 und die aus der Auswertung der Ergebnisse des Basiszustandes abgeleiteten Maßnahmen sich auf die Wasserstände, Geschwindigkeiten und Schubspannungen auswirken. Ein wesentlicher Teil dieses Abschnittes wird von der Analyse der Anbindung des Seeluches eingenommen. Hier werden, wo nötig, auch weitere hydrologische Ereignisse (HQ_2 , HQ_{10} , etc.) herangezogen, um die Auswirkungen der Anbindung zu quantifizieren.



2 Grundlagen und Modellbeschreibung

Als Basis des 1D hydraulischen Modells wurde das Modellierungssystem MIKE11 (DHI, 2002) verwendet.

Zum Aufbau eines MIKE11 Modells werden im Wesentlichen folgende Angaben benötigt:

- Flussnetz
- Querprofile
- Bauwerksmaße und Einstellungen der beweglichen Bauwerke
- Randbedingungen (Zuflüsse im Oberlauf der angebundenen Flüsse sowie Zuflüsse entlang dem Flussnetz und Wasserstände oder eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung im Unterlauf des Modells)
- Rauigkeitsbeiwerte.

Flussnetz, Querprofile und Bauwerke

Das Flussnetz sowie auch die Querprofile und die Bauwerksangaben wurden der von der Firma VPT-Perleberg in März und April 2008 durchgeführten Vermessung übernommen. Teilweise wurden dabei die Bauwerksangaben durch Informationen des Auftraggebers ergänzt. Bei der Vermessung wurden sowohl die Sohlen wie auch die Oberkante der Sedimentation aufgenommen. Beide Sohlenvarianten wurden in das MIKE11 Modell integriert. Als Beispiel ist das Profil an km 38,45 (Stadtnuthe) in der nächsten Abbildung dargestellt. In der Abbildung sind links das originale Profil der Firma VPT und rechts das in MIKE11 integrierte Profil abgebildet. Im Modell wurde das Profil gedreht, so dass das rechte Ufer (in Fließrichtung) auch tatsächlich rechts dargestellt wird.

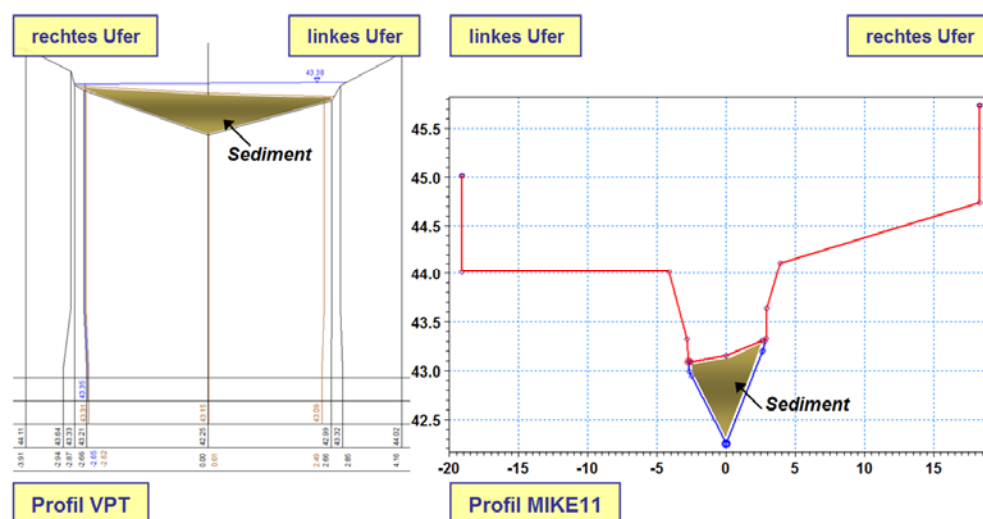


Abbildung 2-1: Berücksichtigung der Sedimente im MIKE11 Modell

Die durchgeführte Vermessung hat gezeigt, dass sich die von abgelagerten Sedimenten betroffenen Stellen hauptsächlich entlang der Stadtnuthe



befinden. Direkt oberhalb des Wehres Papiermühle ist über eine Länge von ca. 1,5 km eine deutliche Sedimentation vorhanden. Im Mittel beträgt die Sedimentationsschicht hier 30 bis 40 cm. Am km 37,7* wurde sogar eine Mächtigkeit von etwa 85 cm aufgezeichnet. In unmittelbarer Nähe (sowohl oberhalb als unterhalb) der beiden Wehre Elsthal und Kleinbahn SN ist gleichfalls eine Sedimentationsschicht vorhanden, wobei diese im Bereich oberhalb des Wehres Elsthal am ausgeprägtesten ist. Weitere Sedimentationsstellen befinden sich in der unteren Nuthe an der Mündung des Hammerfließes und in der oberen Nuthe direkt unterhalb des Wehres Kolzenburg am km 44,4*. An dem zuletzt genannten Profil beträgt die Sedimentationsschicht ca. 45 cm, es handelt sich jedoch um lediglich ein vermessenes Profil. Im Königsgraben befindet sich nennenswerte Sedimentation nur zwischen den beiden Wehren Einlaufwehr und Kleinbahn KG. Die Sedimentation entlang der Stadtnuthe ist in der nächsten Abbildung dargestellt. In rot ist die feste Sohle, in blau die Oberkante der Sedimentation hervorgehoben.

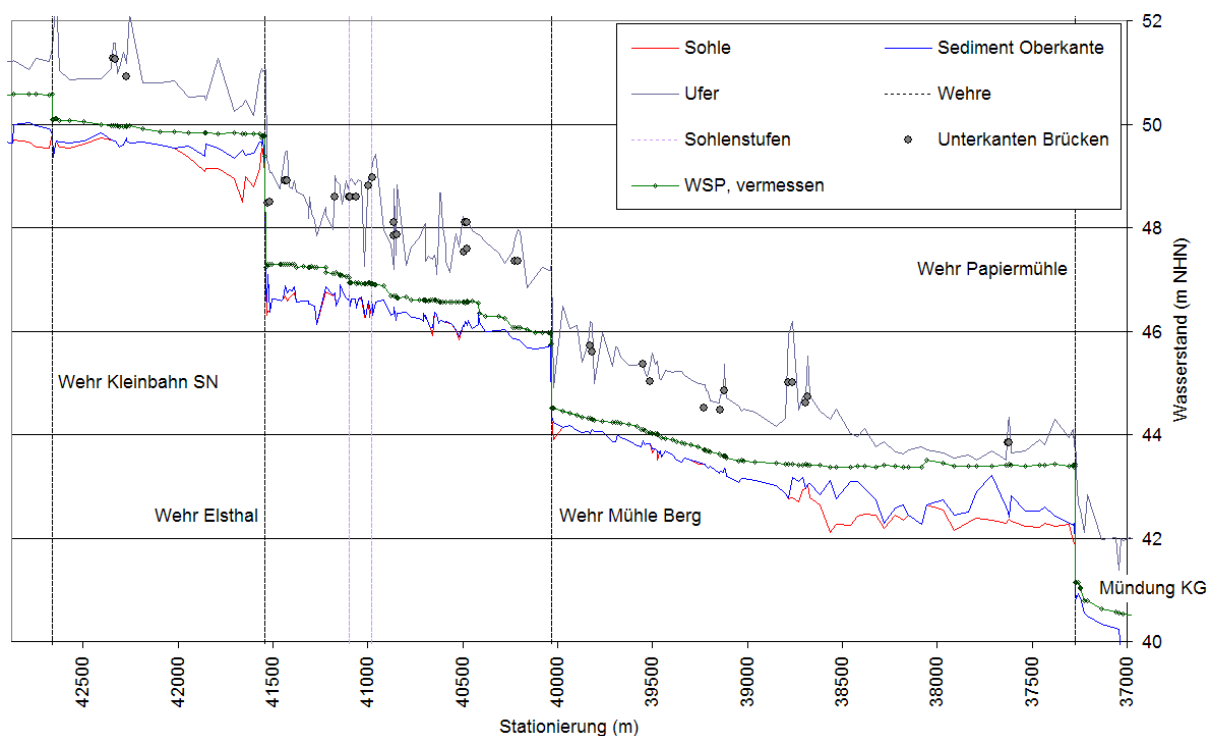


Abbildung 2-2: Sedimentation entlang der Stadtnuthe

Die Wehre entlang der Nuthe und Stadtnuthe wurden alle in das Modell übernommen. Sie sind in der Abbildung 2-4 dargestellt. Die Wehre wurden mit Ausnahme des Wehres Kleinbahn Stadtnuthe durchgehend als überströmische Wehre im Modell abgebildet. Das Wehr Kleinbahn Königsgraben ist jedoch eigentlich ein unterströmisches Wehr. Da die Wehre bei den untersuchten Hochwasserereignissen komplett geöffnet werden, beeinflusst diese Annahme die Ergebnisse nicht. Bei den Brücken wurde zuerst angenommen, dass bei einem HQ_{100} Ereignis die Brücken nicht überspült werden. Die Brücken wurden vereinfacht als geschlossene Profile im Modell berücksichtigt, wobei die Maße der Profile mit den vermessenen Brücken übereinstimmen (Breite sowie Unterkante der Brücke). Im An-



schluss wurde ein HQ_{100} Ereignis berechnet, um zu überprüfen, ob diese Annahme auch richtig war. Für die Brücken, an denen der so berechnete Wasserstand bis zur Unterkante der Brücke ansteigt, wurden zusätzlich Wehre im Modell eingebaut, womit eine Überströmung der Brücken abgebildet werden kann. Die Brücken, die hiervon betroffen sind, sind in der nächsten Tabelle aufgelistet. Es handelt sich dabei durchgehend um kleinere Holz- und Betonbrücken und einen Metallsteg. Als Beispiel ist in Abbildung 2-3 die Brücke am km 47,18 der Nuthe dargestellt.



Abbildung 2-3: Möglicherweise überströmte Holzbrücke am km 47,18

Tabelle 2-1: Beim HQ_{100} möglicherweise überströmte Brücken, die als Wehr im MIKE11 Modell berücksichtigt wurden

Fluss	Stationierung	Beschreibung der Brücke
Nuthe	29308.5	Holzbrücke
Nuthe	31991.5	Holzbrücke
Nuthe	33109.5	Holzbrücke
Nuthe	34301.5	Holzbrücke
Nuthe	35101.5	Betonbrücke (landwirtschaftlich genützt)
Nuthe	44666.01	Metallbrücke
Nuthe	45078.01	Metallsteg (0,5 m breit)
Nuthe	47181.51	Holzbrücke (1,45 m breit)
Nuthe	48683.01	Betonbrücke (mit Sandweg)
Königsgraben	603.985	Holzbrücke (0,6 m breit)
Königsgraben	5721.985	Holzbrücke (0,8 m breit)

In Absprache mit dem Auftraggeber wurde das Flussnetz in 9 Teilstrecken aufgeteilt, damit die Auswertung der Wasserstände auch nach der Modellübergabe bequem erfolgen kann. Die Teilstrecken werden in erster Linie durch die Nebenflüsse (z. B. Steinerfließ und Hammerfließ) bestimmt.



Sie sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Die Trennung der Abschnitte NU_AS2 und NU_AS3 ist an der Mündung des Hammerfließes positioniert. Der Königsgraben ist mit der Teilstrecke NU_AS6 und die Stadtnuthe mit SN erfasst.

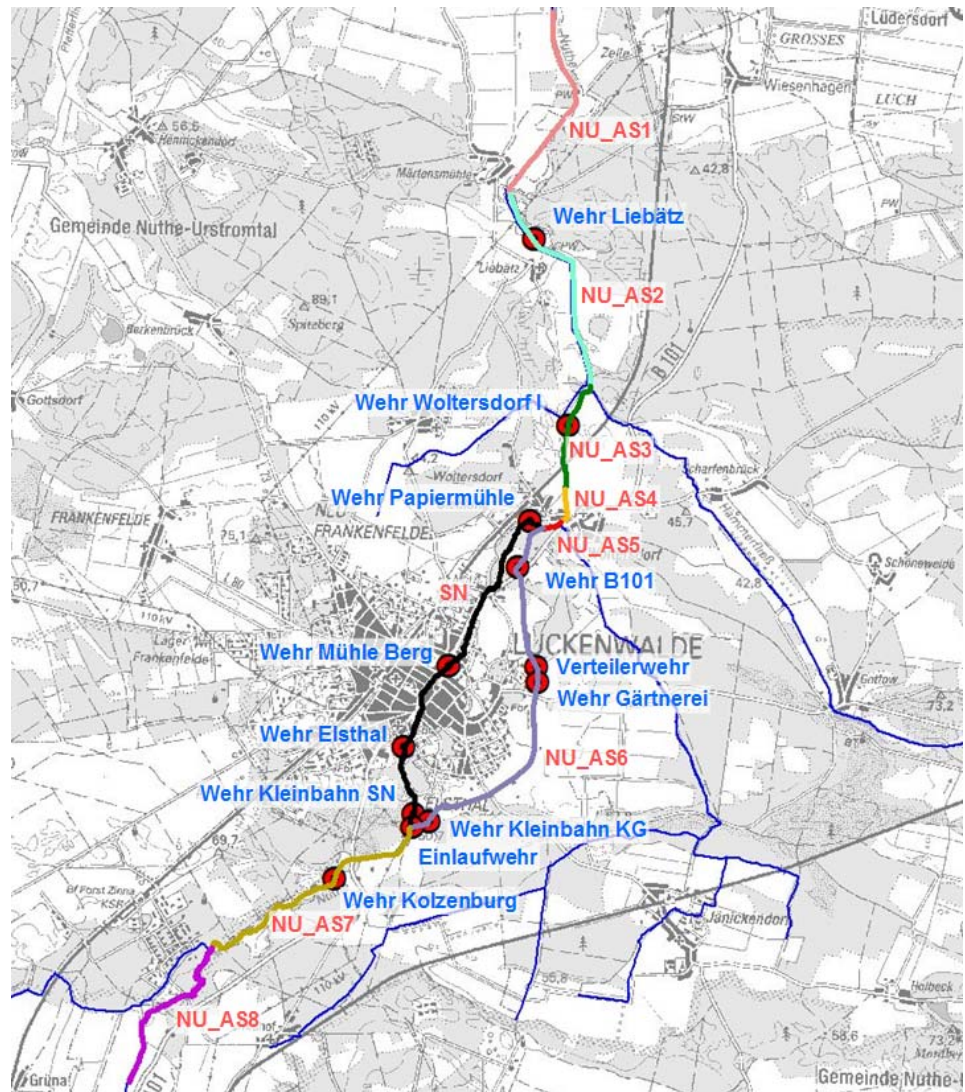


Abbildung 2-4: Im Modell berücksichtigte Teilstrecken und Wehre

Randbedingungen

Bei den Randbedingungen ist zu unterscheiden zwischen den Zuflüssen und der unteren Randbedingung des Modells sowie auch zwischen dem Kalibrierungszustand und den hydrologischen Ereignissen. Die untere Randbedingung ist durch das Wehr Märtensmühle belegt. Hier wurde bei der Vermessung ein Wasserstand von ca. 37,0 m NHN vermessen. Bei höheren Abflüssen ist jedoch mit einem höheren Wasserstand zu rechnen. Bei den Hochwasserereignissen wurde der Wasserstand entsprechend höher gesetzt. Aus dem Wasserstand am Wehr Woltersdorf wurde abgeleitet, dass der Wasserstand in Märtensmühle bei einem HQ_{100} wahrscheinlich ca. 37,65 m NHN beträgt. Das Wehr Märtensmühle liegt soweit unterhalb, dass die Randbedingung die Ergebnisse oberhalb vom Wehr



Woltersdorf (und damit der gesamte Stadtnuthe und Königsgraben) nicht mehr beeinflusst. Bei den Untersuchungen zur Anbindung des Seeluches war dies jedoch nicht mehr der Fall. Für diese Berechnungen und dabei insbesondere bei den instationären Untersuchungen wurde eine WQ-Beziehung am Wehr abgeschätzt.

Die Zuflüsse am oberen Rand des Modells (km 50,0 der Nuthe) und die Zuflüsse über die Einleitungen und Nebenflüsse wurden für einzelne hydrologische Ereignisse über eine Pegelstatistik der vorhandenen Pegel Jüterbog/Bürgermühle, Lindenberg und Woltersdorf I in Kombination mit den Einzugsgebietsgrößen bestimmt. Die Berechnung der einzelnen Zuflussraten werden detailliert in der in diesem gleichen Band enthaltenen Dokumentation der Ergebnisse der N-A-Modellierung Luckenwalde beschrieben. In Tabelle 2-2 und Tabelle 2-3 sind die für das Modell relevanten Werte der einzelnen Modellzuflüsse aufgelistet.

Zusätzlich zu den Pegelstatistiken sind an den genannten Pegeln auch die Abflüsse an den Vermessungstagen bekannt. Die Vermessung konnte leider logischerweise nicht an einem einzigen Tag durchgeführt werden. Das erste Profil wurde am 4. März und das letzte Profil am 25. April 2008 aufgenommen. Da laut Aufgabenstellung ein stationäres Modell aufgebaut werden sollte, müsste daher aus den vorhandenen Abflusswerten während dieser Periode ein einzelner repräsentativer Abflusswert für sowohl die drei genannten Pegel, den Pegel Woltersdorf II (Zufluss Hammerfließ) als auch für die Teileinzugsgebiete aus Tabelle 2-2 definiert werden. Dazu wurden jedem vermessenen Profil über das Aufnahmedatum des Profils die Abflusswerte für die 4 Pegel zugeordnet. Dies ist in den nächsten Abbildungen dargestellt. Aus den Abbildungen kann abgeleitet werden, dass während der Vermessung der Stadtnuthe und auch des Königsgrabens die Abflüsse der Pegel relativ konstant waren. Im Oberlauf und Unterlauf der Nuthe sind jedoch starke Schwankungen der Abflüsse in der Vermessungsperiode aufgezeichnet.

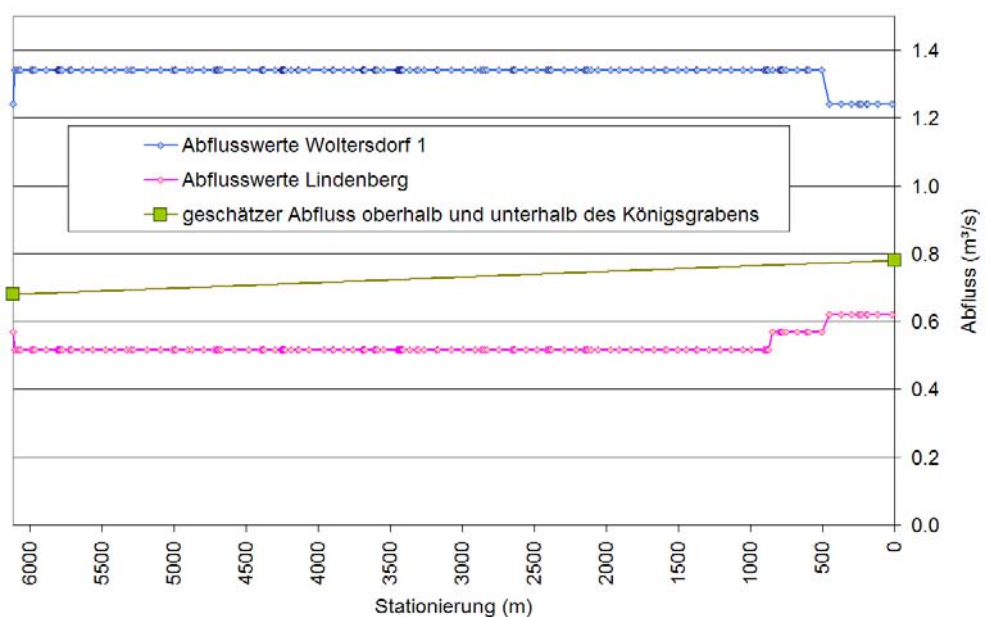


Abbildung 2-5: Abflussbestimmung des Kalibrierungszustandes für den Königsgraben

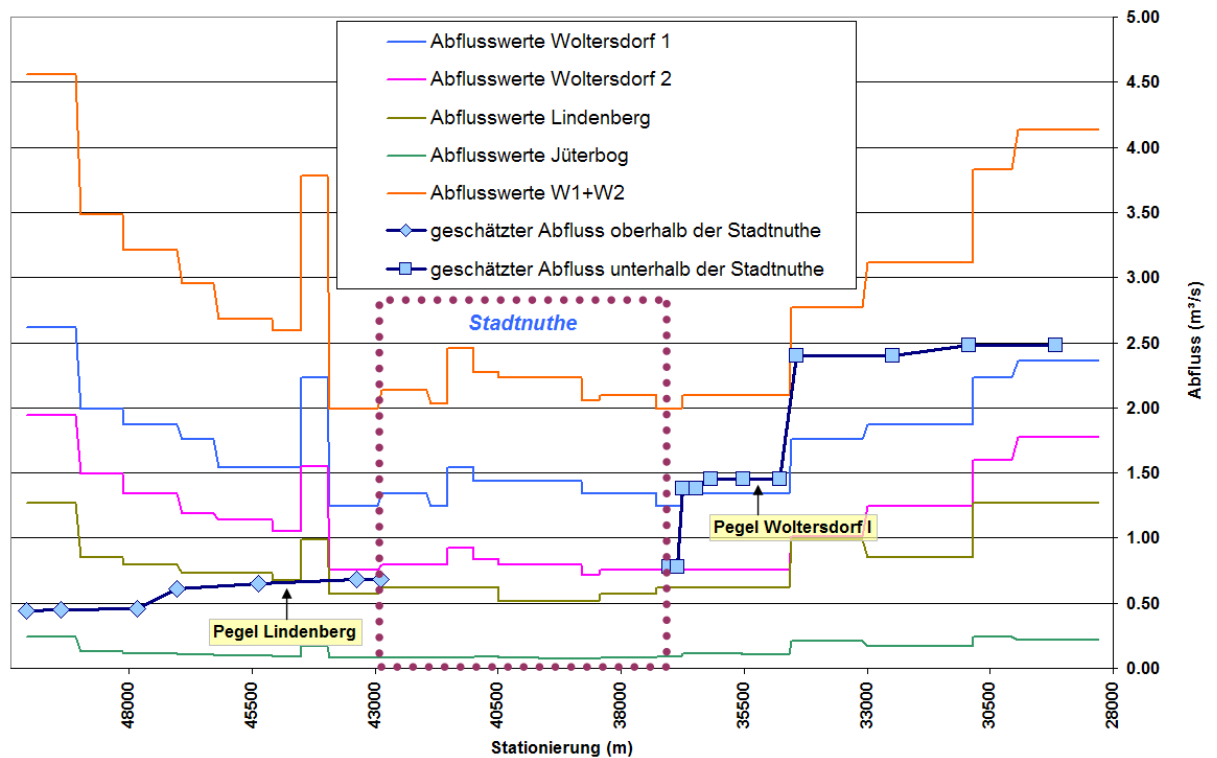


Abbildung 2-6: Abflussbestimmung des Kalibrierungszustandes für die Nuthe

Da die Stadtnuthe und der Königsgraben die beiden wichtigsten Teilstrecken bei den Untersuchungen bilden, sind die während der Vermessung dieser beiden Teilstrecken aufgezeichneten Abflüsse an den Pegeln als repräsentativ für das Kalibrierungsereignis betrachtet worden. Dabei sind folgende Abflusswerte der Pegel bestimmt worden;

- Pegel Jüterbog/Bürgermühle: 0,11 m³/s
- Pegel Lindenberg: 0,65 m³/s
- Pegel Woltersdorf I: 1,45 m³/s
- Pegel Woltersdorf II: 0,95 m³/s

Aus den oben dargestellten Abbildungen wird deutlich, dass bei den genannten Abflusswerten die realen Abflusswerte im Ober- und Unterlauf der Nuthe unterschätzt werden. Dies gilt insbesondere für die Bereiche unterhalb der Mündung des Hammerfließes und oberhalb des Wehres Kolzenburg. Dies wurde bei der Kalibrierung berücksichtigt.

Für die Aufteilung der Zuflüsse wurden die Angaben vom NA-Modell (gleicher Band, Ergebnisse der N-A-Modellierung Luckenwalde, Tabelle 2-4 und Tabelle 2-5) herangezogen. Diese Tabellen werden hier der Übersicht halber noch einmal dargestellt (Tabelle 2-2 und Tabelle 2-3). Die für die Vermessung erstellte Aufteilung ist in

Tabelle 2-4 dargestellt. Es wird dabei darauf hingewiesen, dass sich die einzelnen Stationierungsangaben für die Gewässerquerschnitte zwischen den Tabellen des NA-Modells und denen des hydrodynamischen Modells



unterscheiden können, da Zuflüsse in MIKE11 auf etwa halber Gewässer-
 strecke berücksichtigt werden, beim NA-Modell die Berechnungsergebnisse
 jedoch am unteren Ende der Abschnitte ausgewiesen wurden.

**Tabelle 2-2: Abflusslängsschnitte für MNQ, MQ und MHQ (aus Schluss-
 bericht Leistungsphase 2)**

Gewässerquerschnitt	Fluss-km	MNQ	MQ	MHQ
		[m ³ /s]		
Nuthe, Jüterbog-Bürgermühle	54,0	0,043	0,217	1,53
Nuthe, oh. Mdg. Markendorfer Graben	53,6	0,043	0,218	1,53
Nuthe, uh. Mdg. Markendorfer Graben	53,6	0,132	0,375	1,76
Nuthe, oh. Mdg. Zinnaer Ostgraben	50,7	0,134	0,379	1,77
Nuthe, uh. Mdg. Zinnaer Ostgraben	50,7	0,138	0,387	1,79
Nuthe, oh. Mdg. Zinnaer Klostergraben	49,4	0,139	0,388	1,79
Nuthe, uh. Mdg. Zinnaer Klostergraben	49,4	0,142	0,394	1,80
Nuthe oh. Mdg. Grönaer Graben	47,1	0,146	0,401	1,81
Nuthe uh. Mdg. Grönaer Graben	47,1	0,189	0,477	1,96
Nuthe, Lindenberg Wehr OP	44,4	0,204	0,504	2,01
Nuthe, oh. Abzweig Stadtnuthe	42,9	0,205	0,523	2,05
Stadtnuthe, Pegel Luckenwalde Kleinbahnwehr OP	42,7	0,205	0,524	2,05
Stadtnuthe, Pegel Luckenwalde Postbrücke	40,5	0,205	0,544	2,09
Stadtnuthe, oh. Mdg. Königsgraben	37,0	0,206	0,556	2,12
Nuthe, uh. Mdg. Königsgraben	37,0	0,207	0,592	2,19
Nuthe, oh. Mdg. Steinerfließ	36,8	0,207	0,592	2,19
Nuthe, uh. Mdg. Steinerfließ	36,8	0,222	1,03	2,98
Nuthe, oh. Mdg. Kreuzfeldgraben	36,2	0,222	1,03	2,98
Nuthe, uh. Mdg. Kreuzfeldgraben	36,2	0,224	1,08	3,09
Nuthe, Woltersdorf 1 Wehr OP	35,2	0,224	1,08	3,09
Nuthe, oh. Mdg. Hammerfließ	34,5	0,224	1,08	3,09
Nuthe, uh. Mdg. Hammerfließ	34,5	0,470	2,19	4,39
Nuthe, oh. Mdg. Illichengraben	30,9	0,474	2,21	4,42
Nuthe, uh. Mdg. Illichengraben	30,9	0,488	2,28	4,51
Nuthe, oh. Mdg. Polenzgraben	29,0	0,489	2,28	4,52

**Tabelle 2-3: Abflusslängsschnitt für die HQ_T (aus Schlussbericht Leis-
 tungsphase 2)**

Gewässerquerschnitt an der Nuthe	Fluss-km	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₀	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀	HQ ₂₀₀
		[m ³ /s]						
Nuthe, Jüterbog-Bürgermühle	54,0	1,42	2,02	2,37	2,68	3,05	3,30	3,54
oh. Mdg. Markendorfer Graben	53,6	1,42	2,02	2,37	2,68	3,05	3,31	3,55
Nuthe, uh. Mdg. Markendorfer Graben	53,6	1,78	2,51	2,97	3,43	3,99	4,38	4,75



Gewässerquerschnitt an der Nuthe	Fluss-km	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₀	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀	HQ ₂₀₀
		[m ³ /s]						
Nuthe, oh. Mdg. Zinnaer Ostgraben	50,7	1,79	2,52	2,99	3,45	4,02	4,41	4,78
Nuthe, uh. Mdg. Zinnaer Ostgraben	50,7	1,81	2,55	3,03	3,50	4,08	4,48	4,86
Nuthe, oh. Mdg. Zinnaer Klostergraben	49,4	1,81	2,56	3,03	3,51	4,09	4,49	4,88
Nuthe, uh. Mdg. Zinnaer Klostergraben	49,4	1,83	2,58	3,06	3,54	4,13	4,54	4,93
Nuthe oh. Mdg. Grönaer Graben	47,1	1,85	2,61	3,09	3,58	4,18	4,60	5,00
Nuthe uh. Mdg. Grönaer Graben	47,1	2,07	2,91	3,47	4,05	4,77	5,27	5,75
Nuthe, Lindenberg Wehr OP	44,4	2,15	3,02	3,60	4,22	4,98	5,51	6,02
Nuthe, oh. Abzweig Stadtnuthe	42,9	2,16	3,06	3,67	4,33	5,16	5,74	6,31
Stadtnuthe, Pegel Luckenwalde Kleinbahnwehr OP	42,7	2,16	3,06	3,68	4,34	5,16	5,74	6,31
Stadtnuthe, Pegel Luckenwalde Postbrücke	40,5	2,17	3,10	3,75	4,46	5,34	5,98	6,62
Stadtnuthe, oh. Mdg. Königsgraben	37,0	2,18	3,13	3,80	4,52	5,45	6,12	6,79
Nuthe, uh. Mdg. Königsgraben	37,0	2,20	3,20	3,94	4,74	5,78	6,55	7,33
Nuthe, oh. Mdg. Steinerfließ	36,8	2,20	3,20	3,94	4,74	5,78	6,55	7,33
Nuthe, uh. Mdg. Steinerfließ	36,8	2,41	3,98	5,38	6,94	9,18	11,0	12,9
Nuthe, oh. Mdg. Kreuzfeldgraben	36,2	2,41	3,98	5,38	6,94	9,19	11,0	12,9
Nuthe, uh. Mdg. Kreuzfeldgraben	36,2	2,44	4,09	5,59	7,25	9,67	11,6	13,7
Nuthe, Woltersdorf 1 Wehr OP	35,2	2,44	4,09	5,59	7,25	9,67	11,6	13,7
Nuthe, oh. Mdg. Hammerfließ	34,5	2,44	4,09	5,59	7,25	9,67	11,6	13,7
Nuthe, uh. Mdg. Hammerfließ	34,5	3,46	5,81	7,93	10,3	13,7	16,5	19,4
Nuthe, oh. Mdg. Illichengraben	30,9	3,49	5,84	7,99	10,4	13,8	16,6	19,6
Nuthe, uh. Mdg. Illichengraben	30,9	3,56	5,97	8,16	10,6	14,1	16,9	20,0
Nuthe, oh. Mdg. Polenzgraben	29,0	3,57	5,98	8,17	10,6	14,1	17,0	20,0

Tabelle 2-4: Zuflüsse der Kalibrierung und Aufteilung der Flüsse

Fluss	Stationierung (m)	Bezeichnung	Zufluss (m ³ /s)	Abfluss (m ³ /s)
NU_AS8	50079,01	Modellanfang	0,44	0,44
NU_AS8	49391,41	Mdg. Zinnaer Klostergraben	0,01	0,45
NU_AS8	47830,63	oh. Mdg. Groenaer Graben	0,01	0,46
NU_AS7	47025,01	Mdg. Groenaer Graben	0,15	0,61
NU_AS7	45372,48	oh. Pegel Lindenberg Wehr OP	0,04	0,65
NU_AS7	43380,29	oh. Abzweig Königsgraben	0,03	0,68
Abzweigung Stadtnuthe / Königsgraben				
SN	42713,71	oh. Pegel Luckenwalde Kleinbahn Wehr OP	0	
SN	41050,97	oh. Pegel Luckenwalde Postbrücke	0,035	
SN	38499,14	oh. Mdg. Königsgraben	0,015	
NU_AS6	1904,92	Königsgraben	0,05	
Zusammenfluss Stadtnuthe / Königsgraben				0,78
NU_AS5	36849,50	oh. Mdg. Steinerfließ	0	0,78
NU_AS4	36743,00	Mdg. Steinerfließ	0,6	1,38
NU_AS4	36480,89	oh. Mdg. Kreuzfeldgraben	0	1,38



Fluss	Stationierung (m)	Bezeichnung	Zufluss (m ³ /s)	Abfluss (m ³ /s)
NU_AS3	36173,50	Mdg. Kreuzfeldgraben	0,07	1,45
NU_AS3	35515,87	oh. Pegel Woltersdorf I Wehr OP	0	1,45
NU_AS3	34776,58	oh. Mdg. Hammerfließ	0	1,45
NU_AS2	34426,50	Mdg. Hammerfließ	0,95	2,4
NU_AS2	32478,70	oh. Mdg. Illichengraben	0	2,4
NU_AS1	30935,50	Mdg. Illichengraben	0,08	2,48
NU_AS1	29165,28	oh. Modellende	0	2.48

Rauigkeitswerte

Die Rauigkeiten werden in MIKE11 als Manning-Strickler-Koeffizienten vorgegeben. Für die generelle Belegung der Rauigkeiten gibt es viele Angaben in der Literatur (z. B. Schneider, 2004), aber auch für das zu untersuchende Gebiet der Nuthe sind bereits Angaben publiziert (PPM, 1993, SVA, 1996 und BAH, 2004). Daraus ergibt sich, dass als mittlerer Richtwert eine Rauigkeit von etwa 25 m^{1/3}/s anzusetzen ist. Die Kalibrierung dient hauptsächlich dazu, die Rauigkeiten im Detail zu bestimmen. Unter den hydrologischen Bedingungen während der Vermessungsperiode ist dies jedoch recht schwierig, da die Wehre während der Vermessung durchgehend gesetzt waren. Bei gesetzten Wehren ist der Einfluss der Rauigkeit stark reduziert und wird die Genauigkeit der Kalibrierung relativ wenig von den Rauigkeitswerten beeinträchtigt. Im Hochwasserfall sind die Wehre jedoch weitestgehend geöffnet und wird der Wasserstand im Wesentlichen nur noch von der Rauigkeit bestimmt. Es wurde daher angestrebt, zusätzliche Informationen aus einem eigenen Messprogramm heranzuziehen. Dazu wurden am 15. Mai 2008 an 8 unterschiedlichen Stellen gleichzeitige Abfluss- und Wasserstandsmessungen durchgeführt (s. Abbildung 2-7). Hierzu wurde in Übereinstimmung mit der gängigen 1-Punkt-Methode (Maniak, 2005) in jedem Profil in einem horizontalen Abstand von 1 m auf 60 % der Wassertiefe die Geschwindigkeit mit einem Messflügel gemessen. Diese Geschwindigkeit entspricht in etwa der mittleren vertikalen Geschwindigkeit. Außerdem wurde die Wassertiefe an jedem Messpunkt aufgenommen. So entstanden einzelne Parzellen, wofür separat die Fläche, benetzter Umfang und die mittlere Geschwindigkeit berechnet wurden. Auf dieser Basis konnte mit dem vermessenen mittleren Sohlgefälle an den Profilen aus der Manning-Strickler-Formel profilweise die mittlere Rauigkeit abgeleitet werden. Die so ermittelten Rauigkeiten sind in der nächsten Tabelle aufgelistet. Die Werte sind im Vergleich zu dem bereits genannten Richtwert von 25 m^{1/3}/s recht gering. Lediglich die Messungen in der Stadtnuthe zeichnen vergleichbare Rauigkeitswerte auf. Es wird darauf hingewiesen, dass die Messungen teilweise in Bereichen durchgeführt wurden, die möglicherweise vom Rückstau der Wehre oder Sohlschwellen beeinflusst sind. Die Annahme, dass das Energiegefälle mit dem Sohlgefälle gleichgestellt werden kann, ist dann nicht korrekt und der korrekte Rauigkeitswert wird durch den berechneten unterschätzt.

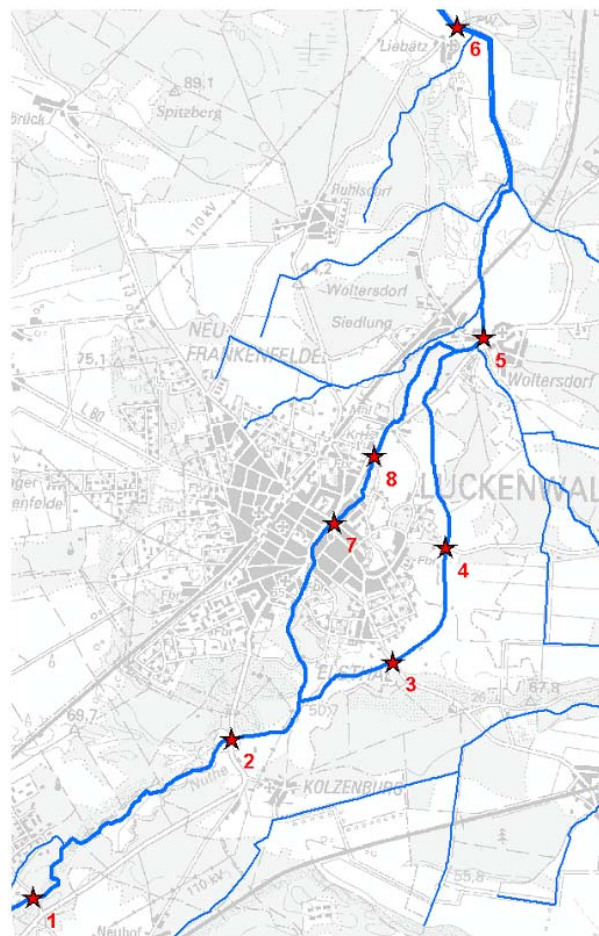


Abbildung 2-7: Lage der Abflussmessungen

Tabelle 2-5: Rauigkeiten, abgeleitet aus den Abflussmessungen

Station	Bezeichnung	Fließgeschwindigkeit (m/s)	Abfluss (m ³ /s)	Rauigkeit (m ^{1/3} /s)
1	Nuthe, km 48,3	0,33	0,24	21
2	Nuthe, km 44,3	0,27	0,33	14
3	Nuthe, km 41,8	0,20	0,23	11
4	Nuthe, km 39,9	0,09	0,29	13
5	Nuthe, km 36,6	0,22	0,63	13
6	Nuthe, km 32,0	0,12	1,16	4
7	Stadtnuthe, km 3,2	0,45	0,21	30
8	Stadtnuthe, km 2,1	0,37	0,26	26

Bei der ersten Belegung der Rauigkeiten ist dies berücksichtigt. Für die Stadtnuthe kann damit von einer mittleren Rauigkeit von 28 m^{1/3}/s und für die Nuthe und Königsgraben von 13 - 20 m^{1/3}/s ausgegangen werden. Diese Anfangsbelegung der Rauigkeitswerte ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Während der Kalibrierung hat sich herausgestellt, dass die Anpassung der Wasserstände in einigen Bereichen durch eine weitere Reduzierung der Rauigkeiten (Erhöhung der Rauigkeitskoeffizienten) verbessert werden kann. Dies wird in Abschnitt 3 detaillierter dargestellt.

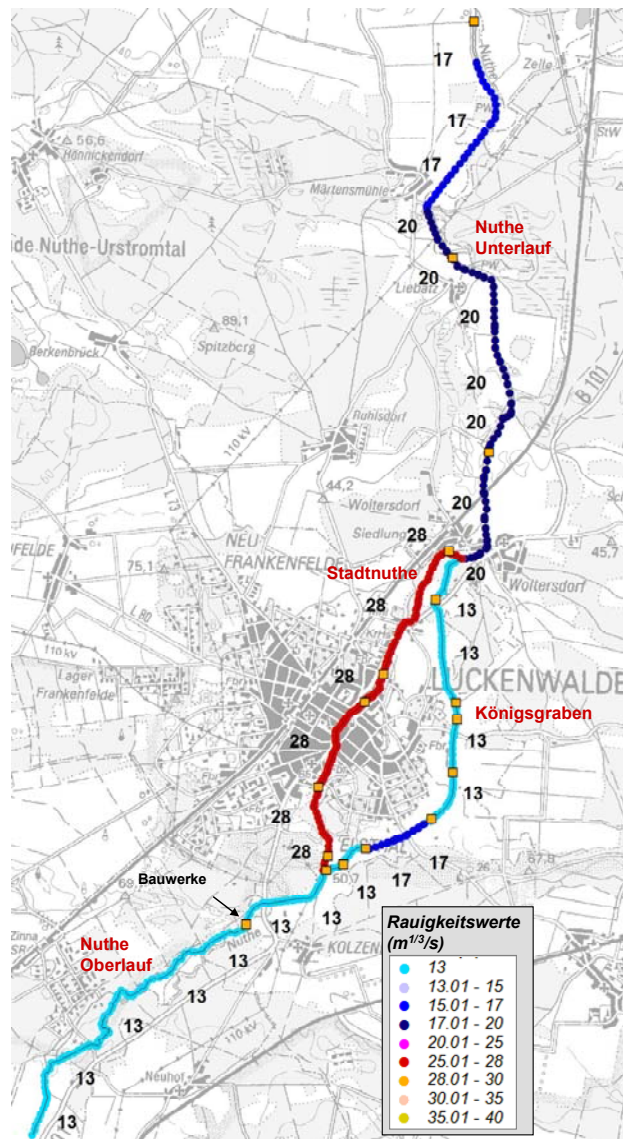


Abbildung 2-8: Initialbelegung der Rauigkeiten im Modell



3 Kalibrierung

Wie bereits im vorherigen Abschnitt angekündigt, wurden die Rauigkeiten im Modell während der Kalibrierung optimiert. Die Anpassung wurde jedoch nicht am Anfang der Modellierungsarbeiten durchgeführt. Die Berechnungen mit der in Abschnitt 2 dargestellten Rauigkeitsverteilung hatten bereits recht gute Übereinstimmungen mit den beobachteten Wasserständen erzielt. Nach dem Arbeitsgespräch zu den Ergebnissen der hydraulischen Modellierung am 1. Dezember 2008 beim LUA kam jedoch die Anforderung, die dabei vorgestellten Leistungsfähigkeiten der Stadtnuthe und Königsgraben zu überprüfen. Hintergrund war an erster Stelle die vorliegende Genehmigung, maximal in der Stadtnuthe etwa $7 \text{ m}^3/\text{s}$ einleiten zu dürfen (s. auch gleicher Band, Ergebnisse der N-A-Modellierung Luckenwalde, Tabelle 3-3). Mit der zu diesem Zeitpunkt berechneten maximalen Kapazität der Stadtnuthe (ca. $2 \text{ m}^3/\text{s}$, s. Abschnitt 4.2) war dies nicht vereinbar. Es wurde daher untersucht, inwiefern die erzielte Genauigkeit der Kalibrierung auch mit höheren Rauigkeitswerten erreicht werden kann und welcher Einfluss dies auf die Maximalleistung der Stadtnuthe und Königsgraben hat. Die Rauigkeitswerte wurden zum diesen Zweck um etwa 50 % erhöht. Die Verteilung ist in Abbildung 3-2 gegeben (Bezeichnung „K Basis, erhöht um ca. 50 %“).

Nachfolgend sind in sechs Abbildungen (Abbildung 3-3 bis Abbildung 3-8) die Kalibrierungsergebnisse für Nuthe, Königsgraben und Stadtnuthe dargestellt. Diese detaillierte Darstellung ist hier notwendig, um die unterschiedlichen Ergebnisse der verschiedenen Rauigkeitsverteilungen (in lila sind die Ergebnisse der Basisverteilung und in orange die Ergebnisse der erhöhten Rauigkeitswerte dargestellt) beschreiben zu können. Wie bereits erläutert, hat die Rauigkeit bei gesetzten Wehren nur einen begrenzten Einfluss. Die Unterschiede zwischen den unterschiedlichen Ergebnissen sind dann auch gering. Dennoch konnte aus den Simulationen eine optimierte Rauigkeitsverteilung abgeleitet werden, deren Simulationsergebnisse auch in den sechs Abbildungen mit dargestellt sind (blau gestrichelte Linien). In den Abbildungen ist stets angegeben, welche Rauigkeitsverteilung („K Basis“ oder „K erhöht“) zu den besten Ergebnissen geführt hat. Außerdem sind die Bereiche im Unter- und Oberlauf der Nuthe markiert, wo wegen des unterschätzten Abflusses (s. Abschnitt 2) eine generell abweichende Rauigkeit angesetzt wurde. Im Oberlauf wurde eine Rauigkeit von $18 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und im Unterlauf von $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt. In Abbildung 3-8 ist außerdem dargestellt, wie sich der Wasserstand im Modell entwickelt, wenn ein zusätzlicher Zufluss im Unterlauf angesetzt wird. Aus Abbildung 2-6 kann abgeleitet werden, dass die Differenz zwischen dem angesetzten und während der Vermessung tatsächlich eingetretenen Abfluss etwa $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Wenn diese Differenz im Unterlauf angesetzt wird (aufgeteilt auf zwei Einleitungsstellen) passt das Kalibrierungsergebnis viel besser mit den vermessenen Wasserständen überein (blaue gestrichelte Linie). Das Ergebnis der optimierten Rauigkeitsverteilung ohne zusätzlichen Zufluss im Unterlauf der Nuthe ist in dieser Abbildung ausnahmsweise rot gestrichelt dargestellt („WSP, K optimiert*“). Die Abbildung zeigt auch, dass unterhalb des Hammerfließes bei einem Rauigkeitswert von $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ die vermessenen Wasserstände am besten getroffen werden. Die während der Vormessung aufgenommenen Bilder (s. Abbildung 3-1) der in diesem Bereich vorhandenen Profile lassen jedoch



auf einen höheren Rauigkeitswert schließen. Mit dem Auftraggeber wurde daher vereinbart, in dem unteren Bereich der Nuthe generell von einer Rauigkeit von $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auszugehen. Die Auswirkungen dieser Annahme sind allerdings auch bei einem HQ_{100} bereits ab km 36,5 vernachlässigbar und beeinflussen demnach die Ergebnisse von Stadtnuthe und Königsgraben nicht. Für die Anbindung des Seeluches kann die Annahme jedoch schon Auswirkungen haben. Auf die generelle Machbarkeit dieser Maßnahme hat die Annahme auch kaum eine Auswirkung, lediglich die detaillierte Ausführungsplanung wird davon betroffen sein. Hierauf wird in Abschnitt 6.2 detaillierter eingegangen.



Abbildung 3-1: Beispiel des Gerinnes im Bereich der unteren Nuthe (Foto: VPT, 2008)

Die optimierte Verteilung (als „K optimiert“ bezeichnet) ist in Abbildung 3-2 dargestellt. Als Orientierungshilfe sind in Abbildung 3-9 die in Abbildung 3-3 bis Abbildung 3-8 dargestellten Stationierungen flächig dargestellt. Die dargestellte Stationierung entspricht den bei der Vermessung aufgenommenen Stationierungen.

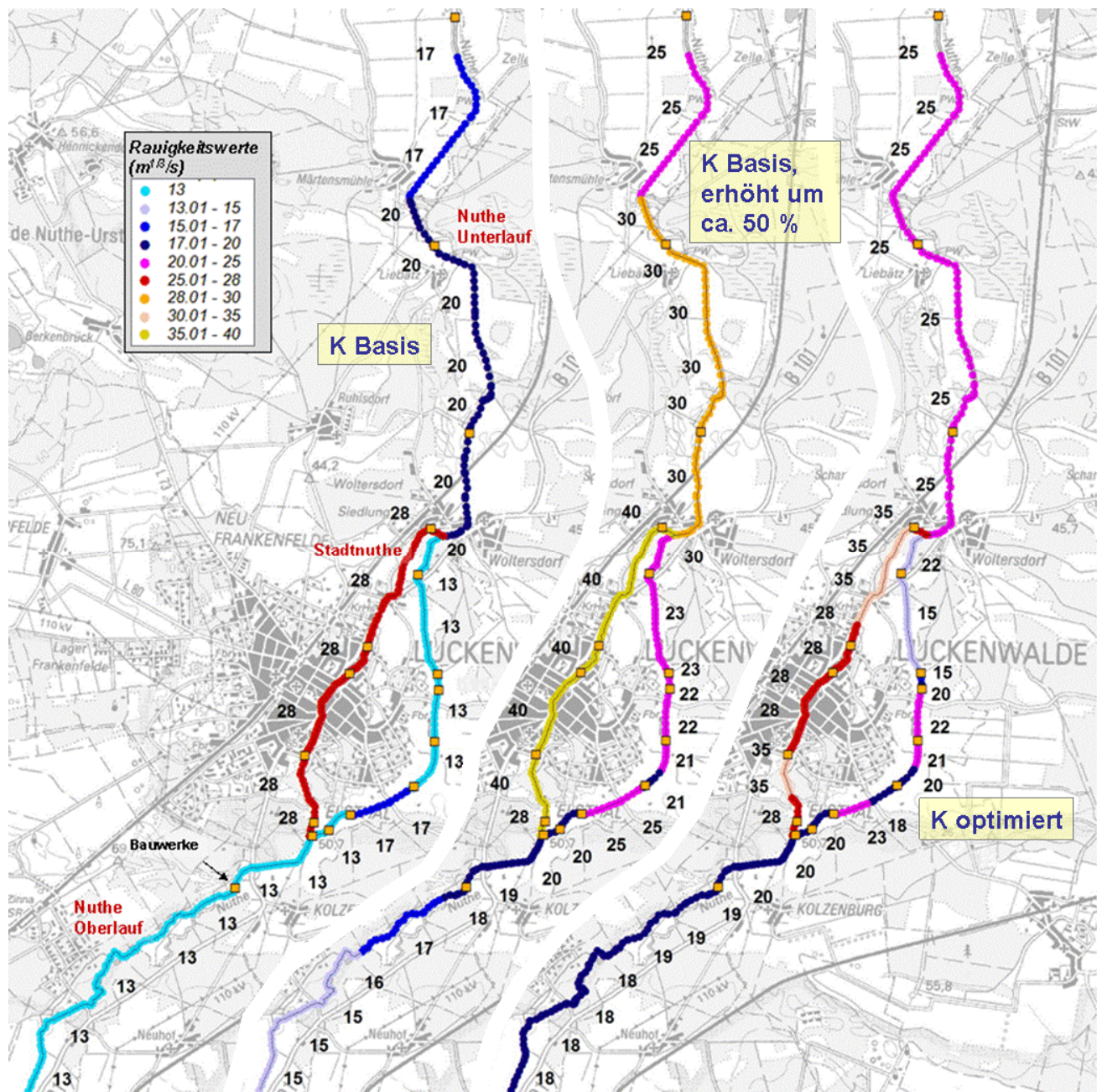


Abbildung 3-2: Angesetzte Rauigkeitsverteilungen im Modell

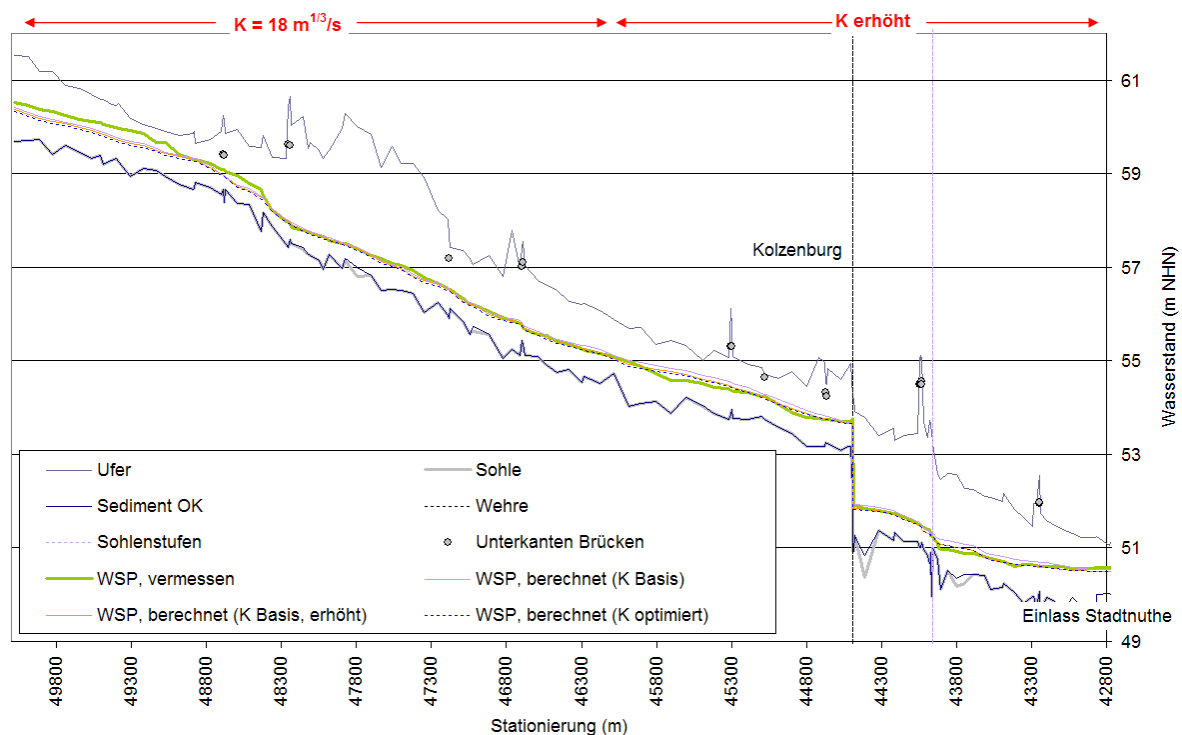


Abbildung 3-3: Kalibrierungsergebnisse obere Nuthe

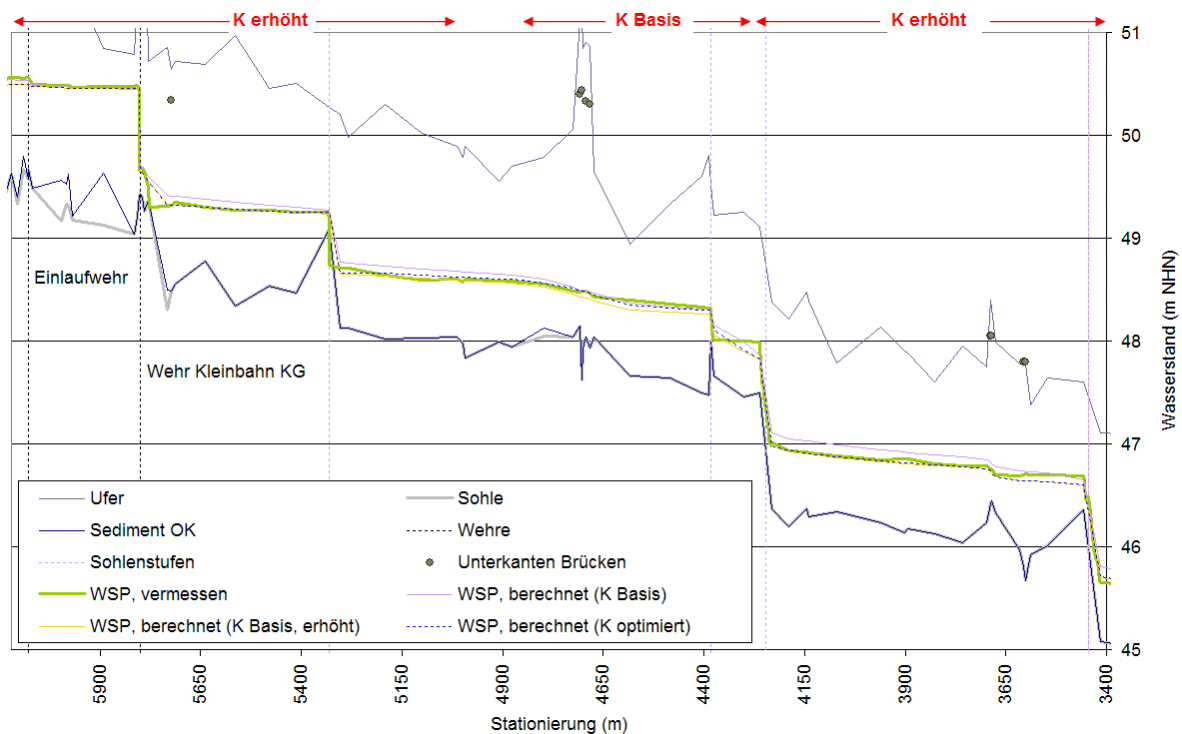


Abbildung 3-4: Kalibrierungsergebnisse oberer Königgraben

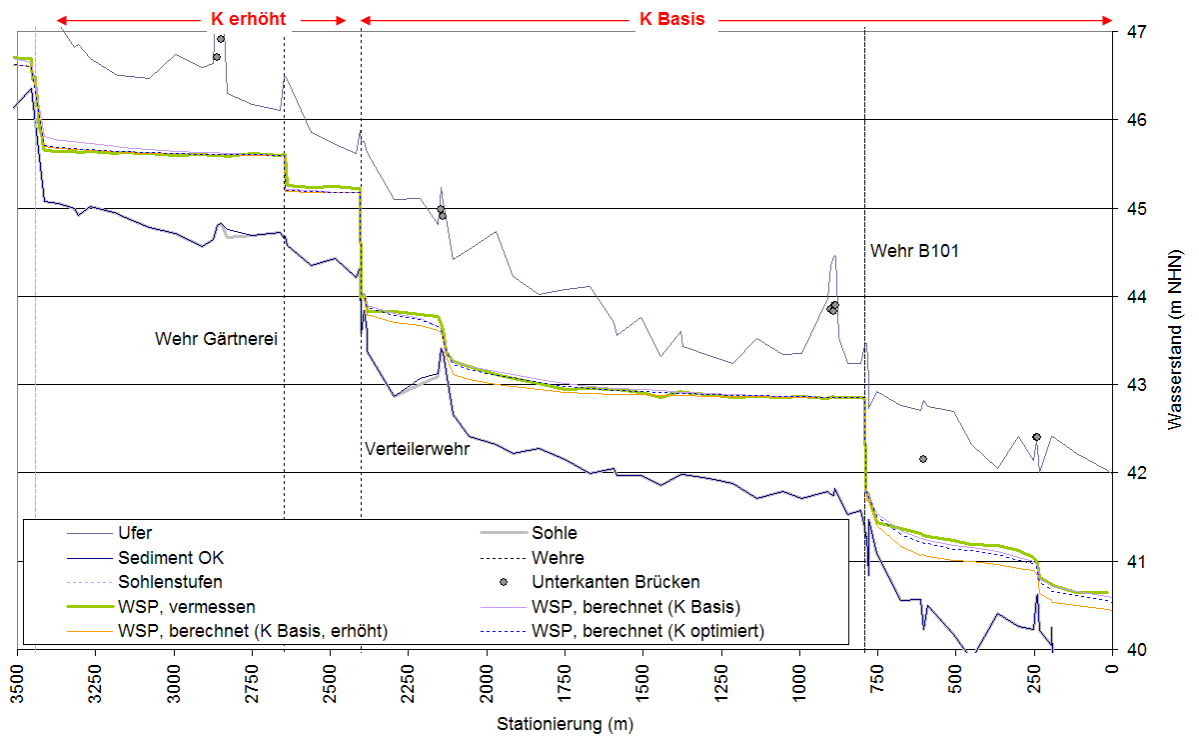


Abbildung 3-5: Kalibrierungsergebnisse unterer Königsgraben

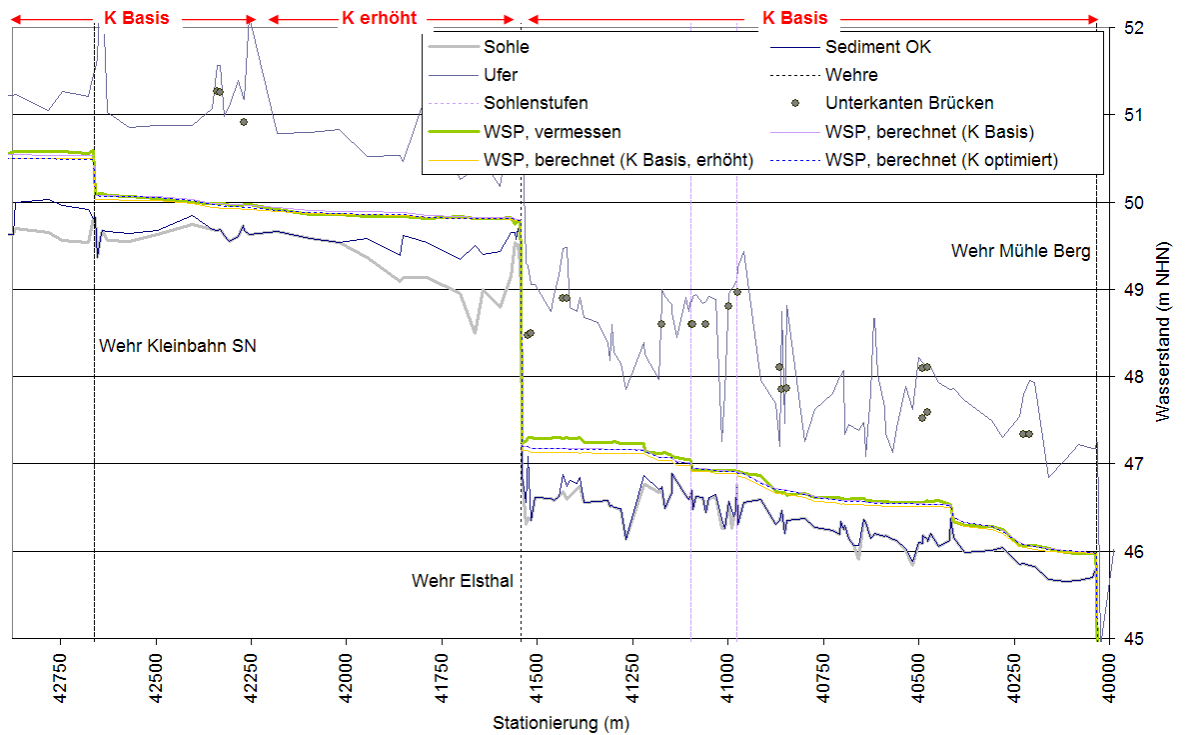


Abbildung 3-6: Kalibrierungsergebnisse obere Stadtnuthe

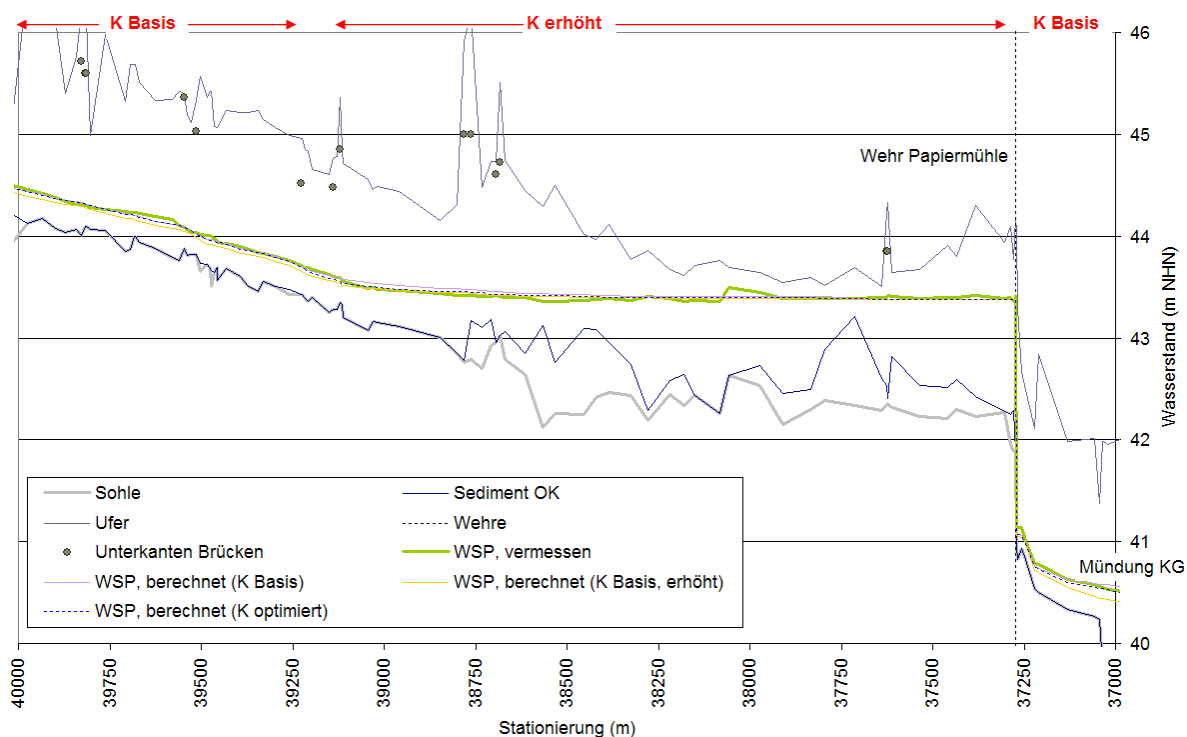


Abbildung 3-7: Kalibrierungsergebnisse untere Stadtnuthe

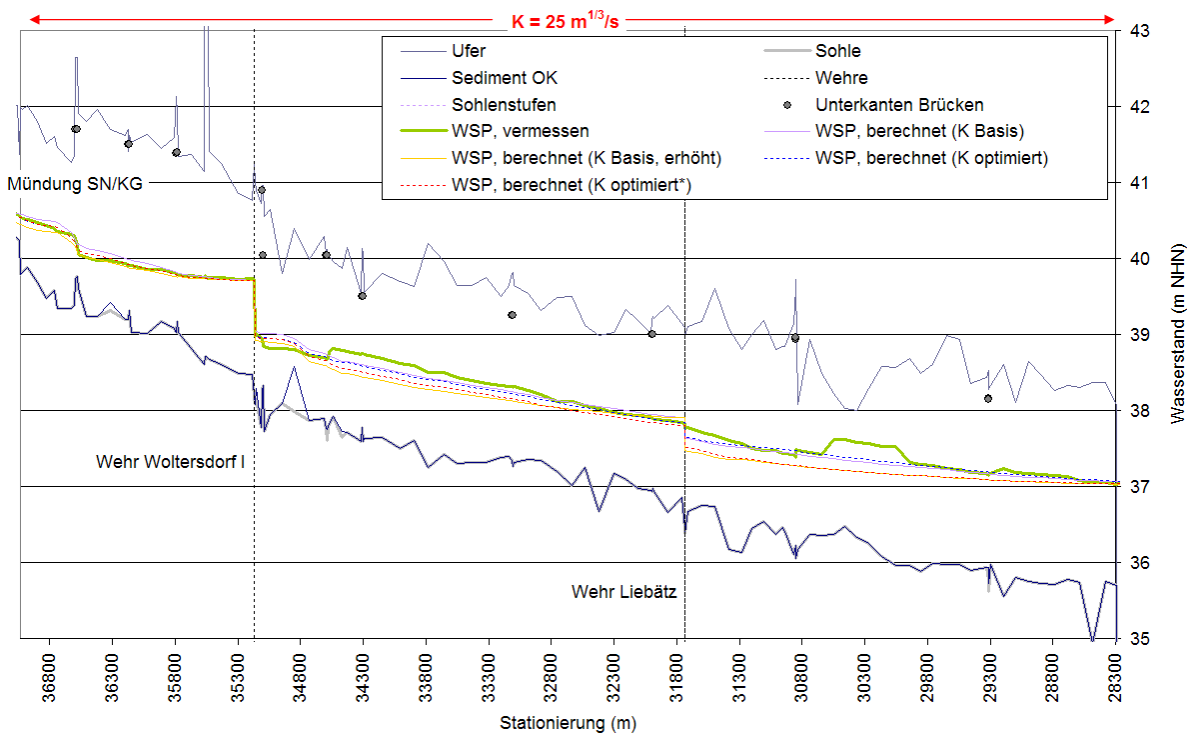


Abbildung 3-8: Kalibrierungsergebnisse untere Nuthe

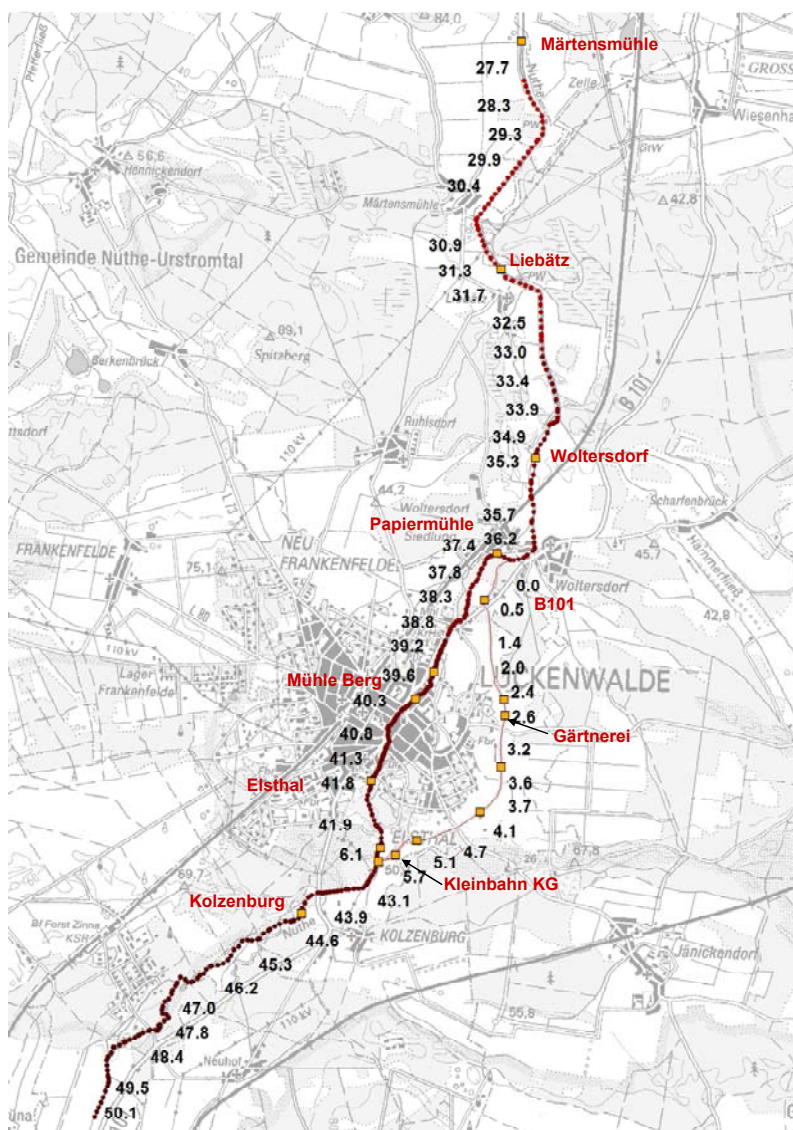


Abbildung 3-9: Stationierung einiger Berechnungsknoten im Modell

Die gemessenen und berechneten Werte stimmen unter Berücksichtigung der in Abschnitt 2 beschriebenen ungewissen Zuflussmengen sehr gut überein. Abweichungen sind mit Ausnahme der oberen Nuthe überwiegend kleiner als 10 cm, in der Stadtnuthe und Königsgraben sogar kleiner als 5 cm. Die Abweichungen unmittelbar unterhalb des Wehres Elsthal ab km 41,22 konnten erst erklärt werden, als Fotos der Vermessung zur Verfügung standen. In der nächsten Abbildung ist deutlich zu erkennen, warum der Wasserstand sich an diesem Profil so stark anstaut. Diese lokale und hoffentlich temporäre Barriere wurde verständlicherweise nicht im Modell integriert. Die Kalibrierung wird damit als erfolgreich angesehen und die weiteren Untersuchungen wurden auf Basis der dargestellten optimierten Rauigkeitsverteilung durchgeführt.

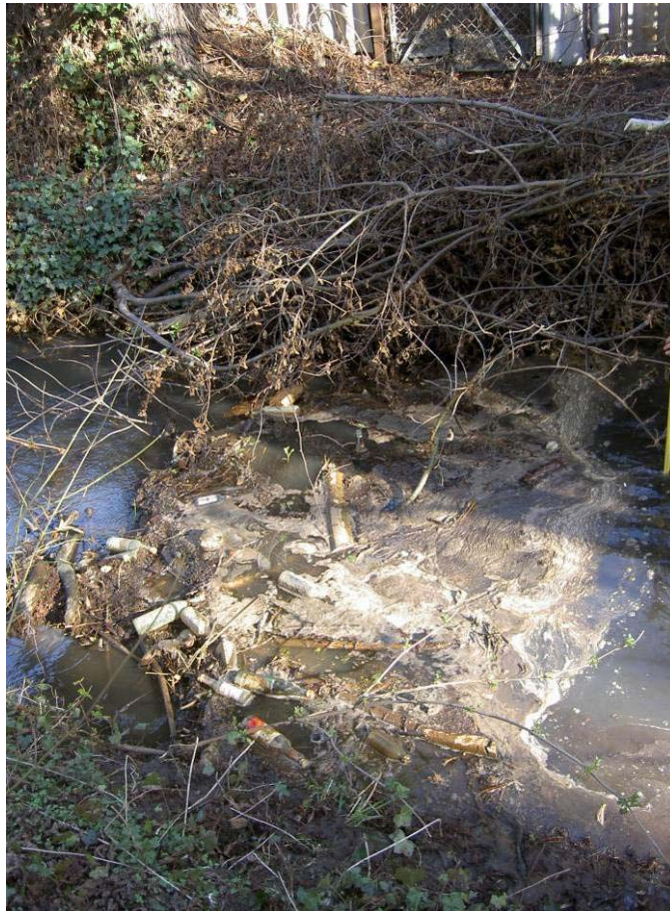


Abbildung 3-10: Abflusshindernis am km 41,22 der Stadtnuthe (Foto: VPT, 2008)



4 Ableiten und Festlegung des Basiszustandes

4.1 Einleitung

Ziel der hydrologischen Modelluntersuchungen für die vorliegende konzeptionelle Vorplanung ist es festzustellen, ob die geplanten Maßnahmen einerseits hinsichtlich der Zielsetzung der EU-WRRL erfolgversprechend sind, andererseits den vorhandenen Hochwasserschutz gleichzeitig nicht beeinträchtigen. Für beide Ziele ist es notwendig einen Zustand zu beschreiben, auf dessen Basis die Auswirkung der Maßnahmen zu quantifizieren ist.

Eine Maßnahme, die gemäß Auftrag zu untersuchen war, ist die Erhöhung des maximalen Durchflusses in der Stadtnuthe. Momentan wird aufgrund des schlechten baulichen Zustandes des Wehres Elsthal lediglich ein Maximaldurchfluss von 500 l/s erlaubt. Der Umbau der Wehranlage zu einer Sohlengleite ist bereits weitestgehend geplant (PIE & CO., 2008) und wird allem Anschein nach ausgeführt werden. Eine Erhöhung des Maximaldurchflusses ist damit möglich. In (PPM, 1993) wird von einer maximalen Leistung der Stadtnuthe von 3,2 m³/s ausgegangen. Aufgabe der hydrologischen Untersuchungen war es, diese Leistung zu überprüfen und ggf. eine neue Maximalleistung zu definieren. Ausgehend von dieser Maximalleistung soll eine neue Abflussaufteilung unter Berücksichtigung der ökologischen Bedingungen zwischen Königsgraben und Stadtnuthe vorgeschlagen werden.

Auf Basis dieser neuen Aufteilung soll dann untersucht werden, wie z. B. die geplanten Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte sich auf die Wasserstände auswirken.

Da der Zustand, mit dem die geplante Situation inklusive Maßnahmen verglichen werden soll, somit kein bestehender Zustand ist, wird auf die gängige Bezeichnung von „Ist-Zustand“ verzichtet. Stattdessen wird der Begriff „Basiszustand“ verwendet.

4.2 Ermittlung der maximalen Leistung der Stadtnuthe und des Königsgrabens

Für die Berechnung des bordvollen Abflusses in der Stadtnuthe und im Königsgraben wurde wie folgt vorgegangen:

- Die Stadtnuthe wurde im Oberlauf von der oberen Nuthe getrennt. Stattdessen wurde eine Zuflussrandbedingung gesetzt.
- Alle Zuflussrandbedingen der Nebenflüsse und Teileinzugsgebiete des NA-Modells wurden entfernt, sodass lediglich 2 Zuflussrandbedingen existieren: 1) der Zufluss am obere Ende der Nuthe, und 2) der Zufluss am oberen Ende der Stadtnuthe. Der erstgenannte wird durch die Trennung der Stadtnuthe komplett über den Königsgraben abgeleitet.
- Die Mündung der Stadtnuthe in die Nuthe/Königsgraben wurde nicht getrennt, sodass der Wasserstand am Wehr Märtensmühle die untere Randbedingung für beide Zweige bildet (37 m NHN).



- Die Zuflussmengen wurden stufenweise erhöht, wobei jede Stufe für drei Tage simuliert wurde. Damit ist gewährleistet, dass sich am Ende der Stufe stationäre Bedingungen im gesamten Modellgebiet eingestellt haben. Die Stufenfunktion ist in der nächsten Abbildung dargestellt.
- Die Wehre wurden möglichst komplett geöffnet. Lediglich die Wehre Kolzenburg und Elsthal konnten entweder gar nicht bzw. nur wenig weiter geöffnet werden (Aussage vom Auftraggeber).
- Die bei der Kalibrierung ermittelten Rauigkeitsbeiwerte wurden beibehalten.

Unmittelbar am Ende jeder Stufe konnte dann der Wasserspiegel an allen Profilen ausgewertet und mit den vorhandenen niedrigsten Uferhöhen verglichen werden. Es wurde dabei also nicht zwischen linkem und rechtem Ufer differenziert. Für jedes Profil konnte so der Abfluss ausgewertet werden, wobei für das Profil ein bordvoller Abfluss eintritt. Dabei wurde angenommen, dass bei einem bordvollen Abfluss noch 15 cm Freibord vorhanden sein sollen.

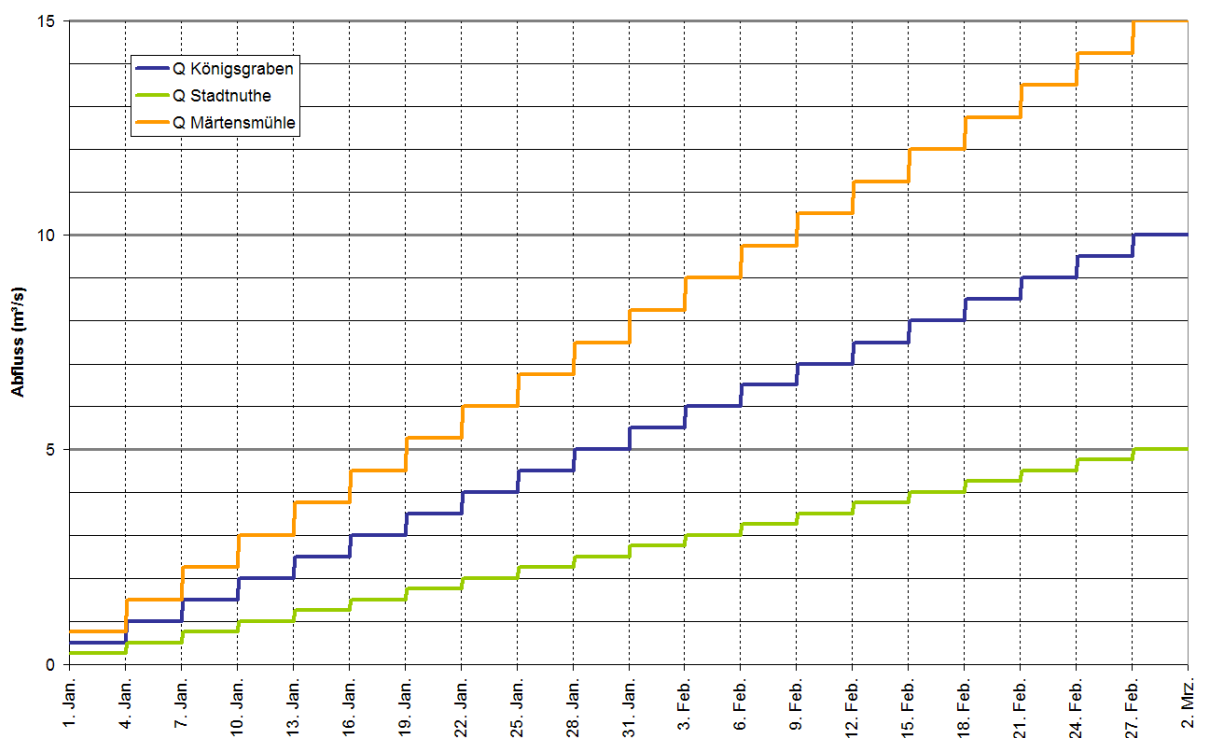


Abbildung 4-1: Stufenfunktion der Randbedingungen

Es wurden am Projektanfang Berechnungen mit der bestehenden Wehranlage Elsthal durchgeführt. Dabei hat sich herausgestellt, dass bei Abflüssen deutlich geringer als $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ direkt oberhalb der Wehranlage bereits Profile ausufernd. Dies wird auch mit ein Grund dafür gewesen sein, den Maximalabfluss der Stadtnuthe auf 500 l/s zu begrenzen.



Abbildung 4-2: Bereits bei mittleren Verhältnissen annähernd bordvolle Profile oberhalb des Wehres Elsthal (Foto TKO, 2008)

Es wurde entschieden, die Untersuchungen auf Basis eines Modells durchzuführen, wo die geplante Sohlgleite Elsthal bereits integriert ist. Die Sohlgleite ist in der nächsten Abbildung dargestellt.

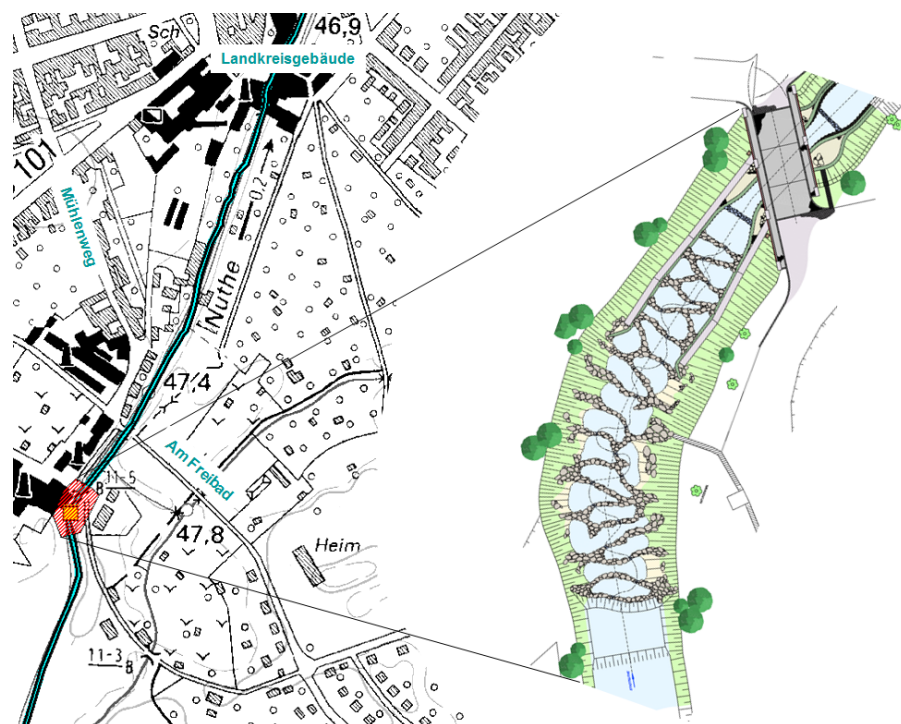


Abbildung 4-3: Planung der Sohlgleite Elsthal (abgeleitet aus PIE & CO., 2008)



Im Modell wurde die Sohlengleite durch 6 Wehre und einen Durchlass abgebildet. Das obere Wehr wurde so definiert, dass die in (PIE & CO., 2008) dargestellten Wasserstände bei sowohl einem NQ- ($0,12 \text{ m}^3/\text{s}$), einem erhöhten MQ- ($0,45 \text{ m}^3/\text{s}$) als auch einem HHQ-Ereignis ($3,2 \text{ m}^3/\text{s}$) relativ genau abgebildet werden. Die weiteren Wehre sind hauptsächlich dazu integriert worden, um die numerische Stabilität der Berechnung zu gewährleisten.

Der bordvolle Abfluss wurde sowohl für den Zustand mit als auch für den Zustand ohne Sedimentation bestimmt. Die so ermittelten bordvollen Abflüsse sind in den folgenden beiden Abbildungen dargestellt.

In den Abbildungen ist auf der linken Seite der je Profil ermittelte bordvolle Abfluss (unter Berücksichtigung von 15 cm Freibord) und auf der rechten Seite der Wasserstand bei einem Abfluss von $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ in der Stadtnuthe bzw. $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ im Königsgraben dargestellt. Die ermittelten bordvollen Abflüsse sind als Punktdaten abgebildet. In orange sind die Ergebnisse ohne die Entnahme, in grau die mit Entnahme der Sedimentation markiert. Im Königsgraben wurde auf die Darstellung der Ergebnisse ohne Entnahme der Sedimentation verzichtet. Die Ergebnisse der beiden Situationen sind hier nahezu gleich. In der Stadtnuthe hat die Entnahme der Sedimentation insbesondere im Unterlauf sowie oberhalb des Wehres Elsthal deutlich Einfluss auf die maximale Leistung der Profile. Am deutlichsten wird dies im Unterlauf direkt oberhalb des Wehres Papiermühle; hier nimmt die Kapazität der Profile durch die Entnahme der Sedimente von teilweise unter $1 \text{ m}^3/\text{s}$ auf über $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ zu. Hier wird eine Entnahme der Sedimentation daher sehr empfohlen. Würde die Entnahme der Sedimentation nicht durchgeführt werden, können maximal etwa $0,75 \text{ m}^3/\text{s}$ durch die Stadtnuthe geleitet werden, ohne dass es zu Ausuferungen kommt. In Anbetracht der Zielstellung, die Abflüsse gegenüber dem heutigen Maximalabfluss von 500 l/s deutlich zu erhöhen, wäre dies wenig Ziel führend. Darüber hinaus sollte berücksichtigt werden, dass die Wehranlage Papiermühle voraussichtlich durch eine Sohlengleite ersetzt wird (PIE & CO., 2003). Bei einem angestrebten unveränderten mittleren Wasserstand oberhalb der Sohlengleite ist bei höheren Abflüssen von einem Anstieg gegenüber dem Ist-Zustand auszugehen. Zwar wird seitens des Auftraggebers überlegt, den mittleren Wasserstand etwas zu senken, aber eine endgültige Entscheidung ist hier noch nicht getroffen. Es wird daher davon ausgegangen, dass die maximale Leistungsfähigkeit der Profile direkt oberhalb des Wehres Papiermühle durch den Bau der Sohlengleite reduziert wird. Dies unterstützt die Empfehlung der Entnahme der Sedimente.

In den beiden Abbildungen sind die nach der Analyse der Ergebnisse ermittelten Maximalabflüsse durch eine lila gestrichelte Linie markiert. Für die Stadtnuthe wird von einer maximalen Leistung von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ und für den Königsgraben von einer maximalen Leistung von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgegangen.

In den beiden Abbildungen sind durch Buchstaben die Bereiche markiert, wo die angenommene Kapazität nicht erreicht wird. Durch den Bereich B in der Stadtnuthe ist der bereits besprochene Abschnitt oberhalb des Wehres Papiermühle gekennzeichnet. Durch die Entnahme der Sedimentation wird die festgelegte Maximalleistung von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ hier doch erreicht. Die Bereiche werden nachfolgend einzeln erläutert. Dabei wird sich herausstellen, dass sich insbesondere in der Stadtnuthe die Bereiche nur



dadurch hervorheben, weil die Profile an der markierten Stelle nicht weit genug vermessen wurden.

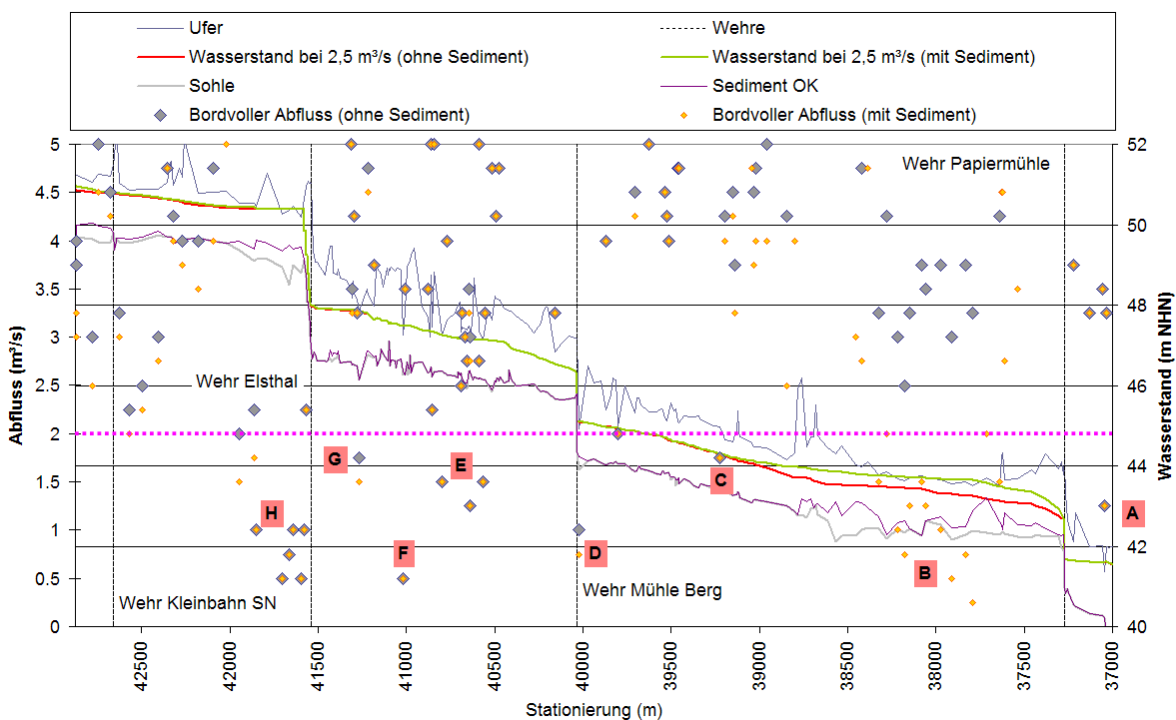


Abbildung 4-4: Bordvoller Abfluss entlang der Stadtnuthe

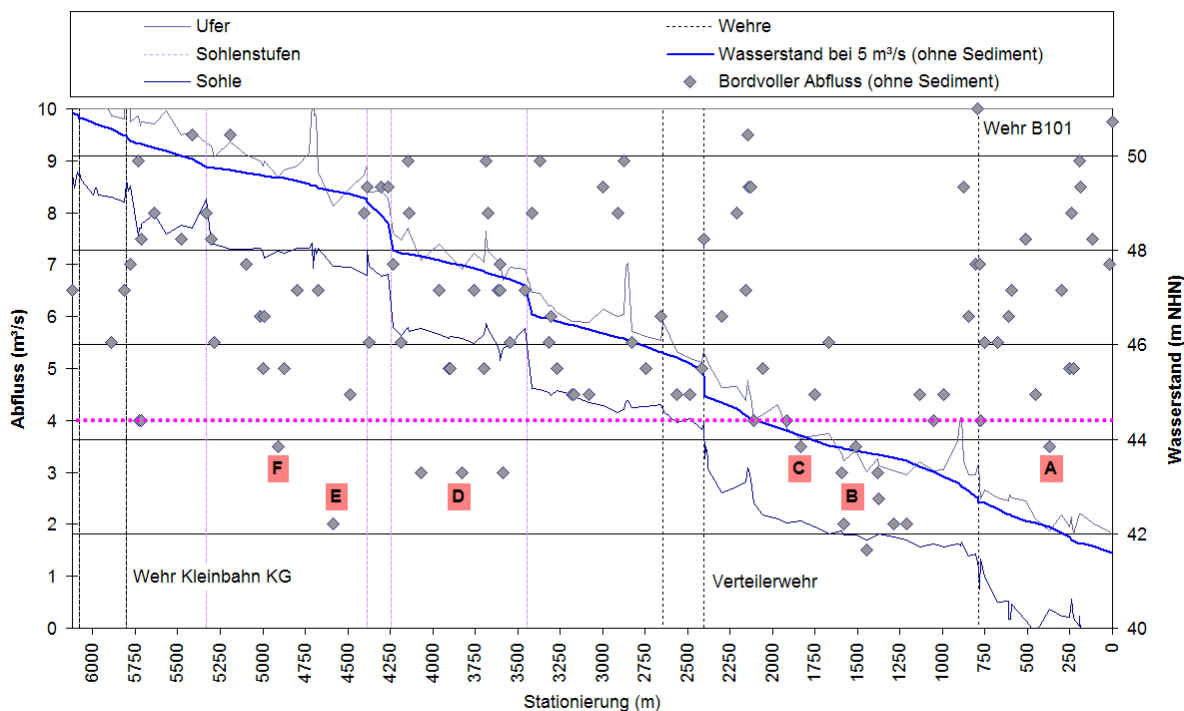


Abbildung 4-5: Bordvoller Abfluss entlang dem Königsgraben



Die Maximalleistung der Stadtnuthe könnte aus diesem Grunde auf etwa $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht werden. Berücksichtigt werden muss jedoch auch, dass im Rahmen der vorliegenden konzeptionellen Vorplanung entlang der Stadtnuthe Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte vorgesehen sind und gleichzeitig geplant wird, das Wehr Mühle Berg durch eine Sohlengleite zu ersetzen. Beides wird bei gleichem Abfluss zu höheren Wasserständen führen. Dabei wird, wie dies auch bereits bei der Sohlengleite anstelle des Wehres Papiermühle dargestellt wurde, angenommen, dass im Mittel der Wasserstand oberhalb der Sohlengleite mit dem heutigen Zustand übereinstimmen soll. Bei höheren Abflüssen ergeben sich dann automatisch auch höhere Wasserstände als im heutigen Zustand.

Außerdem ist bei einem HQ-Ereignis davon auszugehen (und so wird dies auch im Modell angesetzt), dass sich der Abfluss entlang der Stadtnuthe aufgrund der Regenwassereinleitungen noch erhöhen wird. Bei einem HQ_{100} -Ereignis ist z. B. von einem Regenwasserzufluss von ca. 380 l/s auszugehen (s. Tabelle 2-3). Für die Stadtnuthe wird daher weiterhin von einem Maximalzufluss am Oberlauf von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgegangen.

Bei der nachfolgenden Darstellung der Problembereiche werden die betroffenen Profile anhand der Stationierung (m) gekennzeichnet. Damit ist eine Zuordnung zu den vermessenen Profilen gewährleistet.

Stadtnuthe

Bereich A: Direkt an der Mündung des Königsgrabens. Betroffen ist lediglich das rechte Ufer (zwischen Stadtnuthe und Königsgraben). Vermutlich ist nur der Mündungsbereich betroffen. Die ausgewertete Ausuferung ist daher unproblematisch.

Bereich B: Der Bereich ufert nur dann aus, wenn die Sedimentation nicht entnommen wird. Es wird jedoch davon ausgegangen, dass dies nicht der Fall sein wird.

Bereich C: Das Profil an der Stationierung 39226,51 hat nur eine maximale Leistung von $1,75 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Profil repräsentiert einen Holzsteg, der bei einem Abfluss von $2,75 \text{ m}^3/\text{s}$ gerade noch nicht überströmt wird (Wasserspiegel von $44,28 \text{ m NHN}$). Der Holzsteg ist in Abbildung 4-6 dargestellt. Es wird nicht als notwendig angesehen, dass bei dem hier dargestellten Holzsteg bei Maximalabfluss noch ein Freibord garantiert wird.



Abbildung 4-6: Problembereich C entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 39226,51 (Foto: VPT, 2008)

Bereich D: Das linke Ufer des Profils an der Stationierung 40023,51 hat nur eine Höhe von 44,91 m NHN. Hier schließt ein anscheinend zum Wehr Mühle Berg gehörendes Gebäude an, dessen zum Fluss gerichtete Tür eine Türschwellehöhe von etwa 45,1 m NHN haben dürfte (s. Abbildung 4-7). Bei einem Abfluss von 2,0 m³/s wird ein Wasserstand von 45,0 m erreicht, wodurch zwar kein Wasser durch die Tür in das Gebäude hineinströmen wird, der untere Bereich der Mauer jedoch, wenn auch nur geringfügig, im Wasser steht. Das Gebäude scheint nicht bewohnt zu sein, aber inwiefern eine Vernässung des Mauerwerks akzeptiert werden kann, kann mit den vorliegenden Daten leider nicht gesagt werden. Eine Abstimmung mit dem Besitzer des Gebäudes ist hier notwendig.

Bereich E: Die Profile 40568,51, 40638,51 und 40799,51 liegen alle drei im Herzen der Stadt Luckenwalde zwischen den beiden Straßen Haag und Breite Straße. Das Profil 40799,51 liegt in dem Bereich, wo beidseitig direkt die umliegenden Häuser ans Ufer anschließen. Es ist schwierig abzuschätzen, wie hoch die in Abbildung 4-8 rot markierte Mauer bei einem Abfluss von 2,0 m³/s eingestaut sein wird. Vermutlich liegt die Unterkante des Einleitungsrohres ca. 60 cm über dem Wasser (angenommen, es handelt sich um ein 30 cm Rohr) und würde so in etwa 47,26 m NHN betragen. Laut Vermessung ist hier die Unterkante Gebäude angesetzt. Der zu erwartende Maximalwasserstand bei 2,0 m³/s beträgt laut Berechnung jedoch 47,17 m NHN und liegt damit deutlich unterhalb des Rohres. Probleme werden daher auch in diesem Bereich nicht erwartet.



Abbildung 4-7: Problembereich D entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 39226,51 (Foto: VPT, 2008)



Abbildung 4-8: Problembereich E entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 40799,51 (Foto: VPT, 2008)



Abbildung 4-9: Problembereich E entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 40568,51 (Foto: VPT, 2008)

Die Profile an den Stationierungen 40568,51 und 40638,51 liegen im Bereich des neu gestalteten Parks. Das Profil 40568,51 liegt an einer Stelle, wo Ausuferungen anscheinend vorgesehen sind (s. Abbildung 4-9). Das Profil 40638,51 liegt genau an der Mündung der beiden Zweige der Stadtnuthe, die durch diesen Stadtpark führen. Die Überflutungen begrenzen sich auf einen kleinen Teil der Insel, die durch den Bau der beiden Zweige entstanden ist, und sind daher nicht als problematisch einzustufen.

Bereich F: Das Profil 41017,51 liegt direkt vor dem Landkreisgebäude und endet am linken Ufer an der Mauer, die die Stadtnuthe und den Teich des Gebäudes trennt (s. Abbildung 4-10). Die Mauer hat eine Oberkante von 47,26 m NHN und der Wasserstand bei 2,0 m³/s wird 47,39 m NHN betragen. Die Mauer wird bei einem Abfluss von etwa 1,25 m³/s bereits überflutet. Lediglich der Teich wird hiervon betroffen sein. Ob dies so gewünscht ist, sollte zu einem späteren Zeitpunkt überprüft werden.

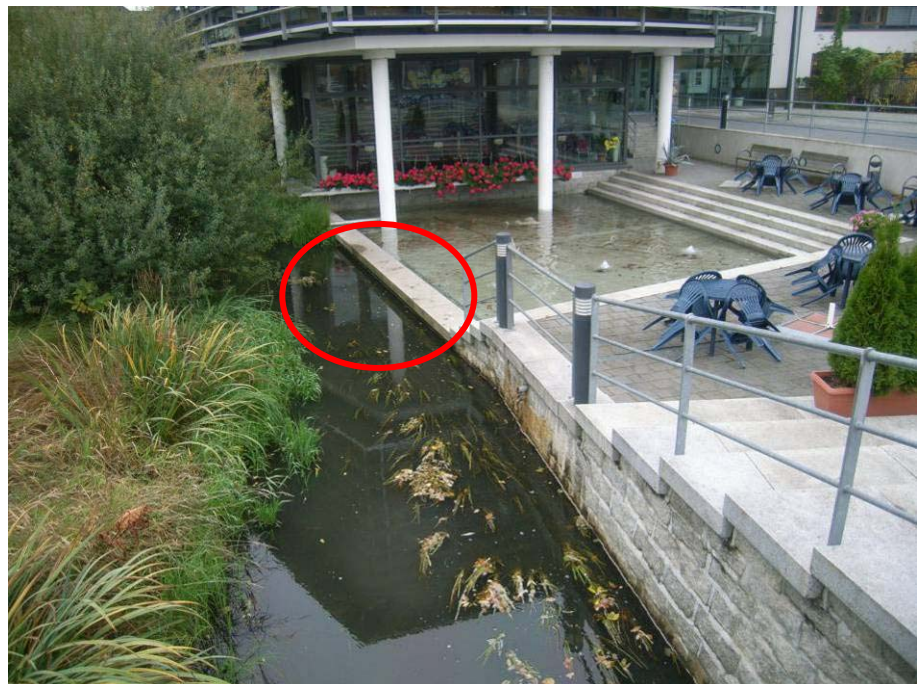


Abbildung 4-10: Problembereich F entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 41017,51 (Foto: TKO, 2008)

Bereich G: Beim Profil 41267,51 handelt es sich um eine Mauer, die direkt an das Profil anschließt (s. Abbildung 4-11). Nur die Unterkante der Mauer wurde bei der Vermessung im Profil aufgenommen. Bei $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ wird die Unterkante der Mauer allerdings noch nicht erreicht. Einen Freibord von 15 cm wird hier nicht als erforderlich angesehen.



Abbildung 4-11: Problembereich G entlang der Stadtnuthe, Profil an der Stationierung 41267,51 (Foto: VPT, 2008)



Bereich H: Dieser Bereich liegt direkt oberhalb des Wehres Elsthal. Die Profile linksseitig drohen auszufern oder sind bereits bei $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgeferrt (z. B. das Profil an der Stationierung 41662,51). Sie sind nicht als problematisch zu betrachten, da linksseitig der Stadtnuthe ein großer Niederungsbereich vorhanden ist (s. Abbildung 4-12). Lediglich das Profil an der Stationierung 41703,51 scheint problematisch zu sein. Hier liegt das rechte Ufer nur bei 50,26 m NHN, der zu erwartende Wasserstand bei $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ (beim Bau der Sohlengleite anstelle des Wehres Elsthal) jedoch bei ca. 50,38 m NHN. Da die oben und unten liegenden Profile rechtsseitig jedoch deutlich höhere Uferhöhen aufweisen und außerdem das Gebiet von einem hügeligen Wäldchen eingegrenzt wird, werden großflächige Überschwemmungen hier wahrscheinlich nicht entstehen. Es sollte jedoch geprüft werden, ob es durch die Ausuferungen nicht zu einem „Kurzschluss“ zum Oberlauf des an der Stationierung 41851,51 abzweigenden Grönaer-Grabens kommt. Da dieser Graben nicht im Detail untersucht wurde, ist nicht eindeutig geklärt, ob ein erhöhter Abfluss über diesen Graben zu Ausuferungen im Stadtgebiet führen könnte.

Insgesamt kann geschlussfolgert werden, dass ein Maximalzufluss von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ relativ problemlos über die Stadtnuthe geleitet werden kann, sogar wenn von einem maximalen Regenwasserzufluss von zusätzlich 400 l/s ausgegangen wird. Es sollten lediglich das Gebäude am Wehr Mühle Berg, der mögliche Kurzschluss zum Grönaer-Graben und die Folgen einer Ausuferung im Teich des Landkreisgebäudes überprüft werden.

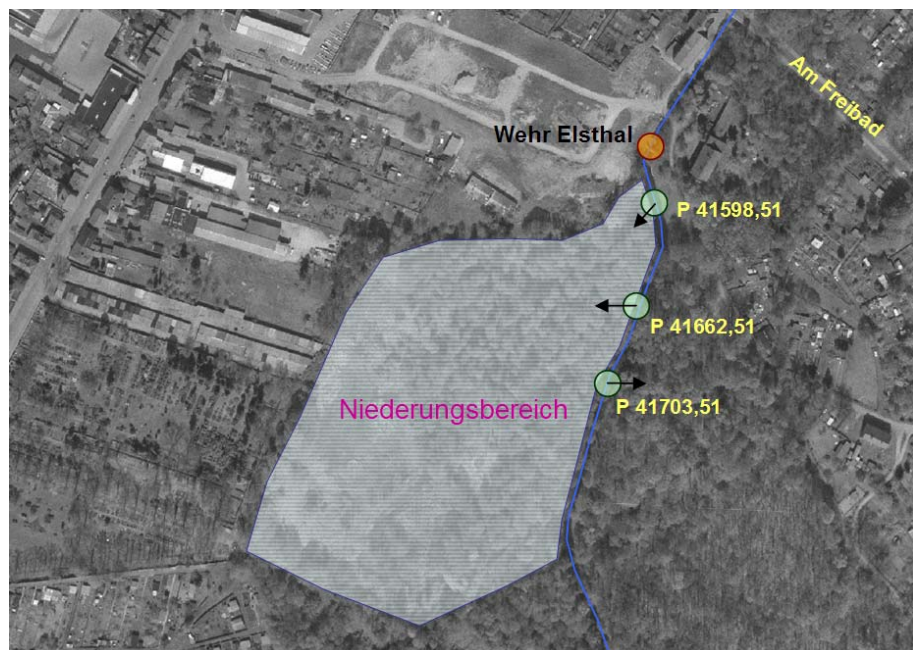


Abbildung 4-12: Problembereich H entlang der Stadtnuthe

Königsgraben

Momentan werden maximal 500 l/s über die Stadtnuthe geleitet. Wie oben dargestellt ist es vorgesehen, diesen Maximalabfluss auf $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ zu erhöhen. Dies führt automatisch zu einer Reduzierung der Hochwasserbelastung des Königsgrabens. Bei einem HQ_{100} -Ereignis werden dann statt



etwa $5,2 \text{ m}^3/\text{s}$ nur noch $3,7 \text{ m}^3/\text{s}$ über den Königsgraben geleitet (s. auch Abschnitt 2). Bei Berücksichtigung des zusätzlichen Regenwasserzuflusses am Königsgraben (bei HQ_5 ca. 75, bei HQ_{10} 140 und bei HQ_{100} etwa 428 l/s , s. Tabelle 2-3) entspricht dies in etwa der bei den Untersuchungen ermittelten maximalen Leistung des Königsgrabens ($4,0 \text{ m}^3/\text{s}$). Die in Abbildung 4-5 dargestellten Bereiche, die bei einem Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ von Ausuferungen betroffen sind, müssten demnach zum heutigen Zustand bereits bei Abflüssen geringer als HQ_{100} ausufernd. Obwohl sichergestellt ist, dass sich die Hochwassersicherheit im Königsgraben nicht verschlechtern, sondern durch die erhöhte Ableitung über die Stadtnuthe nur verbessern kann, werden nachfolgend die Problembereiche des Königsgrabens einzeln kurz erläutert.

Bereich A: Das Profil an der Stationierung 367,985 wird bei $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ gerade noch nicht überflutet. Es sind dann noch ca. 7 cm Freibord vorhanden, sowohl links- als auch rechtsseitig. Außerdem sind die Rauigkeitswerte in diesem Bereich mit $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ recht niedrig angesetzt. Es ist also anzunehmen, dass es hier bei dem untersuchten Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht zu Ausuferungen kommen wird.

Bereich B: Im Gegensatz zu Bereich A haben in diesem Bereich mehrere Profile in kürzester Distanz ein Freibord unterhalb von 15 cm bei einem Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Auch in diesem Bereich wurde ein auf Basis der vermessenen Wasserstände relativ niedriger Rauigkeitswert von $15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt. Die während der Vermessung erstellten Bilder zeigen auch eine deutliche Verkrautung (s. Abbildung 4-13).



Abbildung 4-13: Problembereich B entlang dem Königsgraben (Foto: VPT, 2008)

Es ist durchaus vorstellbar, dass sich während eines HQ-Ereignisses durch die höheren Geschwindigkeiten die Verkrautung teilweise legt und sich somit während eines Hochwassers weniger Widerstand bildet. Es wird je-



doch angenommen, dass dies nicht der Fall ist. In diesem Fall ist festzuhalten, dass es zu Überschwemmungen kommt. Sie wurden auf Basis der berechneten Wasserstände, der vermessenen Profile und des vorhandenen digitalen Geländemodells (25 m Raster) abgeschätzt und sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Die Überschwemmungen halten sich in Grenzen und bedrohen die umliegenden Ortschaften und Gebäude nicht. Allerdings weist das Profil an der Stationierung 1445 beidseitig relativ niedrige Uferhöhen auf. Das linke Ufer hat eine maximale Höhe von 43,37 und das rechte Ufer sogar nur 43,31 m NHN. Bei einem berechneten Wasserstand bei 4,0 m³/s von ca. 43,60 m NHN bedeutet dies eine beidseitige Überstauhöhe von etwa 25 cm. Bei den weiteren Profilen ist die Lage weniger kritisch; bei den Profilen an den Stationierungen 1213 und 1290 ist nur das rechte Ufer betroffen und die Überstauhöhe ist auf ca. 15 cm begrenzt. Falls die dargestellten Überschwemmungen unerwünscht sind, wäre eine Erhöhung der Verwallung in diesem Bereich erforderlich.

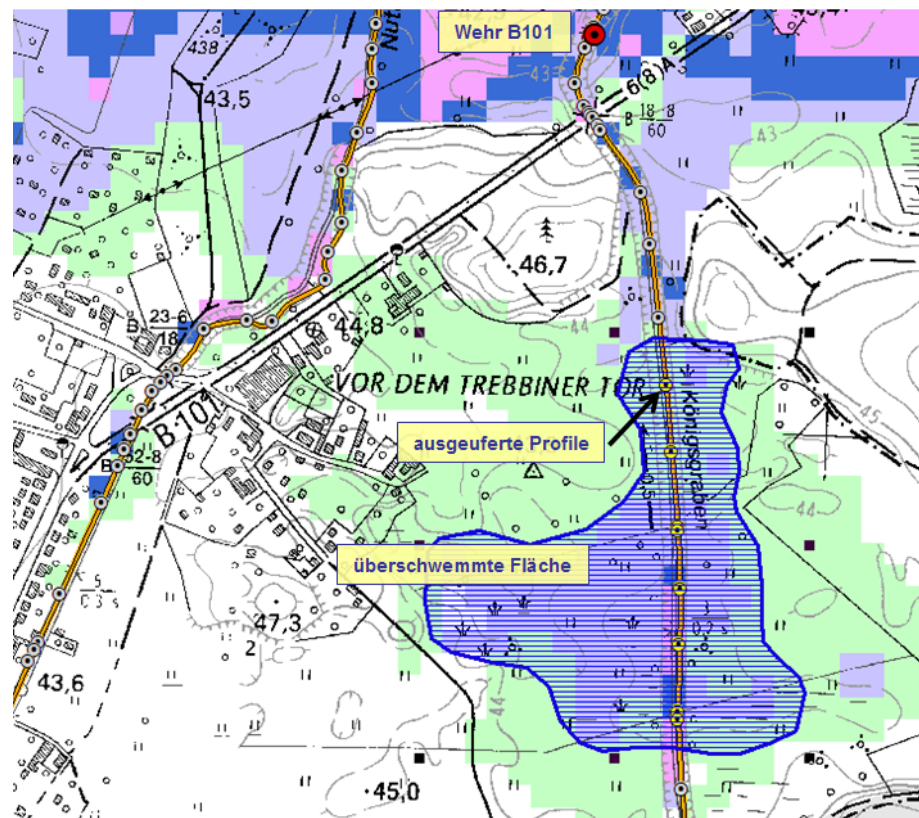


Abbildung 4-14: Problembereich B: geschätzte Überschwemmungen auf Basis des digitalen Geländemodells

Bereich C: Das Profil an der Stationierung 1833 wird bei 4,0 m³/s gerade noch nicht überflutet. Es sind dann linksseitig noch ca. 8 cm Freibord vorhanden, rechtsseitig sogar mehr als 30 cm. Auch hier ist also nicht anzunehmen, dass es bei einem HQ₁₀₀-Ereignis zu ernsthaften Ausuferungen kommen wird.

Bereich D: Die drei Profile an der Stationierungen 3588, 3827 und 4069 befinden sich zwischen den ehemaligen Wehren Klingner und Birkenwälden und sind bei einem Abfluss von 4,0 m³/s nur am rechten Ufer nahezu bordvoll gefüllt. Bis zur Ausuferung fehlen jedoch an allen Profilen



mindestens noch 4 cm. Außerdem ist das umliegende Gelände (sowohl links- als auch rechtsseitig des Flusses) durchgehend höher als der berechnete Wasserstand im Profil. Mit ausgeprägten Ausuferungen ist daher auch hier nicht zu rechnen.

Bereich E: Das Profil an der Stationierung 4583 befindet sich direkt oberhalb des ehemaligen Wehrs Birkenwäldchen und unterhalb der Straße L73. Das rechte Ufer ist nur 48,94 m NHN hoch. Der Wasserstand, der bei einem Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht wird, beträgt jedoch 49,13 m NHN. Das Profil wurde rechtsseitig bis etwa in 25 m Entfernung von der Flussmitte vermessen. Dort liegt das Gelände bei 48,85 m NHN. Obwohl das DGM aussagt, dass die gesamte Wiese keine Geländehöhen unter 49,5 m NHN aufweist, ist auf Basis der genaueren Vermessung also schon von einer Überflutung der Wiese bei einem Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ auszugehen. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass nur das genannte Profil ausufert. Die weiteren entlang der Wiese gelegenen Profile ufern nicht aus. Da das Profil bereits bei $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ausufert (entspricht einem HQ_{20} -Ereignis, s. Abschnitt 4.3), wäre eine Überprüfung der Stelle sinnvoll und eine lokale Erhöhung der rechten Verwallung ggf. erforderlich, sofern die Überschwemmung nicht im Kauf genommen werden kann.



Abbildung 4-15: Problembereich E: gefährdete Wiese direkt unterhalb der Straße L73

Bereich F: Das Profil an der Stationierung 4910 hat bei einem Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Freibord von 14 cm und außerdem liegt das Gelände laut DGM bedeutend höher als der berechnete Wasserspiegel von 49,41



m NHN. Es kann also davon ausgegangen werden, dass es hier zu keinen Ausuferungen kommen wird.

Zusammengefasst ergeben sich im Königsgraben bei einem Abfluss von $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ insbesondere unmittelbar oberhalb des Wehres B101 („Vor dem Trebbiner Tor“) relativ ausgedehnte Überschwemmungsflächen. Wenn sich die relativ niedrig angesetzten Rauigkeitswerte bei weiteren Untersuchungen bestätigen, sollte überlegt werden, eine Erhöhung der Verwaltung vorzunehmen. Außerdem ist das rechte Ufer direkt unterhalb der Straße L73 zu überprüfen und ggf. zu erhöhen. Es wird erneut darauf hingewiesen, dass diese Problemstellen bereits im Ist-Zustand vorliegen und sich durch die erhöhte Ableitung über die Stadtnuthe sogar weniger stark ausprägen werden.

4.3 Aufteilungsbestimmung

In dem vorherigen Abschnitt wurde belegt, dass der maximale Abfluss in der Stadtnuthe auf $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht werden kann. Damit ist die generelle Aufteilung jedoch noch nicht geklärt. Das wichtigste Kriterium für die Aufteilung ist, dass auch bei mittleren und niedrigen Abflüssen ausreichend Wasser in der Stadtnuthe abgeleitet wird, um die angestrebte Durchgängigkeit (und damit auch den generell angestrebten ökologischen Zustand) zu gewährleisten. In (HPI, 2002) wird belegt, dass hierfür 200 bis 300 l/s erforderlich sind. Bei einer Ableitungsquote von 60 % des Gesamtabflusses über die Stadtnuthe werden bei MQ-Bedingungen durch die Stadtnuthe 314 l/s fließen. Das Maximum von $2 \text{ m}^3/\text{s}$ wird dann ca. bei einem HQ_{10} -Ereignis erreicht.

Eine Ableitung von 40 % über den Königsgraben bedeutet, dass bei einem HQ_5 -Ereignis lediglich $1,22 \text{ m}^3/\text{s}$ durch den Königsgraben fließen werden. Die in Abschnitt 4.2 dargestellten Problembereiche werden hauptsächlich landwirtschaftlich genutzt. Bei einem Abfluss von $1,22 \text{ m}^3/\text{s}$ (und auch bei einem Abfluss von $1,68 \text{ m}^3/\text{s}$, was bei der genannten Aufteilung einem HQ_{10} -Ereignis entspricht) werden auch diese Bereiche jedoch nicht ausufern. Der Hochwasserschutz wäre damit auch für die Bereiche entlang dem Königsgraben gesichert, auch wenn man den zusätzlichen Regenwasserzufluss mit einbezieht (bei HQ_{10} beträgt der Regenwasserzufluss ca. 140 l/s).

Laut Tabelle 2-2 beträgt der Abfluss oberhalb der Abzweigung Königsgraben – Stadtnuthe $0,205 \text{ m}^3/\text{s}$. Da, und dies wurde auch vom Auftraggeber vorgegeben, die Stadtnuthe bei der ökologischen Entwicklung wie auch die Erhöhung der Durchgängigkeit Priorität hat, wird angestrebt, mindestens 200 l/s über die Stadtnuthe abzuleiten. Dies bedeutet, dass bei Abflüssen geringer als 200 l/s kein Wasser in den Königsgraben umgeleitet wird und dass bei einem MNQ-Ereignis nur 5 l/s in den Königsgraben abgeführt werden. Bei einem MQ-Ereignis ergibt sich so auch für den Königsgraben ein ökologisch akzeptabler Abfluss von 209 l/s am Oberlauf und von 246 l/s am Unterlauf.

Die angestrebte Abflussaufteilung für die unterschiedlichen hydrologischen Ereignisse ist in der nächsten Tabelle aufgelistet. Diese Aufteilung wird auch bei den im Abschnitt 5 dokumentierten Berechnungen angesetzt.



Tabelle 4-1: Angestrebte Aufteilung des Abflusses zwischen Stadtnuthe und Königsgraben

	MNQ	MQ	MHQ	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₀	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀
Abfluss oh. der Abzweigung	0,205	0,523	2,051	2,161	3,060	3,675	4,334	5,157	5,739
Stadtnuthe Einlauf	0,200	0,314	1,230	1,297	1,836	2,000	2,000	2,000	2,000
Stadtnuthe Auslauf	0,201	0,346	1,297	1,315	1,903	2,124	2,188	2,291	2,378
Königsgraben Einlauf	0,005	0,209	0,820	0,864	1,224	1,675	2,334	3,157	3,739
Königsgraben Auslauf	0,006	0,246	0,896	0,885	1,299	1,815	2,547	3,486	4,167
Abfluss uh. des Königsgrabens	0,207	0,592	2,194	2,199	3,202	3,938	4,735	5,777	6,545

Damit ist der für die Einschätzung des Einflusses der Maßnahmen erforderliche Basiszustand eindeutig beschrieben. Zusammengefasst beinhaltet dieser Basiszustand also folgendes;

- Integration der Sohlengleite anstelle des Wehres Elsthal,
- Entnahme der Sedimentation, insbesondere oberhalb des Wehres Papiermühle,
- Aufteilung des Gesamtabflusses zwischen Stadtnuthe und Königsgraben gemäß Tabelle 4-1.



5 Hydrologische Ergebnisse auf Basis des neu definierten Basiszustandes

5.1 Einleitung

In diesem Abschnitt werden die hydrologischen Ereignisse MNQ, MQ und HQ₁₀₀ auf Basis des im Abschnitt 4 definierten Basiszustands analysiert. Die Ergebnisse werden dann in Abschnitt 6.3.5.2 für den Vergleich bei der Analyse der Maßnahmen herangezogen. Dabei werden die in Tabelle 2-2 und Tabelle 2-3 dargestellten Abflüsse angesetzt. Zum Beispiel wird dadurch der HQ₁₀₀-Abfluss an der Abzweigung Stadtnuthe – Königsgraben ca. 5,74 m³/s betragen. Die Aufteilung der Abflüsse an der Abzweigung wird anhand Tabelle 4-1 vorgenommen. Damit keine Iteration über die Wehre Kleinbahn KG und Kleinbahn SN vorgenommen werden muss, um die gewünschte Aufteilung auch tatsächlich im Modell abzubilden, wird die Stadtnuthe, wie dies auch bereits bei den Untersuchungen zur maximalen Leistung der beiden Flüsse gemacht worden ist, im Oberlauf getrennt. Der Abfluss, der sich für das jeweilige Ereignis laut Tabelle 4-1 am Oberlauf der Stadtnuthe ergibt, ist als separate Randbedingung sowohl in der Nuthe direkt vor dem Abzweig (Entnahme) als auch in der Stadtnuthe angesetzt. Nachteil dieses Vorgehens ist, dass die Wasserstände im Oberlauf der Stadtnuthe nicht mehr nahtlos an die Wasserstände der Nuthe anschließen. Die Analyse der Berechnungen hat jedoch gezeigt, dass die Differenz der Wasserstände im Abzweigungsbereich gering ist und maximal 5 cm (bei einem HQ₁₀₀-Ereignis) beträgt.

Für die Ereignisse HQ₁₀₀ und MQ wurden außerdem die Geschwindigkeiten und Schubspannungen ausgewertet. Diese werden jedoch nach den Berechnungen der Maßnahmen in einem separaten Abschnitt (Abschnitt 6.3.2) dargestellt.

Die für die drei unterschiedlichen Ereignisse aus dem NA-Modell übernommenen Randbedingungszuflüsse sind in der nächsten Tabelle aufgelistet.

Tabelle 5-1: Randbedingungen der untersuchten hydrologischen Ereignisse

Fluss	Stationierung	Bezeichnung	Zufluss (m ³ /s)		
			MNQ	MQ	HQ ₁₀₀
NU_AS8	50079,01	Modellanfang	0,139	0,388	4,490
NU_AS8	49391,41	Mdg. Zinnaer Klostergraben	0,003	0,006	0,049
NU_AS8	47830,63	oh. Mdg. Groenaer Graben	0,004	0,007	0,059
NU_AS7	47025,01	Mdg. Groenaer Graben	0,043	0,076	0,674
NU_AS7	45372,48	oh. Pegel Lindenberg Wehr OP	0,015	0,027	0,237
NU_AS7	43380,29	oh. Abzweig Königsgraben	0,001	0,019	0,229
Abzweigung Stadtnuthe / Königsgraben					
SN	42713,71	oh. Pegel Luckenwalde Kleinbahn Wehr OP	0,000	0,000	0,003
SN	41050,97	oh. Pegel Luckenwalde Postbrücke	0,001	0,020	0,240
SN	38499,14	oh. Mdg. Königsgraben	0,000	0,011	0,135
NU_AS6	1904,92	Königsgraben	0,001	0,036	0,428



Fluss	Stationierung	Bezeichnung	Zufluss (m ³ /s)		
			MNQ	MQ	HQ ₁₀₀
Zusammenfluss Stadtnuthe / Königsgraben					
NU_AS5	36849,50	oh. Mdg. Steinerfließ	0,000	0,000	0,003
NU_AS4	36743,00	Mdg. Steinerfließ	0,015	0,434	4,420
NU_AS4	36480,89	oh. Mdg. Kreuzfeldgraben	0,000	0,000	0,003
NU_AS3	36173,50	Mdg. Kreuzfeldgraben	0,002	0,053	0,624
NU_AS3	35515,87	oh. Pegel Woltersdorf I Wehr OP	0,000	0,000	0,005
NU_AS3	34776,58	oh. Mdg. Hammerfließ	0,000	0,000	0,001
NU_AS2	34426,50	Mdg. Hammerfließ	0,246	1,110	4,865
NU_AS2	32478,70	oh. Mdg. Illichengraben	0,004	0,020	0,110
NU_AS1	30935,50	Mdg. Illichengraben	0,014	0,065	0,364
NU_AS1	29165,28	oh. Modellende	0,001	0,003	0,017

5.2 MNQ

Bei dem MNQ-Ereignis wurden an der Abzweigung 0,2 m³/s aus der Nuthe entnommen und am Oberlauf der Stadtnuthe wieder zugeleitet. Am Oberlauf des Königsgrabens kommen so nur noch 5 l/s an. Die Wehre würden im Vergleich zum Kalibrierungszustand um durchgehend 15 cm angestaut, damit die Bedingungen bei Niedrigwasser besser abgebildet werden. Die Ergebnisse sind in den nächsten 4 Abbildungen für die unterschiedlichen Flussabschnitte dargestellt. In den Abbildungen sind sowohl die Wasserstände (rechte Achse) als auch die Abflüsse (linke Achse) abgebildet. Der untere Wasserspiegel am Wehr Märtensmühle wurde mit einem Wasserstand von 36,7 m NHN belegt.

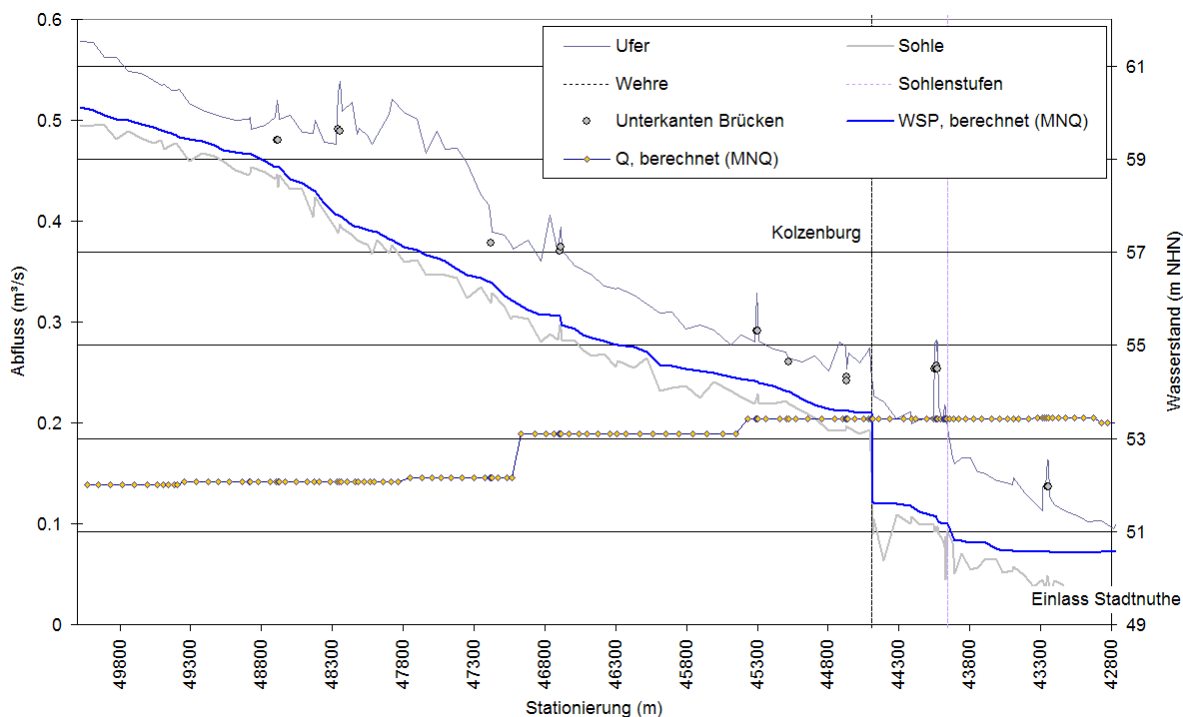


Abbildung 5-1: Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; obere Nuthe

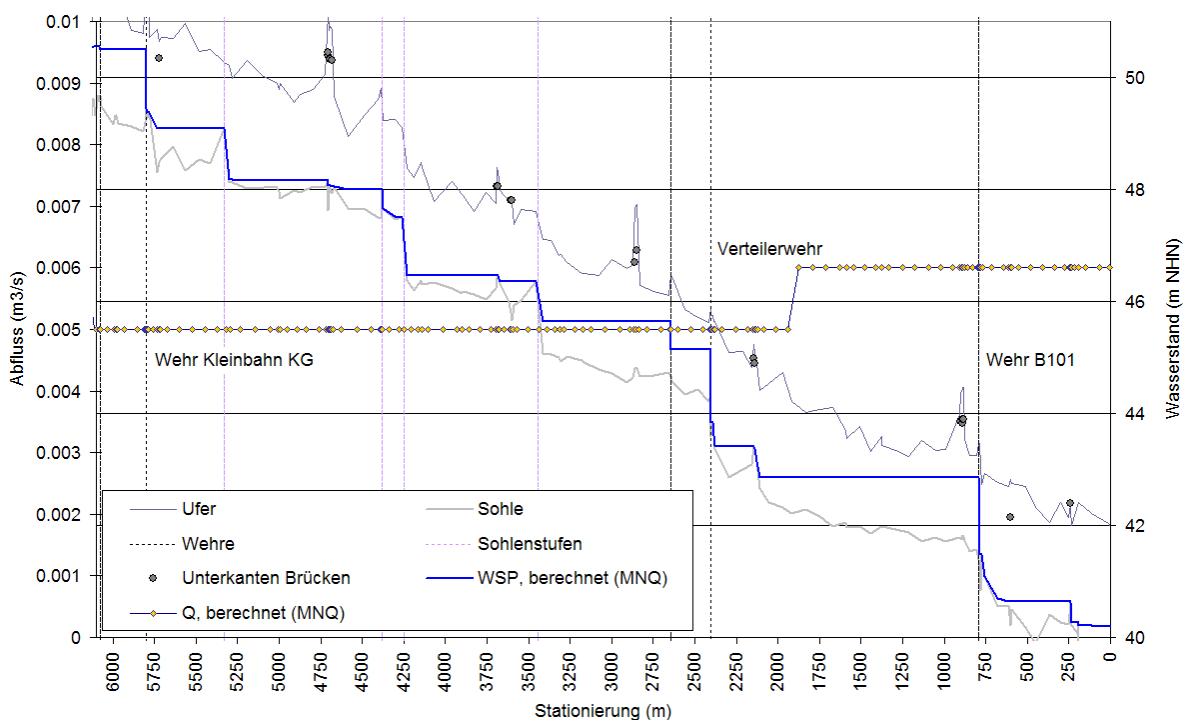


Abbildung 5-2: Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; Königsgraben

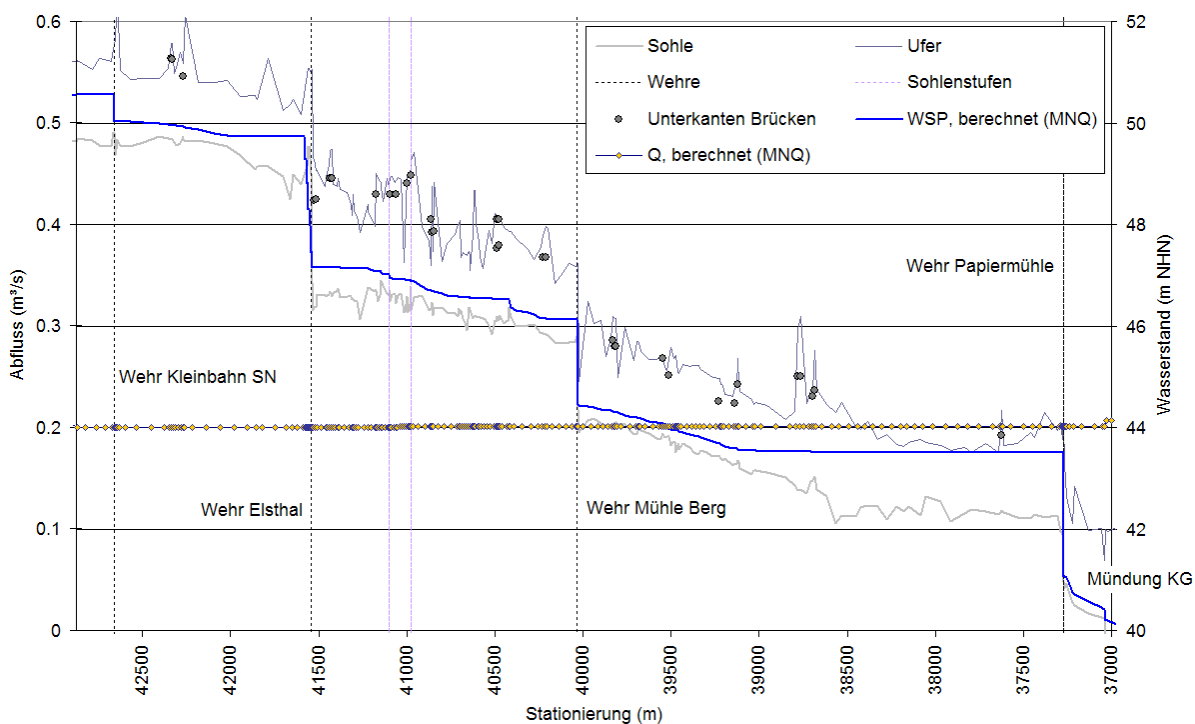


Abbildung 5-3: Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; Stadtnuthe

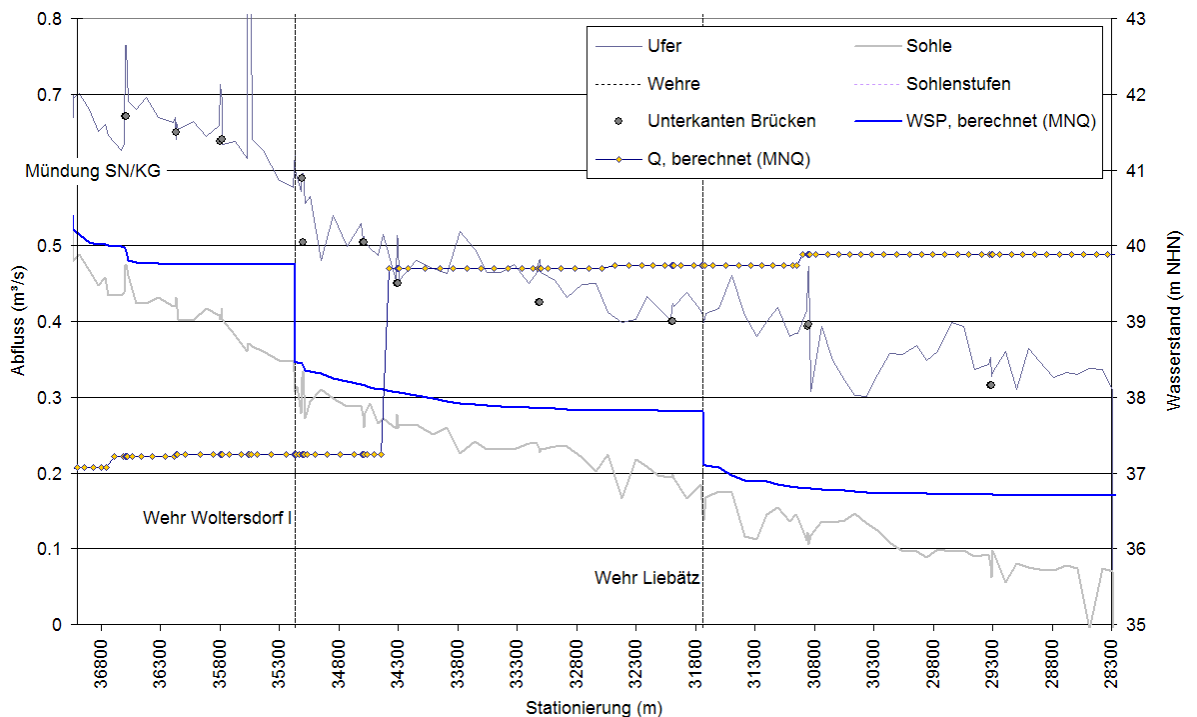


Abbildung 5-4: Ergebnisse des Basiszustandes bei MNQ; untere Nuthe

5.3 MQ

Bei dem MQ-Ereignis wurden an der Abzweigung $0,314 \text{ m}^3/\text{s}$ aus der Nuthe entnommen und am Oberlauf der Stadtnuthe wieder zugeleitet. Am Oberlauf des Königsgrabens kommen so noch 209 l/s an. Die Wehre wurden gegenüber zum Kalibrierungszustand nicht geändert. Es wird angenommen, dass die Bedingungen während der Vermessung in etwa den mittleren Bedingungen nahe kommen. Direkt oberhalb der Abzweigung wurden bei der Kalibrierung $0,68 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt (s. Tabelle 2-4). Damit waren die Bedingungen zwar ein wenig nasser als bei einem MQ-Ereignis, dies dürfte aber auf die Wehreinrichtungen keine Auswirkungen gehabt haben. Die Ergebnisse sind in den nächsten 4 Abbildungen für die unterschiedlichen Flussabschnitte dargestellt. In den Abbildungen sind sowohl die Wasserstände (rechte Achse) als auch die Abflüsse (linke Achse) abgebildet. Der untere Wasserspiegel am Wehr Märtensmühle wurde auch hier mit einem Wasserstand von $36,7 \text{ m NHN}$ belegt.

Der berechnete Wasserstand am Pegel Wehr Woltersdorf OP ($39,68 \text{ m NHN}$) stimmt recht gut mit den vom Auftraggeber gelieferten Hauptwerten des Pegels überein. Zwar liegt der Jahresmittelwert des Pegels der Periode 1990 bis 2007 ($39,58 \text{ m NHN}$) 10 cm unterhalb des berechneten Wertes, wenn aber nur die Periode ab Mai 2004 betrachtet wird, liegt der beobachtete mittlere Wasserstand am Pegel bei $39,78 \text{ m NHN}$. Der berechnete Wasserstand liegt damit genau in der Mitte der beiden mittleren Werte.

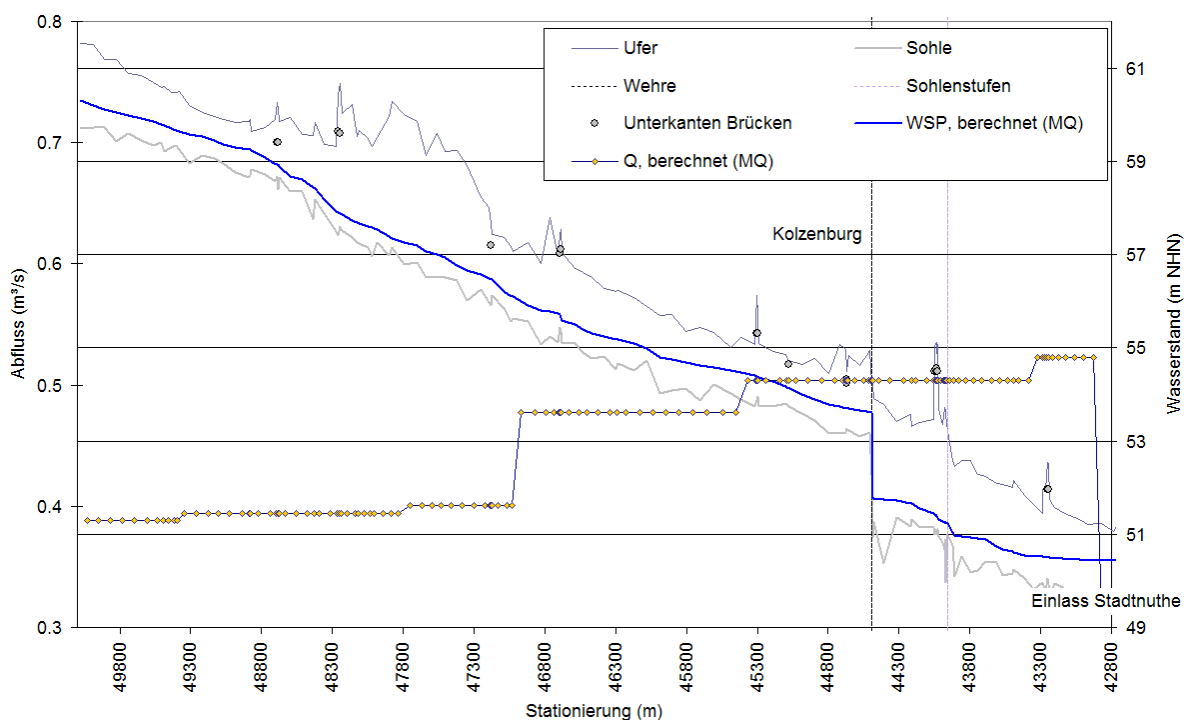


Abbildung 5-5: Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; obere Nuthe

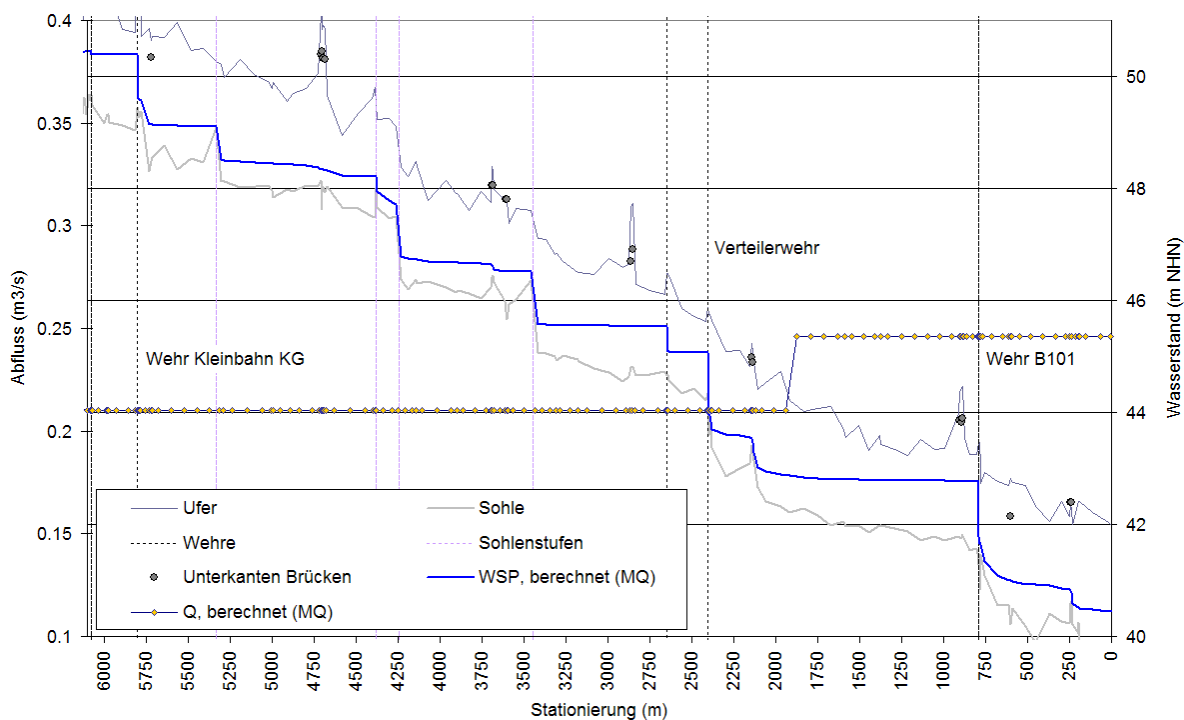


Abbildung 5-6: Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; Königsgraben

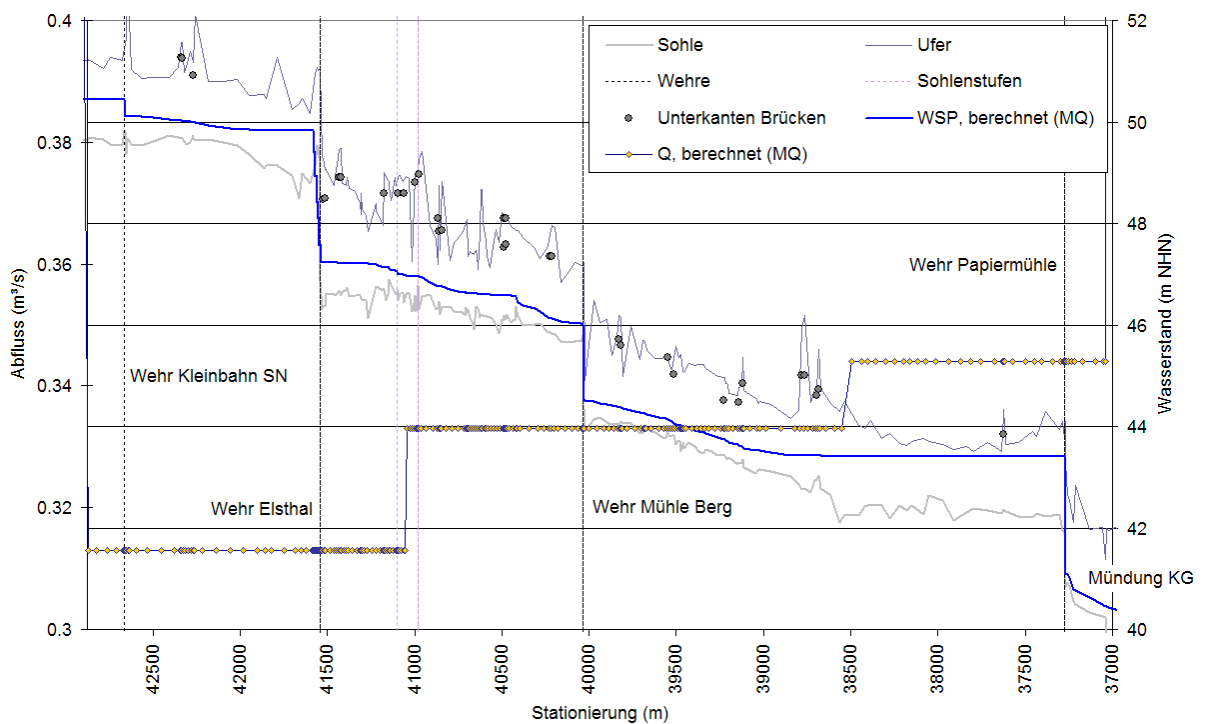


Abbildung 5-7: Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; Stadtnuthe

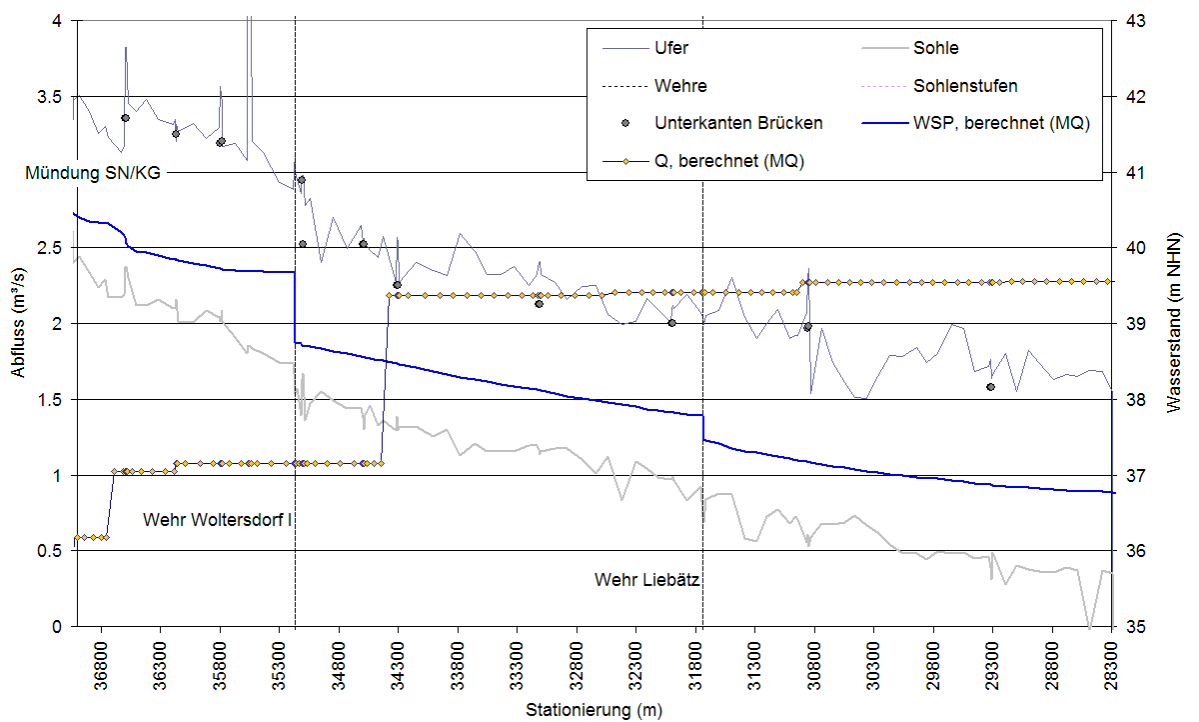


Abbildung 5-8: Ergebnisse des Basiszustandes bei MQ; untere Nuthe



5.4 HQ₁₀₀

Bei dem HQ₁₀₀-Ereignis wurden an der Abzweigung 2,0 m³/s aus der Nuthe entnommen und am Oberlauf der Stadtnuthe wieder zugeleitet. Am Oberlauf des Königsgrabens kommen so 3,739 m³/s an. Die Wehre wurden im Vergleich zu den bereits dargestellten Berechnungen zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit der Stadtnuthe - Königsgraben nicht geändert. Generell wird bei den untersuchten Hochwassern davon ausgegangen, dass die Wehre komplett geöffnet werden. Die Ergebnisse sind in den nächsten 4 Abbildungen für die unterschiedlichen Flussabschnitte dargestellt. In den Abbildungen sind sowohl die Wasserstände (rechte Achse) als auch die Abflüsse (linke Achse) abgebildet. Der untere Wasserspiegel am Wehr Märtensmühle wurde mit einem Wasserstand von 37,65 m NHN belegt.

Das untersuchte HQ₁₀₀ unterscheidet sich nur wenig von den Berechnungen zur Auswertung des bordvollen Abflusses. Statt 3,74 und 4,16 m³/s wurden im Königsgraben beim bordvollen Abfluss konstant 4,0 m³/s durchgeleitet, in der Stadtnuthe fallen logischerweise in beiden Berechnungen im Oberlauf 2,0 m³/s an. Die in den Abbildungen dargestellten Bereiche, wo einige Profile als überschwemmt dargestellt werden (rot markiert), sind daher identisch mit den im Abschnitt 4.2 dargestellten kritischen Bereiche. Für Stadtnuthe und Königsgraben wird deswegen für die Beschreibung der Problembereiche auf diesen Abschnitt verwiesen. Es wird erneut darauf hingewiesen, dass ein Abfluss von 2,0 m³/s in der Stadtnuthe bereits bei einem HQ₁₀-Ereignis an der Abzweigung Stadtnuthe - Königsgraben eintritt.

Im Oberlauf der Nuthe (s. Abbildung 5-9) treten bei einem Abfluss von etwa 4,5 m³/s am km 49 Überschwemmungen auf. Direkt oberhalb des Wehres Kolzenburg (km 45), das in Abstimmung mit dem Auftraggeber im Modell als nicht beweglich definiert wurde, ist der Durchfluss bereits auf ca. 5,5 m³/s erhöht und es treten ebenfalls Überschwemmungen auf. Beide Bereiche werden seitens des Auftraggebers als unkritisch eingeschätzt. Dies wurde am km 45 durch den Vergleich mit dem DGM bestätigt. Dies ist in Abbildung 5-14 dargestellt. Es bildet sich zwar eine erhebliche Überschwemmungsfläche, aber Straßen und Häuser sind hiervon nicht betroffen. Es sollte allerdings überprüft werden, ob durch diese Überschwemmungen eine natürliche Umleitung des Wehres Kolzenburg entsteht. Laut DGM ist dies der Fall. Auch am km 49 resultiert der Vergleich mit dem DGM in erheblichen Überschwemmungsflächen (s. Abbildung 5-13). Sie sind jedoch von geringerem Ausmaß als am km 45. Allerdings wäre bei zukünftigen Untersuchungen zu überprüfen, ob die Fläche, die in der Abbildung als „potenziell gefährdet“ markiert wurde, von den Überschwemmungen betroffen sein könnte. Hier gibt es laut topografischer Karte, Luftbildern und Google Earth Bauten, die im Bereich der gefährdeten Fläche stehen. Da diese Flächen entlang dem ehemaligen Lauf der Nuthe (und so wird der Umfluter in der TK noch genannt) gelegen sind, bildet sich hier jedoch ein Gefälle und die Wasserstände werden geringer sein als am oberen Ausuferungsprofil der Nuthe. Außerdem ist in der topografischen Karte eine beidseitige Verwallung des Umfluters eingezeichnet. Leider wurde in diesem Bereich nicht vermessen, aber noch ist die Verwallung in dem 25 m-DGM erkennbar. Es wird zunächst davon ausgegangen, dass Überschwemmungen in dem Bereich nicht auftreten werden.



Im Unterlauf der Nuthe treten ebenfalls Überschwemmungen auf. Direkt unterhalb des Wehres Woltersdorf beträgt der Abfluss ca. $11,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und am km 34,95 wird das linke Ufer überspült. Direkt unterhalb der Mündung des Hammerfließes, die zu einer Erhöhung des Durchflusses auf etwa $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$ führt, tritt die Nuthe zwischen km 34,15 und 34,37 über ihr beiden Ufer. Diese Stellen sind in Abbildung 5-15 im Detail abgebildet. Nach den Vermessungen zu urteilen handelt es sich um einzelne Profile, wobei sich die beiden letzten Profile genau ober- und unterhalb der Brücke am km 34,3 befinden. Aus den vorhandenen Daten ist jedoch nicht abzuleiten, ob die Ausuferungen weiter weg vom Fluss von einem nicht vermessenen höheren Bereich lokal begrenzt werden. Im Gegenteil zeigt das DGM, dass es sowohl links- als rechtsseitig des Flusses große Flächen gibt, die unterhalb der berechneten Wasserspiegel an den Ausuferungsprofilen (ca. 39,98 und 39,72 m NHN) liegen. Diese Flächen sind in Abbildung 5-15 als möglich geflutete Flächen gekennzeichnet. Ein Teil der rechtsseitig der Nuthe gelegenen Flächen gehört bereits zum Seeluch. Leider lagen direkt oberhalb der Hammerfließmündung keine DGM-Daten rechtsseitig der Nuthe vor. Die Stelle an der genannten Brücke ist insbesondere deswegen interessant, weil sich unmittelbar unterhalb davon die geplante Anschlussstelle des Seeluches befindet. Die genannten Profile sind auf jeden Fall auf die maximale Uferhöhe zu überprüfen und ggf. sind Verbesserungen des Hochwasserschutzes zu planen. Oberhalb des Wehres Liebätz befindet sich am km 32,42 ein weiterer Bereich, der bei einem HQ_{100} -Ereignis droht auszufernen. Da die Überstauhöhe hier jedoch maximal 8 cm beträgt, wird das Risiko auf größere Schäden hier als gering eingeschätzt. Viel deutlicher sind die Ausuferungen jedoch zwischen km 30,27 und 30,83. Hier beträgt die Überstauhöhe teilweise 42 cm! In Abbildung 5-16 ist die unmittelbare Umgebung der Profile samt den eingeschätzten Überschwemmungen dargestellt. Linksseitig reichen die Überschwemmungen bis an den Vorgärten der Siedlung Märtensmühle. Mögliche Präventionsmaßnahmen gegen die genannten Überschwemmungen vorzuschlagen, war nicht Bestandteil der vorliegenden konzeptionellen Vorplanung. Rechtsseitig sind die Überschwemmungen weniger problematisch, da sich hier der ehemalige Verlauf der Nuthe wiederfindet und die Anbindung dieses Bereichs sowieso geplant wird (Band 1, Abschnitt 5.7.3).

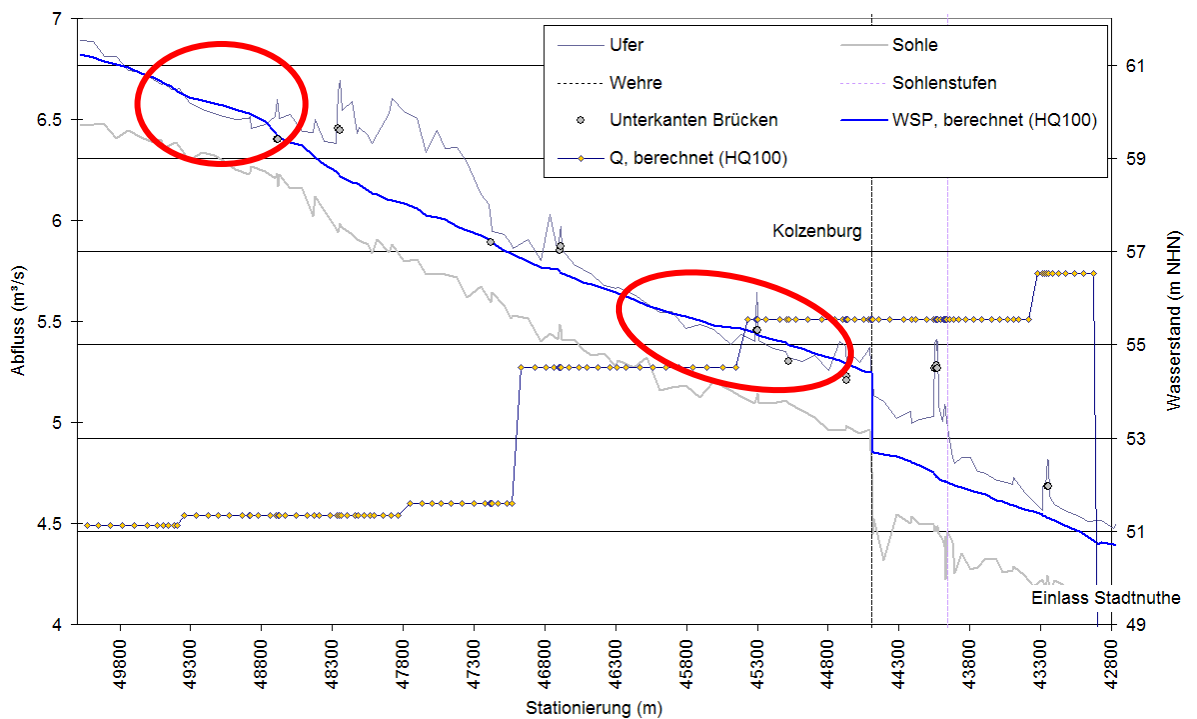


Abbildung 5-9: Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ₁₀₀; obere Nuthe

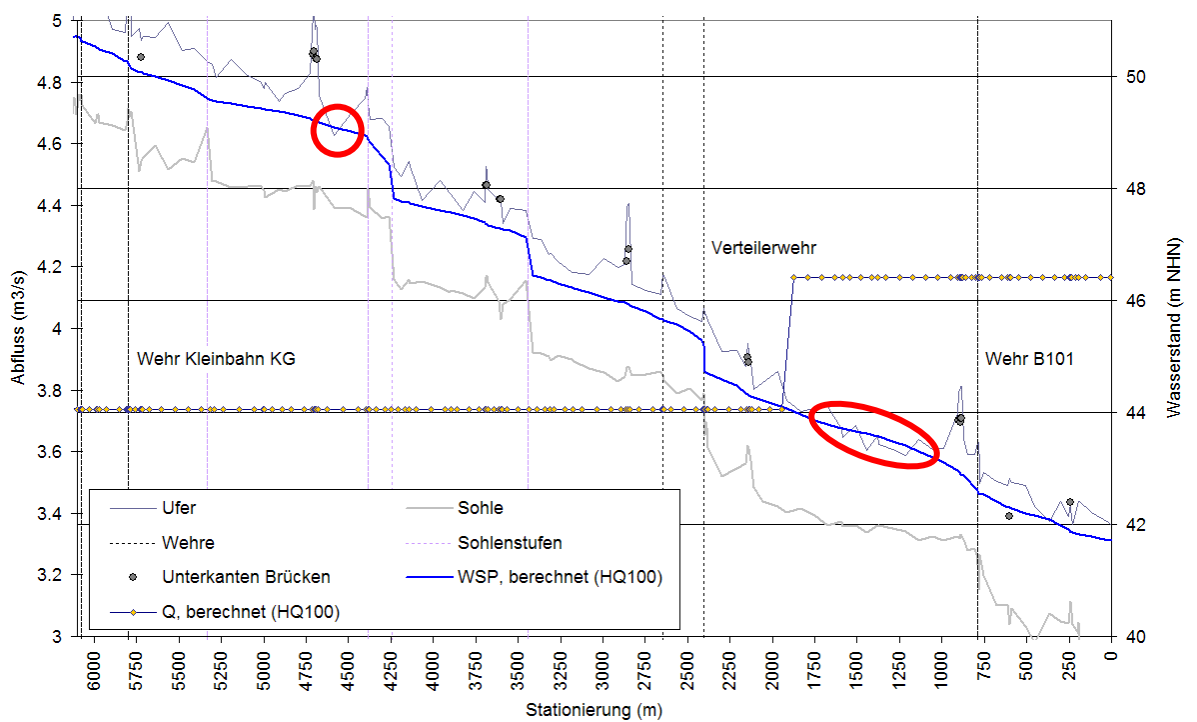


Abbildung 5-10: Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ₁₀₀; Königsgraben

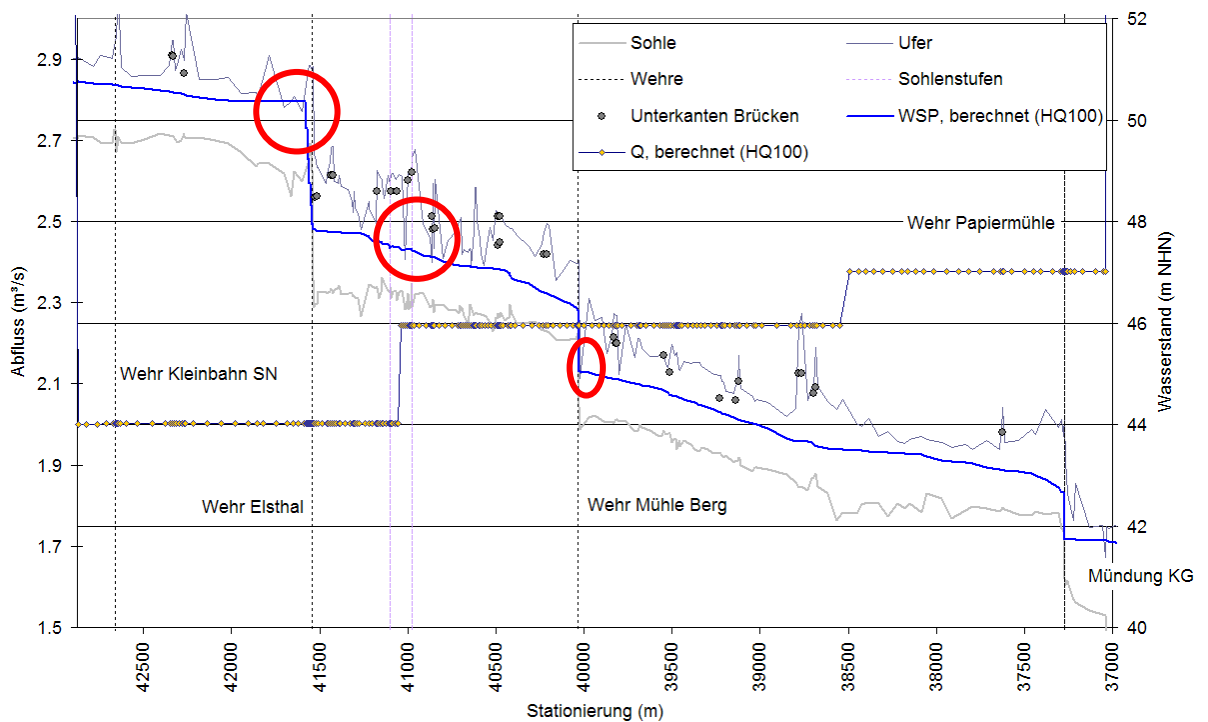


Abbildung 5-11: Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ₁₀₀; Stadtnuthe

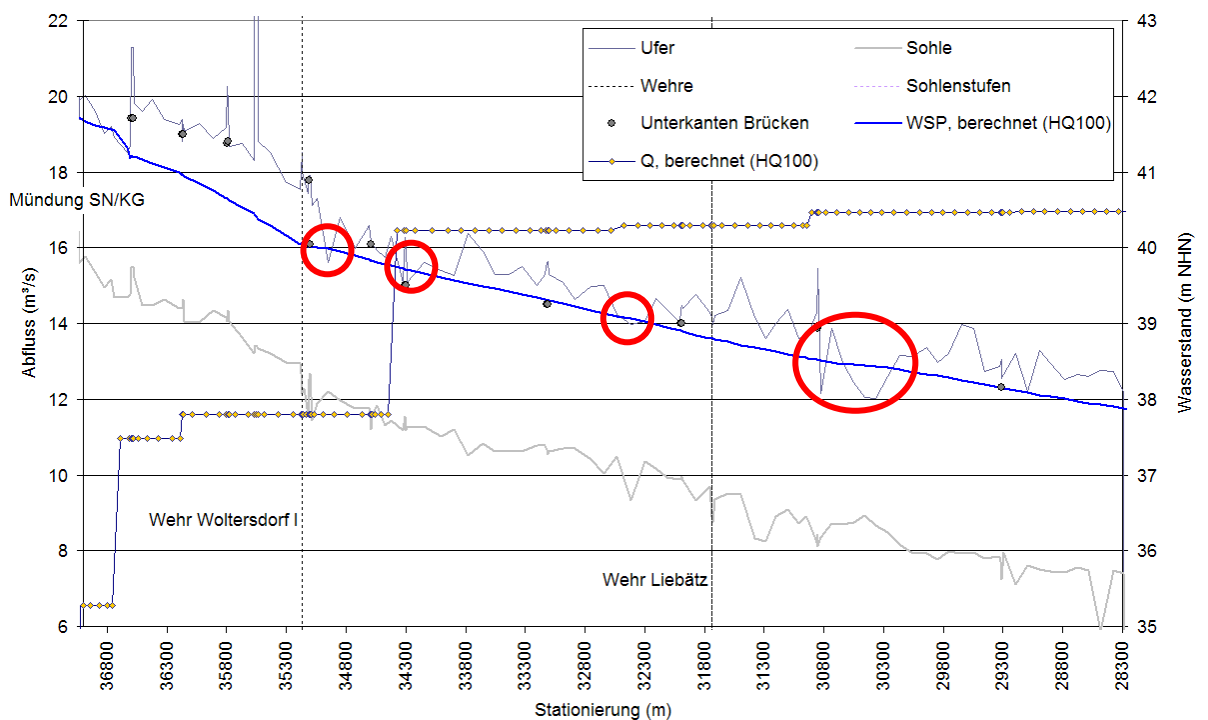


Abbildung 5-12: Ergebnisse des Basiszustandes bei HQ₁₀₀; untere Nuthe

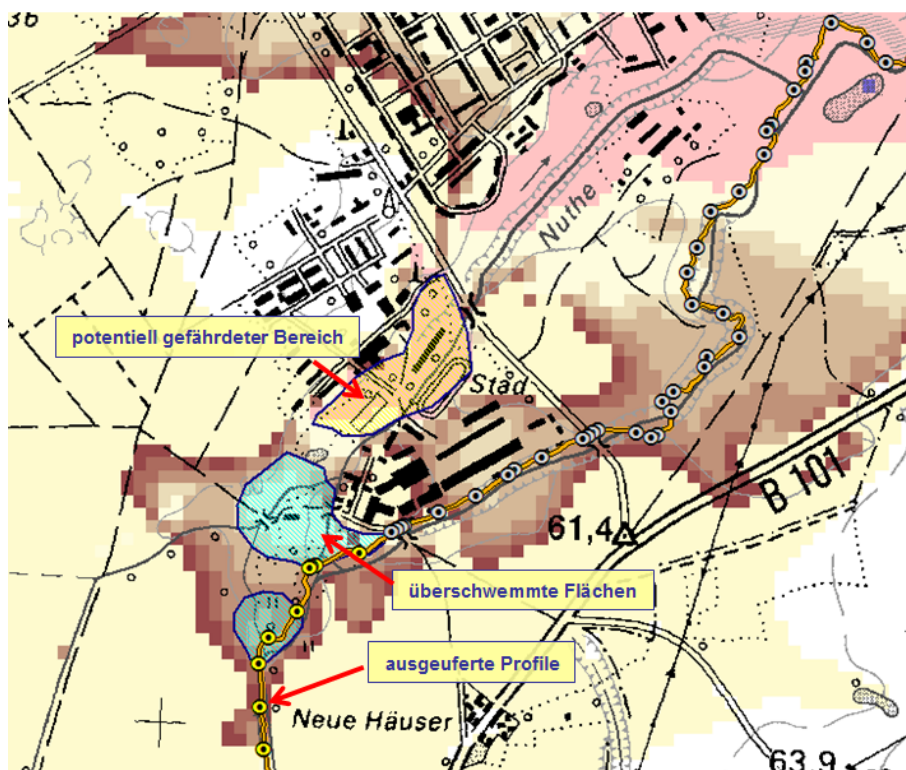


Abbildung 5-13: Ausuferungen entlang der oberen Nuthe um km 49

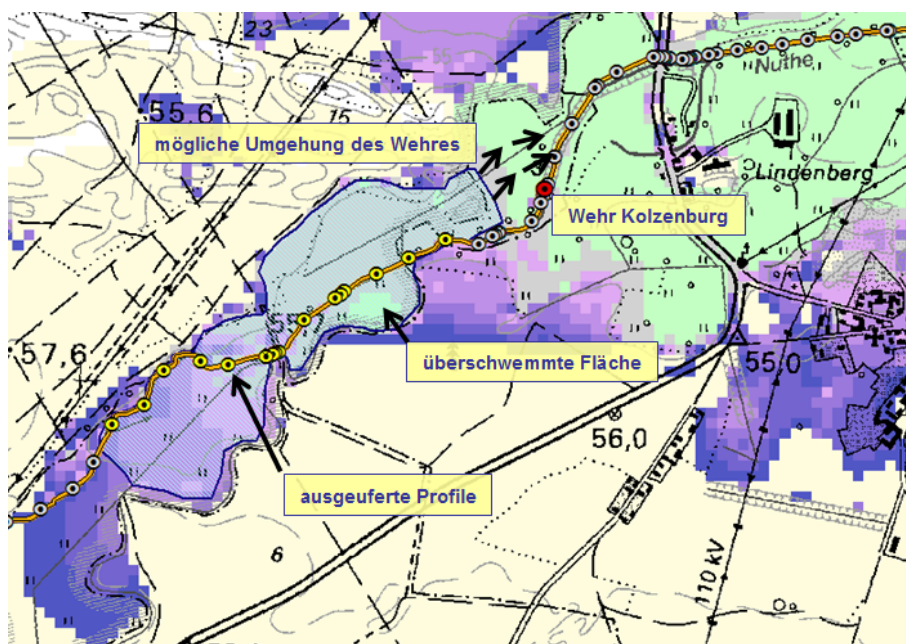


Abbildung 5-14: Ausuferungen entlang der oberen Nuthe um km 45

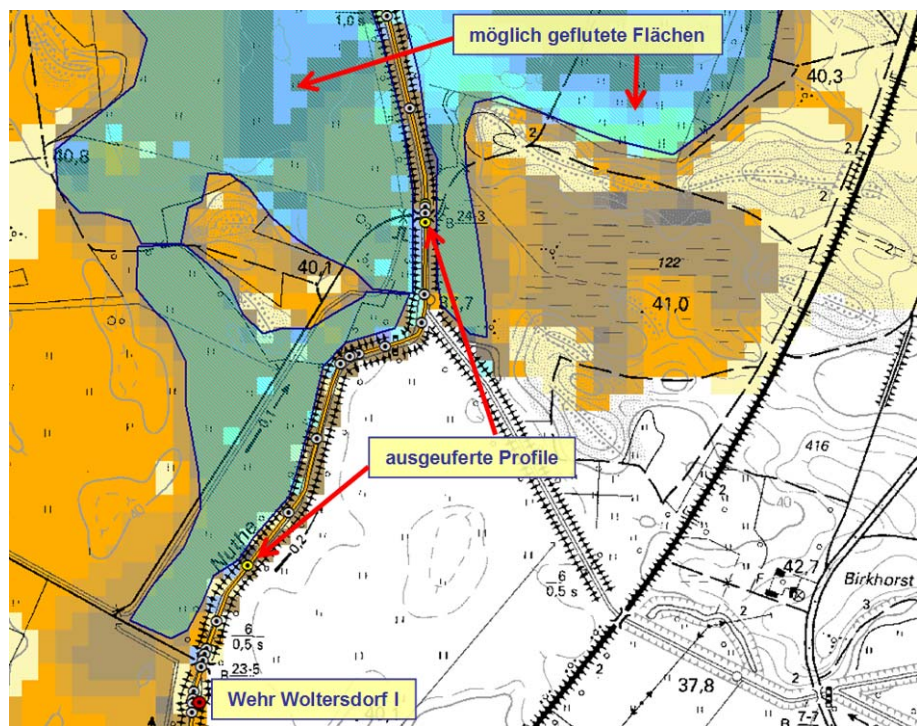


Abbildung 5-15: Ausuferungen entlang der untere Nuthe unmittelbar an der Mündung des Hammerfließes

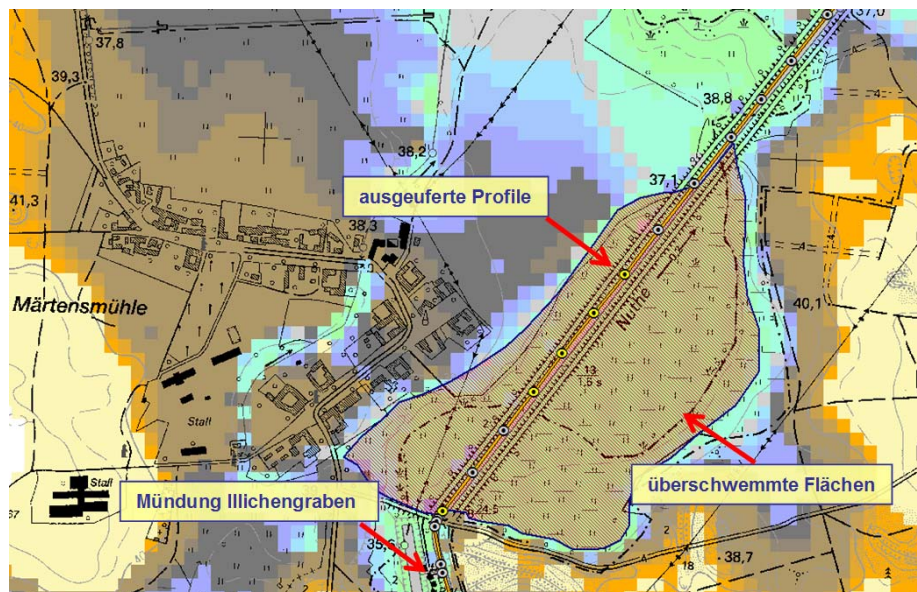


Abbildung 5-16: Ausuferungen entlang der untere Nuthe unterhalb des Wehres Liebätz

Es wird darauf hingewiesen, dass die untere Randbedingung die zuletzt dargestellten Überschwemmungen stark beeinflussen kann. Der Wasserstand bei einem Abfluss von etwa $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$ am Wehr Märtensmühle wurde aus dem Wasserstand am Wehr Woltersdorf abgeschätzt. Bei einem Wasserstand von $37,65 \text{ m}$ NHN tritt kaum ein Rückstau auf und dieser Einfluss wird minimiert. Mit niedrigeren Wasserständen ist wahrscheinlich bei einem solchen Abfluss nicht zu rechnen. Untersuchungen



haben aber gezeigt, dass sich sogar bei einem Wasserstand von 37,0 m NHN (entspricht der Vermessung) noch erhebliche Überschwemmungen am km 30,36 bilden.

Ein weiterer Faktor, der die berechneten Überschwemmungen in der unteren Nuthe beeinflusst, ist die Rauigkeit. In Abschnitt 3 wurde bereits dargestellt, dass aus dem Vergleich zwischen den Mess- und berechneten Werten geschlussfolgert werden könnte, dass die Rauigkeiten noch unter dem mit dem Auftraggeber abgestimmten Wert von $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ liegen. Dies würde einen Anstieg der Wasserstände und damit eine Ausdehnung der überschwemmten Flächen bedeuten. Wie bereits in Abschnitt 3 empfohlen, wäre eine zukünftige detaillierte Überprüfung der Rauigkeiten in diesem Bereich daher wünschenswert.

Abschließend werden sowohl für die Stadtnuthe als auch für den Königsgraben die Wasserstände bei den drei untersuchten Ereignissen verglichen. Dies ist in den nächsten beiden Abbildungen dargestellt. Neben den drei Ereignissen ist jeweils auch der Kalibrierungszustand abgebildet. In der Stadtnuthe stellt sich dabei heraus, dass sich die Wasserstände zwischen Kalibrierungszustand (ca. $0,19 \text{ m}^3/\text{s}$), Basiszustand MQ ($0,314 \text{ m}^3/\text{s}$) und Basiszustand MNQ ($0,2 \text{ m}^3/\text{s}$) kaum unterscheiden. Teilweise ist aufgrund der angepassten Wehreinrichtungen der Wasserstand bei MNQ sogar höher als bei MQ. Der Rückstauereffekt des Wehres Papiermühle kommt in Abbildung 5-17 sehr deutlich zum Ausdruck. Bei geöffnetem Wehr und einem Abfluss von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt der Wasserstand deutlich unter dem Wasserstand bei einem MQ-Ereignis, wobei das Wehr als gesetzt angenommen wurde. Erst bei km 38,5 wird bei einem Abfluss von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Wasserstand über dem MQ-Ereignis erreicht. Zukünftig wird das Wehr wahrscheinlich durch eine Sohlengleite ersetzt werden. Dies bedeutet, dass die Wasserstände auch direkt oberhalb des Wehres bei einem Abfluss von $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ über den mittleren Wasserständen liegen werden. Ob sich dabei oberhalb des Wehres neue gefährdete Bereiche ausbilden werden, ist auf Basis der jetzt vorliegenden Planungen für die Sohlengleite nicht abzuleiten. Dies sollte deshalb zu einem späteren Zeitpunkt überprüft werden. Möglicherweise sollte der Zielwasserstand bei mittleren Abflussverhältnissen gesenkt werden, damit sich bei höheren Abflüssen keine Ausuferungen einstellen.

Am Königsgraben (Abbildung 5-18) senken sich die Wasserstände bei MQ im Vergleich zum Kalibrierungszustand deutlich. Dies lässt sich aufgrund der unterschiedlichen Durchflüsse erklären; bei MQ fließen 209 l/s in den Oberlauf ein und während der Vermessungsperiode sind im Mittel etwa $0,55 \text{ m}^3/\text{s}$ umgeleitet worden. Bei einem MNQ-Ereignis ist der Wasserspiegel nahezu ausgespiegelt und wird nur noch von den einzelnen Stufen gehalten.

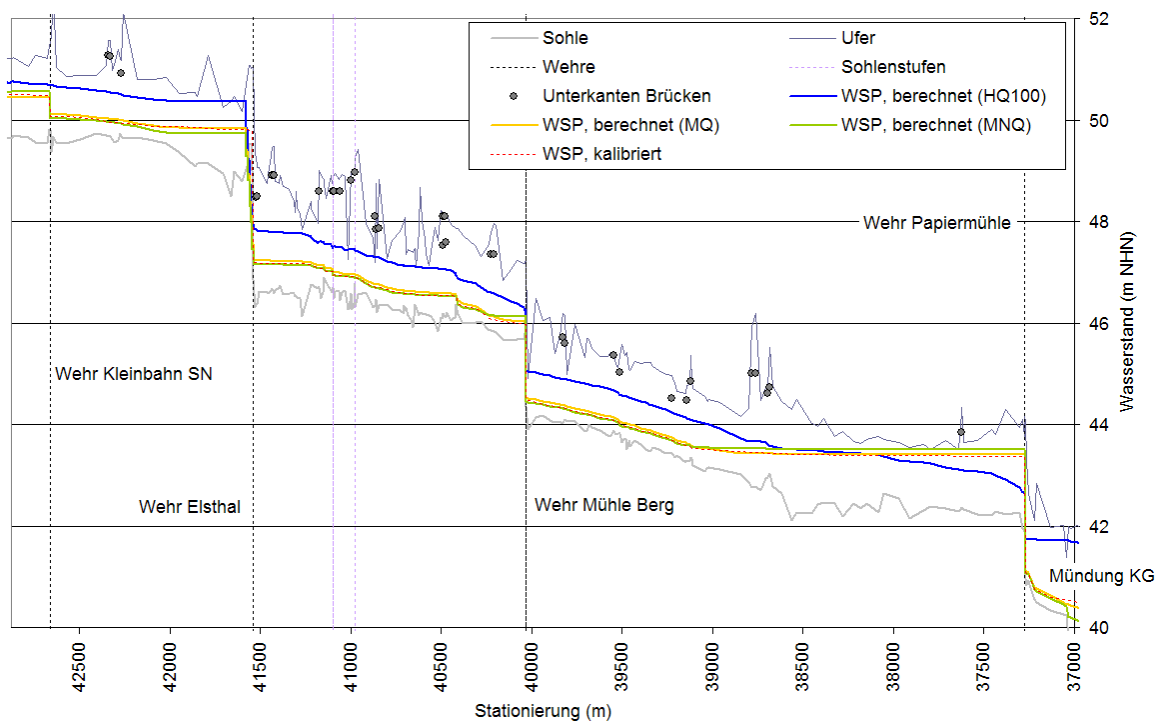


Abbildung 5-17: Vergleich der berechneten Ereignisse; Stadtnuthe

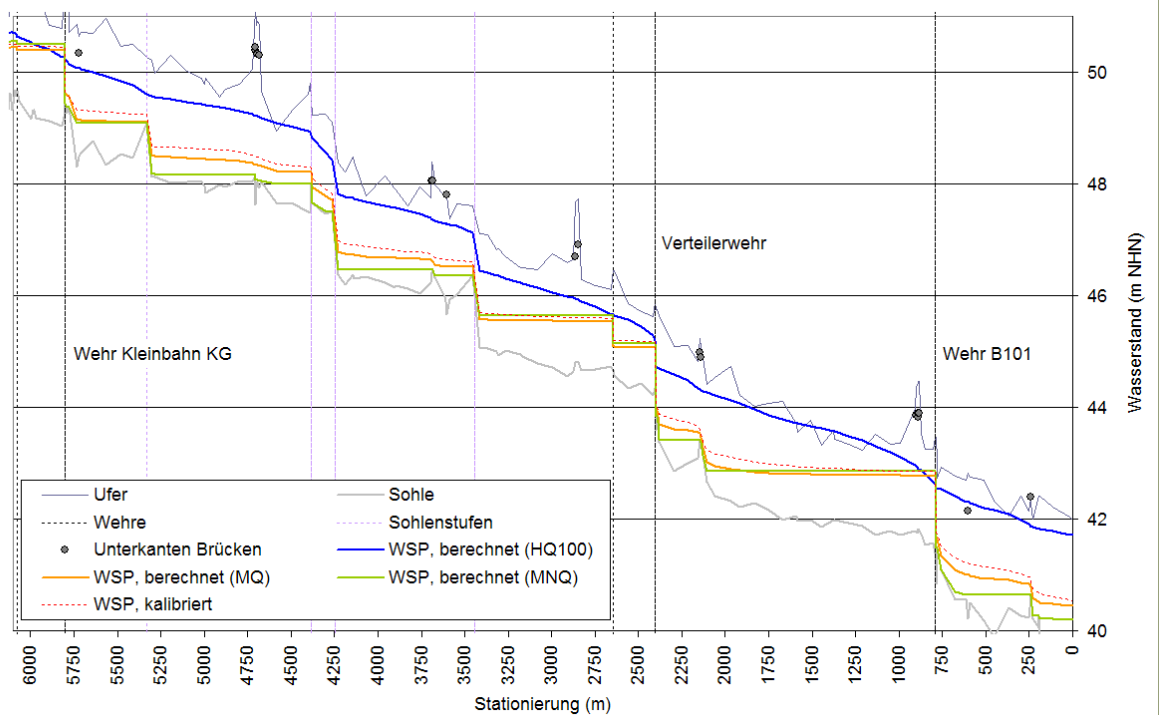


Abbildung 5-18: Vergleich der berechneten Ereignisse; Königgraben



6 Maßnahmen

6.1 Einleitung

Gegenstand der konzeptionellen Vorplanung sind Strukturgüteverbesserungen und die Verbesserung der Durchgängigkeit für Fische und Wasserorganismen. Auftragsgemäß und aufgrund der Datenlage zum Stand der Erarbeitung sind die biologischen und physikalisch-chemischen Gewässerbeschaffenheitskriterien gem. WRRL nicht Gegenstand der konzeptionellen Vorplanung.

Die in Band 1 vorgestellten Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte werden nachfolgend zusammengefasst.

Im Bereich der Nuthe unterhalb der Mündung des Königsgrabens ist im Wesentlichen die Anbindung von zwei Mäandern in Anlehnung an den historischen Verlauf der Nuthe vorgesehen. Mit dem hydraulischen Modell ist bisher nur die Anbindung des Seeluches analysiert worden. Mit dieser Maßnahme wird allerdings nicht nur eine Verbesserung der Strukturgüte angestrebt, gleichzeitig wird auch die Umgehung des Wehres Liebätz und damit eine Verbesserung der Durchgängigkeit bewerkstelligt.

Eine Veränderung des Gewässerprofils des Königsgrabens und der Einbau im Königsgraben von Habitatalementen werden, um die Funktion des Hochwasserentlasters nicht zu gefährden, nicht vorgesehen. Die Maßnahmen am Königsgraben beschränken sich auf die Anpflanzung von Bäumen und Sträuchern außerhalb der Uferböschungen, um die direkte Sonneneinstrahlung auf das Gewässer zu reduzieren und so zu einer Verbesserung der Wasserqualität beizutragen. Eine Beeinflussung der Wasserstände entlang dem Königsgraben durch diese Maßnahmen ist nicht zu erwarten. Am Königsgraben werden daher auch keine Änderungen im Modell implementiert.

In einigen Bereichen der Stadtnuthe soll dagegen durch die Entfernung der Ufersicherungen und den Einbau von z. B. Wurzelstubben die Möglichkeit der Eigenentwicklung gegeben werden. Dort, wo die Eigenentwicklung der Stadtnuthe aufgrund des angrenzenden Grundeigentums nicht möglich bzw. nicht erwünscht ist, sollte partiell der vorhandene, stark befestigte Uferverbau durch zum Beispiel standortgerecht bepflanzte Kokoswalzen ersetzt werden.

Um die naturnahe Entwicklung der Nuthe oberhalb der Abzweigung des Königsgrabens zu fördern, sind die Lockerung des Verbaus und Einbringung von Strukturelementen zwischen km 43,35 – 44,45 vorgesehen. In einigen Bereichen der oberen Nuthe ist durch erhöhte Sohlenbelastung bereits jetzt ein Einschnitt in die Gewässersohle festzustellen. Um diese Entwicklung zu stoppen und ihr entgegenzuwirken, ist die Errichtung mehrerer Stützschwelle vorgesehen. Um die Durchgängigkeit des Gewässers zu erhalten, sind diese in Form von Sohlengleiten auszubilden.

Eine detaillierte Beschreibung der Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte ist in Band 1, Abschnitt 5 gegeben.

Dort sind auch die Maßnahmen zur Verbesserung der Durchgängigkeit der untersuchten Gewässer ausführlich dokumentiert. Neben der Anbindung des Seeluches sind für nahezu alle vorhandenen Bauwerke Anpassungen vorgeschlagen worden. Außerdem werden vier Brücken entlang der



Stadtnuthe, an denen keine Böschung vorhanden ist, mit schmalen Holzstegen oder Steinbermen ausgestattet, um die Durchgängigkeit der Ufer herzustellen.

Für die Wehranlagen, die sich im Königsgraben befinden, sind Umgehungsgerinne geplant. Diese werden auf die Wasserstände der Hochwasserereignisse keinen negativen Einfluss haben. Unter Umständen sind allerdings angepasste Wehreinstellungen erforderlich, um die momentan vorhandenen mittleren Wasserstände nicht zu weit abzusenken. Eine Integration der Umgehungsgerinne im hydraulischen Modell wurde jedoch nicht vorgesehen. Dies gilt allerdings nicht für alle Bauwerke im Modell. So wurden zum Beispiel die Breite des Wehres Liebätz bei den Maßnahmenuntersuchungen um 33 % reduziert, eine Sohlengleite an Stelle des Wehres Mühle Berg eingebaut und das Wehr Altersheim komplett entfernt. Letztgenannte Maßnahme wurde jedoch bereits im Basiszustand integriert. Beim Wehr Kleinbahn Nuthe SN ist durch den Bau eines neuen Schlitzpasses automatisch auch eine Reduzierung der effektiven Breite des Wehres vorgesehen. Das Wehr wird jedoch auch zukünftig hauptsächlich dafür eingesetzt, den maximalen Zufluss der Stadtnuthe (geplant sind $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$) zu begrenzen. Durch eine Anpassung der Wehreinstellung ist dies auch bei einer reduzierten Breite zu gewährleisten. Auf den Hochwasserschutz der oberhalb des Wehres liegenden Bereiche hat der geplante Schlitzpass daher keinen negativen Einfluss. Eine Anpassung des Modells wurde hier nicht vorgenommen. Das Wehr Kolzenburg soll ebenfalls durch eine Sohlengleite ersetzt werden. Es war jedoch nicht Gegenstand des vorliegenden Gutachtens, diese Sohlengleite im Modell zu integrieren. Die Auswirkungen des Umbaus werden von untergeordneter Bedeutung gewertet. Überschwemmungen oberhalb des Wehres sind aufgrund der stark eingeschränkten Bedienbarkeit auch jetzt schon bei höheren Abflüssen wahrscheinlich (s. z. B. Abbildung 5-14). Die Sohlengleite wird gegenüber dem heutigen Wehr wahrscheinlich nicht zu einer Verschlechterung des Hochwasserschutzes in den oberhalb liegenden Bereichen führen.

6.2 Seeluch

6.2.1 Einleitung

Auf der östlichen Seite der Nuthe im Bereich von ca. km 33 befindet sich das Seeluch. Durch diesen Bereich verlief die historische Nuthe von 1770 (HICKISCH, 2004), in der Abbildung 6-1 durch eine rote Linie dargestellt.

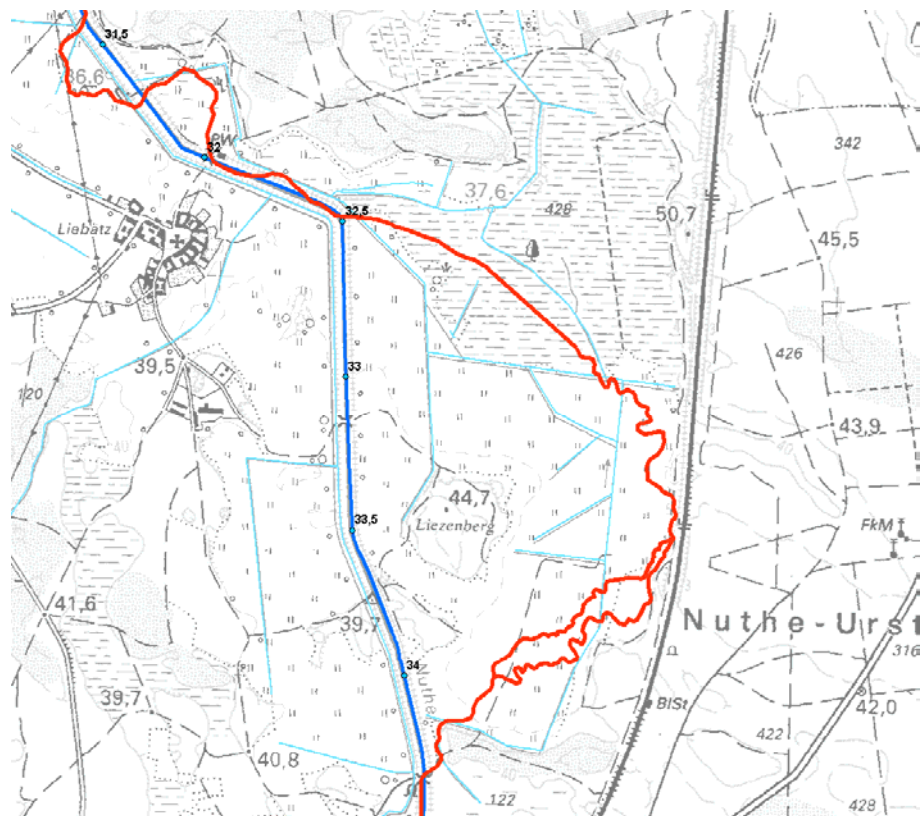


Abbildung 6-1: Historischer Verlauf der Nuthe im Bereich des Seeluchs

Die Abbildung 6-2 zeigt durch eine doppelte rosa Linie die vorhandenen Gräben in diesem Bereich, die annähernd dem historischen Verlauf folgen. Es wird bei den nachfolgend dargestellten Berechnungen grundsätzlich davon ausgegangen, dass die vorhandenen Gräben im Seeluch genutzt werden sollen.

In der Abbildung 6-2 ist der untersuchte Verlauf blau dargestellt. In roter Schrift sind die unterschiedlichen Flussabschnitte markiert; Unterlauf, Seeluch, Nebenlauf und Oberlauf. Nachfolgend wird jedoch auch oft die dargestellte Strecke Oberlauf-Seeluch-Unterlauf oder sogar die gesamte Seeluchniederung als Seeluch bezeichnet. Dort, wo dies zur Verwirrung führen könnte, wird ab jetzt der in Abbildung 6-2 dargestellte Flussabschnitt „Seeluch“ als „eigentliches Seeluch“ bezeichnet. Vom Auftraggeber wurde angeregt, mindestens ein MQ-Ereignis (bezogen auf die heutigen Nuthe-Bedingungen) durch das Seeluch (Zufluss am Oberlauf) leiten zu können, ohne dass sich dabei zu große Ausuferungen bilden. Die Ausuferungen sollen wegen der extensiv genutzten Landwirtschaft, der Standsicherheit des Bahndammes und der möglichen Auswirkungen auf die Wasserqualität bei geringer Wassertiefe möglichst begrenzt werden.

Da in dem Seeluch keine Vermessung stattgefunden hat, wurden die Profile aus dem vorhandenen, leider recht groben, 25 m-DGM abgeleitet. Die Genauigkeit der getroffenen Aussagen kann bei einem genaueren DGM sicherlich verbessert werden. Die aus dem DGM extrahierten Profile wurden um die vorhandenen Gräben ergänzt. Dabei wurde ein mittleres Gefälle zwischen dem Einlauf- und Ablaufprofil der Nuthe angenommen. Die vorhandene Sohlenbreite wurde auf 0,5 m eingeschätzt und die Bö-



schungsneigung auf 1 : 2. Dabei ergeben sich Breiten der Profile, die auf Geländehöhe mit den beobachteten Breiten übereinstimmen.

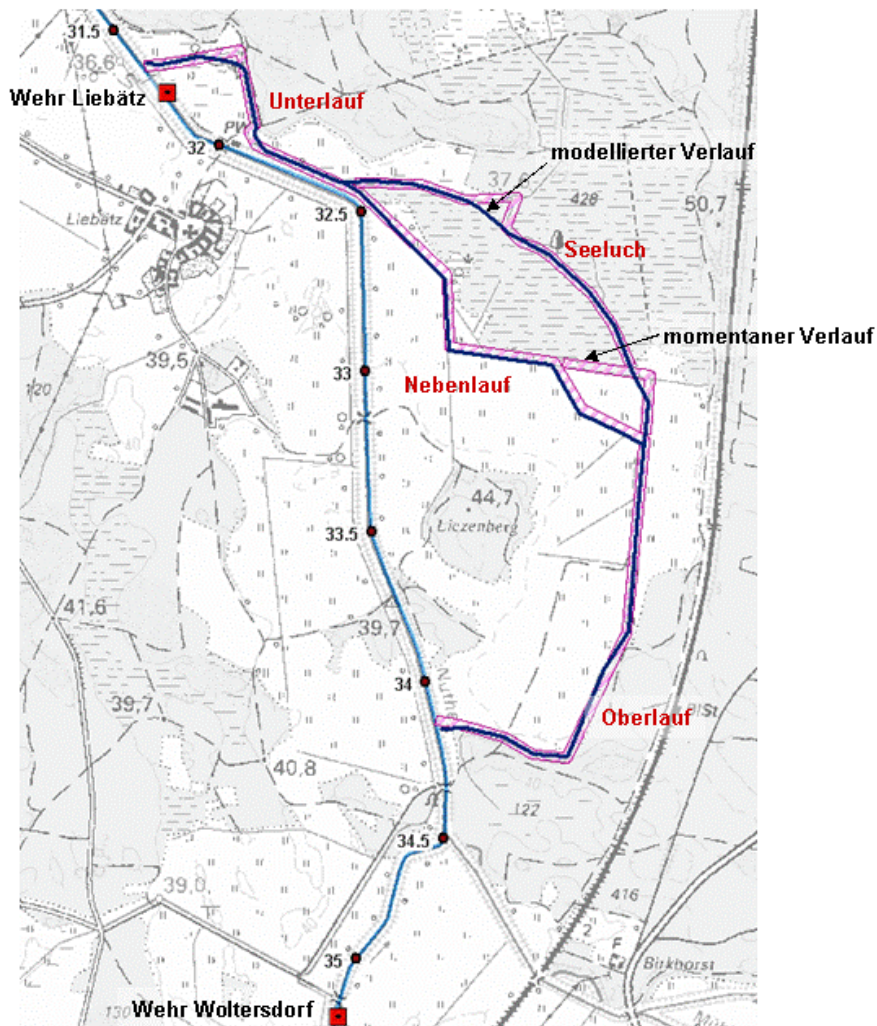


Abbildung 6-2: Derzeitiger und modellierter Verlauf der Entwässerungsgräben im Seeluch

In der nächsten Abbildung sind die Lage der erstellten Profile, ihre Stationierung (m) sowie das DGM dargestellt. Die Profile des Seeluches decken die gesamte Niederung ab, sie überqueren sogar den gleichfalls dargestellten Nebenlauf. Die Profile des Nebenlaufes enden standardmäßig an der Geländeoberkante und bilden somit nur das Volumen des Grabens ab.

In Abbildung 6-4 ist beispielsweise für das Profil an der Stationierung 2220 des Seeluches dargestellt, wie der Graben in dem DGM-Profil eingebaut wurde. Die Strecke Oberlauf-Seeluch-Unterlauf wurde im Modell durchgehend stationiert. Die Strecke hat eine Länge von 3.690 m. Im Oberlauf wurde die Sohle bei 37,64 m NHN und im Unterlauf bei 36,76 m NHN angesetzt. Daraus ergibt sich ein Gefälle von 0,24 ‰. Dieses Gefälle wurde für jedes Profil angenommen, so dass für jedes Profil sowie auch an der Abzweigung und Mündung des Nebenlaufes die Sohlenhöhe abgeschätzt werden konnte. Bei einer Länge von 1.385 m ergibt sich dann für den Nebenlauf ein vergleichbares Gefälle von 0,26 ‰.

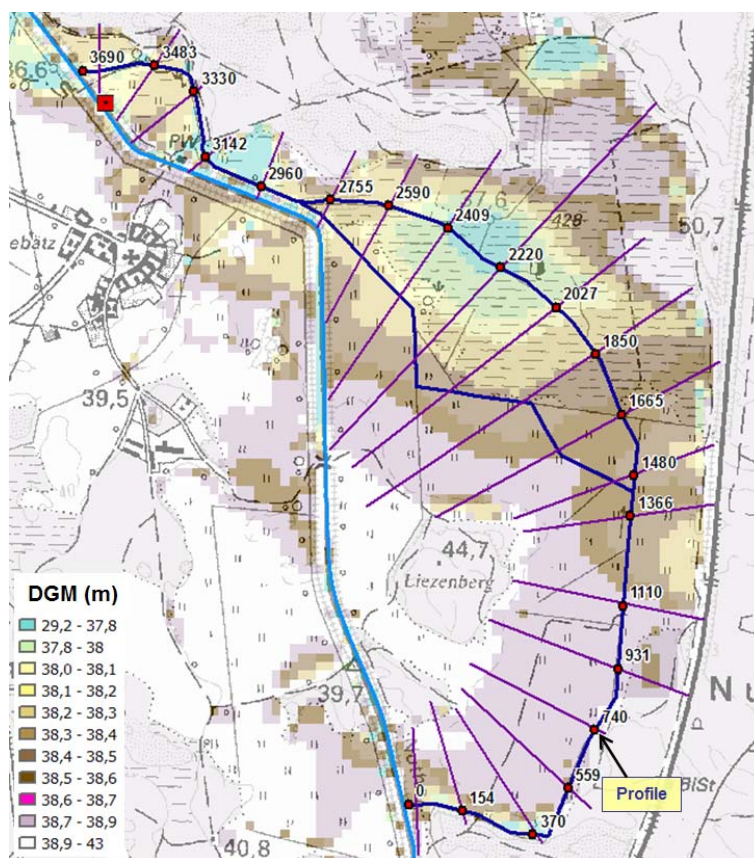


Abbildung 6-3: DGM und Profile im Seeluch

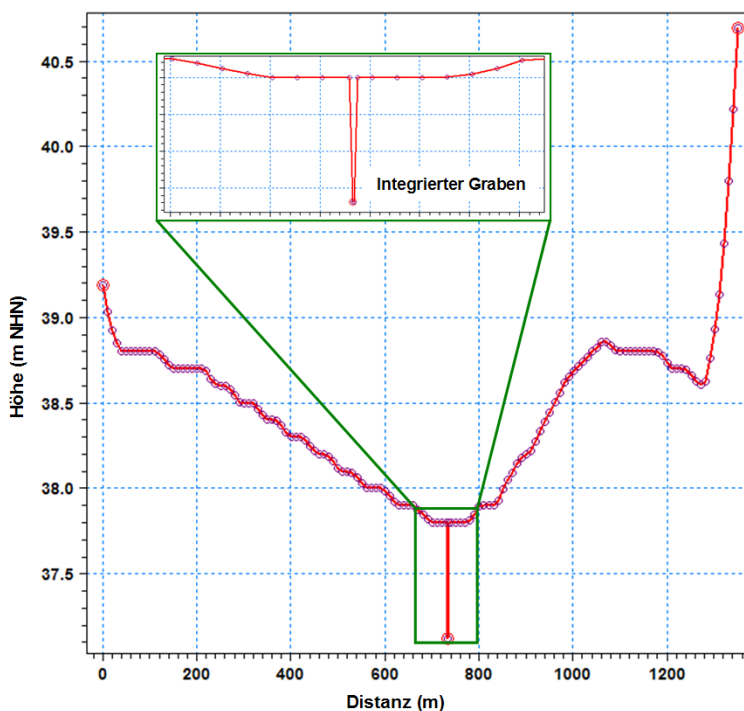


Abbildung 6-4: Profile am Seeluch an der Stationierung 2220



Auf Basis dieser Profilannahmen wurde zuerst untersucht, ob ein MQ-Ereignis komplett über das Seeluch (Zufluss Oberlauf) abgeleitet werden kann. Dabei hat sich gezeigt, dass die Ausuferungen bei einem MQ-Ereignis (ca. $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$) erst dann beherrschbar sind, wenn im Unter-, Neben- und Oberlauf die Profile des Grabens im Vergleich zum (angenommenen) Ist-Zustand deutlich ausgebaut werden. Diese Untersuchungen werden in Abschnitt 6.2.2 dargestellt. Das in diesem Abschnitt bevorzugte Profil wird dann auf die Auswirkungen eines erhöhten Abflusses (HQ_2 und HQ_5) getestet. Dabei hat sich herausgestellt, dass ein maximaler Zufluss bis HQ_2 auf Basis der vorhandenen Daten unter Umständen akzeptiert werden kann und dass die Datenlage jedoch zu grob ist, um eine Beeinträchtigung des Bahndamms komplett ausschließen zu können. Es wird demnach weiterhin davon ausgegangen, dass maximal $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Seeluch geleitet werden dürfen. Damit bei mittleren und niedrigen Abflüssen auch tatsächlich der Hauptteil über das Seeluch geleitet wird, ist in der Nuthe ein Aufteilungsbauwerk direkt unterhalb der Abzweigung zum Seeluch vorgesehen, dessen Entwurf in Abschnitt 6.2.4 dargestellt wird. Hier wird auch auf das ebenfalls erforderliche Bauwerk zur Begrenzung des maximalen Durchflusses im Seeluch eingegangen. Anschließend wurde analysiert, ob bei Hochwasserereignissen ein Rückstau in das Seeluch stattfindet, und inwieweit dieser Rückstau die Ausuferungen beeinflusst. Dabei wurde sowohl ein stationärer als auch ein instationärer Ansatz verfolgt. Dies wird in Abschnitt 6.2.5 dargestellt. Hieraus ergaben sich einige Beschränkungen, die eine Anbindung des Seeluches erschweren, jedoch nicht ausschließen.

6.2.2 Untersuchungen zum idealen Ausbauprofil auf Basis eines MQ-Ereignisses

Zuerst wurde untersucht, welche Überschwemmungen sich ergeben, wenn im gesamten Seeluch keine Anpassung am Grabenprofil erfolgt. Dabei wurde angenommen, dass für das gesamte Seeluch ein Rauigkeitswert von $17 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angenommen werden kann. Hierbei wurde auch berücksichtigt, dass es seitens des Auftraggebers gewünscht wird, die Unterhaltung im Seeluch auf einem Minimum zu reduzieren. Die Untersuchungen wurden zu einem Zeitpunkt durchgeführt, wo im Unterlauf der Nuthe noch recht niedrige Rauigkeitswerte (siehe Abschnitt 2) angesetzt waren. Erst nachdem die ideale Profilausbau-Variante definiert wurde, sind die Rauigkeiten der unteren Nuthe auf $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ erhöht worden. Am Ende dieses Abschnittes ist dargestellt, wie sich dies auf die Wasserstände im Seeluch auswirkt. Die Untersuchungen konzentrieren sich zuerst auf einem Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Das entspricht dem mittleren Abfluss der Nuthe direkt oberhalb der Abzweigung. Es wird bei den hier dargestellten Untersuchungen außerdem angenommen, dass in der Nuthe unterhalb der Abzweigung kein Wasser fließen wird: Der gesamte mittlere Abfluss der Nuthe wird demnach umgeleitet. In den nächsten Abschnitten werden dann Untersuchungen durchgeführt, wobei ein Teil des Abflusses auch über das Wehr Liebätz geleitet wird.

In diesem Abschnitt und auch in den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse durchgehend in der Form eines Längsschnitts der Fließstrecke Oberlauf-Seeluch-Unterlauf dargestellt. Im Längsschnitt sind neben der Höhe des DGMS an den in der Abbildung 6-3 dargestellten Profilmittelpunkten auch der Wasserstand (linke Achse, bezeichnet mit „W“) und die Breite des Wasserspiegels (rechte Achse, bezeichnet mit „B“) dargestellt. In



Abbildung 6-5 ist außerdem der abgeschätzte lineare Verlauf der Sohle aufgenommen. Diese Abbildung zeigt das Ergebnis des Zustandes, bei dem die Profile wie vorhanden belassen werden.

Das Ergebnis zeigt, dass sich der Wasserstand bei einem Zufluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ und nicht ausgebauten Profilen deutlich über den aus dem DGM ermittelten Geländehöhen einstellt. Dies spiegelt sich direkt in den dargestellten Wasserspielbreiten wider. Dort, wo der Wasserstand über Gelände ansteigt, erreicht die Wasserspiegelbreite schnell einen Wert über 100 m. Maximal ist an den Profilen an der Stationierung 932 und 2220 sogar eine Breite von über 500 m zu verzeichnen. Dass Überschwemmungen sich so schnell so breit ausprägen, ist mit dem sehr flachen Gelände zu begründen. Die überstauten Abschnitte sind in der Abbildung schraffiert markiert. Im Oberlauf fällt dabei auf, dass an der Stationierung 370 ein sehr niedriges Gelände am Flusslauf vorhanden ist. Dies betrifft allerdings nur einen begrenzten lokalen Bereich, der wahrscheinlich bereits im heutigen Zustand des Öfteren überstaut ist. Es wird bei den weiteren Betrachtungen nicht als generell problematisch angesehen, dass dieses Profil überstaut wird. Die Profile an der Stationierung 559, 740, 932, 1110 und 1366 sollten bei mittleren Verhältnisse jedoch möglichst nicht überstaut werden, da in diesem Bereich die umliegenden Flächen sehr flach sind und damit bei einem Überstau sehr schnell große Flächen überschwemmt werden. Ab einer gewissen Überstauhöhe werden jedoch auch am Profil an der Stationierung 370 unakzeptabel große Überschwemmungsbereiche entstehen. Dies gilt auch für die Profile an den Stationierungen 0 und 154. Hierauf wird später detaillierter eingegangen. Neben den als problematisch eingestuften Überschwemmungen zwischen den Stationierungen 559 und 1366 sind in Abbildung 6-5 auch zwischen den Stationierungen 1850 und 3330 deutlich überstaute Flächen zu erkennen. Insbesondere im eigentlichen Seeluch (zwischen den Stationierungen 1850 und 2590) führt dies dazu, dass sich eine breite überschwemmte Fläche bildet. Die Profile an den Stationierungen 2026, 2220 und 2409 weisen alle drei eine Überschwemmungsbreite über 425 m auf. Die hier vorhandenen Ausuferungen sind so breit, dass sie bereits bis über den Nebenlauf reichen. Es bildet sich ein flacher See mit zwei parallelen Fließgerinnen. Die aus den Ergebnissen und auf Basis des DGM ausgewerteten Überschwemmungsbereiche sind in Abbildung 6-6 dargestellt.

Die Wasserqualität eines solchen flachen Sees kann von der Sonneneinstrahlung und der dadurch zu erwartenden Eutrophierung stark beeinträchtigt werden. Es wird daher angestrebt, dass der See sich bei mittleren Abflüssen lediglich in dem niedrigsten Bereich des Seeluches ausbreitet. Gemäß DGM kann dabei eine maximale Breite von ca. 250 m akzeptiert werden. In dem bei dieser Breite gefluteten Bereich ist deutlich eine Senke im DGM zu erkennen. Hier würden sich Wassertiefen um die 40 cm entwickeln können. Unter extremeren Bedingungen wäre auch eine Breite von 350 m denkbar. Durch die geringe Breite wird außerdem garantiert, dass der See sich nicht bis zum Nebenlauf ausbreitet und sich zwei separate Fließstrecken entwickeln können. Hierdurch können in den beiden Bereichen unterschiedliche Lebensbedingungen und damit möglicherweise eine größere Biodiversität gefördert werden.

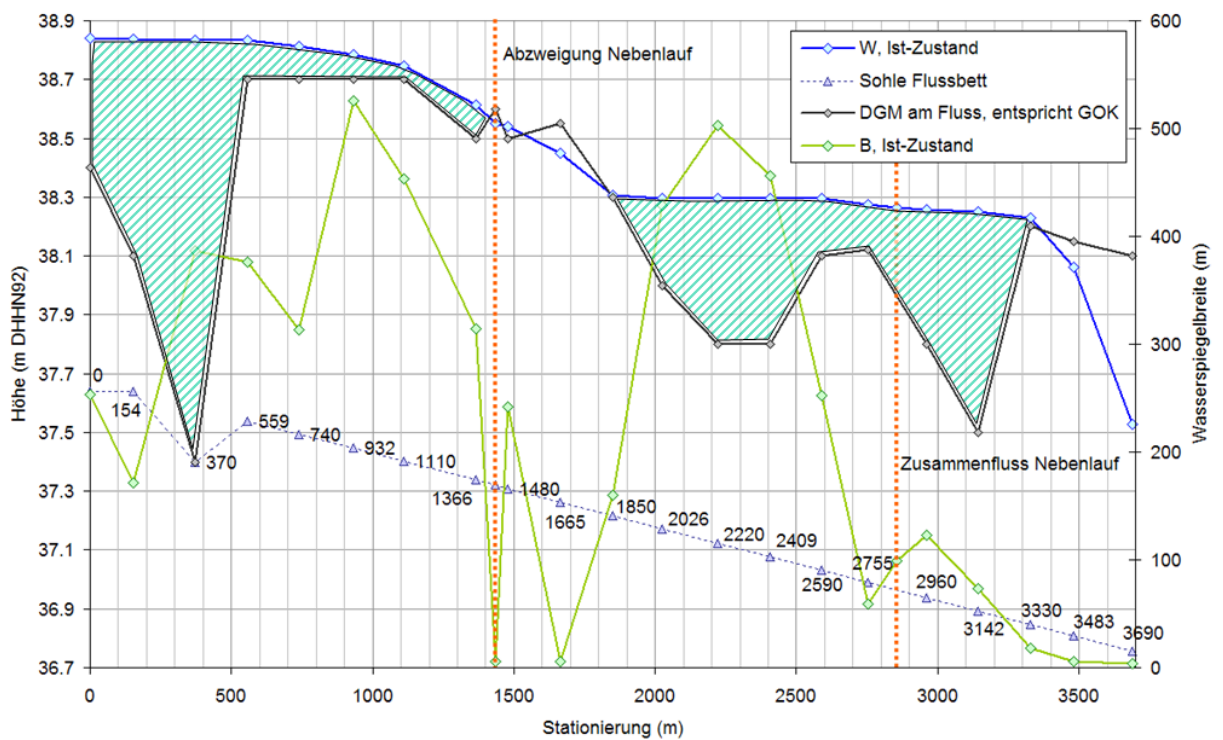


Abbildung 6-5: Ergebnisse des Seeluches im Ist-Zustand bei einem Durchfluss von 2,2 m³/s

Um dies zu erreichen, wurde im Wesentlichen untersucht, wie sich unterschiedliche Profil-Ausbauszenarien auf die Entwicklung der überschwemmten Bereiche auswirken. Folgende Ausbauvarianten wurden dabei untersucht:

- Unterlauf
 - Ist-Zustand
 - 3,5 m Sohlbreite
 - 10 m Sohlbreite
- Nebenlauf
 - Ist-Zustand
 - 3,5 m Sohlbreite
 - 10 m Sohlbreite
- Oberlauf
 - Ist-Zustand
 - 3,5 m Sohlbreite

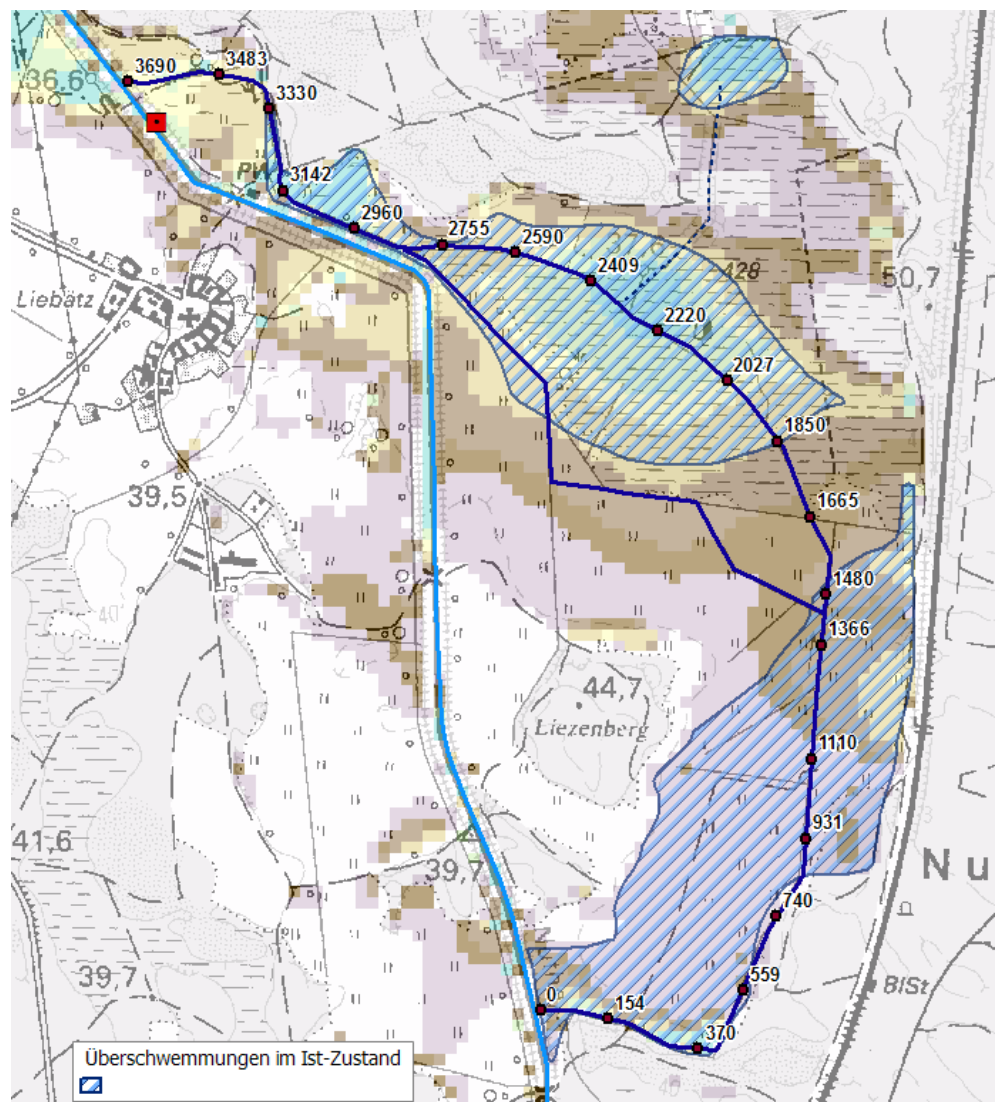


Abbildung 6-6: Überschwemmungen im Seeluch im Ist-Zustand bei einem Durchfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Profile im eigentlichen Seeluch wurden im Vergleich zum Ist-Zustand bei keiner der durchgeführten Berechnungen angepasst. Der Zugang zu diesem Gebiet ist aufgrund der hohen Grundwasserstände sehr schwierig zu gestalten, außerdem würde der heutige ökologische Zustand des Gebietes durch eventuelle Bauvorhaben stark beeinträchtigt werden.

Bei der Anpassung der Sohlenbreiten wurde gleichzeitig auch die Böschungsneigung auf 1 : 3 reduziert. Die Geländehöhe ist wie im Ist-Zustand angesetzt. In der nächsten Abbildung ist beispielhaft der Ausbau eines Profils mit einer Sohlenbreite von 3,5 m dargestellt.

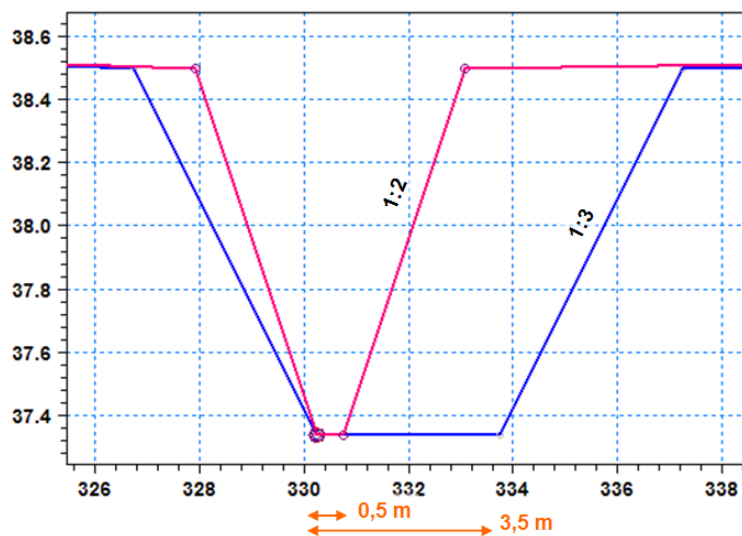


Abbildung 6-7: Ausbau der Profile mit einer Sohlenbreite von 3,5 m

Zuerst wurde untersucht, wie sich die Verbreiterung der Sohle im Unterlauf auf die Wasserstände und Breiten auswirkt. In der nächsten Abbildung sind neben dem Ist-Zustand die Ergebnisse für zwei Alternativen der Sohlenbreite dargestellt.

Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass der Ausbau im Unterlauf sich nicht nur auf die Wasserstände im Unterlauf auswirkt, sondern dass die Wasserstände auch im eigentlichen Seeluch eindeutig sinken. Die maximale Ausbreitung der Überschwemmungen reduziert sich im eigentlichen Seeluch auf 400 m bei einer Sohlenbreite von 3,5 m und auf etwa 345 m bei einer Sohlenbreite von 10 m. Im Oberlauf hat die Anpassung des Unterlaufes keine Verbesserungen gebracht. Im Unterlauf treten bei einer Sohlenbreite von 10 m kaum noch Überschwemmungen auf. Da dieser Bereich direkt an die Verwallung der Nuthe angrenzt und Überschwemmungen hier wegen der Standsicherheit der Verwallung der Nuthe möglichst vermieden werden sollen, wird die Variante mit einer Sohlenbreite von 10 m gegenüber der Variante mit einer Sohlenbreite von 3,5 m bevorzugt.

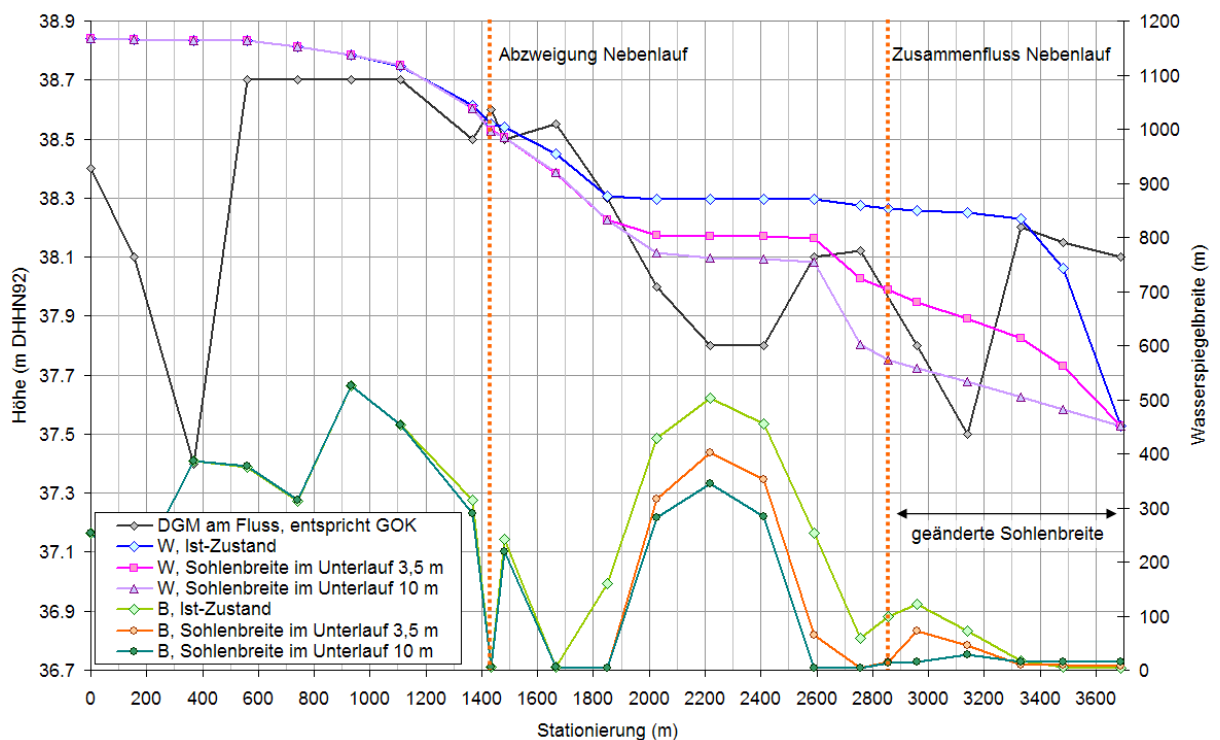


Abbildung 6-8: Ergebnisse bei alternativer Sohlenbreite im Unterlauf

Als nächstes wurde untersucht, inwiefern die Anpassung des Profils im Nebenlauf sich auf die Ergebnisse auswirkt. Auch hier wurde sowohl eine Sohlenbreite von 3,5 als auch 10 m analysiert. Die Ergebnisse sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Die Anpassung des Nebenlaufs führt bei beiden Varianten zu einer zusätzlichen Absenkung der Wasserstände und damit zu einer deutlichen Reduzierung der überschwemmten Gebiete. Bei einer Sohlenbreite von 10 m ist die maximale Breite der Überschwemmung sogar auf 122 m gesunken, am Profil an der Stationierung 2026 gibt es keine Ausuferungen mehr und auch Auswirkungen im Oberlauf sind zu erkennen. Die Wasserstände im Oberlauf sind jedoch auch bei einer Sohlenbreite von 10 m nicht soweit abgesenkt, dass hier keine Überschwemmungen mehr auftreten. Demnach kann bei der angestrebte Begrenzung der Überschwemmungen im Oberlauf auf eine Anpassung des Profils auch im Oberlauf nicht verzichtet werden. Aus diesem Grund wird die Variante mit einer Sohlenbreite von 3,5 m im Nebenlauf gegenüber die Variante mit einer Sohlenbreite von 10 m bevorzugt. Auch bei dieser geringeren Sohlenbreite sind die Überschwemmungen im eigentlichen Seeluch mit einer maximalen Breite von 232 m akzeptabel und auch dann bleibt der Abfluss an der Stationierung 2026 im Profil. Eine größere Sohlenbreite im Nebenlauf wäre daher nur sinnvoll, wenn dies auch zu einer bedeutenden Reduzierung der Überschwemmungen im Oberlauf führen würde.

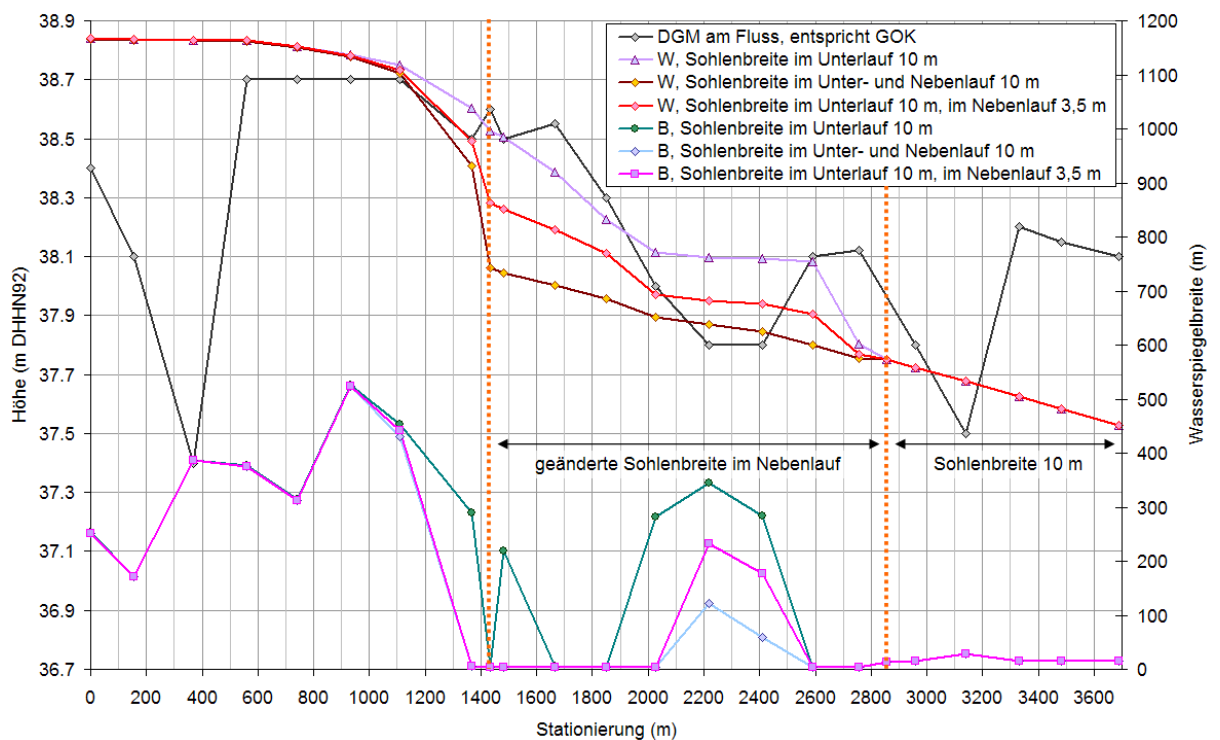


Abbildung 6-9: Ergebnisse bei alternativer Sohlenbreite im Nebenlauf

Als Letztes war also zu untersuchen, wie auf der Basis der gewählten Sohlenbreiten im Neben- und Unterlauf zusätzlich die Überschwemmungen im Oberlauf begrenzt werden können. Hierzu wurde nur eine Berechnung durchgeführt und zwar mit einer Sohlenbreite von 3,5 m. Das Ergebnis ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Bei dieser Variante sind im gesamten Seeluch die Überschwemmungen stark reduziert und in dem kritischen Bereich des Oberlaufes zwischen den Stationierungen 559 und 1366 nicht mehr vorhanden. Dies ist auch der Bereich, wo der östlich gelegene Bahndamm recht nah an der Umleitung durch das Seeluch liegt. Lediglich am oberen Ende des gesamten Seeluches, an den ersten beiden Profilen gibt es Überschwemmungen, die mit einer Breite von 160 und 80 m doch erheblich sind. In diesem Bereich wird eine neue Verwallung am linken Ufer vorgeschlagen. Diese Verwallung soll, damit auch bei einem HQ_{100} Ereignis eine Überströmung verhindert wird, eine Höhe von ca. 1,2 m bekommen. Die Länge der Verwallung beträgt ca. 450 m und schließt unterhalb des Profils an der Stationierung 370 am Graben an. Der Einfluss der Verwallung auf die Wasserstände und die Überschwemmungsbreite ist auch in Abbildung 6-10 dargestellt.

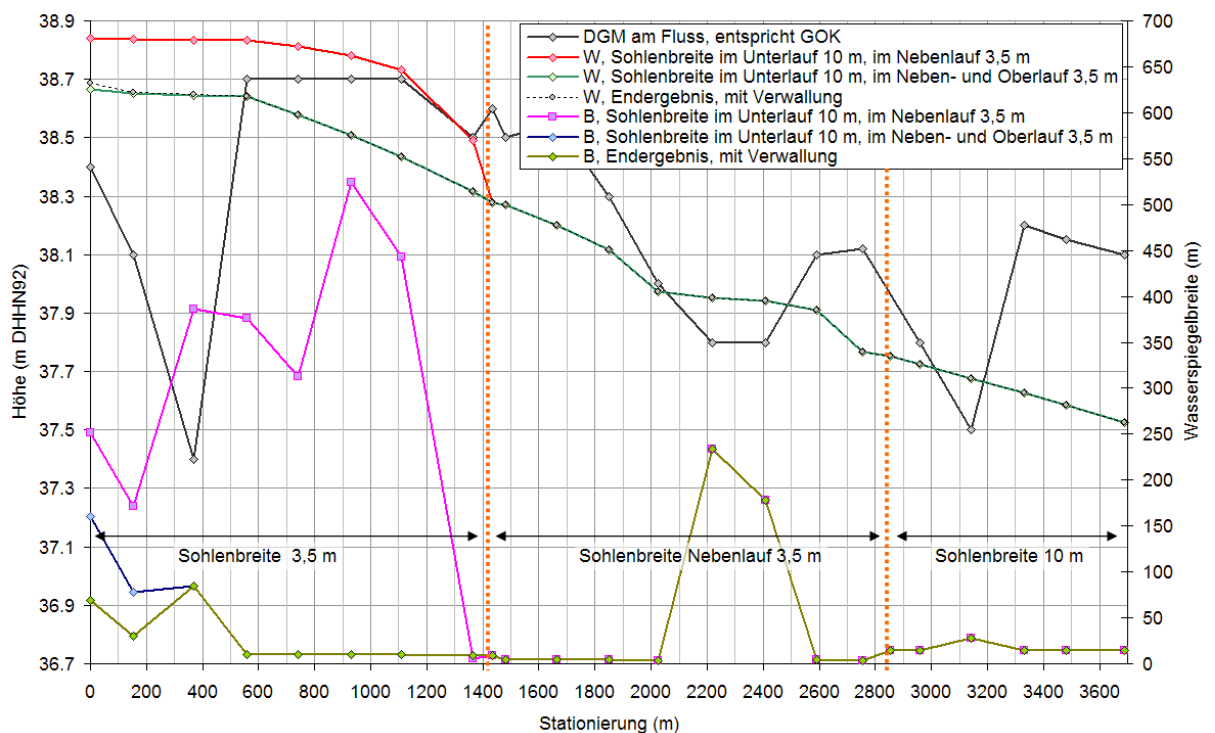


Abbildung 6-10: Ergebnisse bei alternativer Sohlenbreite im Oberlauf, Endergebnis der MQ-Analysen

In der nächsten Abbildung ist für einige der untersuchten Ausbauvarianten dargestellt, wie sich die überschwemmten Gebiete in der Fläche entwickeln. Blau schraffiert ist die gewählte Ausbauvariante dargestellt, die im Unterlauf eine Sohlenbreite von 10 m, im Neben- und Oberlauf eine Sohlenbreite von 3,5 m und eine Verwallung am oberen Ende des Oberlaufes vorsieht. Die Verwallung ist als braune Linie dargestellt.

In der nächsten Tabelle sind die Abflussaufteilungen zwischen Nebenlauf und dem eigentlichen Seeluch für einige der untersuchten Varianten dargestellt. Bei der ausgewählten Variante werden bei einem Zufluss von 2,2 m³/s am Oberlauf über das eigentliche Seeluch 0,67 m³/s und im Nebenlauf 1,52 m³/s abfließen.

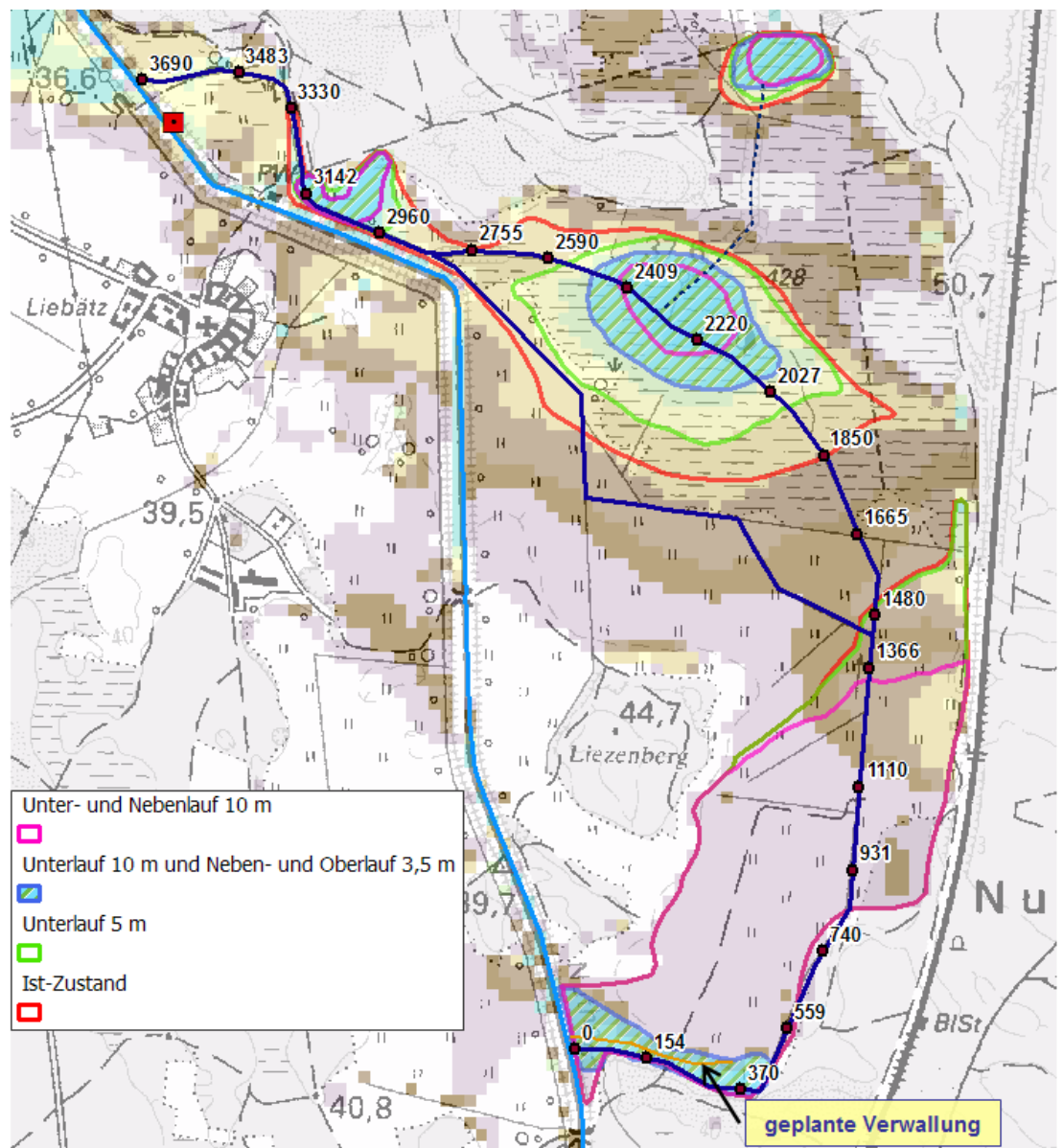


Abbildung 6-11: Überschwemmungsgebiet für einige der untersuchten Ausbauvarianten bei einem Durchfluss von 2,2 m³/s

Tabelle 6-1: Abflussaufteilung im Seeluch (m³/s)

Variante	eigentl. Seeluch	Nebenlauf
Ist-Zustand	1,33	0,86
Breite Unterlauf 3,5 m	1,27	0,92
Breite Unterlauf 10 m	1,25	0,94
Breite Unterlauf & Nebenlauf 10 m	0,32	1,87
Breite Unterlauf 10 m, Nebenlauf 3,5 m	0,66	1,53
Breite Unterlauf & Nebenlauf 10 m, Oberlauf 3,5 m	0,33	1,86
<i>Breite Unterlauf 10 m, Oberlauf u. Nebenlauf 3,5 m</i>	<i>0,67</i>	<i>1,52</i>



Vom Auftraggeber wurde außerdem gewünscht zu untersuchen, inwieweit die Wasserstände ansteigen würden, falls bei der ausgewählten Ausbauparallelante der Nebenlauf nicht angeschlossen wird. Dies ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Die Berechnung wurde ohne Verwallung angesetzt. Als Vergleich ist dann auch das Ergebnis der favorisierten Ausbauparallelante ohne Verwallung mit aufgenommen. Die Wasserstände steigen im eigentlichen Seeluch stark an und die Wasserspiegelbreite beträgt an gleicher Stelle 400 bis 450 m. Auch im Oberlauf ufert der Fluss wieder stark aus und führt zu großflächigen Überschwemmungen. Es wird daher weiterhin davon ausgegangen, dass der Nebenlauf bei der Anbindung des Seeluchs erforderlich ist.

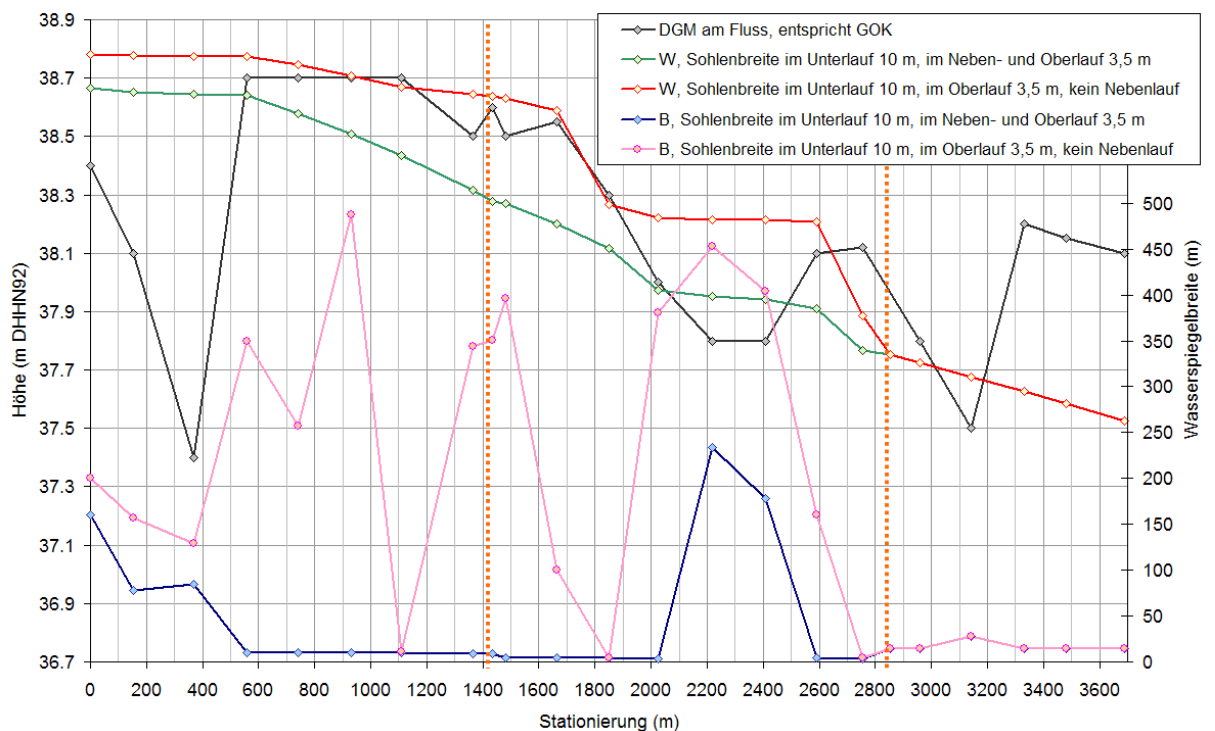


Abbildung 6-12: Ergebnisse, falls die Anbindung des Nebenlaufs nicht betrachtet wird

Am Anfang dieses Abschnitts wurde erläutert, dass bei den Analysen zum idealen Ausbauprofil in der unteren Nuthe hohe Rauigkeiten angesetzt wurden. Im Abschnitt 3 wurde dargestellt, dass für die untere Nuthe eine Rauigkeit von $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ als realistisch betrachtet wird. Alle weiteren in diesem Bericht dargestellten Ergebnisse sind auf Basis dieser Annahme berechnet worden. Der Einfluss dieser Annahme auf die Ergebnisse des idealen Ausbauprofils ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Zwar beeinflussen die angesetzten Rauigkeitswerte der unteren Nuthe die Wasserstände im unteren Bereich des Seeluchs, die resultierenden Breiten unterscheiden sich zwischen den beiden dargestellten Berechnungen jedoch kaum. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass das selektierte Ausbauprofil als sehr gut geeignet betrachtet werden kann.

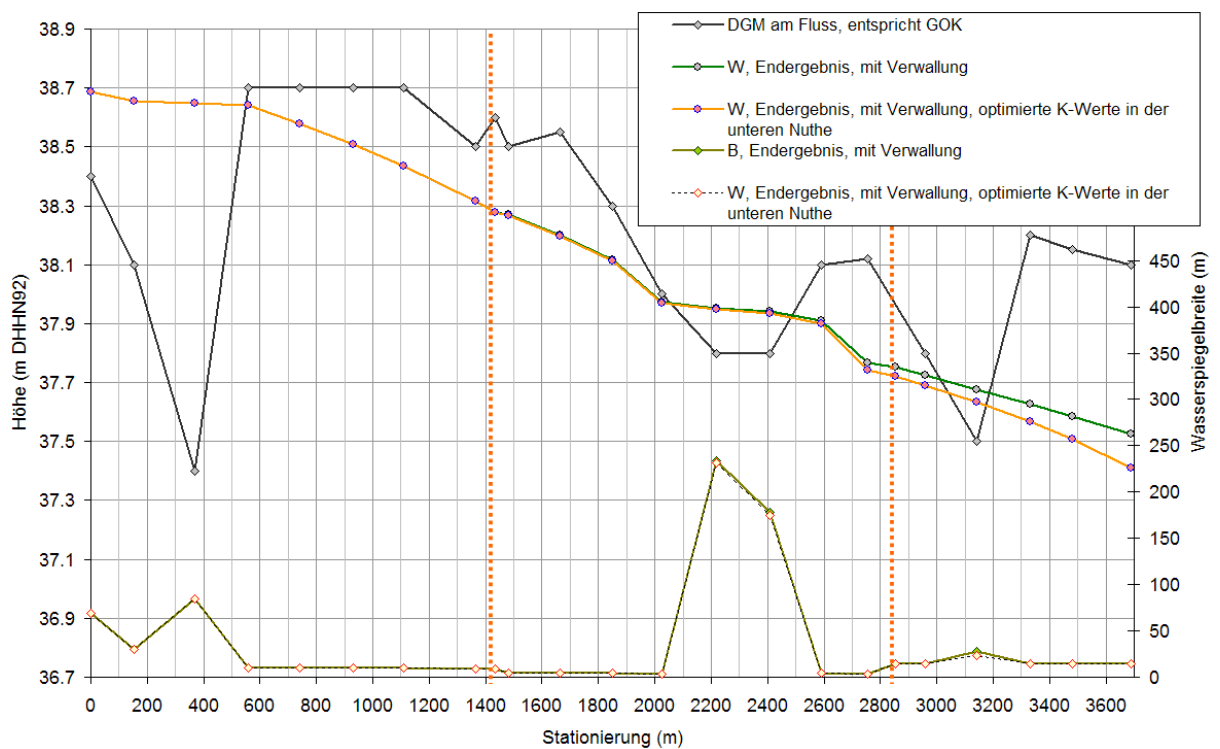


Abbildung 6-13: Einfluss der angesetzten Rauigkeiten in der unteren Nuthe

Abschließend sind in der nächsten Abbildung für die bevorzugte Variante bei Annahme einer Rauigkeit von $25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ in der unteren Nuthe die Geschwindigkeiten („v“) der Fließstrecke Oberlauf-Seeluch-Unterlauf dargestellt. Im Mittel beträgt die Geschwindigkeit auf dieser Strecke dabei ca. $0,25 \text{ m/s}$. Am Zu- und Ablauf des Sees im eigentlichen Seeluch sind die höchsten Werte zu verzeichnen (ca. $0,4 \text{ m/s}$). An den Profilen an den Stationierungen 370, 2220 und 2409 ist die mittlere Geschwindigkeit aufgrund der breiten Wasserfläche stark reduziert und erreicht im Mittel maximal einen Wert von 5 cm/s . Im Nebenlauf betragen die Geschwindigkeiten im Mittel ca. $0,3 \text{ m/s}$.

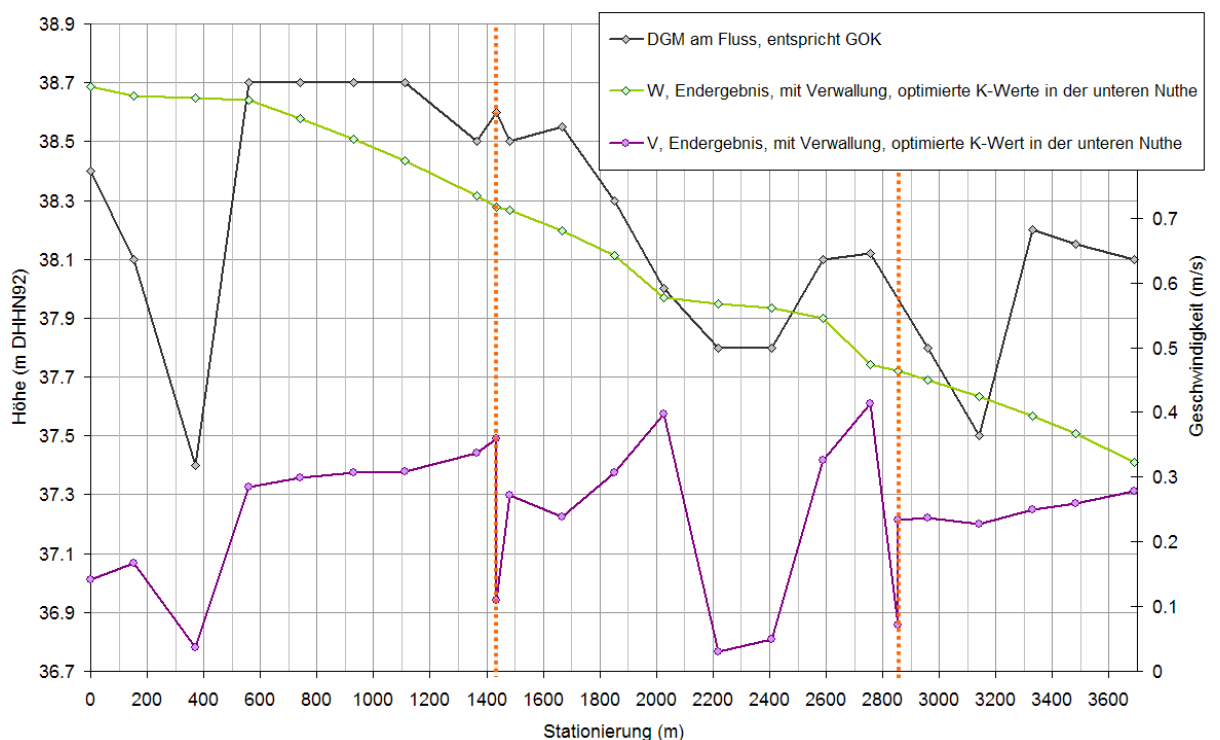


Abbildung 6-14: Geschwindigkeiten entlang der Strecke Oberlauf-Seeluch-Unterlauf

6.2.3 Untersuchungen zur maximalen erlaubten Leistung des idealen Ausbauprofiles (HQ₅/HQ₂)

Um die Dynamik im gesamten Seeluch zu erhöhen und damit die natürlich Erosionsprozesse und die Flussentwicklung zu fördern, wäre es wünschenswert, auch Abflüsse größer als 2,2 m³/s (mittlerer Abfluss der Nuthe am Zufluss des Oberlaufes) durch das Seeluch leiten zu können. Hierzu wurde untersucht, wie sich die Wasserstände, Wasserspiegelbreiten und die Ausdehnung der Überschwemmungsflächen sowohl bei einem Durchfluss von 3,47 m³/s (HQ₂) als auch bei einem Durchfluss von 5,81 m³/s (HQ₅) entwickeln. Dies ist in den beiden nächsten Abbildungen dargestellt. Bei einem HQ₅-Ereignis bilden sich im eigentlichen Seeluch nicht nur Überschwemmungsflächen mit Breiten über 500 m aus, auch sind große Teile des Oberlaufes ausgefert. Außerdem ist der Bereich direkt oberhalb des geplanten Sees überschwemmt. Bei einem HQ₂-Ereignis sind die Überschwemmungen deutlich geringer. Der geplante See erreicht mit 375 m zwar eine deutlich größere Breite als bei dem bereits gezeigten MQ-Ereignis, dies führt jedoch nicht zu einer Verbindung zum Nebenlauf. Auch der Bahndamm scheint bei einem HQ₂-Ereignis nicht oder nur geringfügig betroffen zu sein. Zwar sind die Profile an den Stationierungen 559, 740 und 931 ausgefert, die Ausdehnung der überschwemmten Flächen hält sich jedoch in Grenzen. Das DGM25 ist jedoch zu grob, um eine eventuelle Beeinträchtigung des Bahndamms komplett ausschließen zu können. Eine rechtsseitige Verwallung des Flusses in diesem Bereich würde höchstwahrscheinlich sicherstellen, dass der Bahndamm auch bei Abflüssen bis HQ₂ nicht gefährdet ist. Dies ist bei späteren Untersuchungen zu überprüfen. Hierbei wäre auch in Betracht zu ziehen, wie sich der



Rückstau der unteren Nuthe bei einem Abfluss gleich HQ_2 im Seeluch auf die Ausdehnung der Überflutungen auswirkt. Es wird zunächst weiterhin davon ausgegangen, dass der maximale Abfluss im Oberlauf des gesamten Seeluches nur $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen darf.

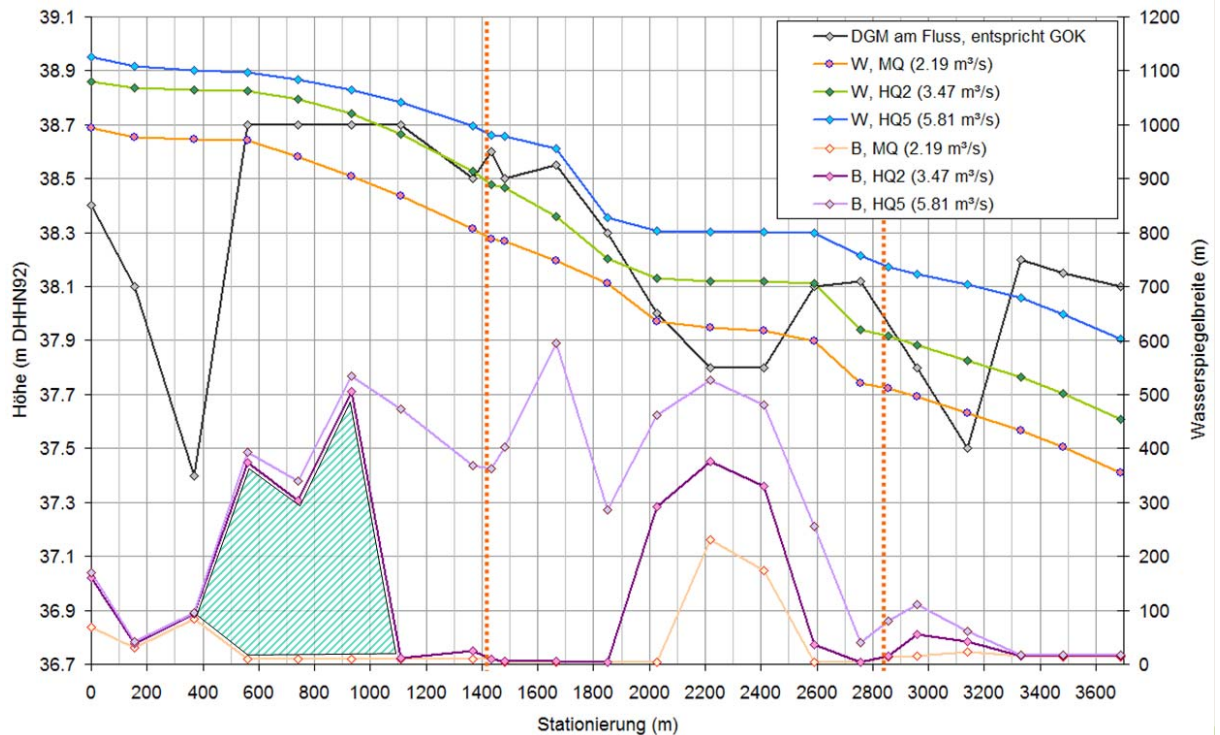


Abbildung 6-15: Wasserstände und Ausuferungen bei HQ_2 und HQ_5

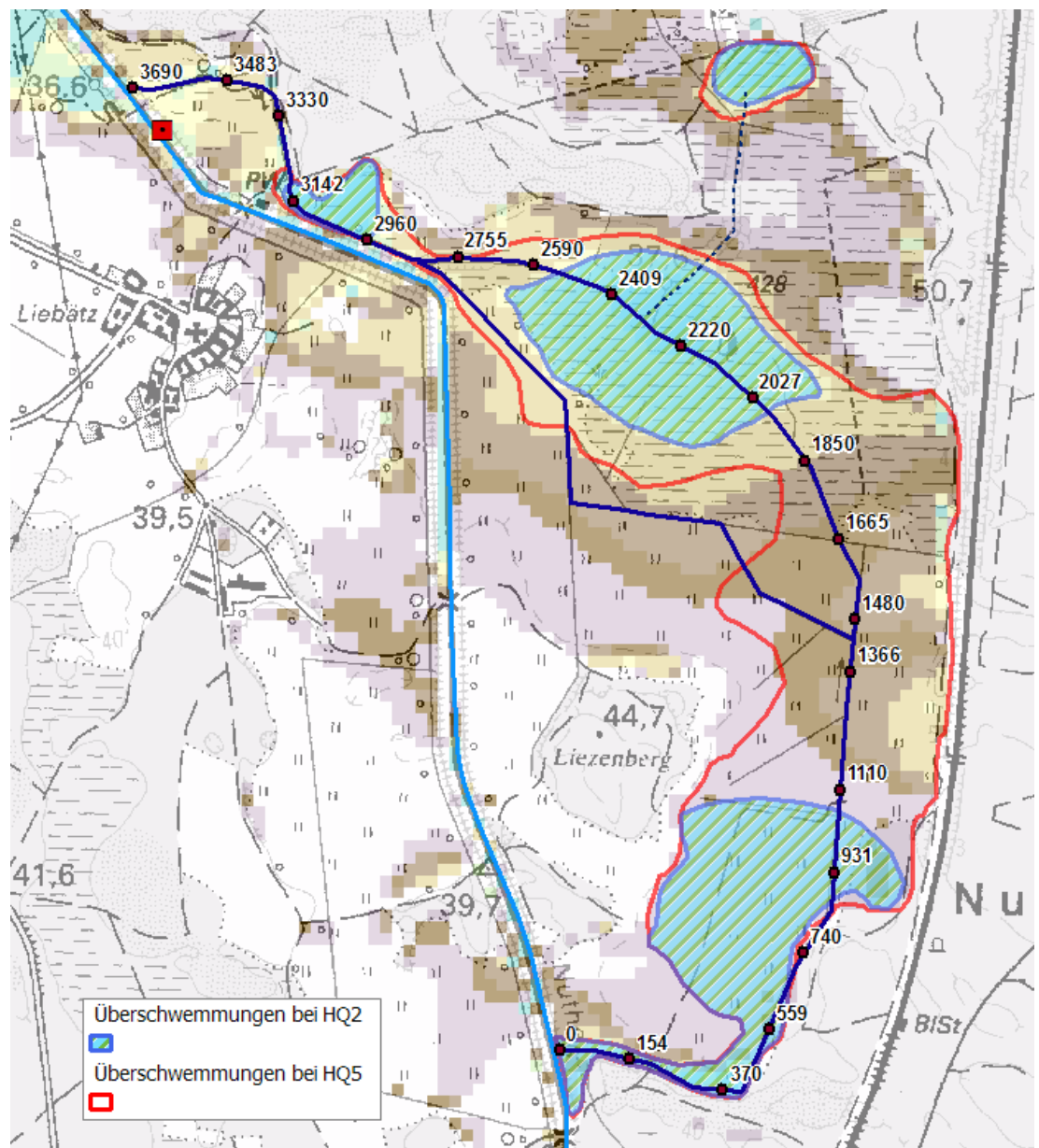


Abbildung 6-16: Überschwemmte Flächen bei HQ₂ und HQ₅

6.2.4 Untersuchungen zur idealen Aufteilung und Entwurf des Aufteilungsbauwerks in der Nuthe

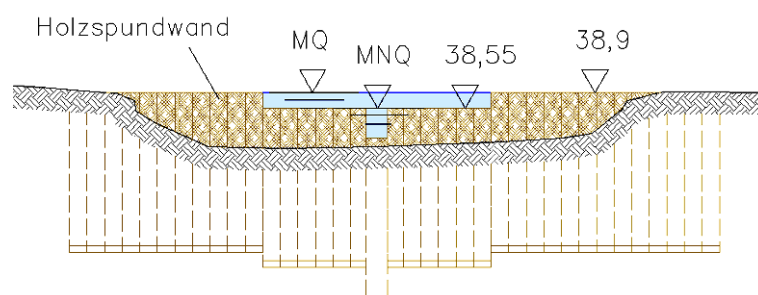
6.2.4.1 Entwurf des Aufteilungsbauwerks am Seeluch

Für diese favorisierte Ausbauvariante wurde untersucht, wie die Abflüsse der Nuthe am günstigsten aufgeteilt werden können. Aufgrund der im Vergleich zu den Profilen des Oberlaufs im Seeluch recht großen Querprofile der Nuthe an der Abzweigung, kann auf ein Bauwerk in der Nuthe direkt unterhalb der Anbindung nicht verzichtet werden. Nur so kann gewährleistet werden, dass bei mittleren Abflussverhältnissen der größte Teil des Abflusses in das Seeluch fließen kann. Es wird davon ausgegan-



gen, dass die Nuthe unterhalb der Ableitung bei einem MQ-Ereignis ($2,2 \text{ m}^3/\text{s}$) immer noch $400 - 500 \text{ l/s}$ führen soll und bei einem MNQ Ereignis ($0,47 \text{ m}^3/\text{s}$) mindestens noch 400 l/s im Seeluch fließen sollen. Das Aufteilungsbauwerk in der Nuthe (geeignet erscheint eine Holzspundwand) wurde als Wehr im Modell integriert, wobei die beiden genannten Abflüsse über zwei Stufen geregelt werden. Das Profil ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Die Breite direkt oberhalb der Sohle wurde bei $0,5 \text{ m}$ und die Breite der zweiten Stufe bei $5,2 \text{ m}$ angesetzt. Die Höhen sind der Abbildung zu entnehmen.

Querschnitt



Längsschnitt

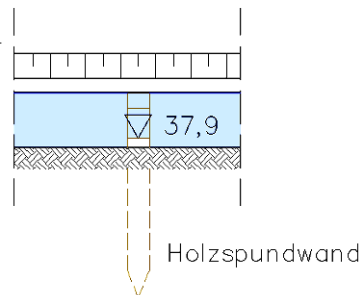


Abbildung 6-17: Holzspundwand

Mit dem Modell konnte nachgewiesen werden, dass die gewünschte Aufteilung mit dem gezeigten Bauwerk tatsächlich erreicht werden kann. Dies ist in der nächsten Abbildung dargestellt.

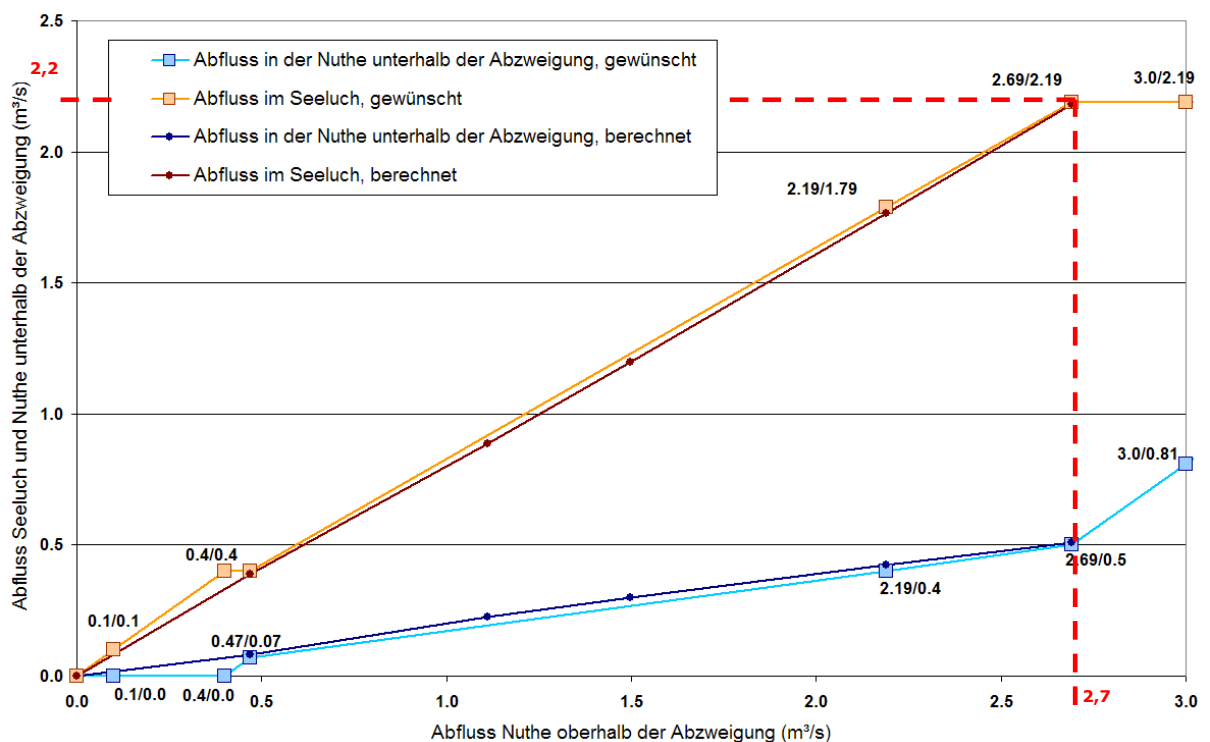


Abbildung 6-18: Angestrebte und modellierte Aufteilung der Abflüsse an der Abzweigung zum Seeluch

Wie im vorherigen Abschnitt dargestellt wurde, wird vorerst davon ausgegangen, dass im Seeluch maximal $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ eingeleitet werden können. Dies bedeutet, dass bei Abflüssen über $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ in der Nuthe lediglich $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Seeluch eingeleitet werden dürfen und der Rest über die vorhandene Nuthe geführt wird.

Für die Begrenzung des Zuflusses im Seeluch ist ein neues regulierbares Bauwerk erforderlich. Der Entwurf dieses Bauwerkes war für die vorliegenden Untersuchungen nicht erforderlich, berücksichtigt werden sollte jedoch, dass die ökologische Durchgängigkeit der geschaffenen Umleitung nicht durch das Bauwerk beeinträchtigt wird. Geplant ist, das Bauwerk direkt unterhalb der linksseitigen Verwallung am Oberlauf des Seeluchs zu positionieren. Hier kann das Bauwerk recht schmal gestaltet werden. Allerdings bedeutet dies auch, dass die genannte Verwallung bis auf ein HQ_{100} ausgelegt werden muss. Dies bedeutet eine Höhe der Verwallung von etwa $1,2 \text{ m}$.

Durch diese beschriebene Aufteilungsannahme werden im Mittel $1,77 \text{ m}^3/\text{s}$ durch das Seeluch und ca. 430 l/s über die Nuthe geleitet. Die mittleren Überschwemmungen im Seeluch fallen somit ein wenig geringer aus als die, die in Abbildung 6-11 auf Basis eines Durchflusses von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ dargestellt sind. Diese werden in Zusammenhang mit den Untersuchungen zum Rückstau im Unterlauf in Abschnitt 6.2.5 dargestellt.

6.2.4.2 Einfluss des Aufteilungsbauwerks auf den Wasserstand der Nuthe

Durch das geplante Bauwerk besteht die Gefahr, dass die Wasserstände der Nuthe im Vergleich zum Basiszustand (dies entspricht in diesem Be-



reich der Nuthe auch dem Ist-Zustand) ansteigen werden. Um die Auswirkungen des Bauwerkes zu analysieren, wurden sowohl das MQ-Ereignis als auch das HQ₁₀₀-Ereignis untersucht. Bei dem HQ₁₀₀-Ereignis wurden zusätzlich zwei Varianten unterschieden. Zum einen, dass 2,2 m³/s über das Seeluch abgeleitet werden und zum anderen, dass der gesamte Abfluss über die Nuthe geleitet wird. Im nächsten Abschnitt wird dargestellt, dass aufgrund des starken Rückstaus der Nuthe im Unterlauf des Seeluchs favorisiert wird, ab einem bestimmten Abfluss die Einleitung im Seeluch zu stoppen. Die auf Basis einer Rauigkeit von 25 m^{1/3}/s im Bereich der unteren Nuthe durchgeführten Berechnungen sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Wie bereits angedeutet, befindet sich die Abzweigung des Seeluches an einer Stelle, die bereits jetzt bei einem HQ₁₀₀-Ereignis als Hochwasser gefährdet eingestuft werden sollte (s. auch Abschnitt 5.4). Die Abbildung macht deutlich, dass sich diese Situation jedoch nicht durch das zu bauende Aufteilungsbauwerk verschlechtert. Die Wasserstände direkt oberhalb des Bauwerkes steigen nur bei dem untersuchten MQ-Ereignis an (ca. 22 cm). Bei dem HQ₁₀₀-Ereignis inklusive einer Ableitung von 2,2 m³/s sinkt der Wasserstand im Vergleich zum Basiszustand sogar. Das Wehr hat bei einem Wasserstand von 39,62 m NHN eine größere Kapazität als der Abfluss von ca. 16,5 m³/s bei dem HQ₁₀₀-Ereignis erfordert. Laut der vom Modell erzeugten Abflusstabelle des Wehres kann über das Wehr bei einem solchen Wasserstand am oberen Profil ein Abfluss von ca. 18 m³/s abgeleitet werden. Die Reduzierung des Abflusses, der durch den hohen Wasserstand am unterliegenden Profil verursacht wird, ist wohl nicht so stark, dass die genannte Kapazität des Wehres den tatsächlichen Abfluss von 16,5 m³/s unterschreitet und der Wasserstand am oberen Profil ansteigen würde. Die in Abschnitt 3 dargestellte mögliche Unterschätzung der Rauigkeit in diesem Bereich würde dieses Phänomen noch verstärken. Damit wird klar, dass die Wasserstände direkt oberhalb des geplanten Wehres im Mittel zwar ansteigen werden, dies jedoch keinen Einfluss auf die Hochwassersicherheit haben wird. Dies bedeutet jedoch nicht, dass der Bereich ausreichend Hochwasserschutz aufweist! Die Auswirkung bei einem MQ-Ereignis oberhalb des geplanten Wehres beschränkt sich auf den Bereich bis zum Wehr Woltersdorf I. Unterhalb des neu geplanten Aufteilungsbauwerkes sinken die Wasserstände bei einem MQ-Ereignis um maximal 40 cm. Dies könnte durch eine Anpassung der Wehreinstellung Liebätz behoben oder reduziert werden.

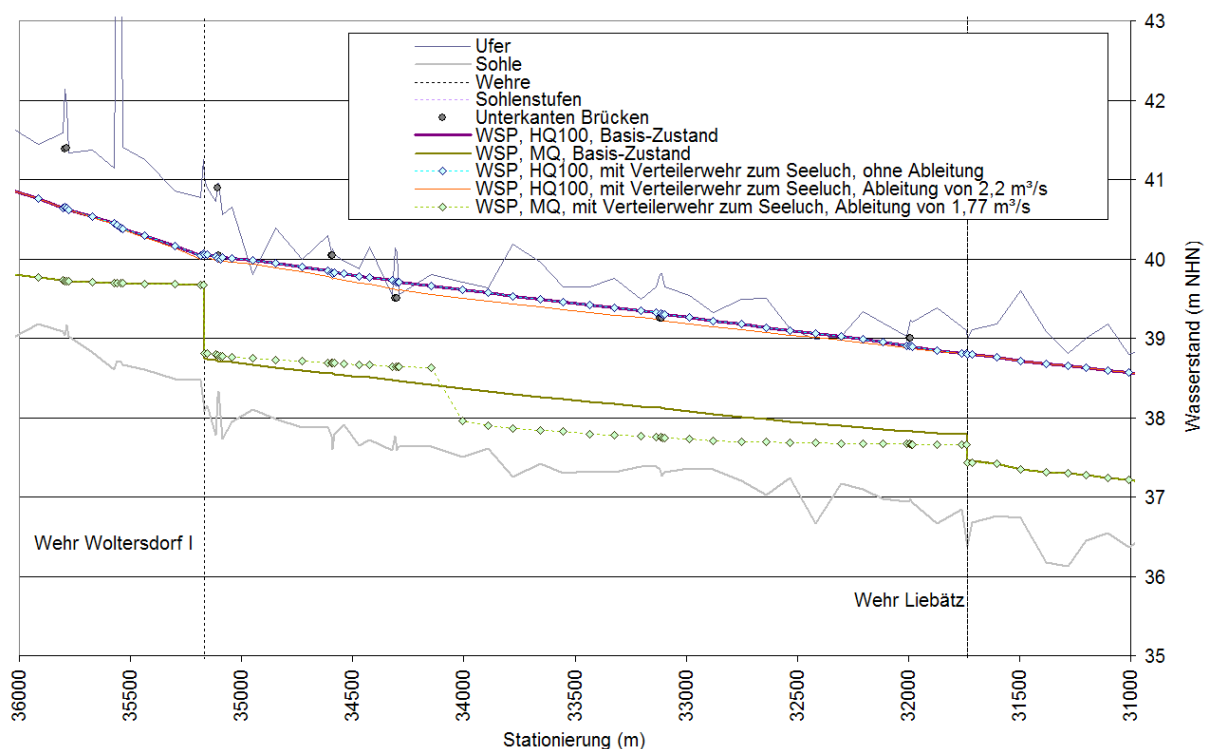


Abbildung 6-19: Auswirkung des Aufteilungsbauwerks in der unteren Nuthe

6.2.5 Untersuchungen zum Einfluss des Rückstaus bei unterschiedlichen Hochwasserereignissen

In Abschnitt 6.2.2 und Abschnitt 6.2.3 wurde davon ausgegangen, dass der komplette Abfluss der Nuthe über das Seeluch geleitet wird. In Abschnitt 6.2.4 wurde die Aufteilung des gesamten Abflusses präzisiert. Bei einem MQ-Ereignis in der Nuthe werden von insgesamt $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ $1,77 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Seeluch eingeleitet und der Rest fließt über das Wehr Liebätz. Unterhalb des Wehres fließen dann wieder $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ durch die Nuthe. Der maximale Abfluss im Seeluch wird auf $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt. Der niedrigste Abfluss der Nuthe direkt oberhalb der Abzweigung zum Seeluch, wobei dieses Maximum erreicht wird, ist ein Abfluss von $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ (s. Abbildung 6-18). Über das Wehr Liebätz fließen in dem Fall etwa 500 l/s . Unterhalb des Wehres führt der Abfluss von $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ zu höheren Wasserständen als die, die in Abbildung 6-14 auf Basis eines Abflusses von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ dargestellt sind. Dies führt automatisch zu höheren Wasserständen im Unterlauf des Seeluches und damit möglicherweise zu größeren Überschwemmungsgebieten. Inwieweit sich dieser Rückstauereffekt auf die Wasserstände und überschwemmten Gebiete des Seeluches auswirkt, wird in diesem Abschnitt untersucht. Dabei wird nicht nur ein Gesamtabfluss von $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ betrachtet, sondern sind gerade die Hochwasserereignisse HQ_2 bis HQ_{100} von Interesse.

Zuerst wird dabei davon ausgegangen, dass die Abflüsse auch bei einem Hochwasserereignis so lange anhalten, dass sich stationäre Bedingungen im gesamten Seeluch einstellen. Um eine Iteration am Einlassbauwerk im Seeluch zu vermeiden, wurde das Seeluch im Oberlauf von der Nuthe ge-



trennt und der einzuleitende Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ als zusätzliche Zufluss- und Entnahmerandbedingungen angesetzt.

In Abschnitt 6.2.5.2 wird anschließend anhand einer instationären Betrachtung dargestellt, dass bei dieser Annahme die überschwemmten Flächen überschätzt werden.

6.2.5.1 Stationäre Betrachtungen

Bei den unterschiedlichen untersuchten Ereignissen wurde durchgehend von dem MQ-Modell ausgegangen. Bei jedem Ereignis wurde ein zusätzlicher Zufluss oberhalb der Abzweigung als Randbedingung angesetzt. Der hier anzusetzende Zufluss ergibt sich aus der Differenz zwischen dem Abfluss oberhalb der Abzweigung aus Tabelle 2-3 und der mittleren Abflussrate von $2,19 \text{ m}^3/\text{s}$ an gleicher Stelle. Die so berechneten Zuflussraten sind in der nächsten Tabelle aufgelistet. Um den Aufwand zu begrenzen, werden weitere Anpassungen an den Zuflussrandbedingungen unterhalb der Abzweigung nicht als erforderlich erachtet. Dies bedeutet z. B., dass die Zuflussrate des Illichengrabens bei allen untersuchten Ereignissen $0,07 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Diese Annahme führt zu einem maximalen Fehler des Abflusses am Wehr Märtensmühle von $2,4 \%$ (bei HQ_{100}), im Durchschnitt liegt sie bei $1,7 \%$. Auswirkungen dieses Fehlers auf den Rückstauereffekt im Seeluch sind vernachlässigbar.

Tabelle 6-2: Zuflussraten der stationären Berechnungen oberhalb der Abzweigung zum Seeluch (m^3/s)

Ereignis	Abfluss oberhalb der Abzweigung (m^3/s)	Zusätzlicher Abfluss im Vergleich zum MQ-Ereignis (m^3/s)
MQ	2,19	0,00
MQ, erhöht	2,69	0,50
HQ ₂	3,46	1,27
HQ ₅	5,81	3,62
HQ ₁₀	7,93	5,74
HQ ₂₀	10,29	8,10
HQ ₅₀	13,73	11,54
HQ ₁₀₀	16,50	14,31

Die Ergebnisse werden in gewohnter Form dargestellt. Der Übersichtlichkeit halber werden die Ergebnisse nachfolgend in zwei separaten Abbildungen abgebildet, wobei lediglich das Ereignis HQ_{10} als Referenz zweimal dargestellt ist. Auch ist die Skalierung der Achsen an die Ereignisse angepasst.

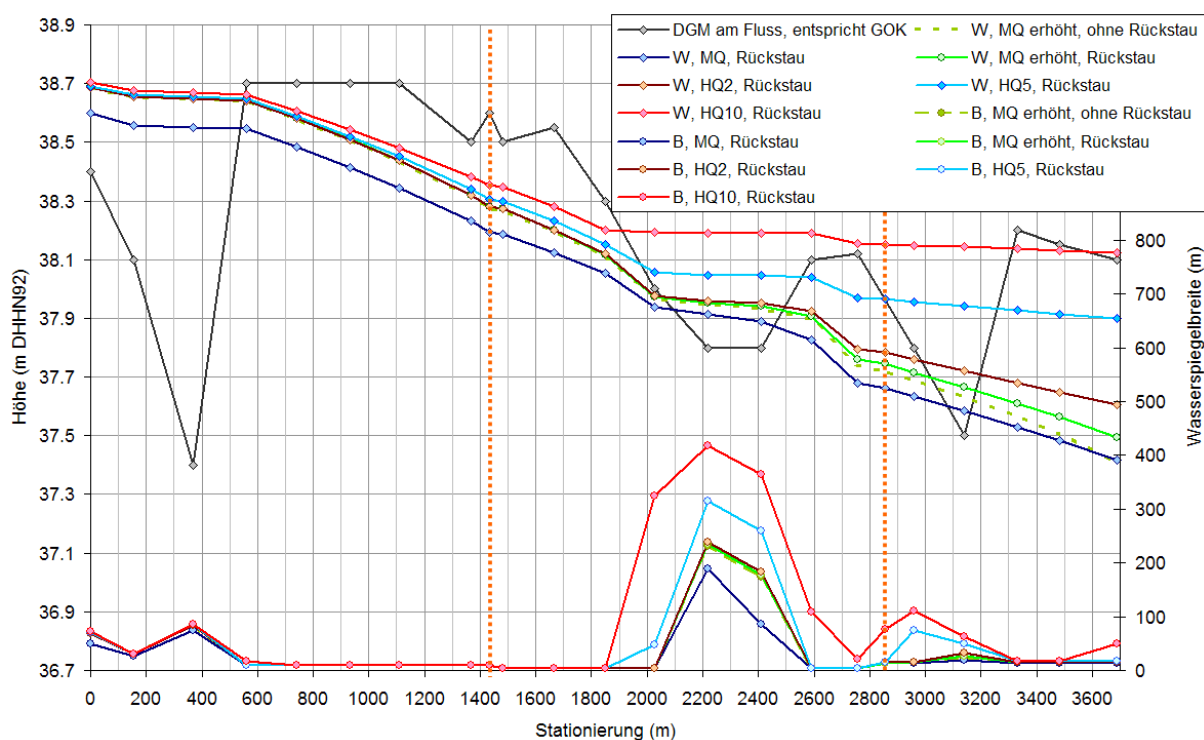


Abbildung 6-20: Auswirkung des Rückstaus bis zu einem HQ₁₀-Ereignis

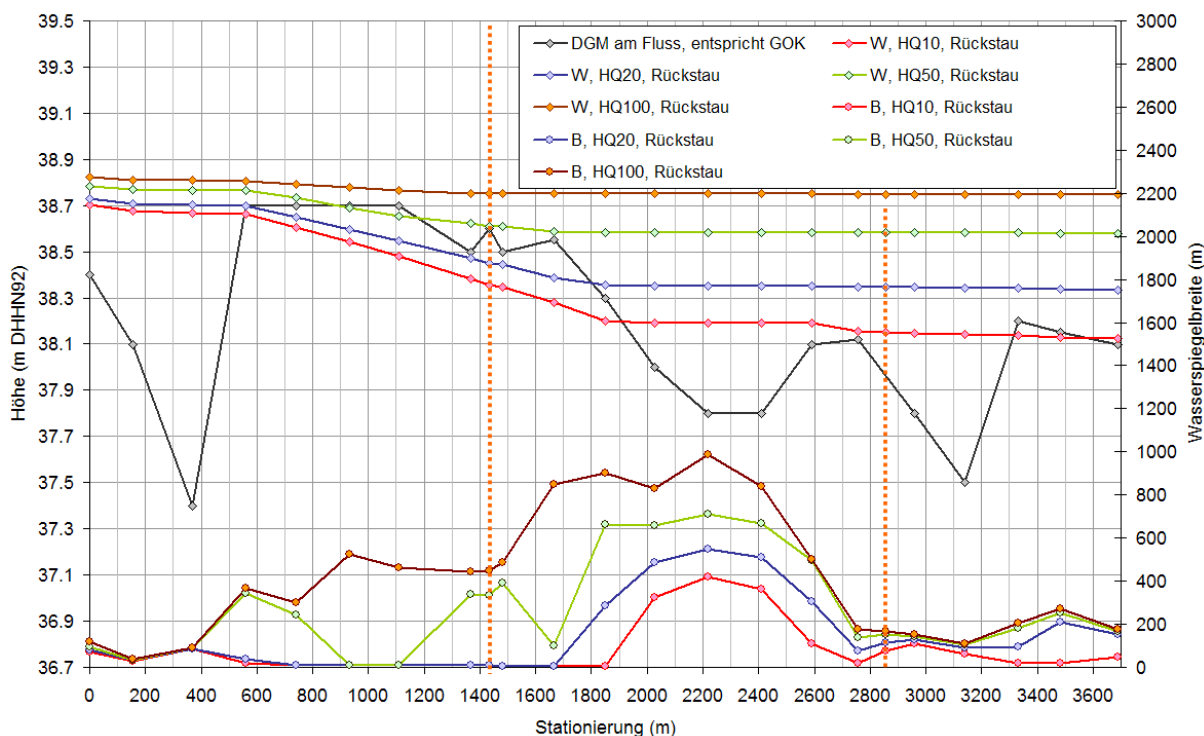


Abbildung 6-21: Auswirkung des Rückstaus ab einem HQ₁₀-Ereignis

Für Abbildung 6-22 und Abbildung 6-23 gilt das Gleiche für die ausgewerteten Überschwemmungsflächen. In Abbildung 6-22 sind auch die Überschwemmungen dargestellt, die sich bei einem Abfluss im Seeluch von 1,77 m³/s und einem Abfluss von 500 l/s in der Nuthe ergeben. Dies ent-



spricht dem MQ für das Seeluch. Die mittleren Überschwemmungen haben sich damit gegenüber den Überschwemmungen bei einem Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich reduziert, sogar die Überschwemmungen am Profil 3142 sind nahezu verschwunden. Auffällig ist, dass sich die Überflutungen bei einem Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ im Seeluch zwischen den Rückstauvarianten „MQ, erhöht“ und „HQ₂“ kaum unterscheiden. Zwar sind die Wasserstände beim Rückstau des HQ₂-Ereignisses deutlich angestiegen (s. Abbildung 6-20), zu einer Vergrößerung der Überschwemmungsflächen führt dies aber nicht.

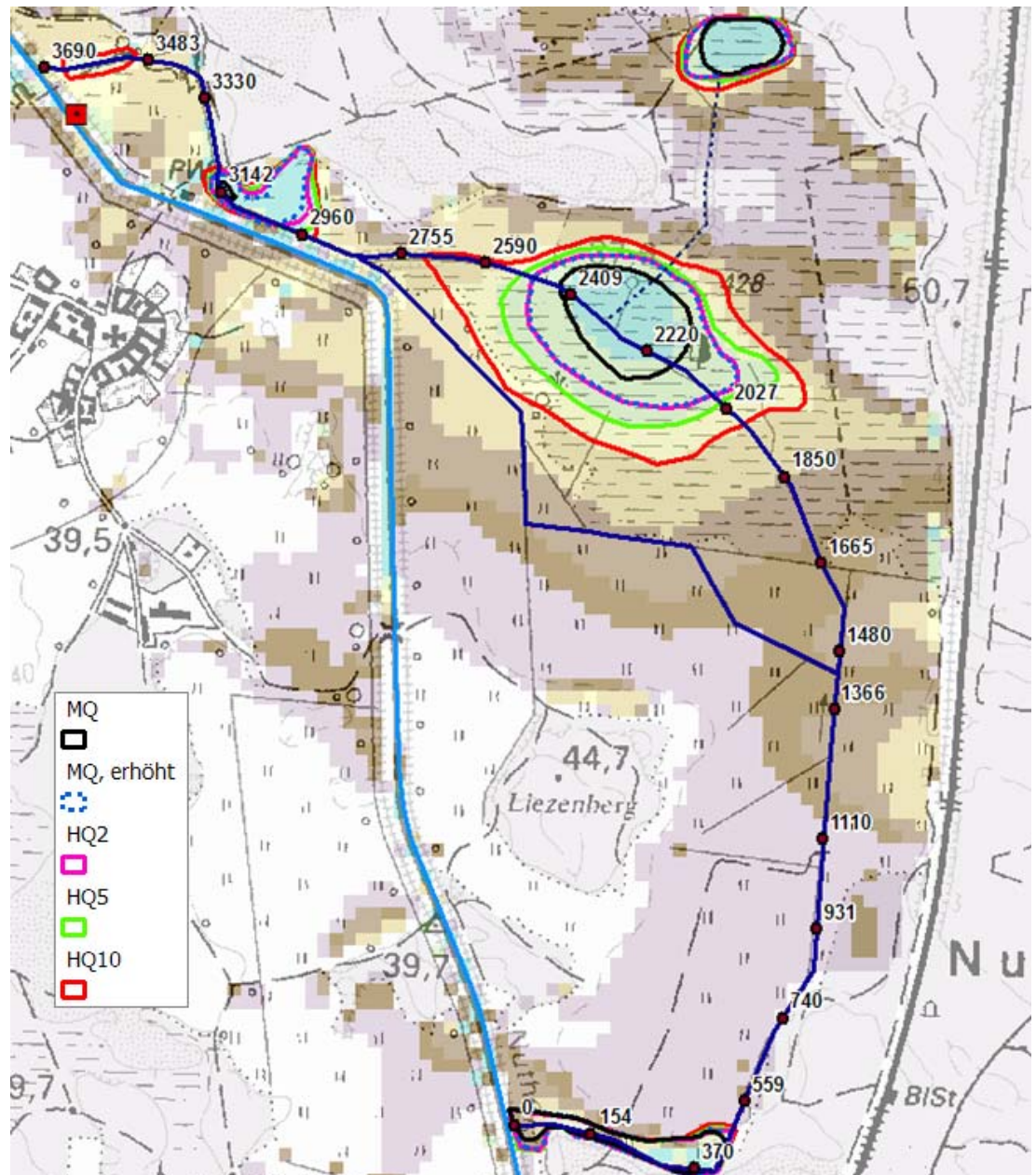


Abbildung 6-22: Überschwemmungsgebiete beim Rückstau bis zu einem HQ₁₀-Ereignis



Aus den Abbildungen ist gut zu erkennen, dass die Überflutungen deutlich zunehmen ab einem HQ_{10} -Ereignis. Bei diesem Ereignis beträgt die maximale Ausbreitung des geplanten Sees im eigentlichen Seeluchs ca. 420 m und erreicht gerade den Nebenlauf. Bei einem HQ_{20} -Ereignis in der Nuthe sind Nebenlauf und eigentliches Seeluch hydraulisch kurzgeschlossen, der Bahndamm ist anscheinend jedoch noch nicht gefährdet. Das DGM25 ist leider zu grob, um eine eventuelle Beeinträchtigung des Bahndamms bei diesem Abfluss komplett ausschließen zu können. Seitens des Auftraggebers wurde allerdings vorgegeben, dass der Bahndamm bei einem HQ_{100} nicht gefährdet sein sollte. Aus Abbildung 6-23 geht aber eindeutig hervor, dass bei der Annahme eines stationären HQ_{100} -Ereignisses die Überschwemmungen bis unmittelbar an den Bahndamm ausgedehnt sind. Ob dies für den Bahndamm als kritisch eingestuft werden sollte, ist von vielen Faktoren abhängig, z. B. Dauer der Überflutung, Aufbau des Damms und Höhe der Einstauung. Diese Aussagen sind auf der Basis der vorhandenen Daten leider nicht möglich. Auffällig ist auch, dass sich die Überschwemmung bei diesem Ereignis auch weit in Richtung Nordosten ausbreitet. Bei dem HQ_{100} -Ereignis ist das gesamte Seeluch bei einem Wasserstand von 38,8 m NHN so gut wie ausgespiegelt. Dies zeigt bereits, dass auch das Schließen des Zulaufs des Seeluchs bei der stationären Betrachtung bei einem HQ_{100} -Ereignis wenig zum Hochwasserschutz beitragen wird. Ob dies auch bei einer instationären Betrachtung der Fall ist, wird im nächsten Abschnitt besprochen.

Die überschwemmten Bereiche, die sich bei einem Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ im Seeluch zwischen Profil 3142 und 2960 entwickeln, befinden sich direkt an der Verwallung der Nuthe. Vom Auftraggeber wurde befürchtet, dass eine beidseitige Einstauung der Verwallung ihre Stabilität gefährden könnte. Vom Auftraggeber wurde daher vorgeschlagen, auch zu untersuchen, ob die Anbindung an die Nuthe nicht besser oberhalb von Profil 2960 erfolgen kann. Dies bedeutet allerdings, dass das Wehr Liebätz durch die Anbindung des Seeluchs nicht umgangen wird und eine Umgestaltung des Wehres erforderlich wird, um die Durchgängigkeit in der unteren Nuthe zu gewährleisten. Es hat sich schnell gezeigt, dass die Anbindung oberhalb des Wehres Liebätz aufgrund der höheren Wasserstände und des damit verbundenen Rückstaus zu einer deutlichen Zunahme der überschwemmten Bereiche auch bei einem mittleren Abfluss der Nuthe führen. Daher wurde diese Möglichkeit nicht weiter betrachtet.

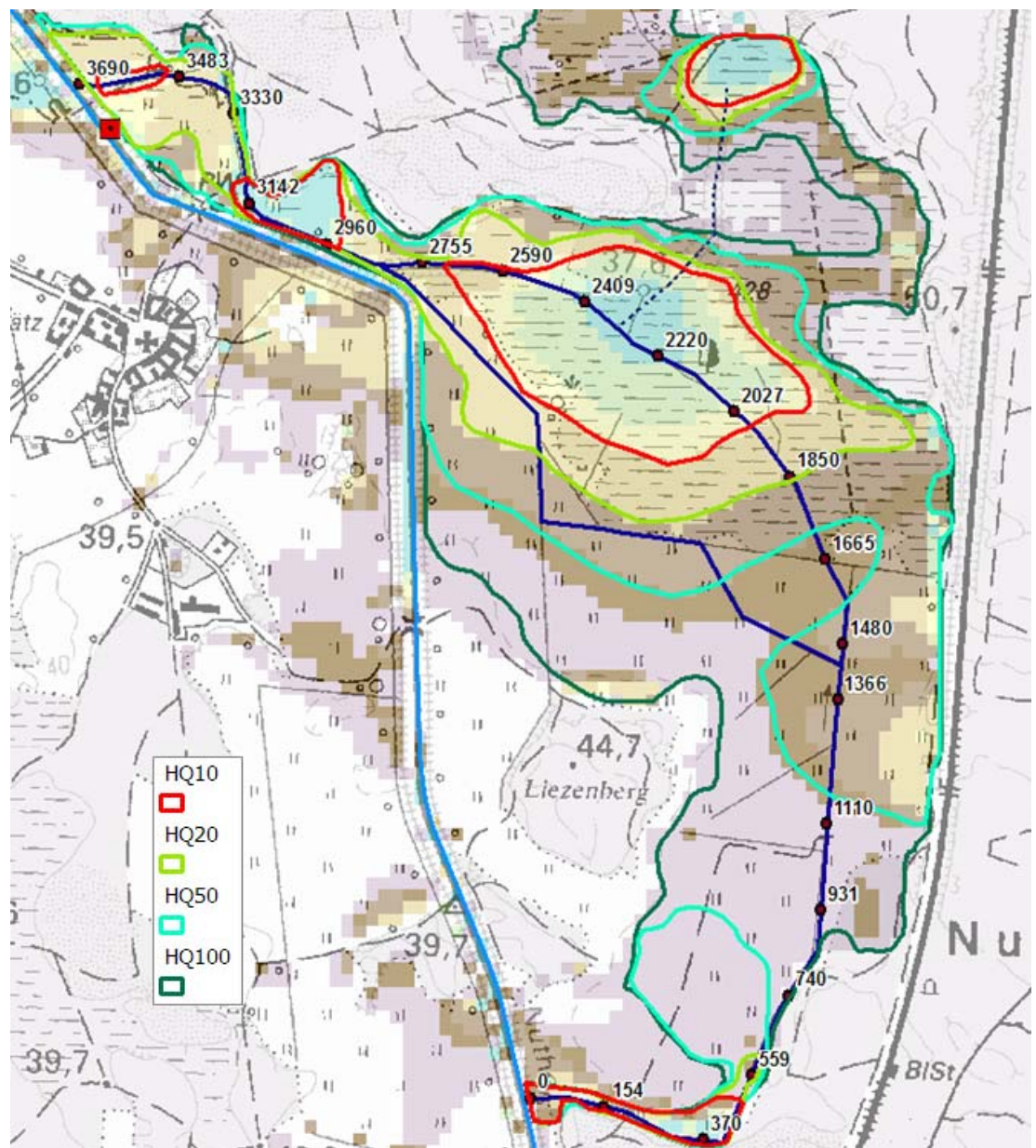


Abbildung 6-23: Überschwemmungsgebiete beim Rückstau ab einem HQ₁₀-Ereignis

6.2.5.2 Instationäre Betrachtungen

Bei den instationären Betrachtungen wurden nur die Ereignisse HQ₁₀ und HQ₁₀₀ analysiert. Die Abflusslinien der beiden Ereignisse wurden von den Ergebnissen der Simulationen mit dem Kurzfristmodell (D = 6 h) für Woltersdorf 1 abgeleitet. Dabei wurden die gesamten mit dem Langfristmodell berechneten Kurven so weit prozentual erhöht, dass die Abflussspitzen mit den in Tabelle 6-2 dargestellten Abflüssen bei HQ₁₀ und HQ₁₀₀ übereinstimmen. Die Basis- und abgeleiteten Abflussganglinien sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Der Abbildung kann entnommen werden, dass die gesamte Welle lediglich ca. 7 Tage dauert. Die Spitze kann dabei maximal für einen halben Tag als konstant betrachtet werden. Dies



deutet bereits darauf hin, dass die zu untersuchenden Ereignisse beim Passieren der Spitze nicht zu stationären Bedingungen im Seeluch führen werden.

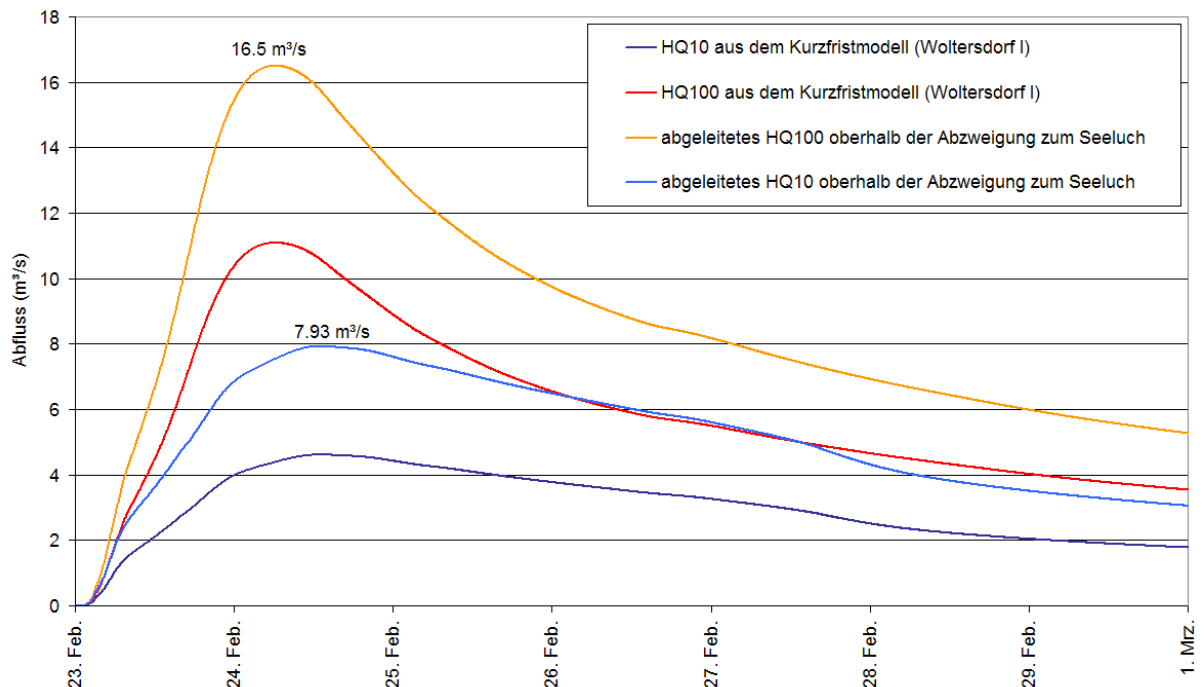


Abbildung 6-24: Ableitung der instationären Abflusskurven

Das Modell wurde für diese Untersuchungen an der Mündung des Hammerfließes getrennt. Dort wurden die beiden ermittelten Ganglinien für HQ_{10} und HQ_{100} angesetzt. Außerdem wurde die Wasserstandsrandbedingung am Wehr Märtensmühle durch eine HQ-Beziehung ersetzt, die aus den vorhandenen Profildaten abgeleitet werden konnte. Bei den stationären Betrachtungen in Abschnitt 6.2.5.1 wurde dagegen für jedes Ereignis ein konstanter repräsentativer Wasserstand am Wehr gesetzt.

Es wurden für beide HQ-Ereignisse mehrere Varianten untersucht. Als Basis wurde die in Abschnitt 6.2.2 dargestellte Profil-Ausbauvariante verwendet. Dann wurde untersucht, inwiefern das Absperren des Zulaufes zum Seeluch zu einer Reduzierung der überschwemmten Gebiete beitragen kann. Außerdem wurde zusätzlich analysiert, ob es sinnvoll wäre, den Anschluss am unteren Ende des Seeluchs zu verengen, damit weniger Wasser bei Hochwasser einströmen kann. Hier wurden zwei alternative Verengungen betrachtet. Diese sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Bei der Verengungsvariante 1 wurde die Breite an der Sohle auf 0,5 m reduziert. Außerdem wurde eine Verwallung beidseitig vorgesehen, wodurch das Profil zusätzlich verengt wird.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass diese Verengung nicht zu einer nennenswerten Reduzierung der Zustrommengen führt. Bei der zweiten Variante wurde dann eine noch stärkere Verengung angesetzt. Das bei dieser Variante angesetzte Kastenprofil hat nur eine Breite von 0,5 m. Dies widerspricht dem Wunsch einer natürlichen Anbindung des Seeluchs. Die Ergebnisse werden dennoch mit dargestellt, damit deutlich wird, dass eine weitere Reduzierung der Überschwemmungen kaum noch möglich



ist. Die Verengungsvariante wird jedoch nicht nur aufgrund der geringen Durchströmungsbreite verworfen. Es hat sich gezeigt, dass das verengte Profil bei einem (kaum rückgestauten) MQ-Ereignis zu zusätzlich überschwemmten Bereichen im Seeluch führt. Es bildet sich ein deutliches Gefälle im unteren Bereich des Seeluchs. Die Variante Verengung 1 wird in den weiteren Analysen nicht weiter betrachtet.

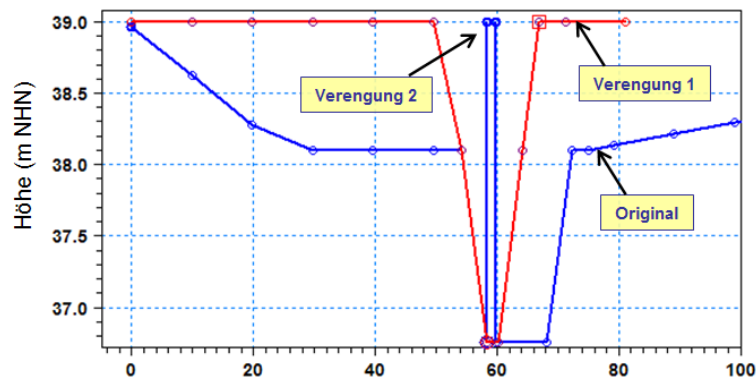


Abbildung 6-25: Verengungsvarianten am unteren Ende des Seeluchs

In Abbildung 6-26 und Abbildung 6-27 sind die Ergebnisse der beschriebenen Varianten für die beiden untersuchten Ereignisse dargestellt. Als Vergleich sind auch die stationären Ergebnisse abgebildet. Bei dem HQ_{10} -Ereignis bewirkt der unterschiedliche Ansatz der instationären Welle kaum eine Reduzierung der Wasserspiegelbreiten. Beim HQ_{100} -Ereignis ist eine deutliche Reduzierung der Breite zu erkennen. Außerdem ufern die Profile 931 und 1110 bei der instationären Berechnung nicht mehr aus. In dem Fall, dass zusätzlich der Zufluss zum Seeluch gestoppt wird, treten auch im weiteren oberen Verlauf des Seeluchs keine Ausuferungen mehr auf. Wird außerdem eine Verengung im Unterlauf (Verengungsvariante 2) angesetzt, begrenzen sich die Überschwemmungen laut Abbildung 6-27 nur noch auf dem Unterlauf und auf das eigentliche Seeluch (bis Profil 1850).

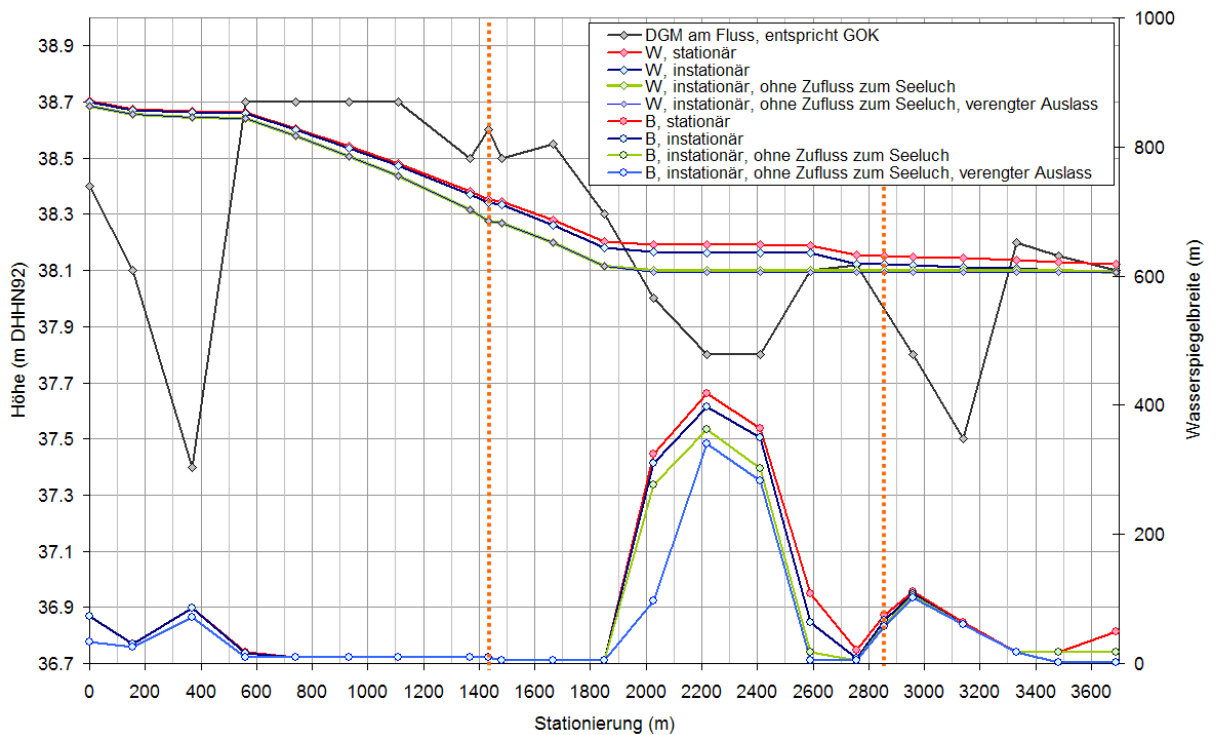


Abbildung 6-26: Ergebnisse bei einem instationären HQ₁₀-Ereignis

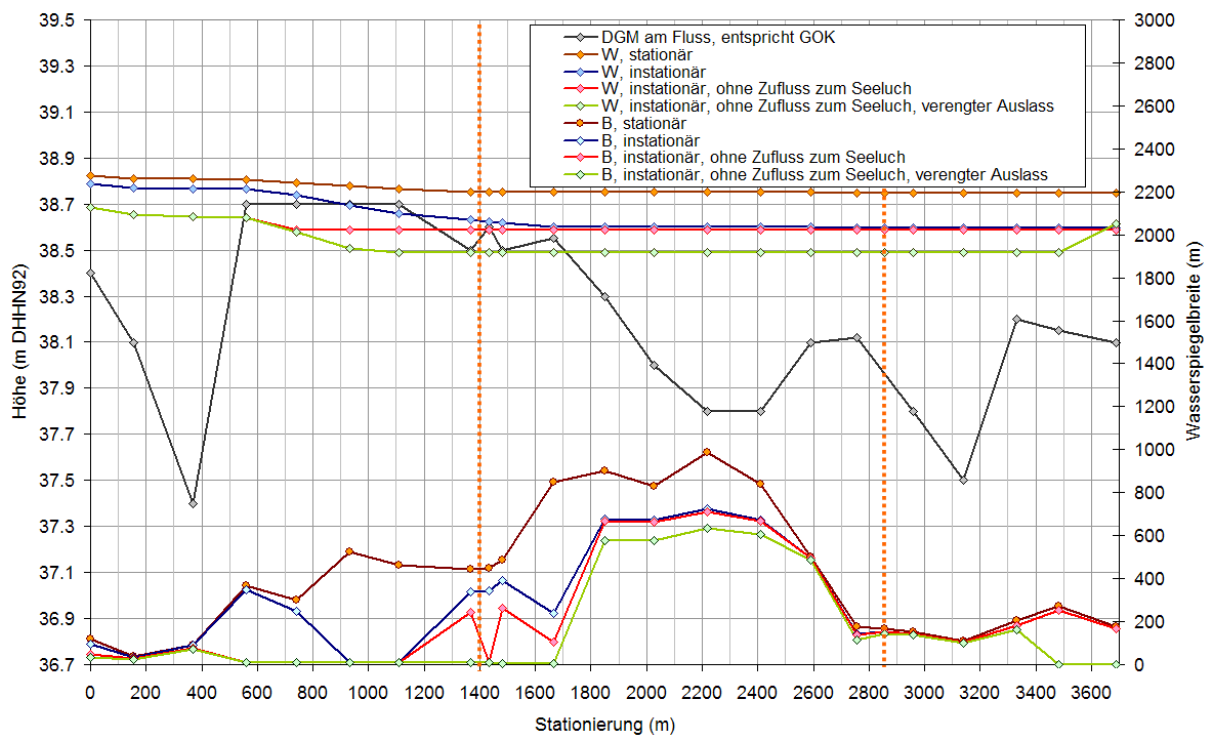


Abbildung 6-27: Ergebnisse bei einem instationären HQ₁₀₀-Ereignis

Die überschwemmten Bereiche bei den untersuchten HQ₁₀₀-Varianten sind in der nächsten Abbildung dargestellt. Im Abschnitt zwischen Profil 1110 und 1366 sind dabei auch bei Verengungsvariante 2 rechtsseitig des Flusses überschwemmte Flächen ausgewiesen. Dies konnte nur mit der



Analyse anhand des DGMs bestimmt werden, aus den Ergebnissen an den einzelnen Profilen war dies nicht abzuleiten. Der Bereich ist im Vergleich zum restlichen Oberlauf des Seeluchs sehr niedrig und außerdem schließt der Bereich direkt an den Bahndamm an. Eine niedrige Verwallung zwischen den Profilen 1110 und 1366 würde das Problem der Beeinträchtigung des Bahndammes bei einer gleichzeitig extremen Verengung am Auslass des Seeluchs beheben können. Da die dargestellte Verengung jedoch verworfen wurde, müsste diese Verwallung bis Profil 1850, möglicherweise sogar bis Profil 2027 verlängert werden. Die maximale Wassertiefe auf den betroffenen Flächen beträgt überwiegend weniger als 20 cm. Die maximal zu erwartenden Wasserstände sind nur geringfügig höher als das vorhandene Gelände des Seeluchs. Die Verwallung muss auf Grund dieser geringen Überstauhöhen wahrscheinlich lediglich 20 - 30 cm hoch werden. Links vom Nebenlauf reichen die bei einem HQ_{100} -Ereignis eingestauten Bereiche bis an die Landseite der Verwallung heran. Hier sind Einschätzungen zur Standsicherheit nach der Vorlage der Bodenkennwerte notwendig. Nach bisheriger Einschätzung erscheint die Verwallung jedoch für einen beidseitigen Einstau (mit unterschiedlichen Potenzialen von 30 bis 50 cm in Abhängigkeit des Hochwasserereignisses) als nicht geeignet und damit nicht standsicher. Auch hier ist daher eine Verwallung geplant, womit in einem großen Bereich des Abschnittes die beidseitige Einstauung verhindert werden kann. Beide Verwallungen sind in der Abbildung 6-28 dargestellt.

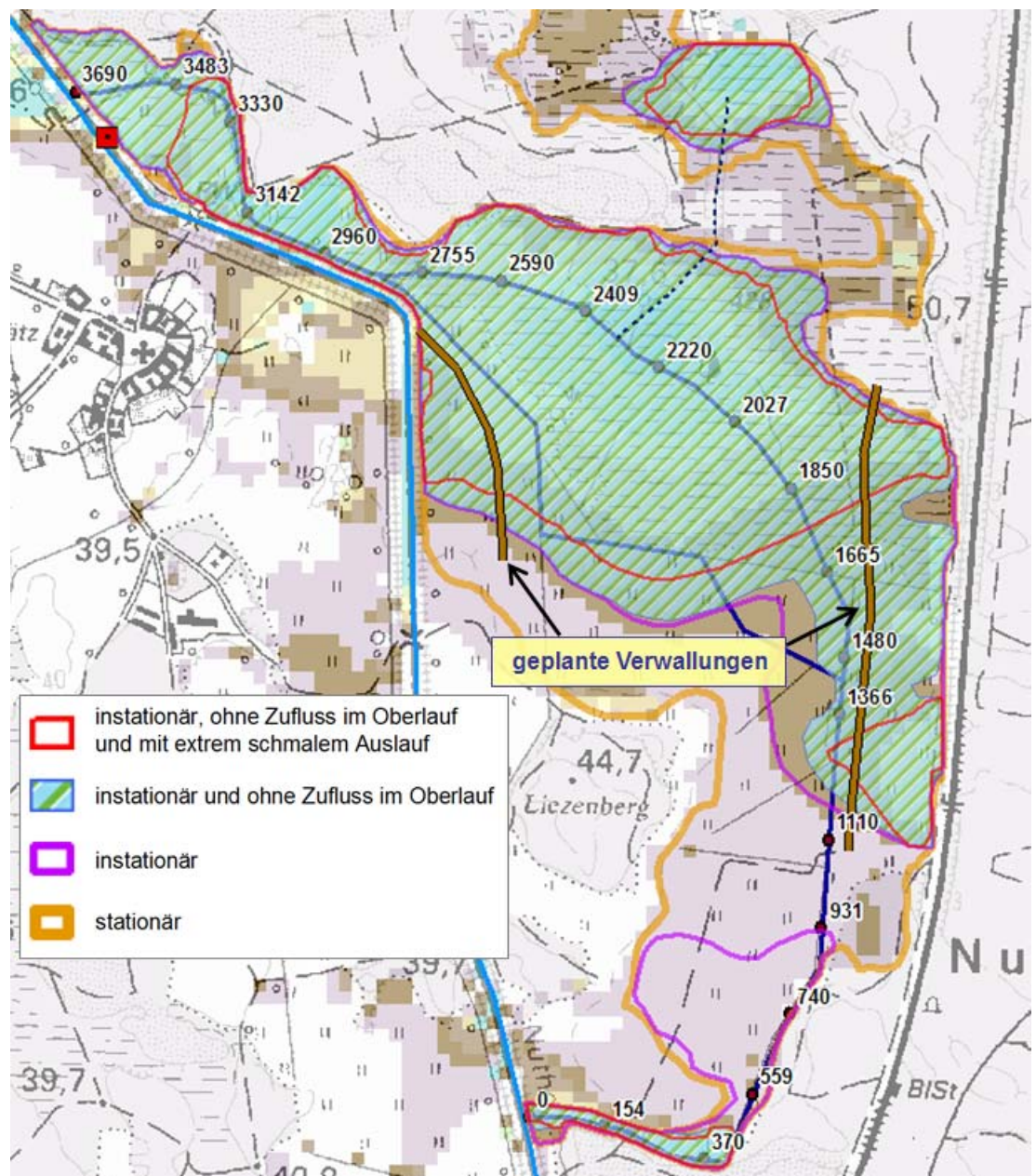


Abbildung 6-28: Überschwemmungen bei einem instationären HQ₁₀₀-Ereignis

Auch mit der zuletzt beschriebenen Verwallung lässt sich nicht vermeiden, dass es an der Nuthe etwa am km 32,5 und am Auslass des Seeluchs zu einer beidseitigen Einstauung der rechten Nutheverwallung kommt. In der nächsten Abbildung ist dies am Beispiel der Kombination des Seeluchprofils 2960 und Nutheprofils 32205 dargestellt. Die Wasserstände, die in der Abbildung dargestellt sind, sind die am jeweiligen Profil bei der instationären Variante ohne Zufluss und ohne Verengung berechneten maximalen Wasserstände. Dies tritt zwar nicht genau zum gleichen Zeitpunkt an beiden Profilen ein und wird deswegen zunächst als irrelevant eingestuft. Ohne genaue Bodenkennwerte der Verwallung sind Aussagen zur Standsicherheit auch in diesem Bereich und bei den dargestellten Bedingungen nicht möglich.

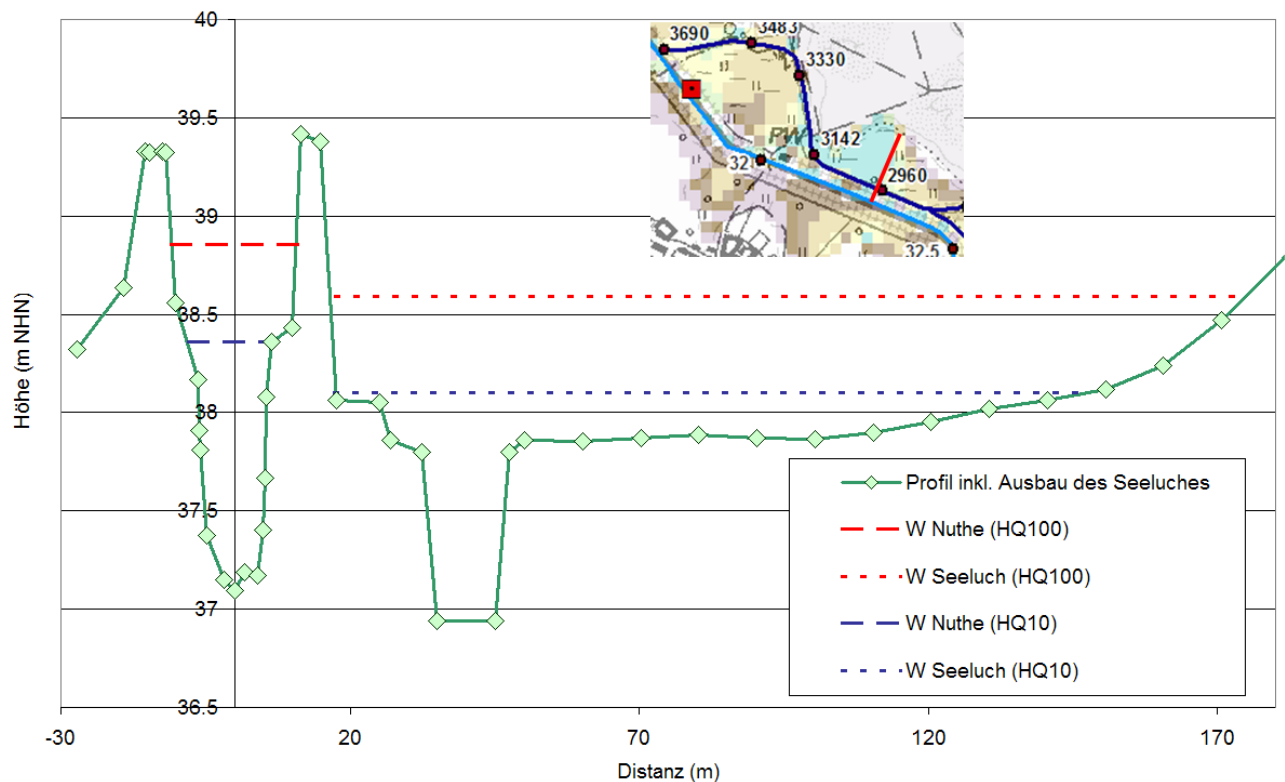


Abbildung 6-29: Beidseitige Einstauung an der Nutheverwallung am km 32,21

Der wichtigste Unterschied zwischen dem stationären und instationären Ergebnis ist der Wasserstand der Nuthe am Auslass des Seeluchs. Dadurch, dass bei der instationären Berechnung Wasser an diesem Auslass in das Seeluch hineinströmt, reduziert sich der Abfluss der Nuthe bis zum Wehr Märtensmühle gegenüber der stationären Berechnung. Dies führt zu niedrigeren Wasserständen am Auslass des Seeluchs und damit zu einer geringeren Auswirkung des Rückstaus. Voraussetzung dafür ist allerdings, dass die Einströmung in das Seeluch am unteren Ende so lange erfolgen kann, bis die Spitze der instationären Welle den Auslass des Seeluches bereits passiert ist. Dass dies der Fall ist, ist in der nächsten Abbildung dargestellt. Hier sind nur die Ergebnisse der Variante ohne Zufluss zum Seeluch, aber auch ohne Verengung im Unterlauf des Seeluchs abgebildet. Auch bei dem HQ₁₀-Ereignis ist das genannte Phänomen zu beobachten, allerdings ist hier der Unterschied viel geringer und wird der Abfluss der Nuthe kaum reduziert.

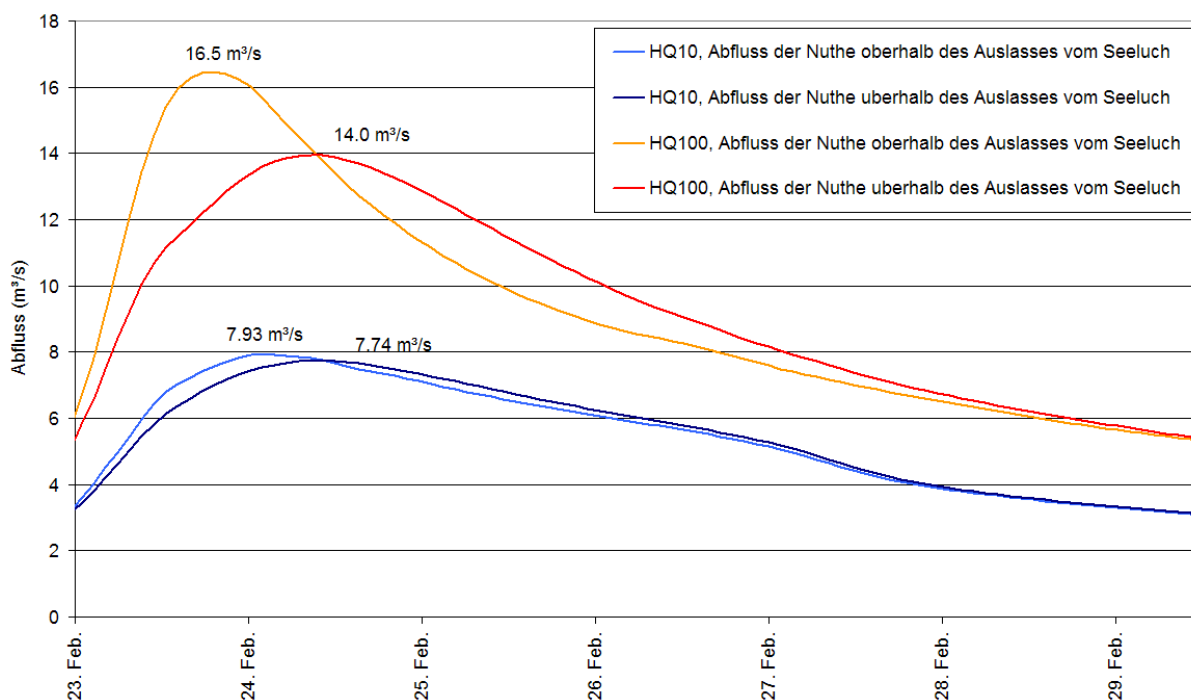


Abbildung 6-30: Abflussreduzierung am Auslass des Seeluchs bei der instationären Betrachtung

6.2.6 Schlussfolgerungen

In den vorherigen Abschnitten wurde untersucht, welche Profile entlang den verschiedenen Flussabschnitten des Seeluches bevorzugt werden. Dabei wurde insbesondere versucht, die überschwemmten Gebiete bei einem Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ zu begrenzen. Es wurde begründet, dass von den untersuchten Varianten die Ausbauvariante mit Sohlenbreiten im Unterlauf von 10 m und im Ober- und Nebenlauf von 3,5 m hierfür am besten geeignet ist. Im eigentlichen Seeluch sind dabei keine Anpassungen am Profil geplant. Bei den angepassten Profilen wurde generell eine Böschungsnegung von 1 : 3 angesetzt.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass eine Erhöhung des maximalen Durchflusses unter Umständen möglich ist. Bei der Einleitung eines kompletten HQ_2 -Ereignisses ins Seeluch ohne Berücksichtigung des Rückstaueffekts reichen die überschwemmten Flächen gerade noch nicht bis zum Bahndamm. Da das verwendete DGM25 für eine detaillierte Auswertung zu grob ist, sind weitere Untersuchungen zum Thema Bahndamm erforderlich.

Es wurde dargestellt, wie das Aufteilungsbauwerk in der Nuthe gebaut werden könnte, damit bei einem Abfluss von $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ oberhalb der Abzweigung des Seeluchs eine Wassermenge von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Seeluch umgeleitet wird. Bei einem Abfluss von $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ in der Nuthe (MQ) werden dann ca. $1,77 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeleitet. Bei einem MNQ-Ereignis in der Nuthe ($0,47 \text{ m}^3/\text{s}$) fließen sogar $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Seeluch hinein. Bei höheren Abflüssen wird der Abfluss des Seeluchs (erstmal) auf $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt. Hierzu ist ein weiteres Bauwerk am Oberlauf des Seeluchs vorgesehen. Der Anteil des Gesamtabflusses, der über das Wehr Liebätz abgeleitet wird, nimmt daher stetig zu. Dies wirkt sich erheblich auf den Rück-



stauereffekt im Seeluch aus. Ab einem ca. HQ_{20} -Ereignis kann eine Beeinträchtigung des Bahndamms ohne zusätzliche Maßnahmen nicht ohne Weiteres garantiert werden. Es wird daher empfohlen, den Zufluss im Seeluch im Oberlauf in dem Moment zu stoppen, wenn der Nutheabfluss oberhalb der Abzweigung einen Wert von ca. $10 \text{ m}^3/\text{s}$ überschreitet. Die Untersuchungen zu dem HQ_{100} -Ereignis haben gezeigt, dass hierdurch die von Ausuferungen betroffenen Bereiche reduziert werden können. Auch hier sind jedoch weitere Berechnungen anhand eines hochaufgelösten DGM erforderlich.

Um die Überflutungen besser eingrenzen zu können wurde vorgeschlagen, sowohl rechts vom Oberlauf als auch links vom Nebenlauf eine niedrige Verwallung zu errichten. Die bei dem geplanten Profilausbau anfallenden Erdmassen können für die Errichtung dieser Verwallungen verwendet werden.

Durch die Anbindung des Seeluchs besteht die Gefahr, dass bei Niedrigwasserverhältnissen so viel Wasser im Seeluch verdunstet, dass unterhalb des Wehres Liebätz kaum noch Wasser ankommen würde. Die Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass bei einer Einleitung von $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Seeluch kaum Überschwemmungen entstehen und der gesamte Abfluss in den Gräben abgeleitet werden kann. Die Verdunstung hat somit bei geringen Abflüssen kaum einen Einfluss. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Durchfluss am Auslauf des Seeluchs sogar bei einer Verdunstungsrate von 10 mm/d lediglich um maximal 5 l/s reduziert wird.

Durch die Anbindung des Seeluchs ist generell mit einem Grundwasseranstieg in der Niederung zu rechnen. Es ist davon auszugehen, dass in einigen Bereichen der Grundwasserstand so weit ansteigt, dass eine landwirtschaftliche Nutzung nur noch eingeschränkt möglich ist. Welche Gebiete hiervon betroffen sind, kann auf Basis der vorhandenen Boden- und hydrogeologischen Daten zum jetzigen Zeitpunkt nicht vorhergesagt werden.

Durch die Einleitung in die Niederung des Seeluchs werden die mittleren Wasserstände der Nuthe zwischen km 31,5 – 34,1 im Vergleich zum Basis-Zustand deutlich sinken. Zukünftig ist im Mittel statt mit $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ mit nur $0,43 \text{ m}^3/\text{s}$ zu rechnen. Die Grundwasserstände linksseitig der Nuthe (u. a. Ortschaft Liebätz) werden dadurch wahrscheinlich sinken, wenn auch nur geringfügig.

Insgesamt ist festzuhalten, dass die Anbindung des Seeluchs prinzipiell möglich ist und zu einer größeren Dynamik des Wasserregimes des Gebietes beiträgt. Außerdem wird durch die Maßnahme gleichzeitig eine Umgehung für das Wehr Liebätz geschaffen und weitere Anpassungen dieses Wehres sind dadurch nicht mehr erforderlich.

6.3 Sonstige Maßnahmen

6.3.1 Einleitung

In diesem Abschnitt wird dargestellt, wie die vorgeschlagenen Maßnahmen im Teilgebiet 2 (Bereich bei Luckenwalde) und 3 (Abschnitt oberhalb Luckenwalde) im hydraulischen Modell berücksichtigt wurden. Die Maßnahmen zur Verbesserung der Durchgängigkeit und zur Verbesserung der



Strukturgüte werden in separaten Abschnitten betrachtet. Außerdem sind Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlenbelastung geplant. Hierzu werden zuerst die Sohlenbelastungen (Geschwindigkeiten und Sohlenschubspannungen) im Basiszustand ausgewertet. Die Auswertung der Modellberechnungen ist abschließend in Abschnitt 6.3.5 dokumentiert

6.3.2 Maßnahmen zur Verringerung der Sohlenbelastungen

Durch die in der Vergangenheit erfolgten Veränderungen am Gewässer wurden auch die hydraulischen Belastungen auf die Sohle verändert. Mit Hilfe des hydraulischen Modells wurden Bereiche abgegrenzt, in denen es zu erhöhten Sohlenbelastungen und in deren Folge wiederum zu Sohleneintiefungen kommt bzw. bereits gekommen ist.

Um die Stabilität des Gewässerbettes abschätzen zu können, sind das Wissen über das im Gewässer vorhandene Sohlenmaterial, die bestehenden Fließgeschwindigkeiten und Schleppspannungen bei den verschiedenen Abflussereignissen notwendig.

Aus dem vorhandenen Sohlenmaterial können aus Tafelwerten kritische Geschwindigkeiten bzw. Schleppspannungen entnommen werden, die in hydraulischen Versuchen ermittelt wurden und bei denen ein Bewegungsbeginn wahrscheinlich ist. Diese Werte können als Anhaltswerte herangezogen werden, sind aber aufgrund einer Reihe von vereinfachenden Annahmen in den Formeln, den subjektiven Einschätzungen bei der Bestimmung der kritischen Werte und der verschiedenen Bedingungen in der Natur mit Unsicherheiten behaftet.

In BLECHSCHMIDT (2007) wird für den Bereich oberhalb des Wehres Kolzenburg bis etwa Kloster Zinna als dominierendes Sohlensubstrat Mittelsand angegeben. Für den unterhalb Märtensmühle liegenden Bereich werden in HICKISCH & KNEIS (2004) Schlamm- und Sandbereiche und als vorherrschendes Sohlensubstrat Feinsand erwähnt. Genauere Werte sind in späteren Planungsphasen durch Bodenuntersuchungen zu ermitteln. Nach BOLLRICH & PREIBLER (1992) Tafel 6.6 können folgende Bemessungswerte als kritische Werte für Sand angesetzt werden (siehe Tabelle 6-3). Das heißt, bei Einhaltung der aufgeführten Werte kommt es zu keiner Umlagerung des Sohlensubstrats.

Tabelle 6-3: Kritische Schubspannungen und Fließgeschwindigkeiten

Sohlenbeschaffenheit	Korngröße [mm]	Schubspannung [N/m ²]	Fließgeschwindigkeit [m/s]
Feinsand	0,063 ... 0,2	0,5 ... 1,0	0,20 ... 0,35
Mittelsand	0,2 ... 0,63	1,0 ... 2,0	0,35 ... 0,45
Grobsand	0,63 ... 2,0	3,0 ... 6,0	0,45 ... 0,60

Kohäsive Eigenschaften der Böden werden in diesen Werten jedoch nicht berücksichtigt. Nach PATT, JÜRGING & KRAUS (2004) erhöhen sich die Werte der mittleren kritischen Geschwindigkeit z. B. für schwach lehmigen Sand, mittlerer Verdichtung auf 0,8 m/s. Ein Wert, der deutlich die kritischen Werte der nicht kohäsiven Materialien übersteigt und mit dem gezeigt werden soll, wie schwierig die Einschätzung der Gefahr gegenüber Tiefenerosion infolge erhöhter Belastungen aus der Fließbewegung des

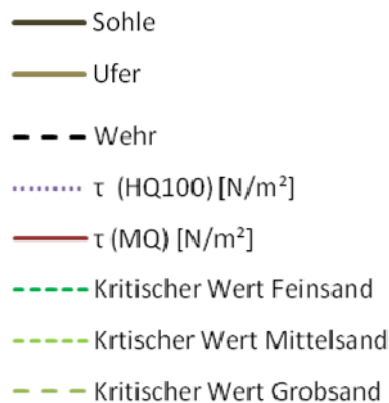


Wassers ist, wenn keine genaue Bestimmung des Sohlensubstrates vorliegt.

Aufgrund der derzeitigen Datenlage wurden für die weitere Betrachtung die wahrscheinlich auf die sicheren Seite liegenden Werte von Mittel- bis Feinsand angesetzt, durch die dann aber der Vergleich mit den Berechnungsergebnissen der hydraulischen Modellierungen aus MIKE 11 bei mittleren Abflussbedingungen im gesamten Nutheverlauf erhöhte Schubspannungen ausgewiesen werden müssen. Die kritischen Fließgeschwindigkeiten werden an deutlich weniger Stellen im Gewässer erreicht.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Sohlenschubspannungen dargestellt. Die Darstellung erfolgt für den Bereich unterhalb von Luckenwalde (~Teilgebiet 1), den Bereich der Stadtnuthe (~Teilgebiet 2), den Bereich oberhalb von Luckenwalde (~Teilgebiet 3) und den Königsgraben (~Teilgebiet 2). Dargestellt sind darin jeweils ein Längsschnitt mit Abbildung der Sohle, der Böschungsoberkante und dem Wasserspiegel bei MQ-Bedingungen. Durch vertikale, schwarze Linien sind die Wehranlagen dargestellt. Die kritischen Werte für verschiedene Sande sind in den Diagrammen als unterschiedlich grüne Linie dargestellt. Bei Überschreitung dieser Linien durch die dargestellte Sohlenschubspannung ist mit einer beginnenden Erosion der Sohle zu rechnen.

Aus Darstellungsgründen wurde das Diagramm bis auf einen Wert von 10 N/m^2 begrenzt. Berechnungsergebnisse, die weiter oberhalb liegen, werden damit nicht dargestellt. Da der kritische Wert für Grobsand jedoch bei 6 N/m^2 liegt, erschien die Darstellungsbegrenzung für eine tendenzielle Aussage ausreichend zu sein.



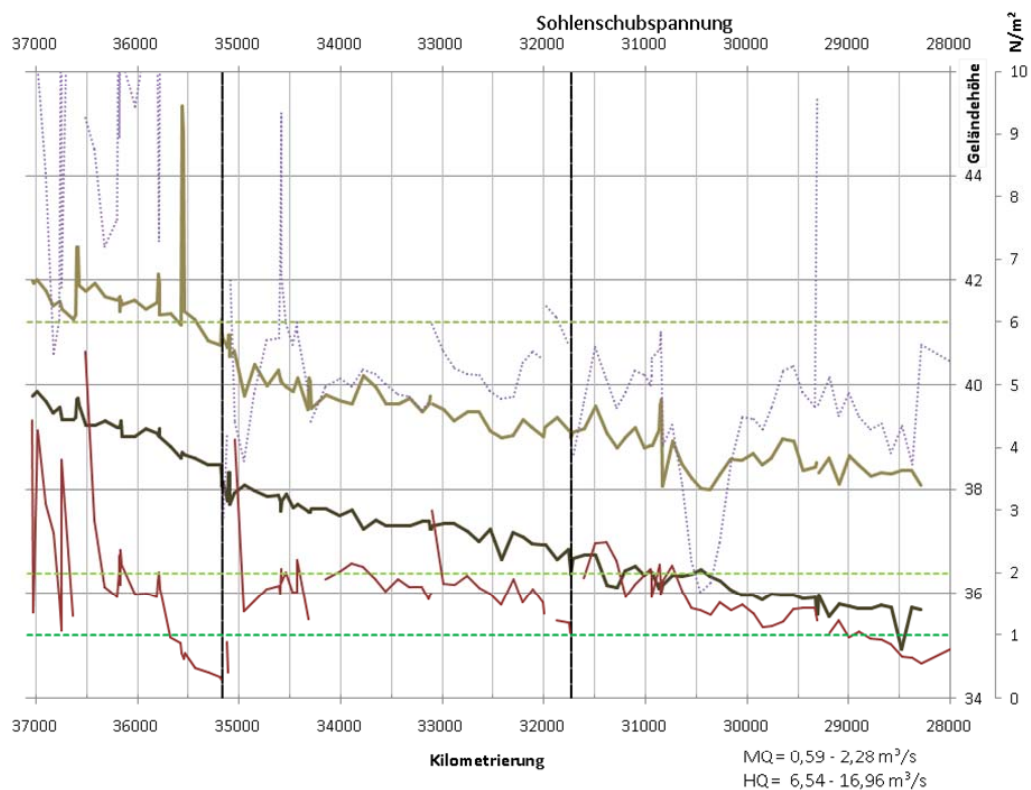


Abbildung 6-31: Sohlschubspannungen Nuthe uh. Luckenwalde

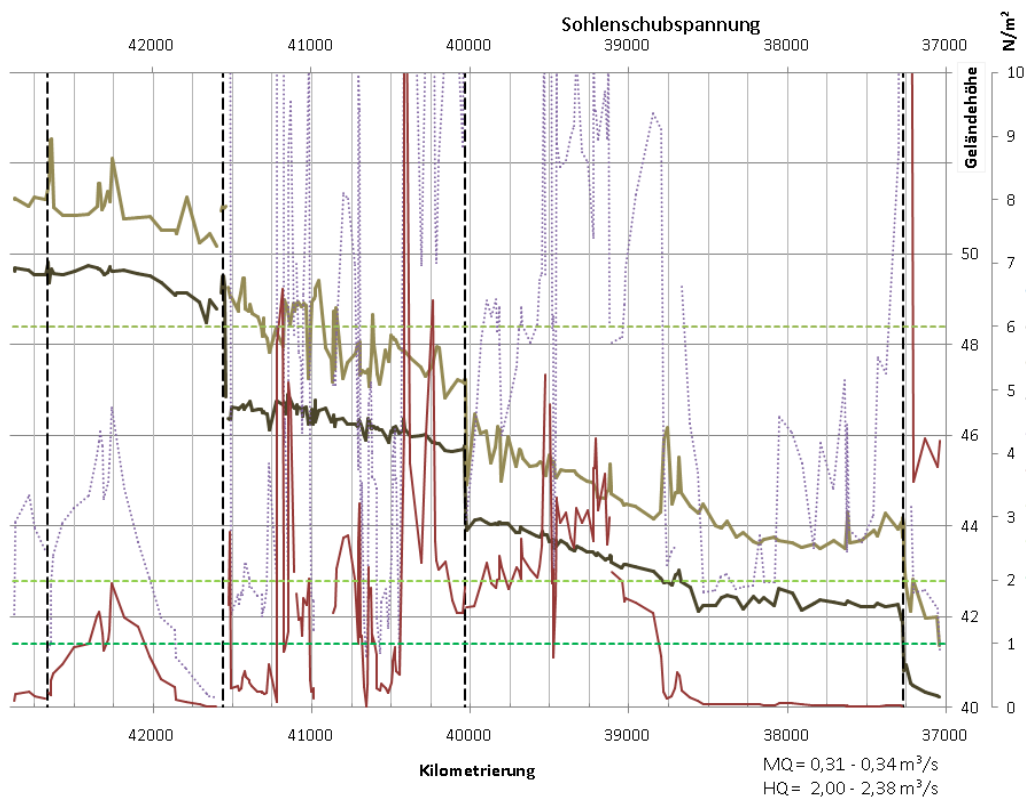


Abbildung 6-32: Sohlschubspannung Stadtnuthe

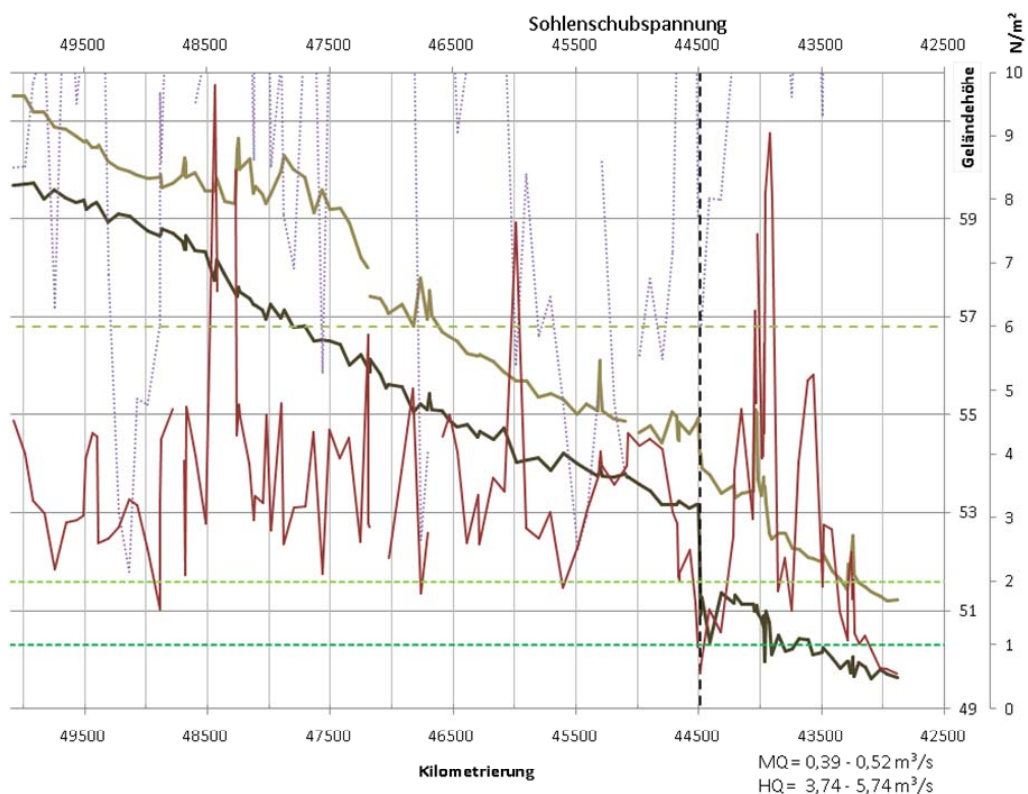


Abbildung 6-33: Sohlschubspannung Nuthe oh. Luckenwalde

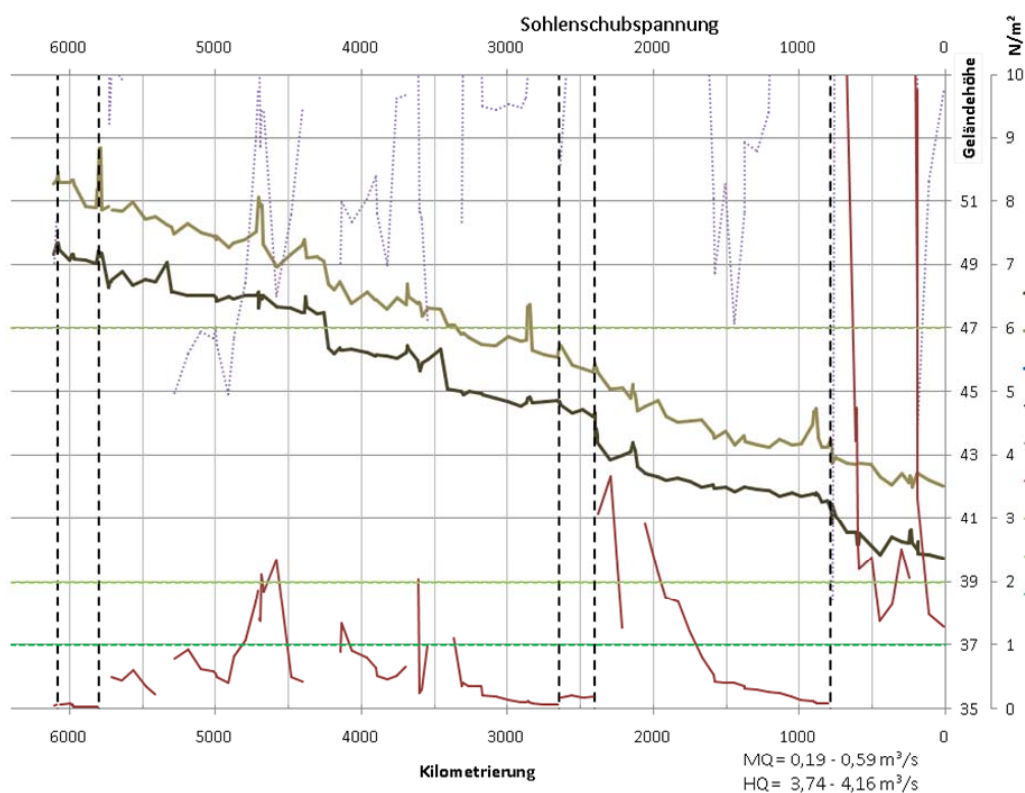


Abbildung 6-34: Sohlschubspannung Königsgraben



Die Darstellung der Fließgeschwindigkeiten erfolgt in ähnlicher Form wie die Darstellung der Sohlenschubspannungen. Die Darstellungen zu Wehren, Sohle, Ufer und Wasserstand bei MQ-Bedingungen ist gleich gewählt. Die kritischen Werte der Fließgeschwindigkeiten für verschiedene Sande sind durch grüne, horizontale Linien markiert. Der Darstellungsbereich erfolgt bis zu einem Wert von 1,0 m/s.

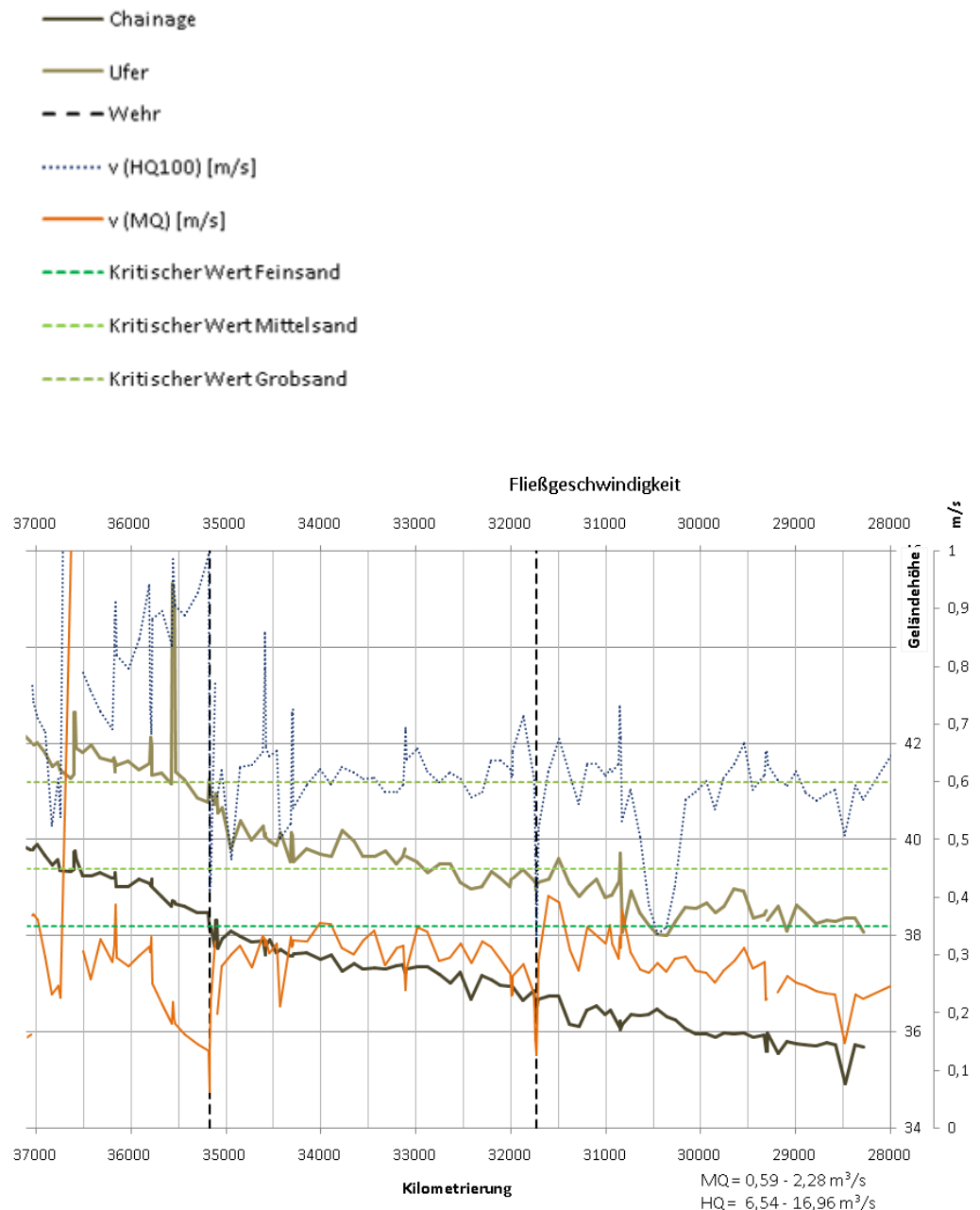


Abbildung 6-35: Fließgeschwindigkeiten, Nuthe uh. Luckenwalde

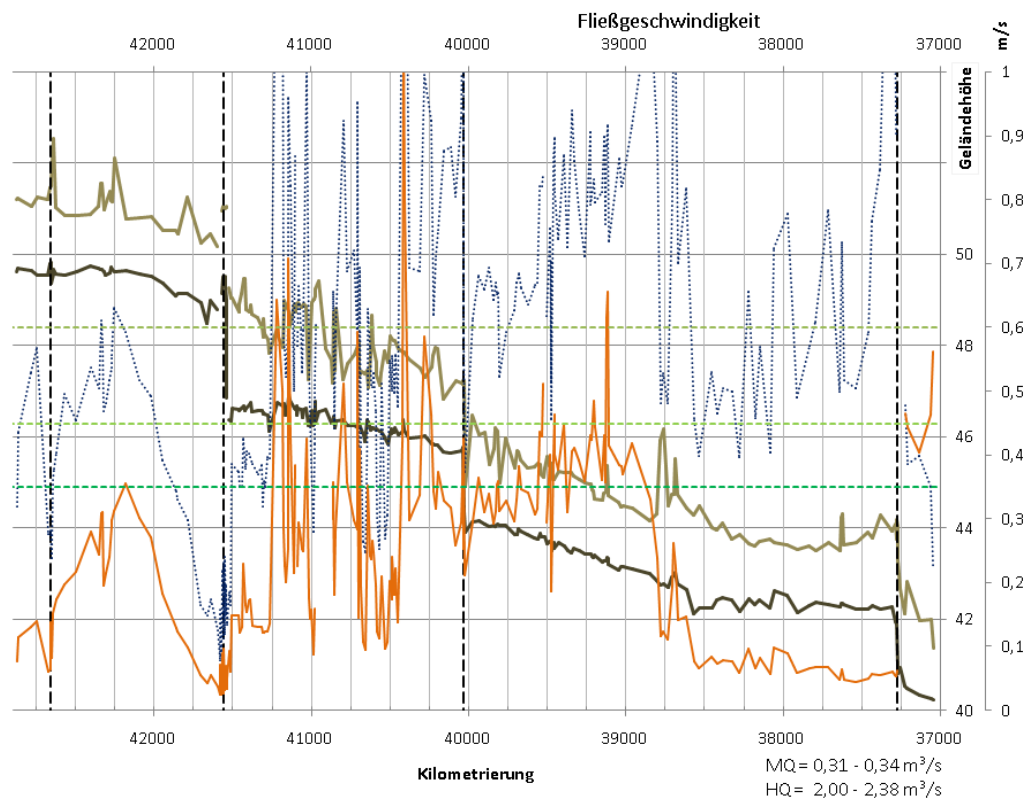


Abbildung 6-36: Fließgeschwindigkeiten, Stadtnuthe

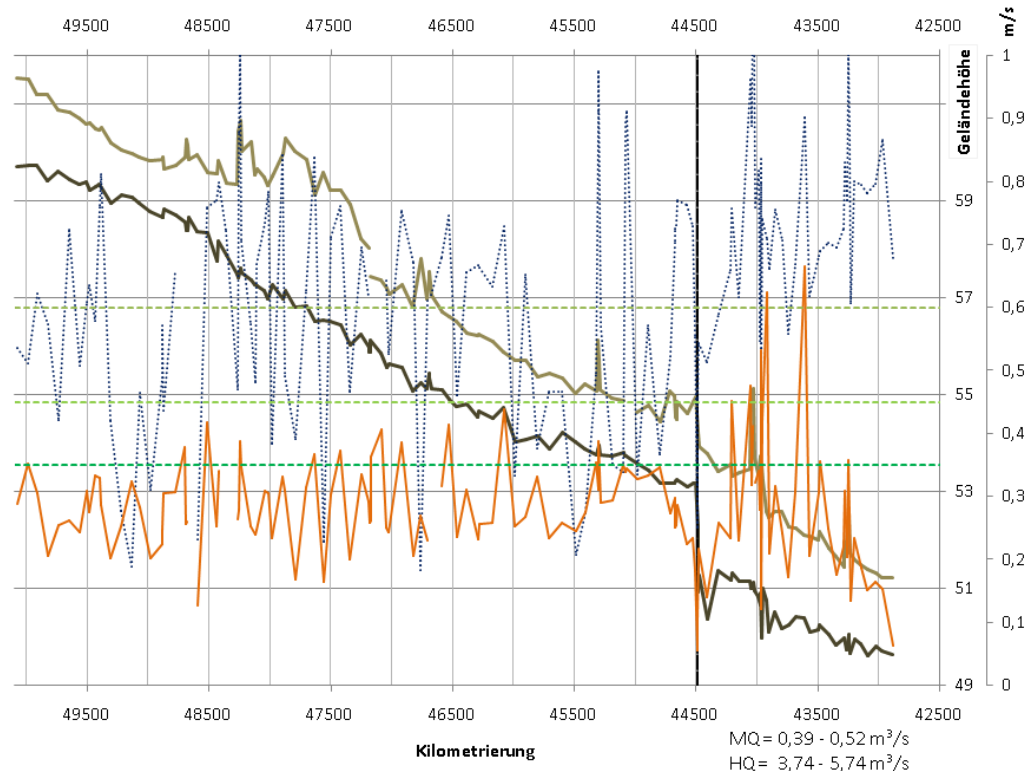


Abbildung 6-37: Fließgeschwindigkeiten, Nuthe oh. Luckenwalde

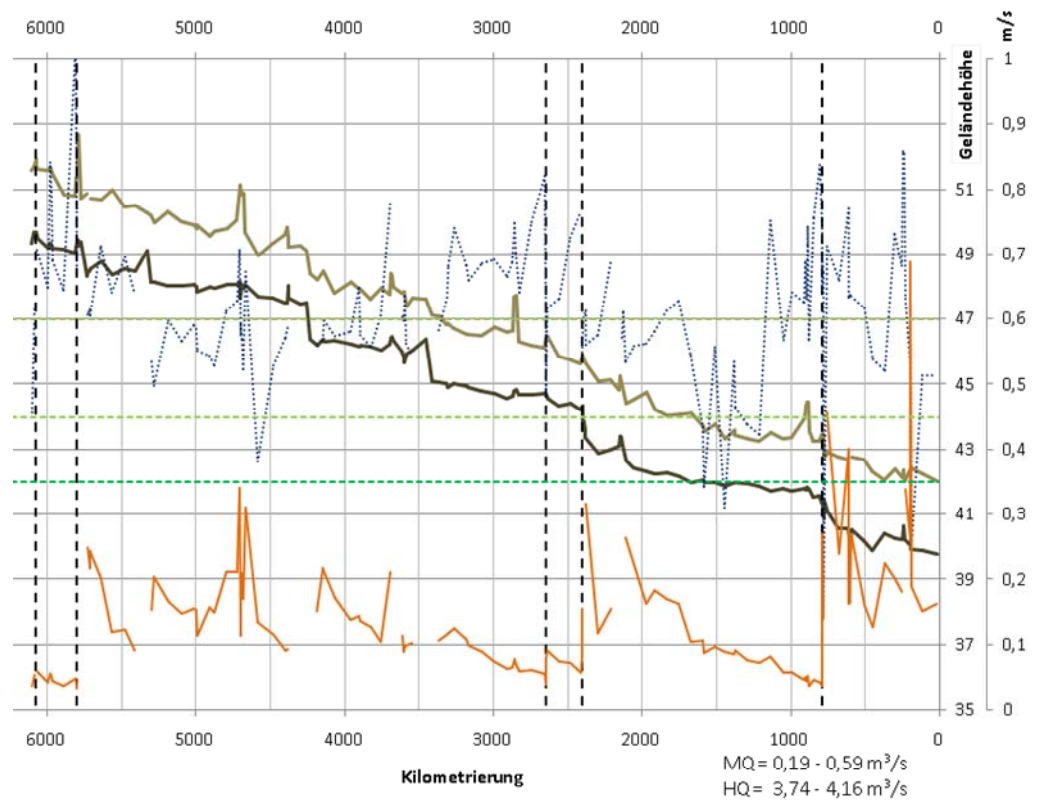


Abbildung 6-38: Fließgeschwindigkeiten, Königsgraben

Um besonders gefährdete Bereiche festzulegen, wurden die Bereiche ausgefiltert, in denen sowohl die Schubspannungen als auch die Fließgeschwindigkeiten die kritischen Werte von Mittelsand bei MQ-Bedingungen überschreiten.

Die Lage dieser Stellen ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

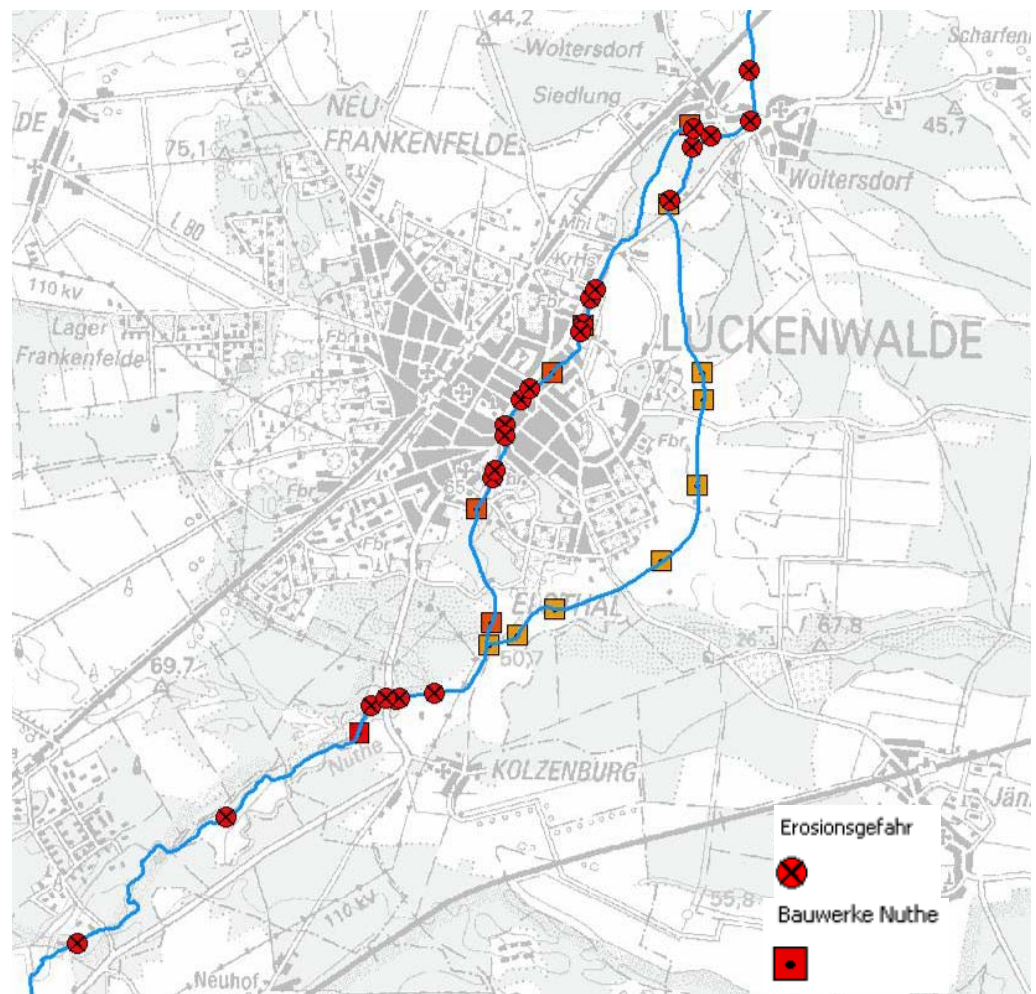


Abbildung 6-39: Erosionsgefährdete Bereiche

Maßnahmen zur Reduzierung der Sohlenbelastung

Grundsätzlich kann Erosion durch Verringerung des Gefälles, durch Befestigung des Gewässerbettes oder durch verstärkte Zufuhr von Geschiebe verhindert werden.

Punktuell ist die Befestigung der Sohle durch gröberes Sohlensubstrat möglich. Erhebliche Mengen auf längeren Abschnitten sind dabei aber nicht sinnvoll, da es sich um standortuntypisches Material handelt.

Eine Verringerung des Gefälles kann über eine Laufverlängerung oder einen Stau z. B. durch eine Sohlenrampe erfolgen. Die Laufverlängerung wäre ein denkbares Mittel, wenn der ursprüngliche Verlauf durch Begräbnungen und Durchstiche erheblich verkürzt worden ist, die Altläufe noch vorhanden sind und wieder angeschlossen werden könnten. Dies ist im Unterlauf des Untersuchungsgebietes im Teilgebiet 1 der Fall, hier sind jedoch die Belastungen der Sohle durch die Stauhaltungen nicht erhöht. Für die Bereiche im Teilgebiet 3 ~ 200 m unterhalb der Brücke bei km 48,25 und unterhalb der B101 bei Lindenberg wurde der historische Verlauf (HICKISCH, 2004) mit dem jetzigen Verlauf verglichen und aus dem DGM25 versucht, das Taltiefst abzuschätzen. Im Ergebnis konnten Abweichungen zwischen den Verläufen festgestellt werden, die Lauflänge hat sich jedoch nur unwesentlich erhöht. Ein Verlauf weit außerhalb des



Taltiefst konnte nicht festgestellt werden. Als Schlussfolgerung wurde eine Verringerung des Gefälles durch eine Laufverlängerung als nur schwer umsetzbar bewertet und als wirksames Mittel die Errichtung von Stützwällen angesehen.

Um die Veränderungen durch den Einbau von Stützwällen abzubilden, wurden diese im hydraulischen Modell eingebaut. Ziel ist dadurch die Sohlenbelastungen zu verringern. Es wurden dafür Riegel mit einer Höhe von ca. 40 cm über der Sohle im Teilgebiet 3 berücksichtigt. Um die ökologische Durchgängigkeit zu erhalten, muss durch grobes Steinmaterial eine flachgeneigte Rampe ausgebildet werden. Die Neigung vor der Gleite wurde mit ca. 1 : 40 angesetzt, Rauigkeitsänderungen auf der Gleite wurden im Modell berücksichtigt.

6.3.3 Maßnahmen zur Verbesserung der Durchgängigkeit

Wie bereits im Abschnitt 6.1 dargestellt sind von den Bauwerksmaßnahmen, die zur Verbesserung der Durchgängigkeit geplant sind, lediglich der Umbau des Wehres Mühle Berg zu einer Sohlengleite und die reduzierte Breite des Wehres Liebätz im Modell berücksichtigt worden.

Wehr Liebätz

Beim Wehr Liebätz wurde die Breite um 33 % reduziert. Die Maßnahme macht jedoch nur Sinn, wenn sich die Machbarkeit der Anbindung des Seeluchs als unrealistisch herausstellt. Wie in Abschnitt 6.2.6 dargestellt wurde, ist jedoch die Machbarkeit der Anbindung durchaus gegeben, auch wenn sie mit zusätzlichen Baumaßnahmen zur Hochwassersicherheit verbunden ist. Die Berechnungen haben gezeigt, dass die Wasserstände oberhalb des Wehres Liebätz bei einem HQ₁₀₀-Ereignis im Vergleich zum Basiszustand kaum ansteigen, falls sich die Wehrbreite wie beschrieben reduziert. Auf eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse wird aufgrund der geringen Wahrscheinlichkeit, dass diese Maßnahme tatsächlich ausgeführt wird, verzichtet.

Wehr Mühle Berg

In Tabelle 5-4 in Band 1 ist dargestellt, dass die Wassertiefe an der Sohlengleite bei einem MNQ-Ereignis mindestens 45 cm betragen soll. Bei einer Sohlenhöhe von 45,70 (Tabelle 5-8 in Band 1) ist also von einem Wasserstand bei MNQ von 46,15 m NHN auszugehen. Bei der vorhandenen Böschungsbreite würde sich dann laut ersten Berechnungen bei einem Abfluss von 313 l/s (MQ) ein Wasserstand von etwa 46,27 m NHN und bei 2,0 m³/s (Maximalabfluss) ein Wasserstand von 46,68 m NHN einstellen. Diese Werte wurden bei der Dimensionierung der Sohlengleite im Modell zugrunde gelegt. Die Sohlengleite wurde im Modell vereinfacht als Wehr abgebildet, die angegebenen Wasserstände im Oberlauf werden aber annähernd abgebildet. Dies ist in Abbildung 6-41 und Abbildung 6-43 in Abschnitt 6.3.5.2 zu erkennen. Die angegebenen Werte liegen deutlich über denen, die mit dem Basis-Zustandsmodell ausgewertet wurden. So liegt z. B. der maximale Wasserstand am Wehr Mühle Berg bei einem Abfluss von 2,0 m³/s bei lediglich 46,26 m NHN. Dies entspricht in etwa dem mittleren geplanten Wasserstand. Es war also auf je-



dem Fall zu überprüfen, ob es bei maximalem Abfluss zu Ausuferungen im Oberlauf kommen wird.

Verbesserung des Ufers unter Brücken

Zusätzlich sind kleinere Maßnahmen an einigen Brücken entlang der Stadtnuthe geplant, um die Durchgängigkeit des Uferstreifens zu verbessern. Die Brücken, an denen keine Böschung vorhanden ist (~km 38,7; 38,8; 39,5 und 39,8), sollten mit schmalen Holzstegen oder Steinbermen ausgestattet werden, um die Durchgängigkeit der Ufer herzustellen. Abbildung 6-40 zeigt, wie z. B. die Brücke am km 38,7 im Modell angepasst worden ist.

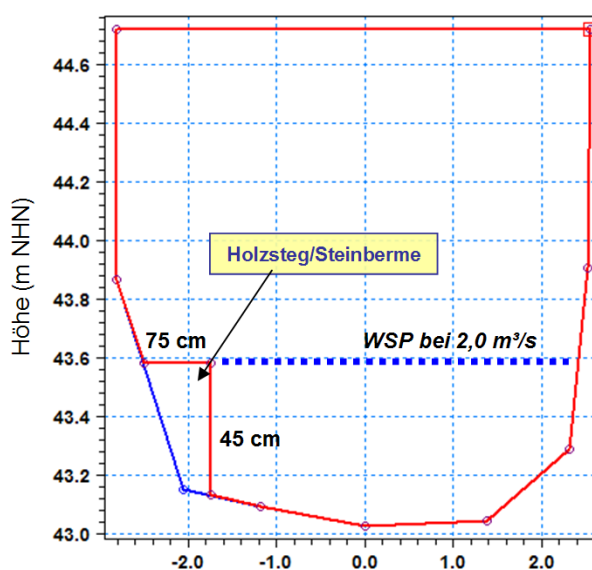


Abbildung 6-40: Umsetzung der Maßnahme an der Brücke am km 38,7

6.3.4 Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte

An verschiedenen Stellen der Stadtnuthe und der Nuthe oberhalb von Luckenwalde wurden die Lockerung des Verbaus, die Vorhaltung eines Entwicklungskorridors und die Einbringung von Strukturelementen vorgeschlagen, um die naturnahe Entwicklung zu fördern.

Auswirkungen auf den Wasserstand sollten durch das hydraulische Modell abgebildet werden. Hierzu wurde an Stellen, an denen der Einbau von Strukturelementen wie z. B. Wurzelstuben vorgeschlagen wurde, eine punktuelle Verengung um ca. 1,5 m im Abflussprofil berücksichtigt. Die Lage dieser so genannten Störstellen kann der Maßnahmenkarte in Band 1, Karte 4-2, entnommen werden.

Bereiche, in denen die Lockerung des Uferverbau und die Entwicklung eines naturnahen Profils vorgesehen sind, fließen durch eine Verringerung der Rauigkeitswerte in das Modell ein. Dabei wurde der Originalwert um 33 % verringert.



6.3.5 Ergebnisse

6.3.5.1 Einleitung

Die Ergebnisse lassen sich in zwei Teile gliedern. Einerseits sind für die Beurteilung der Maßnahmen die Wasserstände von großer Bedeutung. Diese werden in Abschnitt 6.3.5.2 sowohl für das HQ₁₀₀-Ereignis (stationär) als auch für das MQ-Ereignis beschrieben. Die MQ-Ergebnisse dienen dazu die Effektivität der Maßnahmen beurteilen zu können. Mit den HQ₁₀₀-Ergebnissen kann die Auswirkung auf die Hochwassersicherheit eingeschätzt werden.

Andererseits soll analysiert werden, wie sich die Maßnahmen im Oberlauf der Nuthe zur Reduzierung der Sohlenbelastung auswirken. Dies ist in Abschnitt 6.3.5.3 dargestellt.

6.3.5.2 Wasserstände

Die in Abschnitt 6.3.2 bis Abschnitt 6.3.4 beschriebenen Maßnahmen wurden alle in das Modell integriert. Da keine Maßnahmen im Königsgraben geplant sind und die Auswirkungen der Maßnahme am Seeluch bereits in Abschnitt 6.2 dokumentiert wurden, kann hier auf die Darstellung der beiden Bereiche verzichtet werden. In den nächsten vier Abbildungen ist daher der Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände der Stadtnuthe und der oberen Nuthe sowohl bei einem MQ- als auch bei einem HQ₁₀₀-Ereignis dargestellt.

Die Abbildungen zeigen, dass die geplanten Maßnahmen Wirkung zeigen. Die Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte in der Stadtnuthe bewirken einen leichten Anstieg der Wasserstände bei einem Abfluss von 313 l/s (MQ). Bei km 39 der Stadtnuthe z. B. steigen die Wasserstände um etwa 8 cm an. Direkt unterhalb des Wehres Kleinbahn SN beträgt der Anstieg etwa 6 cm.

Oberhalb der Sohlengleite Wehr Mühle Berg steigt der Wasserspiegel mit 27 cm auf 46,28 m NHN an. Dies entspricht in etwa dem in Abschnitt 6.3.3 erwähnten angestrebten Wasserstand bei MQ. In der oberen Nuthe ist deutlich zu erkennen, dass die Oberkanten der geplanten Stützschnellen bis an den Wasserspiegel des Basiszustandes reichen. Der Wasserstand steigt daher in diesem Bereich besonders an. An den drei geplanten Stützschnellen steigt der Wasserstand bei dem MQ-Ereignis im Durchschnitt um 20 cm an. Dies hat logischerweise Konsequenzen für die dort auftretenden Geschwindigkeiten und Schubspannungen. Dies wird im nächsten Abschnitt dargestellt.

Bei dem HQ₁₀₀-Ereignis sind die Auswirkungen der Stützschnellen auf die Wasserstände nur sehr gering. Der Anstieg gegenüber dem Basiszustand beträgt in diesem Fall nur noch etwa 5 cm. Zwar uferf die Nuthe an zwei der geplanten Stützschnellen (km 44,9 und km 45,6) deutlich aus, dies ist aber auch im Basiszustand bereits der Fall. Zu einer signifikanten Zunahme der von der Ausuferung betroffenen Flächen wird es durch die geplanten Stützschnellen nicht kommen. Dies ist aus Abbildung 5-14 abzuleiten.

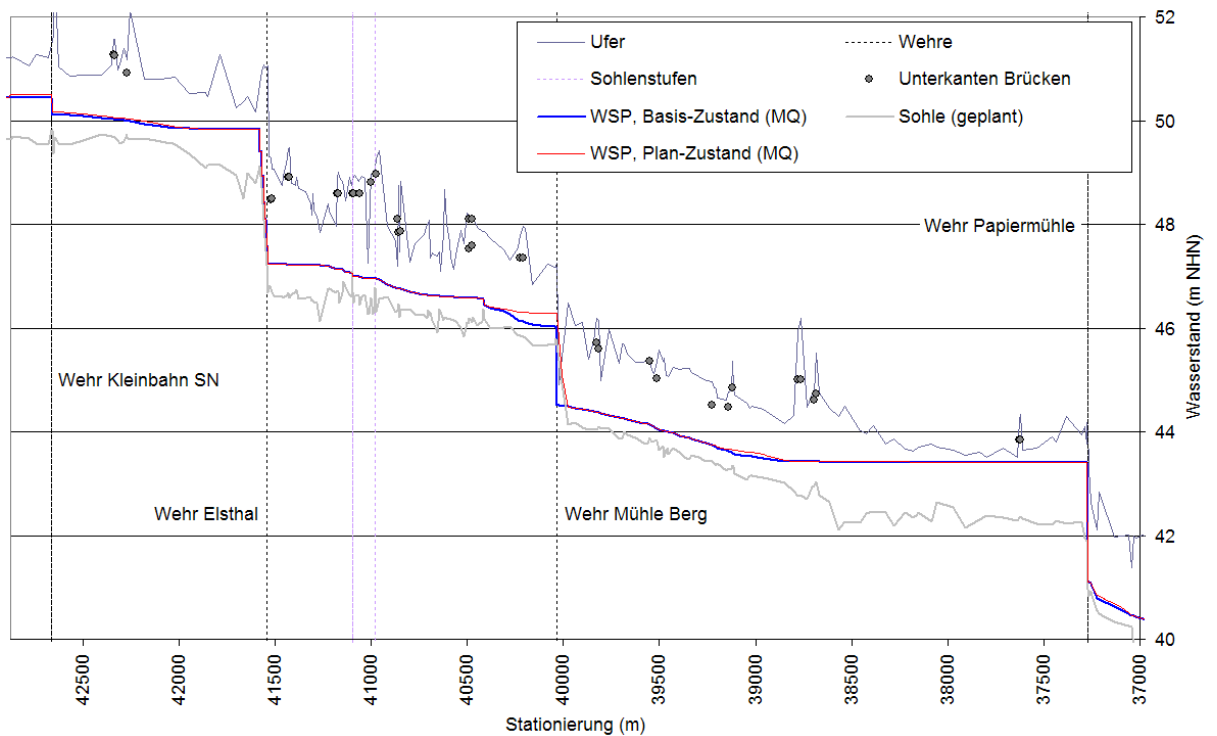


Abbildung 6-41: Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der Stadtnuthe bei einem MQ-Ereignis

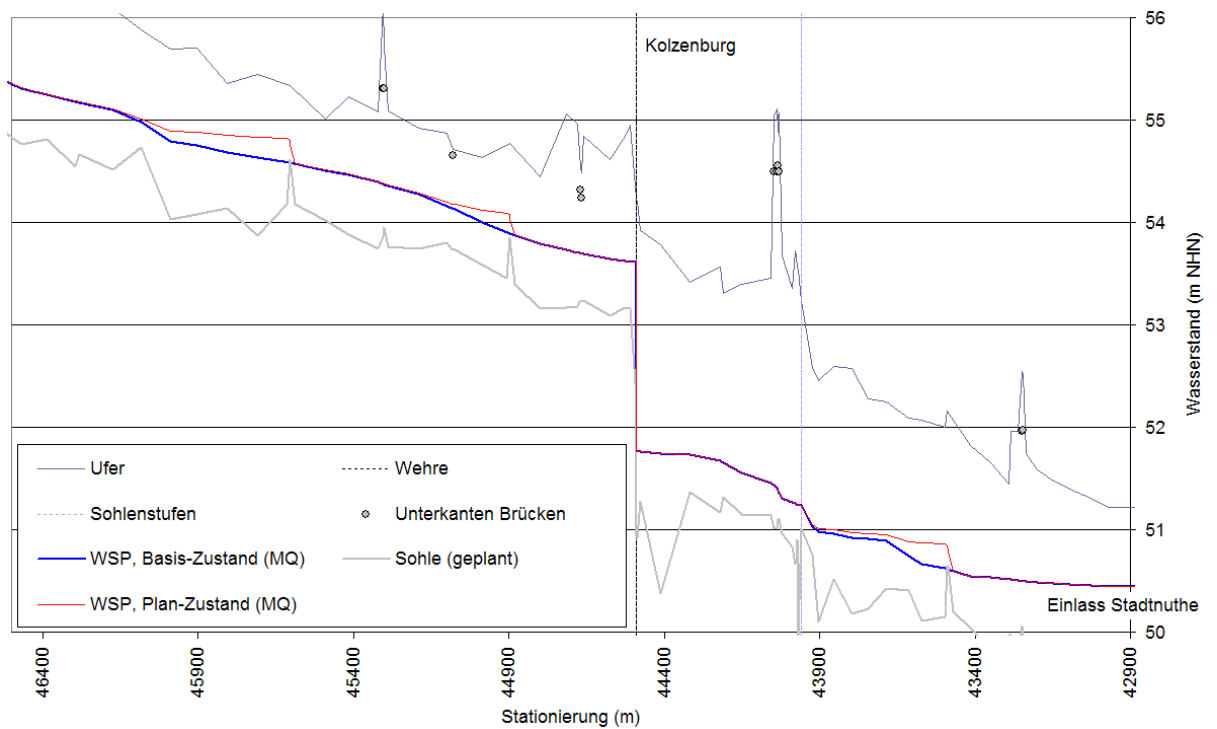


Abbildung 6-42: Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der oberen Nuthe bei einem MQ-Ereignis

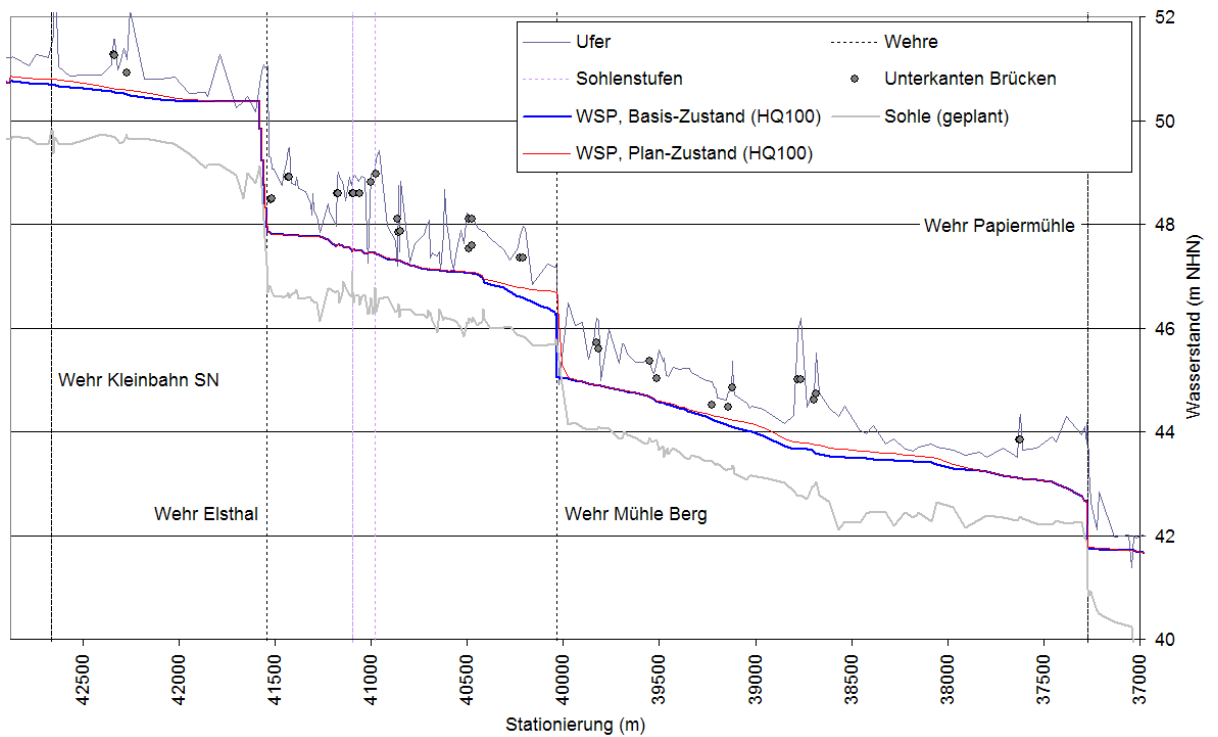


Abbildung 6-43: Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der Stadtnuthe bei einem HQ₁₀₀-Ereignis

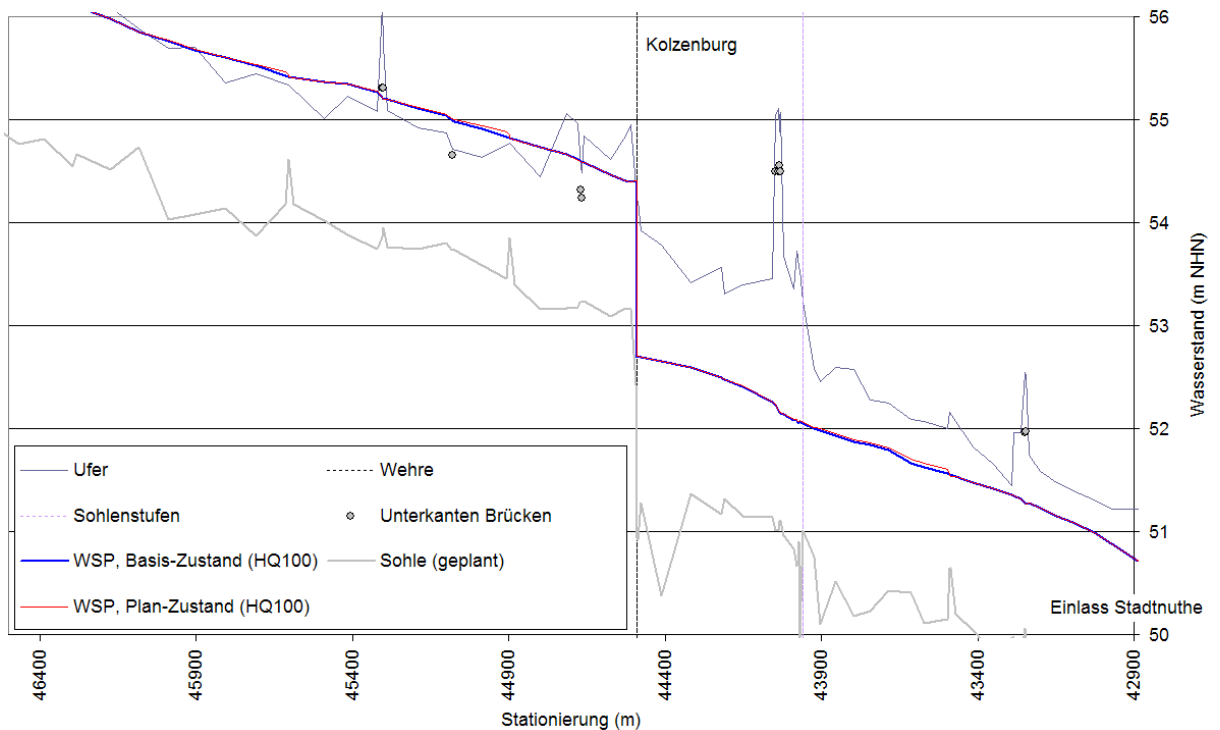


Abbildung 6-44: Einfluss der Maßnahmen auf die Wasserstände in der oberen Nuthe bei einem HQ₁₀₀-Ereignis



Die Maßnahmen zur Verbesserung der Strukturgüte in der Stadtnuthe bewirken einen gegenüber dem MQ-Ergebnis erhöhten Anstieg der Wasserstände bei dem HQ₁₀₀-Ereignis. Bei km 39 der Stadtnuthe z. B. steigen die Wasserstände in dem Fall um das Doppelte bis 16 cm an. Dies gilt auch für den Bereich direkt unterhalb des Wehres Kleinbahn SN; hier beträgt der Anstieg bei einem Abfluss von 2,0 m³/s etwa 12 cm. Der Wasserstand an der Sohlengleite Mühle Berg steigt bei dem HQ₁₀₀-Ereignis erwartungsgemäß bis 46,68 m NHN an. Die oben liegenden Bereiche, die bereits im Basiszustand auszufern drohen (s. Abschnitt 4.2 für eine detaillierte Beschreibung der Problemstellen entlang der Stadtnuthe), sind jedoch nicht von dem Anstieg an der Sohlengleite betroffen. Die Sohlengleite hat demnach keine negative Auswirkung auf dem Hochwasserschutz.

6.3.5.3 Geschwindigkeiten und Schubspannungen

Veränderungen durch den Einbau von Stützswellen

Die Lage der Gleiten wurde zweckmäßigerweise unterhalb erhöhter Sohlenbelastungen positioniert. Ausgewählt wurden dafür die Standpunkte km 43,76; 45,17; 45,87. In den nachfolgenden Abbildungen wird die Auswertung der Sohlenschubspannung und Fließgeschwindigkeit für MQ-Bedingungen im Basis- und Planzustand dargestellt. Darin ist die Lage der im Modell berücksichtigten Stützswellen mit einer roten Ellipse dargestellt, die deutliche Verringerung der Sohlenschubspannung und der Fließgeschwindigkeit oberhalb der Stützswellen ist durch die gestrichelten Linien zu erkennen, die erhöhten Belastungen auf den Stützswellen werden durch die Befestigung der Rampen aufgefangen. Da damit jedoch noch nicht alle Belastungsspitzen aus dem Untersuchungsgebiet genommen sind, ist in den Abbildungen ein potentieller Standort (km 43,96) für eine weitere Stützschwelle durch eine grüne Ellipse dargestellt.

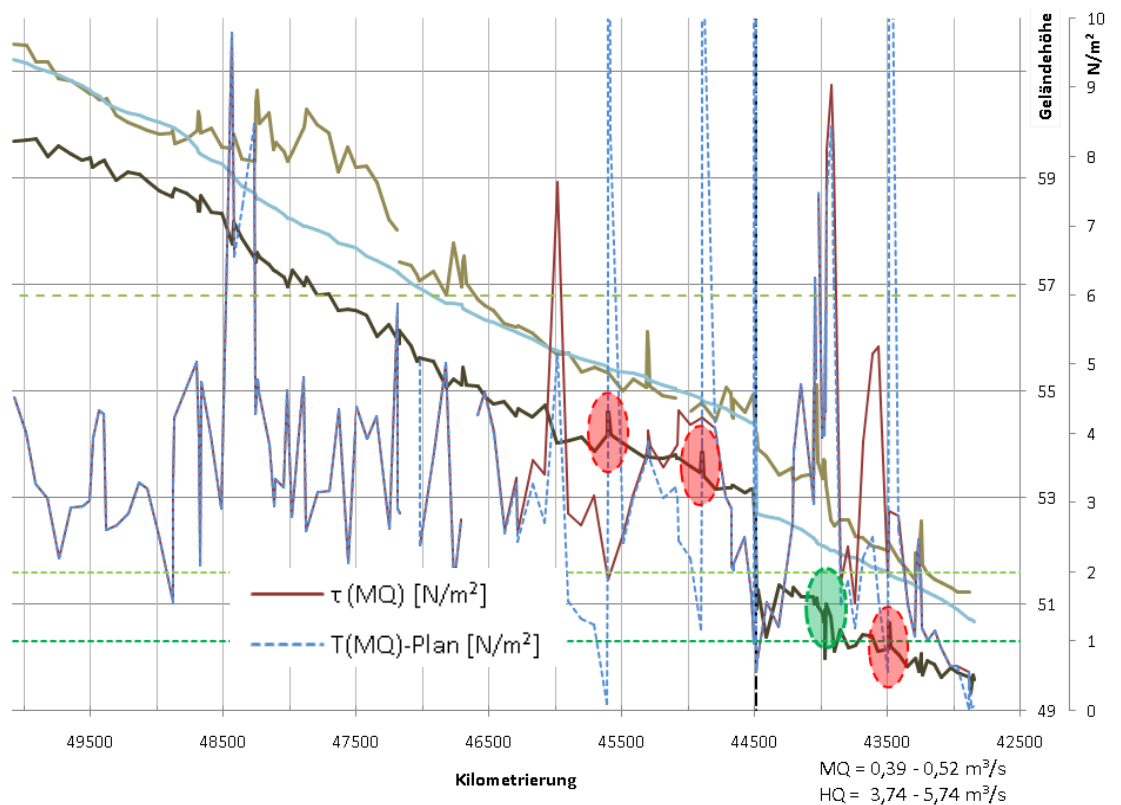


Abbildung 6-45: Einfluss der Stützwallen auf die Schubspannungen

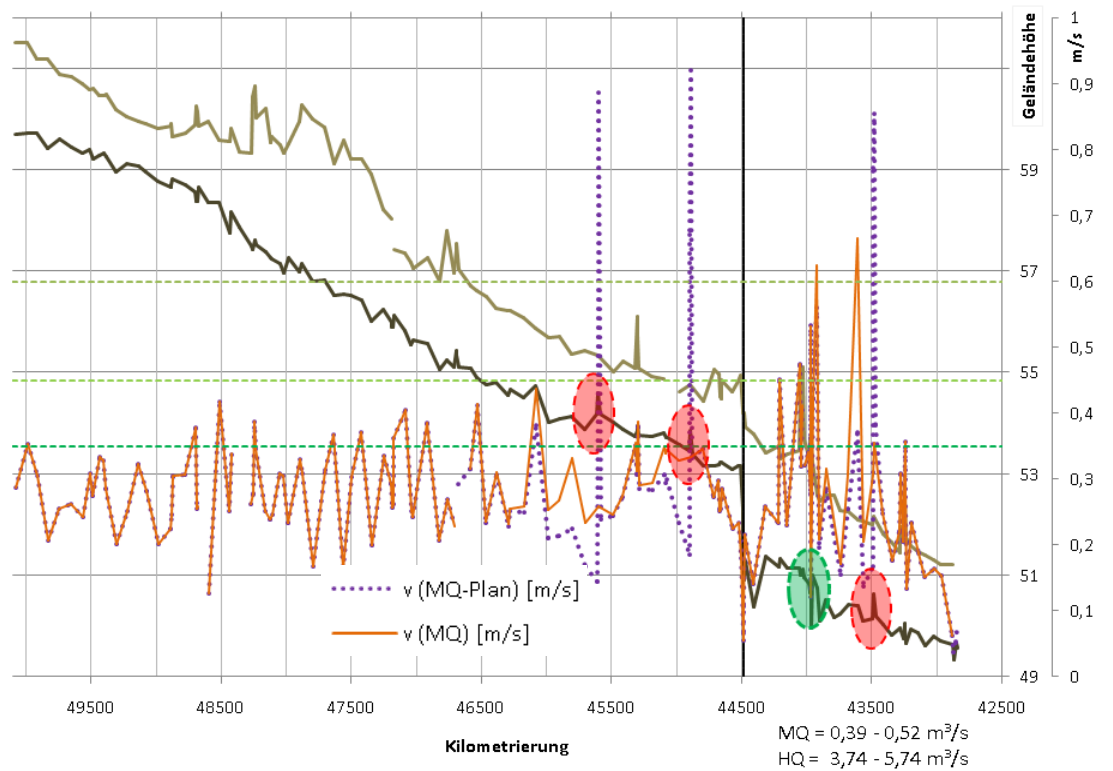


Abbildung 6-46: Einfluss der Stützwallen auf die Fließgeschwindigkeiten



6.3.5.4 Schlussfolgerungen

Die dargestellten Untersuchungen mit dem hydraulischen Modell unterstützen die im Band 1 gemachten Maßnahmenvorschläge. Die Überprüfung der Hochwasserrelevanz der vorgeschlagenen Maßnahmen durch die Darstellung der Wasserstände für ein 100-jährliches Hochwasserereignis im Basis- und Planzustand ergibt keine grundsätzlichen Bedenken für die Umsetzung der Maßnahmen. Die geplanten Maßnahmen sind grundsätzlich hochwasserneutral.

Die Errichtung von Holzstegen/Steinbermen im Brückenprofil wird als umsetzbar eingeschätzt. Die Gewässerprofile oberhalb der Brücken haben nach den Modelluntersuchungen sogar noch das Potential, eine weitere geringfügige Verringerung des Brückenprofils zuzulassen. Somit erscheint auch bei geringfügigen Verklausungserscheinungen ausreichend Sicherheit gegeben zu sein. Dennoch ist im Hochwasserfall den Brücken eine erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken, um die Verklausungsgefahr zu minimieren.

Bei den vorgeschlagenen Maßnahmen für den Einbau von strukturverbessernden Elementen bzw. den Rückbau von Ufersicherungen wurde bereits im Vorfeld der hydraulischen Untersuchung auf eine möglichst konfliktfreie Positionierung geachtet und dies wird durch die Berechnungen bestätigt. Auch bei der Umsetzung dieser Maßnahmenvorschläge wird das Gewässerprofil im Hochwasserfall noch nicht voll ausgelastet, so dass auch hier noch Raum für die Entwicklung bzw. für mögliche Verklausungen z. B. an den vorgeschlagenen Wurzelstubben gesehen wird.

Der Umbau der Wehranlage Mühle-Berg zu einer Sohlengleite ist möglich, wobei ein HQ_{100} Ereignis zu sehr hohen, nahezu bordvollem Wasserstand führt. Durch eine zusätzliche Verbreiterung der Anlage lässt sich hier die Abflusskapazität noch weiter steigern. Dieses bedarf aber der Einbeziehung des auf der rechten Seite liegenden Uferstreifens. Problematisch erscheint bei der Errichtung der Anlage die notwendige Einbindung der vorhandenen Bebauung auf der linken Seite. Hier muss in späteren Planungsphasen eine konkrete Lösung erarbeitet werden.

Der Nachweis, dass durch den Einbau von Stützschwelen die Sohlenbelastung reduziert werden kann, wurde erbracht. Vor der weiteren Planung von Maßnahmen zur Reduzierung der Erosionsgefährdung sollten jedoch die Sohlensubstrate untersucht werden. Im Ergebnis dessen kann dann über die Maßnahmen konkret entschieden werden.



7 Literatur

- BAH (2004): Wasserspiegellagenermittlung für den Oberlauf der Nuthe, im Auftrag des Landesumweltamtes Brandenburg, Büro für Angewandte Hydrologie, Berlin, Dezember, 2004.
- BLECHSCHMIDT, S. (2007): Grundlagen für die Schaffung der ökologischen Durchgängigkeit am Wehr Kolzenburg. – Master-Arbeit Univ. Weimar. 161 S. (inkl. Anh.).
- BOLLRICH & PREIBLER (1996): Technische Hydromechanik I. Grundlagen, Verlag Bauwesen, Berlin; ISBN-10: 3345005182.
- DANISH HYDRAULIC INSTITUTE (2002): Reference manual and user manual for MIKE-11 River Model, DHI, Copenhagen.
- HICKISCH, A. (2004): Ableitung flussmorphologischer Parameter aus historischen Karten und stratigraphischen Untersuchungen - Ein Beitrag zur Leitbildentwicklung für die Nuthe/Brandenburg, Diplomarbeit, Universität Potsdam. Institut für Geoökologie, Lehrstuhl für Hydrologie und Klimatologie.
- HICKISCH, A. & D. KNEIS (2004): Bewirtschaftungsmöglichkeiten im Einzugsgebiet der Havel, Teilprojekt 3, Bericht zum Arbeitspaket „Renaturierung der Flussmorphologie zur Verbesserung des ökologischen Zustands“, Leitbild und Wirkung ausgewählter Maßnahmen am Beispiel der Mittleren Nuthe. – 24 Seiten, unveröffentlicht.
- HPI (2002): Darstellung, Ermittlung und Interpretation hydrologischer, hydrochemischer und biologischer Parameter zur Erarbeitung einiger Entscheidungskriterien für ökologisch begründete Mindestabflüsse für das Nutheinzugsgebiet, - Abschlussbericht -, November 2002, Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH i. A. des Landesumweltamtes Brandenburg.
- MANIAK (2005): Hydrologie und Wasserwirtschaft: Eine Einführung für Ingenieure; Ulrich Maniak, Springer Berlin, 2005.
- MLUV, MINISTERIUM FÜR LÄNDLICHE ENTWICKLUNG, UMWELT UND VERBRAUCHERSCHUTZ (2007): Aufforderung zur Angebotsabgabe mit Leistungsbeschreibung "Konzeptionelle Vorplanung für Maßnahmen zur Zielerreichung für den ökologischen Zustand nach EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) in der Nuthe " vom 28.08.2007. – 18 Seiten, unveröffentlicht, Potsdam.
- PATT, JÜRGING & KRAUS (2004): Naturnaher Wasserbau; Springer Verlag, Berlin, Heidelberg.
- PIE & Co. (2003): Papiermühlenwehr Woltersdorf in der Stadtnuthe bei Luckenwalde, Vorplanung, Pie & Co. Ing. GmbH Wasser – Umwelt, Neuruppin.
- PIE & Co. (2008): Ersatzneubau Mühlenwehr Elsthal in Luckenwalde, Entwurfsplanung, Pie & Co. Ing. GmbH Wasser – Umwelt, Neuruppin.
- PPM (1993): Hydraulische Untersuchung der Nuthe in Luckenwalde; PPM PROWA Planungsgesellschaft mbH Magdeburg.
- SCHNEIDER, K.-J. (2004): Bautabellen für Ingenieure, 16. Auflage, Werner Verlag, München / Unterschleißheim.



SVA (1996): Modellierung der Hydraulik der Nuthe von der Sperrstelle des Rückhaltebeckens Jüterbog, km 57,615 bis Wehr Woltersdorf, km 35,170, einschließlich des Königsgraben bei Luckenwalde, km 0,0 bis km 6,1, Schiffbau-Versuchsanstalt Potsdam GmbH, Potsdam, August 1996.