

Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines.....	4
2	Hydrogeologische Situation	4
2.1	Gewässer	4
2.2	Geologie	5
3	Entwässerungskonzept	5
3.1	Entwässerungsabschnitte	6
3.2	Natürliche Einzugsgebiete	18
4	Abflüsse aus Außengebieten	19
5	Hydraulische Nachweise	21
5.1	Durchlass DN 600 bei Bau-km 0+677 (B 452).....	22
5.2	Durchlass DN 600 bei Bau-km 0+836 (B 452).....	23
5.3	Durchlass DN 500 bei Bau-km 0+268 (L 3403).....	23
5.4	Rahmendurchlass (0,8m x 0,8m) bei Bau-km 1+255 (B 452)	24
5.5	Durchlass DN 500 bei Bau-km 0+270	25
	(nördliche Rampe B 452 – B 27)	25
5.6	bestehender Durchlass DN 400 bei Bau-km 1+900 (B 27).....	26
5.7	bestehender Rahmendurchlass bei Bau-km 1+990 (B 27)	27
5.8	Durchlass DN 800 bei Bau-km 1+995 (B 27).....	28
5.9	bestehender Rahmendurchlass bei Bau-km 2+000 (B 27)	29
5.10	Durchlass DN 500 bei Bau-km 0+248	30
	(südliche Rampe B 452 - B 27).....	30
5.11	Durchlass DN 800 bei Bau-km 1+567 (B 27).....	31
5.12	Durchlass DN 500 bei Bau-km 2+130	32
	(südwestliche Verbindungsrampe B 452 - B 27)	32
	bestehender Rahmendurchlass bei Bau-km 1+723	33
5.13	Mittelstreifenentwässerung bei Bau-km 1+635 der B 27.....	34
6	Hinweise zur Wartung der Versickerungs-anlagen.....	35
7	Übersicht der Einleitstellen	36
8	Anlagen	37

Unterlagen- / Literaturverzeichnis

- [1] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinie für die Entwässerung von Straßen – REwS; Köln; Stand 04. März 2022
- [2] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Grundsätze zur Bewirtschaftung und Behandlung von Regenwetterabflüssen zur Einleitung in Oberflächengewässer, Arbeitsblatt DWA-A 102; Hennef 2020
- [3] Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.: Arbeitsblatt DWA-A 138, Planung Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, Hennef, April 2005
- [4] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Hinweise zur Kontrolle und Wartung von Entwässerungsanlagen an Außerortsstraßen – HKWES; Köln; 2011
- [5] Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH, Geotechnisches Gutachten für die Trasse der B 452, Juli 2002

1 Allgemeines

Im Zuge der Neubaumaßnahme B 452 Ortsumgehung Reichensachsen ergeben sich für die Ableitung des Oberflächenwassers größere Veränderungen innerhalb des betrachteten Planungsgebietes, welche sowohl einer wasserrechtlichen Erlaubnis als auch einer wasserrechtlichen Genehmigung im Rahmen der Planfeststellung bedürfen. Die nachfolgende wassertechnische Untersuchung der Nordumgehung von Reichensachsen umfasst das Gebiet zwischen Baubeginn NK 4826 010 km 0,463 der B 452 und dem auf der B 27 liegenden nördlichen (NK 4825 015 km 1,350) bzw. südlichen (NK 4825 015 km 0,650) Bauende. Sie basiert in der Hauptsache auf den allgemein anerkannten Regeln der Technik bezüglich der Planung und Dimensionierung sämtlicher hydraulischer Anlagen.

Die Planung beinhaltet den Bau einer Brücke über die Wehre sowie die Anlage einer Flutmulde. Die Ergebnisse dieser hydraulischen Untersuchung befinden sich in Unterlage 18.1 als Anlage 1. Weiterhin gehören zu den Planungen der Bau einer Brücke über die Bahnstrecke und der Bau einer Brücke über die Bundesstraße B 27.

2 Hydrogeologische Situation

2.1 Gewässer

Die Trasse quert bei Bau-km 1+430 die Wehre, ein Gewässer II. Ordnung. Hier entsteht ein Brückenbauwerk mit einer lichten Weite von 99,88 m. Um den durch die Trasse verlorengegangenen Retentionsraum auszugleichen, ist unter dem Brückenbauwerk eine Flutmulde geplant. (s. Hydraulisches Gutachten zur Ermittlung von Auswirkungen auf den Wehre-Hochwasserabfluss des Ing. Büros Oppermann GmbH vom August 2023).

Östlich der Wehre und nördlich der geplanten Trasse verläuft der Geidelbach, der in die Wehre mündet.

Der namenlose Graben (Gewässernummer 418924), welcher von der Trasse bei Station 1+255 gekreuzt wird, mündet im weiteren Verlauf in den Geidelbach. Die Verrohrung wird als Rahmenprofil (0,8 m x 0,8 m) mit einer naturnahen Sohle (20 cm Sohlsubstrat) versehen.

Westlich der Wehre sind lediglich Gräben mit Anschluss an die Wehre vorhanden. Der Vierbach verläuft südlich der Maßnahme und ist somit nicht betroffen.

2.2 Geologie

Die Geologie im Einflussgebiet der Trasse wird im Wehretal geprägt durch Löss und geschiebefreien Lehm.

Östlich der Wehre in Richtung Reichensachsen finden sich feinkörnige Sandsteine mit Schieferletten, die zu den unteren Buntsandsteinen gehören. Sie bilden einen homogenen Raum bis Eschwege.

Westlich an die B 27 angrenzend findet sich Auelehm. Vereinzelt schließt sich daran Schotter aus einheimischen Gesteinen an. Vorherrschend sind jedoch auch hier neben feinkörnigen Sandsteinen mit Schieferletten, Löss und geschiebefreier Lehm. Diese Gesteinsformationen setzen sich fort bis zum Rohen Berg.

Auf Grundlage der Hydrogeologischen Karte ist zu sagen, dass der Boden im Bereich des Wehretals mäßig durchlässig ist. Dies setzt sich in östlicher Richtung fort bis zum Anschluss an die vorhandene B 452.

Die Maßnahme befindet sich außerhalb von Wasserschutzgebieten.

3 Entwässerungskonzept

Ziel einer umweltgerechten Entwässerung von Straßen ist es einen möglichst hohen Anteil des Straßenoberflächenwassers über Verdunstung und Versickerung dem natürlichen Wasserkreislauf wieder zuzuführen. Bei Entwässerung und Versickerung von Straßenoberflächenwasser über Bankette und Böschungen findet im Oberboden ein Rückhalt von Schadstoffen aus dem Straßenabwasser statt. Nach den Grundsätzen der REwS [1] ist eine flächenhafte Versickerung des Straßenoberflächenwassers über Bankette und Böschungen anzustreben.

Das Entwässerungskonzept für die OU Reichensachsen sieht in weiten Teilen eine breitflächige Versickerung über Bankett und Böschung vor. Auf Grund der fehlenden Sammlung des Niederschlagswassers ist dabei der Abwasserbegriff nach Wasserhaushaltsgesetz bzw. hessischem Wassergesetz nicht erfüllt. Für die entsprechenden Teileinzugsgebiete mit breitflächiger Versickerung (ohne Sammlung) erfolgt daher keine Abflussermittlung.

Entwässerungsabschnitte die das technisch gefasste Brückenabwasser aufnehmen werden über drainierte Mulden bzw. Mulden-Rigolen-Elemente entwässert.

Bewachsene Böschungen und Mulden wirken stark abflussmindernd. Die spezifische Versickerungsrate auf diesen Flächen kann gemäß REwS [1] mit mindestens $100 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ angesetzt werden. Für Bankette darf eine spezifische Versickerungsrate von mindestens $10 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ angenommen werden.

Nach DWA-A 102 [2] fließen etwa 90% des gesamten Jahresniederschlagsvolumens mit geringeren Abflussspenden als die übliche kritische Regenspende von $15 \text{ l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ ab.

Tatsächliche Einleitungen in die Wehre sind bei breitflächiger Versickerung und Sammlung / Transport in grasbewachsenen Mulden daher nur bei wenigen Regenereignissen im Jahr zu erwarten.

Ist eine vollständige Versickerung auf Grund der Untergrundverhältnisse nicht gewährleistet, können nach REwS [1] drainierte Versickerungsmulden geplant werden.

Das Straßenoberflächenwasser (SOW) wird über Bankett und Böschung abgeleitet, der restliche Abfluss wird in drainierten Mulden mit einer ausreichenden Durchlässigkeit zwischen gespeichert.

Das in der Mulde gesammelte Straßenoberflächenwasser sickert durch die belebte Bodenschicht in das darunterliegende Filtermaterial.

Durch einen Bodenaustausch ($d = 0,5\text{m}$) mit Filterkies werden definierte Bedingungen für eine Versickerung des Straßenoberflächenwassers geschaffen.

Die Behandlung des SOW erfolgt durch Bodenpassage über die belebte Bodenzone der Mulden. Es erfolgt sowohl in den Mulden als auch in dem Filtermaterial ein effektiver Wasserrückhalt.

Ein Vollsickerrohr innerhalb des Filtermaterials nimmt das überschüssige Wasser auf und führt es gedrosselt und zeitlich verzögert zum nächsten Gewässer. Die Nachweise der drainierten Mulden erfolgen als Mulden-Rigolen-Elemente nach DWA-A 138 (siehe Anlage 2 und Anlage 3).

Der Durchlässigkeitsbeiwert der drainierten Mulden wurde mit $k_f = 10^{-5} \text{ m/s}$ ungünstig bzw. auf der sicheren Seite liegend gewählt.

Dadurch wird sichergestellt, dass die Passage der belebten Bodenzone langsam erfolgt und die zeitabhängigen Reinigungsvorgänge in der belebten Bodenzone eine hohe Wirksamkeit aufweisen. Die Mächtigkeit des Oberbodens beträgt mindestens 20 cm.

3.1 Entwässerungsabschnitte

Die Maßnahme ist in 20 Entwässerungsabschnitte unterteilt. Im Übersichtslageplan Unterlage 8.1 sind die Außeneinzugsgebiete dargestellt. Die Entwässerungsabschnitte der Ortumgebung sind in den Lageplänen Unterlage 8.2.1 und 8.2.2 dargestellt.

EWA 1 von Bau-km 0+400 bis Bau-km 0+529

In diesem Abschnitt erfolgt die Anpassung der neuen Ortsumgehung an die bestehende Trasse der B452. Daher entwässert dieser Abschnitt breitflächig über Bankett und Böschung in die bestehende Entwässerungsmulde. Das gesammelte Straßenoberflächenwasser wird gemeinsam mit dem Abfluss des Außeneinzugsgebietes F1 zur Einleitstelle 1 am Geidelbach geführt.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 1

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 1	0+400	0+532,203	132	Fahrbahn	1.282	1.648	0,9	-	15,0	2,0	0,0
				Bankett	159		-	10	15,0	0,0	
				Böschung	207			100	15,0	-2,0	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in den Geidelbach bei Fluss-km 0,710, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 15,3 l/s.

Tabelle 2: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 1

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 1	0+400	0+532,203	132	Fahrbahn	1.282	1.648	0,9	-	115,6	13,3	15,3
				Bankett	159		-	10		1,7	
				Böschung	207			100		0,3	

EWA 2 von Bau-km 0+529 bis Bau-km 1+167

Der EWA 2 umfasst die Straßenabschnitte östlich und westlich des Kreisverkehrs (EWA 2.1-2.3), sowie einen kurzen Abschnitt des Bypass-Astes des Kreisverkehrs (EWA 2.4). Das anfallende Niederschlagswasser im EWA 2 wird breitflächig über Bankett und Böschung versickert.

EWA 3 von Bau-km 0+201 (L 3403) bis Bau-km 0+114 (L 3403)

Das SOW wird über das Bankett und die Böschung einer Entwässerungsmulde am Böschungsfuß zugeführt.

Das Wasser, das nicht versickert, wird mittels zwei Durchlässen und einer Verrohrung auf die andere Seite des Kreisverkehrs geleitet und dem Graben ohne Namen (Gemarkung 2207, Flur 007, Flurstück 102/5) zugeführt. Aufgrund der Höhenlage werden die Entwässerungsmulden südlich des EWA 2 mit Schächten und Einlaufrosten an die Verrohrung angeschlossen. Diese Entwässerungsmulde führt kein Straßenoberflächenwasser aus dem EWA 2 ab, sondern dient der Ableitung von Niederschlagswasser aus dem Auffüllungsbereich zwischen der alten und neuen Straße.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 3).

Tabelle 3: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 3

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 3	0+203,592	0+112,17	91	Fahrbahn	823	1.243	0,9	-	15,0	1,1	-1,2
				Bankett	138		-	10	15,0	0,1	
				Böschung	100			100	15,0	-0,9	
				Mulde	182			100	15,0	-1,5	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in den namenlosen Graben, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von $10,5 \text{ l/s}$.

Tabelle 4: Wassermengenermittlung nach REwS für EWA 3

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 3	0+203,592	0+112,17	91	Fahrbahn	823	1.243	0,9	-	115,6	8,6	10,5
				Bankett	138		-	10		1,5	
				Böschung	100			100		0,2	
				Mulde	182			100		0,3	

Mulde
✕

Breite B [m] +
-

Muldenhöhe h [m] +
-

t = h

Wassertiefe t [m] +
-

Gefälle [%o] +
-

kSt [m^{1/3}/s] +
-

Kreis

A (t) [m²]

lu (t) [m]

wsp b (t) [m]

r [m]

v [m/s]

Q [m³/s]

Parabel

RAS-Ew Gleichung. (7)

Abbruch

Rechne

Die Entwässerungsmulde $b=2,0\text{m}$ und $h=0,3\text{m}$ kann $0,2688 \text{ m}^3/\text{s}$ (268 l/s) aufnehmen. Demnach wird die anfallende Wassermenge von $10,5 \text{ l/s}$ des Entwässerungsabschnitts 3 schadlos abgeleitet.

EWA 4 von Bau-km 0+114 (L3403) bis Bau-km 0+060 (L 3403)

In diesem Abschnitt erfolgt die Anpassung der neuen Ortsumgehung an die bestehende Trasse der L3403. Daher entwässert dieser Abschnitt wie im Bestand breitflächig über Bankett und Böschung ins Gelände.

EWA 5 von Bau-km 0+243 bis Bau-km 0+388

Entsprechend der Querneigung entwässert die Straße über das Bankett und die angrenzende Böschung in die Mulde zwischen Böschung und Wirtschaftsweg. Das Wasser des Bypass-Astes des Kreisverkehrs entwässert in die angrenzende Mulde, welche mittels Durchlass DN500 in den Graben ohne Namen (Gemarkung 2207, Flur 007, Flurstück 102/5) einleitet.

Die östliche Entwässerungsmulde fasst das Oberflächenwasser der angrenzenden Auffüllung, da nach REwS kein außerhalb der Fahrbahn anfallendes Wasser auf die Fahrbahn gelangen darf.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 5).

Tabelle 5: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 5

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 5.1	0+244,487	0+372,356	128	Fahrbahn	1.541	2.658	0,9	-	15,0	2,1	-5,4
				Bankett	227		-	10	15,0	0,1	
				Böschung	634		-	100	15,0	-5,4	
				Mulde	256		-	100	15,0	-2,2	
Einzugsgebiet 5.2	0+058,024	0+144,357	86	Fahrbahn	452	842	0,9	-	15,0	0,6	-1,7
				Bankett	116		-	10	15,0	0,1	
				Böschung	102		-	100	15,0	-0,9	
				Mulde	172		-	100	15,0	-1,5	

Auf Grund der Ableitungstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in den namenlosen Graben, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 19,8 l/s für EWA 5.1 und 6,4 l/s für EWA 5.2.

Tabelle 6: Wassermengenermittlung nach REwS für EWA 5

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 5.1	0+244,487	0+372,356	128	Fahrbahn	1.541	2.658	0,9	-	115,6	16,0	19,8
				Bankett	227		-	10		2,4	
				Böschung	634		-	100		1,0	
				Mulde	256		-	100		0,4	
Einzugsgebiet 5.2	0+058,024	0+144,357	86	Fahrbahn	452	842	0,9	-	115,6	4,7	6,4
				Bankett	116		-	10		1,2	
				Böschung	102		-	100		0,2	
				Mulde	172		-	100		0,3	

Mulde

Breite B [m]: 1

Muldenhöhe h [m]: 0.2

t = h:

Wassertiefe t [m]: 0.2

Gefälle [%]: 20

kSt [m^{1/3}/s]: 20

	Kreis	Parabel	RAS-Ew Gleichung. (7)
A (t) [m ²]	0.1375073	0.1333333	
lu (t) [m]	1.1034684	1.1066666	
wsp b (t) [m]	1	1	
r [m]	0.725		
v [m/s]	0.7056493	0.6899637	
Q [m ³ /s]	0.0970319	0.0919951	0.0967308

Abbruch

Rechne

Die Entwässerungsmulde $b=1,0\text{m}$ und $h=0,2\text{m}$ kann $0,097\text{ m}^3/\text{s}$ (97 l/s) aufnehmen. Demnach wird die anfallende Wassermenge von 19,8 l/s des Entwässerungsabschnitts 5.1 schadlos abgeleitet.

Mulde

Breite B [m]: 2

Muldenhöhe h [m]: 0.3

t = h:

Wassertiefe t [m]: 0.3

Gefälle [%]: 10

kSt [m^{1/3}/s]: 20

	Kreis	Parabel	RAS-Ew Gleichung. (7)
A (t) [m ²]	0.4071100	0.4	
lu (t) [m]	2.1179193	2.12	
wsp b (t) [m]	2	2	
r [m]	1.8166666		
v [m/s]	0.6661391	0.6579295	
Q [m ³ /s]	0.2711919	0.2631718	0.2688842

Abbruch

Rechne

Die Entwässerungsmulde $b=2,0\text{m}$ und $h=0,3\text{m}$ kann $0,268\text{ m}^3/\text{s}$ (268 l/s) aufnehmen. Demnach wird die anfallende Wassermenge von $6,4\text{ l/s}$ des Entwässerungsabschnitts 5.2 schadlos abgeleitet.

EWA 6 von Bau-km 0+388 bis Bau-km 0+500

In diesem Abschnitt erfolgt die Anpassung der neuen Ortsumgehung an die bestehende Trasse der L3403. Daher entwässert dieser Abschnitt wie im Bestand breitflächig über das Bankett in die bestehende Entwässerungsmulde östlich der L 3403.

EWA 7 von Bau-km 1+167 bis Bau-km 1+411

Der Entwässerungsabschnitt 7 wird durch den namenlosen Graben (Gewässernummer 418924) unterbrochen. Daher werden für den Entwässerungsabschnitt 7 zwei voneinander unabhängige Entwässerungsabschnitte unterteilt.

Im Entwässerungsabschnitt 7.1 wird das SOW breitflächig über Bankett und Böschung versickert.

Im Entwässerungsabschnitt 7.2 wird eine drainierte Mulde, an diese die Entwässerung der Wehrebrücke (BW 22, Entwässerungsabschnitt 8) angeschlossen ist, am Böschungsfuß der B 452 angeordnet. Die drainierte Mulde entwässert gedrosselt auf 3 l/s in die Wehre.

Tabelle 7: Flächenermittlung für Nachweis M-R-E nach DWA-A 138 im EWA 7.2 und 8

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Au [m ²]	Au _{ges.} [m ²]	Au _{ges.} [m ²]	ψ_m [-]
Einzugsgebiet 7.2	1+255	1+414	150	Fahrbahn	1.370	2.510	3.824	0,90	1.233	1.508	2.690	0,70
				Bankett	230			0,60	138			
				Böschung	910			0,15	137			
Einzugsgebiet 8 BW 22 Wehrebrücke	1+414	1+514	100	Fahrbahn	1.314	1.314		0,90	1.183	1.183		

Der Nachweis des Mulden-Rigolen-Elements gemäß DWA-A 138 [3] ist unter Anlage 2 beigefügt. Für den Versickerungsnachweis des Mulden-Rigolen-Elements werden die Einzugsflächen nach Tabelle 7 angesetzt.

EWA 8 von Bau-km 1+411 bis Bau-km 1+516 (BW 22 Wehrebrücke)

Das SOW der Wehrebrücke wird mittels Straßenabläufe auf dem Brückenbauwerk gefasst und entsprechend dem Quer- und Längsgefälle in Richtung östliches Widerlager geführt. Dort wird das Wasser über Fallrohre der drainierten Mulde des Entwässerungsabschnittes 7.2 zugeleitet (siehe Tabelle 7, Anlage 2).

EWA 9 von Bau-km 1+516 bis Bau-km 1+752

Der vorhandene Wirtschaftsweg und der Feldentwässerungsgraben werden durch den Bau der B452 zerschnitten. Die Straßenentwässerung erfolgt über eine drainierte Mulde, die am südlichen Böschungsfuß angeordnet ist, in die neu anzulegende Flutmulde und im weiteren Verlauf in die Wehre.

In die drainierte Mulde wird das SOW der DB-Brücke (BW 23, Entwässerungsabschnitt 10) eingeleitet.

Tabelle 8: Flächenermittlung für Nachweis M-R-E nach DWA-A 138 im EWA 9 und 10

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE.ges. [m²]	AE.ges. [m²]	ψ [-]	Au [m²]	Au.ges. [m²]	Au.ges. [m²]	ψ_m [-]
Einzugsgebiet 9.1	1+514	1+594	80	Fahrbahn	660	1.368	6.238	0,90	594	745	3.822	0,61
				Bankett	100			0,60	60			
				Böschung	608			0,15	91			
Einzugsgebiet 9.2	1+594	1+754	160	Fahrbahn	2.316	4.199		0,90	2.084	2.473		
				Bankett	235			0,60	141			
				Böschung	1.648			0,15	247			
Einzugsgebiet 10 BW 23 Brücke über DB	1+754	1+783	29,5	Fahrbahn	671	671	0,9	604	604			

Der Nachweis des Mulden-Rigolen-Elements gemäß DWA-A 138 [3] ist unter Anlage 3 beigefügt. Für den Versickerungsnachweis des Mulden-Rigolen-Elements werden die Einzugsflächen nach Tabelle 8 angesetzt.

EWA 10 von Bau-km 1+752 bis Bau-km 1+784 (BW 23 Brücke über DB)
 Das auf der Brücke anfallende SOW wird entsprechend der Querneigung der Fahrbahn in Straßenabläufen gefasst und im Bereich des östlichen Widerlagers über Fallrohre in die drainierte Mulde des Entwässerungsabschnittes 9 eingeleitet (siehe Tabelle 8, Anlage 3).

EWA 11 von Bau-km 1+784 bis Bau-km 2+130 (B 27)

Dieser Entwässerungsabschnitt nimmt das SOW der nördlichen Verflechtungsstrecke zwischen B 452 und B 27 auf. Das Niederschlagswasser wird breitflächig über Bankett und Böschung versickert. Überschüssiges Wasser wird von den Feldentwässerungsgräben aufgenommen. Aufgrund der Höhenlage der beiden Feldentwässerungsgräben (Parzelle 22/3 bzw. Parzelle 20/4) und des Wirtschaftsweges werden die Querungen des Wirtschaftsweges mit den Feldentwässerungsgräben als Furt ausgebildet.

Die westliche Entwässerungsmulde fasst das Oberflächenwasser der Böschung des Entwässerungsabschnittes 11, sodass der B 27 kein zusätzliches Wasser zufließt. Diese Entwässerungsmulde dient ebenfalls zur Entwässerung der B 27.

EWA 12 von Bau-km 1+794 bis Bau-km 1+500 (B 27)

Das Niederschlagswasser der südlichen Verflechtungsstrecke zwischen B 452 und B 27 wird breitflächig über Bankett und Böschung versickert. Überschüssiges Wasser wird von den Feldentwässerungsgräben und dem Graben parallel zur Bahnstrecke aufgenommen.

Die westliche Entwässerungsmulde fasst das Oberflächenwasser der Böschung, sodass der B 27 kein zusätzliches Wasser zufließt. Diese Entwässerungsmulde dient ebenfalls der Entwässerung der B 27.

EWA 13 von Bau-km 1+784 bis Bau-km 1+851

Der Entwässerungsabschnitt 13 befindet sich auf einem Plateau zwischen den Brückenbauwerken über die B 27 und über die Gleisanlagen der Deutschen Bahn. Das Niederschlagswasser wird breitflächig über Bankett und Böschung versickert. Infolge der Geländeneigung wird das SOW, das nicht zur Versickerung gebracht wurde, den bestehenden Entwässerungsmulden der B 27 zugeleitet.

EWA 14 von Bau-km 1+851 bis Bau-km 1+888 (BW 24 Brücke B 27)

Das Straßenoberflächenwasser der Brücke (BW 24) wird in Straßenabläufen gesammelt und gelangt mittels Rohrleitungen zum westlichen und östlichen Widerlager. Das SOW wird über Fallrohre in die beiden bestehenden Entwässerungsmulden der B 27 abgeschlagen und zur Versickerung gebracht.

EWA 15 von Bau-km 1+888 bis Bau-km 2+102

Die westliche Verflechtungsstrecke der B 452 mit der B 27 befindet sich im Geländeeinschnitt. Beidseitig der Straße werden Mulden angeordnet, die das Wasser der Einschnittsböschung aufnehmen. Das von den Einschnittsböschungen abfließende Wasser darf gemäß REwS [1] nicht auf Verkehrsflächen gelangen. Beide Mulden transportieren das SOW über die Entwässerungsmulden der B 27 in Richtung der Wehre.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 9).

Tabelle 9: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 15

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 15	1+880,159	2+089,66	197	Fahrbahn	1.693	2.093	0,9	-	15,0	2,0	0,0
				Bankett	140		-	10	15,0	0,0	
				Mulde	260		-	100	15,0	-2,0	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in die Wehre bei Fluss-km 5,450, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 19,5 l/s.

Tabelle 10: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 15

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 15	1+880,159	2+089,66	197	Fahrbahn	1.693	2.093	0,9	-	115,6	17,6	19,5
				Bankett	140		-	10		1,5	
				Mulde	260		-	100		0,4	

Mulde

Breite B [m]: 2

Muldenhöhe h [m]: 0.3

t = h:

Wassertiefe t [m]: 0.3

Gefälle [%o]: 8

kSt [m^{1/3}/s]: 20

	Kreis	Parabel	RAS-Ew Gleichung (7)
A (t) [m ²]	0.40711006	0.4	
lu (t) [m]	2.11791933	2.12	
wsp b (t) [m]	2	2	
r [m]	1.81666666		
v [m/s]	0.59581293	0.58847017	
Q [m ³ /s]	0.24256143	0.23538803	0.24049743

Abbruch

Rechne

Die Entwässerungsmulde $b=2,0\text{m}$ und $h=0,3\text{m}$ kann $0,240\text{ m}^3/\text{s}$ (240 l/s) aufnehmen. Demnach wird die anfallende Wassermenge von $19,5\text{ l/s}$ des Entwässerungsabschnitts 15 schadlos abgeleitet.

EWA 16 von Bau-km 2+102 bis Bau-km 2+192,816

Im Entwässerungsabschnitt 16 wird das SOW über das Bankett in die Mulde geleitet. Das Wasser der Mulde gelangt über die Entwässerungsmulden der B 27 in die Wehre.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REWS ist eingehalten (siehe Tabelle 11).

Tabelle 11: Behandlungsnachweis mit $r_{\text{krit}} = 15\text{ l/(s*ha)}$ für EWA 16

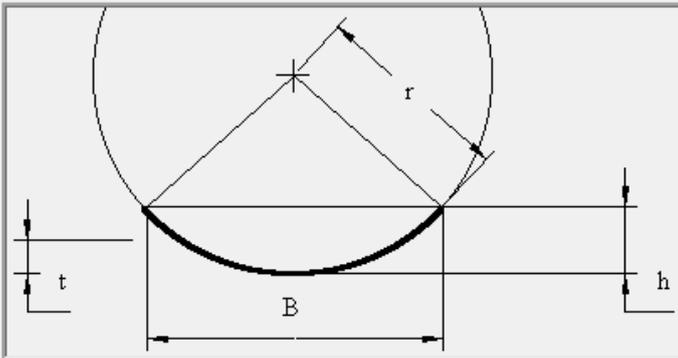
Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 16	2+089,66	2+186,981	94	Fahrbahn	500	710	0,9	-	15,0	1,0	0,0
				Bankett	110		-	10	15,0	0,0	
				Mulde	100			100	15,0	-1,0	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in die Wehre bei Fluss-km 5,450, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6\text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von $6,5\text{ l/s}$.

Tabelle 12: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 16

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 16	2+089,66	2+186,981	94	Fahrbahn	500	710	0,9	-	115,6	5,2	6,5
				Bankett	110		-	10		1,2	
				Mulde	100		-	100		0,2	

Mulde ✕



Breite B [m] +
-

Muldenhöhe h [m] +
-

t = h

Wassertiefe t [m] +
-

Gefälle [%o] +
-

kSt [m^{1/3}/s] +
-

Kreis

A (t) [m²]

lu (t) [m]

wsp b (t) [m]

r [m]

v [m/s]

Q [m³/s]

Parabel

RAS-Ew Gleichung. (7)



Abbruch

Rechne

Die Entwässerungsmulde $b=2,0\text{m}$ und $h=0,3\text{m}$ kann $0,190 \text{ m}^3/\text{s}$ (190 l/s) aufnehmen. Demnach wird die anfallende Wassermenge von $6,5 \text{ l/s}$ des Entwässerungsabschnitts 16 schadlos abgeleitet.

EWA 17 von Bau-km 2+020 bis Bau-km 1+660

Entsprechend der Querneigung entwässert die Straße in die nördliche Mulde. Das dort gesammelte SOW wird über die Entwässerungsmulde der B 27 in die Wehre eingeleitet.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 13).

Tabelle 13: Behandlungsnachweis mit $r_{\text{krit}} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 17

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 17	2+062,56	0+064,346	130	Fahrbahn	475	943	0,9	-	15,0	0,6	-2,3
				Bankett	113		-	10		0,1	
				Böschung	95		-	100		-0,8	
				Mulde	260		-	100		-2,2	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in die Wehre bei Fluss-km 5,450, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 6,7 l/s.

Tabelle 14: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 17

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE.ges. [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 17	2+062,56	0+064,346	130	Fahrbahn	475	943	0,9	-	115,6	4,9	6,7
				Bankett	113		-	10		1,2	
				Böschung	95		-	100		0,1	
				Mulde	260		-	100		0,4	

Mulde
✕

Breite B [m]	<input type="text" value="2"/>	+	-	
Muldenhöhe h [m]	<input type="text" value="0,3"/>	+	-	
t = h	<input checked="" type="checkbox"/>			
Wassertiefe t [m]	<input type="text" value="0,3"/>	+	-	
Gefälle [‰]	<input type="text" value="10"/>	+	-	
kSt [m ^{1/3} /s]	<input type="text" value="20"/>	+	-	

	Kreis	Parabel	RAS-Ew Gleichung. (7)
A [m²]	<input type="text" value="0.40711006"/>	<input type="text" value="0.4"/>	
lu [m]	<input type="text" value="2.11791937"/>	<input type="text" value="2.12"/>	
wsp b [m]	<input type="text" value="2"/>	<input type="text" value="2"/>	
r [m]	<input type="text" value="1.81666667"/>		
v [m/s]	<input type="text" value="0.66613915"/>	<input type="text" value="0.65792955"/>	
Q [m³/s]	<input type="text" value="0.27119191"/>	<input type="text" value="0.26317181"/>	<input type="text" value="0.26888421"/>

Die Entwässerungsmulde $b=2,0\text{m}$ und $h=0,3\text{m}$ kann $0,2688 \text{ m}^3/\text{s}$ (268 l/s) aufnehmen. Demnach wird die anfallende Wassermenge von 6,7 l/s des Entwässerungsabschnitts 17 schadlos abgeleitet.

EWA 18 von Bau-km 1+500 bis Bau-km 1+625 (B 27)

Im Entwässerungsabschnitt 18 ist die B 27 mit einem Einseitprofil ausgebildet. Die Straße entwässert über das Bankett bzw. abschnittsweise zusätzlich über die Böschung in die bestehenden Entwässerungsmulden der B 27. Über die im Bestand vorhandenen Entwässerungsgräben parallel zu den Gleisen der Bahn, gelangt das SOW in die Wehre.

Hessen Mobil
 Straßen- und Verkehrsmanagement
 September 2023

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 15).

Tabelle 15: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 18

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 18	1+500,000 (B27)	1+602,882 (B27)	103	Fahrbahn	551	1.188	0,9	-	15,0	0,7	-3,3
				Bankett	152		-	10	15,0	0,1	
				Mittelstreifen	285		-	100	15,0	-2,4	
				Mulde/Graben	200		-	100	15,0	-1,7	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsene Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in die Wehre bei Fluss-km 5,450, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 8,1 l/s.

Tabelle 16: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 18

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 18	1+500,000 (B27)	1+602,882 (B27)	103	Fahrbahn	551	1.188	0,9	-	115,6	5,7	8,1
				Bankett	152		-	10		1,6	
				Mittelstreifen	285		-	100		0,4	
				Mulde/Graben	200		-	100		0,3	

EWA 19 von Bau-km 1+625 (B 27) bis Bau-km 2+138

Die Fahrbahn der B 27 entwässert entsprechend ihrer Querneigung über das Bankett, über die Bestandsböschung in das vorhandene Entwässerungssystem der B 27. Das SOW wird über die bestehenden Entwässerungsgräben und Durchlässen unter den Bahngleisen hindurchgeführt und in Entwässerungsgräben parallel zu den Gleisen in die Wehre eingeleitet.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 17).

Tabelle 17: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 19

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m²]	AE _{ges.} [m²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 19	1+015,69 (B27)	0+394,84	483	Fahrbahn	4.778	6.249	0,9	-	15,0	6,5	-1,2
				Bankett	541		-	10	15,0	0,3	
				Böschung	330		-	100	15,0	-2,8	
				Mulde/Graben	600		-	100	15,0	-5,1	

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsene Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in die Wehre bei Fluss-km 5,450, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 56,9 l/s.

Tabelle 18: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 19

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 19	1+015,69 (B27)	0+394,84	483	Fahrbahn	4.778	6.249	0,9	-	115,6	49,7	56,9
				Bankett	541		-	10		5,7	
				Böschung	330		-	100		0,5	
				Mulde/Graben	600		-	100		0,9	

EWA 20 von Bau-km 2+138 bis Bau-km 2+200 (B 27)

In diesem Abschnitt erfolgt die Anpassung der neuen Ortsumgehung an die bestehende Trasse der B 27. Daher entwässert dieser Abschnitt über das Bankett in die bestehende Entwässerungsmulde.

Der Behandlungsnachweis für die kritische Regenspende von 15 l/(s*ha) gemäß REwS ist eingehalten (siehe Tabelle 19).

Tabelle 19: Behandlungsnachweis mit $r_{krit} = 15 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 20

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende r_{krit} [l/(s*ha)]	Q [l/s]
Einzugsgebiet 20	0+394,84	2+200,000 (B27)	112	Fahrbahn	577	769	0,9	-	15,0	1,0
				Bankett	122		-	10	15,0	0,0
				Böschung	70		-	100	15,0	-1,0

Auf Grund der langen Ableitungsstrecke über bewachsende Mulden und Gräben bis zur Einleitstelle in die Wehre bei Fluss-km 5,450, wird von einem hohen Versickerungsanteil ausgegangen. Für den Bemessungsregen $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ ergibt sich ein abzuleitender Oberflächenabfluss von 7,4 l/s.

Tabelle 20: Wassermengenermittlung mit $r_{15,1} = 115,6 \text{ l/(s*ha)}$ für EWA 20

Abschnitt	von [km]	bis [km]	Länge [m]	Flächenbefestigung	AE [m ²]	AE _{ges.} [m ²]	ψ [-]	Versickerung [l/(s*ha)]	Regenspende $r_{15,1}$ [l/(s*ha)]	Q [l/s]	Q _{ges} [l/s]
Einzugsgebiet 20	0+394,84	2+200,000 (B27)	112	Fahrbahn	577	769	0,9	-	115,6	6,0	7,4
				Bankett	122		-	10		1,3	
				Böschung	70		-	100		0,1	

3.2 Natürliche Einzugsgebiete

In die bestehenden Gräben entwässern Flächen aus Außengebieten. Dieses bestehende Entwässerungssystem wird durch den Bau der Ortsumgehung Reichensachsen in Teilbereichen zerschnitten, sodass die Verbindung der einzelnen Gräben mittels Verrohrungen herzustellen ist.

Die Einzugsgebiete sind im Übersichtslageplan (siehe Unterlage 8) im Maßstab 1:10.000 dargestellt. Sie sind bezeichnet mit Fläche 1 bis Fläche 9 (F1 – F9).

Die Flächengrößen sind in Hektar angegeben.

4 Abflüsse aus Außengebieten

Eine in der Praxis häufig angewendeten Methode der Ermittlung der Verluste durch Infiltration und der Abschätzung des oberirdischen Abflusses von Außengebieten ist das SCS-Verfahren. Die Flächen im Einzugsgebiet werden hinsichtlich des Bodentyps und der Landnutzung klassifiziert.

Zur Bestimmung der maßgebenden Regendauer (=kritische Fließzeit) wird die SCS-Lag-Formel verwendet. Die hieraus ermittelte Konzentrationszeit im Einzugsgebiet „entspricht der Zeitspanne vom Regenbeginn bis zu dem Zeitpunkt, zu welchem der gesamte effektive Niederschlag (=direkter Abfluss) den Gebietsauslass erreicht". (Maniak¹). Das Verfahren eignet sich für Einzugsgebiete von bis zu 8 km².

Gewählt:

- Bodenfeuchtekategorie II
- Bodengruppe C
(entsprechend den k_f -Werten aus dem Bodengutachten)
- Bodennutzung in den Einzugsgebieten ist eine Mischung aus Acker- und Waldflächen (Luftbildauswertung) → CN = 84 für Ackerflächen, CN = 70 für Wald → die CN-Werte werden über die Flächenanteile der Teileinzugsgebiete gemittelt (CN_{mittel}), Bodennutzung im Einzugsgebiet siehe untenstehende Tabelle:

Parameter	F 1	F 2	F 3	F 5	F 6	F 7	F 8
EZG [km ²]	0,42	0,034	0,13	0,06	0,19	0,02	0,06
Länge [km]	1,1	0,267	0,53	0,45	0,81	0,16	0,43
ΔH [m]	73	39	5	80	110	2,7	74
Gefälle [%]	6,64	14,61	0,94	17,78	13,58	1,72	17,29
CN _{mittel} [-]	82	84	84	78	80	84	74
t _L [h]	0,32	0,07	0,4	0,1	0,2	0,1	0,1
t _c [h]	0,5	0,11	0,75	0,2	0,3	0,2	0,2
s _{max} [-]	54	48	48	72	63	48	91

Die Konzentrationszeit der jeweiligen Einzugsgebiete wird nach der SCS-Lag-Formel (Tab. 6.8, MANIAK) ermittelt.

$$t_L = 0,342 \cdot L^{0,8} \cdot \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0,7} \cdot J^{-0,5} \quad \text{Formel (1)}$$

$$\rightarrow t_c = 1,67 \cdot t_L \quad \text{Formel (2)}$$

¹ Maniak, Ulrich; Hydrologie und Wasserwirtschaft; 5. Auflage; Braunschweig; März 2005

Der abflusswirksame Anteil des Niederschlags wird über Formel (3) bestimmt. Hierdurch kann auf den Abflussbeiwert zurückgerechnet werden.

$$A = \frac{(N-I_a)^2}{(N-I_a)+s_{max}} \quad \text{Formel (3)}$$

Mit

$$s_{max} = \frac{25.400}{CN} - 254 \quad \text{Formel (4)}$$

$$I_a = a \cdot s_{max} \quad \text{Formel (5)}$$

$$Q = \frac{\left(166 + \frac{2}{3}\right) * hN}{t_c * 60} * \psi * (A * 100)$$

Der Anfangsverlust I_a ist über die Konstante a (vgl. Formel (5)) linear vom maximalen Gebietsrückhalt S_{max} abhängig. In der Regel wird der Anfangsverlust mit 20% des maximalen Gebietsrückhalts (s_{max}) gewählt. Für mitteleuropäische Verhältnisse überschätzt man dabei den tatsächlichen Abflussbeiwert, so dass laut MANIAK mit einem geringeren Anfangsverlust gearbeitet werden kann. Dies gilt bis zu einer Niederschlagshöhe von 50 mm.

Gemäß OSTROWSKI² sollte die Konstante a bei kleinen Regenereignissen auf den Wert 0,1 reduziert werden.

Die folgende Tabelle zeigt die mittels SCS-Verfahren abgeschätzten Abflüsse der Außengebiete. Die Niederschlagshöhen für die Außengebiete wurden entsprechend ihrer Fließzeit zwischen den dazugehörigen Stundenwerten des KOSTRA-DWD 2020 "Reichensachsen" interpoliert.

Tabelle 21: Abflüsse aus natürlichen Flächen für n=1

Außen- gebiet	tc [h]	T [a]	hN [mm]	la [-]	A [mm]	A/hN=ψ [-]	ψ [-]	Q [l/s]
1	0,5	1	12,8	5	0,99	7,5 %	0,07	195
2	0,11	1	7,6	5	0,014	0,2 %	0,002	13
3	0,75	1	14,2	5	1,8	11,8 %	0,12	72
5	0,2	1	9,6	7	0,025	0,3 %	0,003	7
6	0,3	1	11,1	6	0,3	2,8 %	0,03	57
7	0,2	1	9,6	5	0,3	3,0 %	0,03	10
8	0,2	1	9,6	9	0,0034	0,04 %	0,0004	0,3

Gemäß Maniak entspricht die ermittelte Konzentrationszeit t_c „der Zeitspanne vom Regenbeginn bis zu dem Zeitpunkt, zu welchem der

² Prof. Dr.-Ing. Ostrowski; Manfred W.; Ingenieurhydrologie II; Technische Universität Darmstadt; Darmstadt; 14. September 2014

gesamte effektive Niederschlag (=direkter Abfluss) den Gebietsauslass erreicht".

In der nachfolgenden Tabelle sind die mit dem SCS- Verfahren überarbeiteten Abflüsse aus den Außengebieten eingetragen. Weiterhin ist für jede Einleitestelle die spezifische Abflussmenge berechnet.

Tabelle 22: Übersicht der spezifischen Abflussmengen an den Einleitstellen

Einleitestelle	Einzugsgebiet	A _E [ha]	Einleitemenge [l/s]	Einleitemenge gesamt [l/s]	spezifische Abflussmenge [l/(s*ha)]	erforderlicher Drosselabfluss [l/s]
Einleitestelle 1	Einzugsgebiet 1	0,1648	15,3	210,3	5	-
	Außengebiet 1	41,6	195			
Einleitestelle 2	Einzugsgebiet 3	0,1243	10,5	105,5	6	-
	Außengebiet 7	1,7	10			
	Außengebiet 2	3,4	13			
	Außengebiet 3	12,8	72			
Einleitestelle 3 rechts	Einzugsgebiet 7.2	0,281	18,6	32,3	78	3
	Einzugsgebiet 8	0,1314	13,7			
Einleitestelle 3 links	Einzugsgebiet 9.1	0,1508	9,1	45,7	303	5
	Einzugsgebiet 9.2	0,4519	29,6			
	Einzugsgebiet 10	0,0671	7			
Einleitestelle 4	Einzugsgebiet 16	0,071	6,5	135,8	4	-
	Einzugsgebiet 18	0,1188	8,1			
	Einzugsgebiet 19	0,235	56,9			
	Außengebiet 5	6	7			
	Außengebiet 6	18,7	57			
	Außengebiet 8	6,1	0,3			

Den Ergebnissen in Tabelle 22 ist zu entnehmen, dass lediglich die Abflüsse aus den beiden Mulden - Rigolen - Elemente an der Einleitestelle 3 die zulässige spezifische Abflussspende von 7 l/(s*ha) überschreiten. Für diese beiden Einleitungen ist eine Drosselung der Abflüsse auf 3 l/s (Einleitestelle 3 rechts) und 5 l/s (Einleitestelle 3 links) vorzusehen, um die Vorgabe der oberen Wasserbehörde zu erfüllen.

5 Hydraulische Nachweise

Die Durchlässe sowie die grafisch ermittelten Flächen gehen aus den Lageplänen im Maßstab 1:1.000 Blätter 1 und 2 hervor.

Die REwS empfiehlt für Rohrdurchlässe unter Wirtschaftswegen einen Durchmesser DN 400, für Rohrdurchlässe unter Straßen sowie Überführungsrampen an Bundesfernstraßen einen Durchmesser DN 500 und für Rohrdurchlässe unter Bundesfernstraßen einen Durchmesser DN 800.

Durchlässe östlich der Wehre

5.1 Durchlass DN 600 bei Bau-km 0+677 (B 452)

Entwässerungsabschnitt 1 = 15,3 l/s

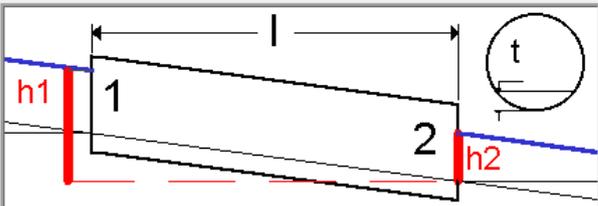
Einzugsgebiet F1 = 195 l/s

Summe = 210,3 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 600
$I = 1\%$
$Q_{\text{voll}} = 346 \text{ l/s}$
$Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rohrdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h_1 [m]: h_2 Wasserstand (2) [m]:

Gefälle [%]: DN [mm]: DN/10

Aufstau [cm]: t [m]: Länge [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m ²]	<input type="text" value="0.0147150997"/>	kSt-Sohle	<input type="text" value="40"/>
lu Sohle (t) [m]	<input type="text" value="0.36"/>	kSt-D-Iasswand	<input type="text" value="65"/>
A Abfluss [m ²]	<input type="text" value="0.2599331419"/>	Q [m ³ /s]	<input type="text" value="0.3465732"/>
lu Rohrwand [m]	<input type="text" value="1.1854660340"/>	v [m/s]	<input type="text" value="1.3333168"/>

Das anfallende Wasser wird an der Einleitstelle E1 in den Geidelbach eingeleitet.

5.2 Durchlass DN 600 bei Bau-km 0+836 (B 452)

Entwässerungsabschnitt 3 = 10,5 l/s

Einzugsgebiet F7 = 10 l/s

Summe = 20,5 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 600
I = 0,5%
Q voll = 224 l/s
Q voll > Q Abfluss

The screenshot shows the 'Rohrdurchlass' software interface. It features a central diagram of a pipe with a downward slope, labeled with '1' and '2' at the inlet and outlet respectively. The pipe length is 'l', and the slope is 'i'. Water levels are indicated as 'h1' at the inlet and 'h2' at the outlet. A circular inset shows the pipe's cross-section with diameter 't'. The interface includes several input fields and calculated values:

- Eintrittsverlustbeiwert: 0.5
- Austrittsverlustbeiwert: 1
- h1 [m]: 0.71
- Gefälle [%]: 5
- Aufstau [cm]: 0
- DN [mm]: 600
- t [m]: 0.06
- Länge [m]: 22
- h2 Wasserstand (2) [m]: 0.6
- DN/10:
- Fläche, benetzter Umfang:
 - A Sohle (t) [m²]: 0.0147150997
 - Iu Sohle (t) [m]: 0.36
 - A Abfluss [m²]: 0.2680282390
 - Iu Rohrwand [m]: 1.4988549271
- kSt-Sohle: 40
- kSt-D-laswand: 65
- Q [m³/s]: 0.2244378
- v [m/s]: 0.8373664

Buttons for 'Abbruch' and 'Rechne' are visible at the bottom right.

5.3 Durchlass DN 500 bei Bau-km 0+268 (L 3403)

Einzugsgebiet F2 = 13 l/s

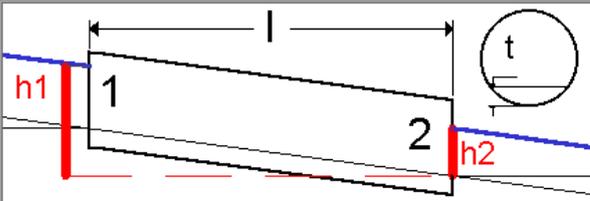
anfallendes Wasser Durchlass 5.2 = 28,5 l/s

Summe = 41,5 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 500
 $I = 0,5\%$
 $Q_{\text{voll}} = 143 \text{ l/s}$
 $Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rohrdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%o]:

Aufstau [cm]:

DN [mm]:

t [m]: DN/10

Länge [m]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

lu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

lu Rohrwand [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-laswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

Das anfallende Wasser wird an der Einleitstelle E2 in den Graben ohne Namen (Gemarkung 2207, Flur 007, Flurstück 102/5) eingeleitet.

5.4 Rahmendurchlass (0,8m x 0,8m) bei Bau-km 1+255 (B 452)

anfallendes Wasser Durchlass 5.3 = 41,5 l/s
 Einzugsgebiet F3 = 72,0 l/s
 Summe = 113,5 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

B = 0,8 m / Höhe = 0,8 m / Sohlsubtrat 0,2 m
 $I = 0,5\%$
 $Q_{\text{voll}} = 463 \text{ l/s}$
 $Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rechteckdurchlass

Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [‰]:

Aufstau [cm]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

b [m]:

h [m]:

t [m]:

Länge [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-Iasswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

lu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

lu Beton [m]:

Durchlässe westlich der Wehre

5.5 Durchlass DN 500 bei Bau-km 0+270 (nördliche Rampe B 452 – B 27)

Entwässerungsabschnitt 19 (anteilig)

$$115,6 \text{ l/(s*ha)} * 0,9 * (200\text{m}*8\text{m}/10.000) = 16,6 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 10 \text{ l/(s*ha)}) * (200\text{m}*1,5\text{m}/10.000) = 3,2 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (200\text{m}*2\text{m}/10.000) = 0,6 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (200\text{m}*2\text{m}/10.000) = 0,6 \text{ l/s}$$

anfallendes Wasser Durchlass 5.6 (F5) = 7 l/s

$$\text{Summe} = 28,1 \text{ l/s}$$

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 500

$I = 0,5\%$

$Q_{\text{voll}} = 162,35 \text{ l/s}$

$Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rohrdurchlass

Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%o]:

Aufstau [cm]:

DN [mm]:

t [m]: DN/10

Länge [m]:

h2 Wasserstand [2] [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

Iu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

Iu Rohrwand [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-Iasswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

5.6 bestehender Durchlass DN 400 bei Bau-km 1+900 (B 27)

Einzugsgebiet F5

= 7 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

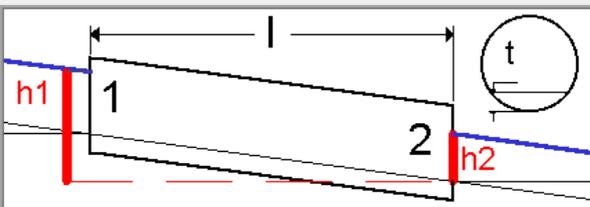
DN 400 (Bestand)

$I = 0,5\%$

$Q_{\text{voll}} = 78,98 \text{ l/s}$

$Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rohrdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%]:

Aufstau [cm]:

DN [mm]:

t [m]: DN/10

Länge [m]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

Iu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

Iu Rohrwand [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-laswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

5.7 bestehender Rahmendurchlass bei Bau-km 1+990 (B 27)

Einzugsgebiet F6

= 57 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

LW= 1,2m, H= 0,8m

I = 1%

Q voll = 999,33 l/s

Q voll > Q Abfluss

Rechteckdurchlass

Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%]:

Aufstau [cm]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

b [m]:

h [m]:

t [m]:

Länge [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-lasswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

Iu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

Iu Beton [m]:

5.8 Durchlass DN 800 bei Bau-km 1+995 (B 27)

Entwässerungsabschnitt 19 (anteilig)

$$115,6 \text{ l/(s*ha)} * 0,9 * (90\text{m} * 8\text{m} / 10.000) = 7,5 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 10 \text{ l/(s*ha)}) * (90\text{m} * 1,5\text{m} / 10.000) = 1,4 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (90\text{m} * 2\text{m} / 10.000) = 0,3 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (90\text{m} * 2\text{m} / 10.000) = 0,3 \text{ l/s}$$

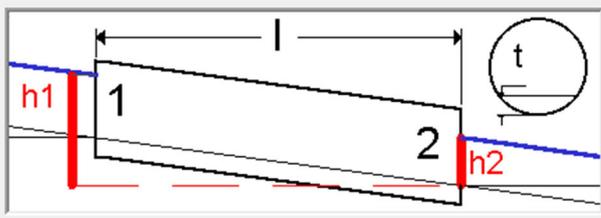
anfallendes Wasser Durchlass 5.7 = 57 l/s

Summe = 66,5 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 800
 I = 0,5%
 Q voll = 492,76 l/s
 Q voll > Q Abfluss

Rohrdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]: DN [mm]:

Gefälle [%o]: t [m]: DN/10

Aufstau [cm]: Länge [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]: kSt-Sohle:

lu Sohle (t) [m]: kSt-D-laswand:

A Abfluss [m²]: Q [m³/s]:

lu Rohrwand [m]: v [m/s]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

5.9 bestehender Rahmendurchlass bei Bau-km 2+000 (B 27)

anfallendes Wasser Durchlass 5.8 = 66,5 l/s

anfallendes Wasser Durchlass 5.5 = 28,1 l/s

anfallendes Wasser Durchlass 5.10 = 13,7 l/s

anfallendes Wasser Durchlass 5.11 = 14,9 l/s

Summe = 123,2 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

LW= 0,9m, H= 1,0m

I = 1%

Q voll = 961,32 l/s

Q voll > Q Abfluss

Rechteckdurchlass

Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%]:

Aufstau [cm]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

Iu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

Iu Beton [m]:

b [m]:

h [m]:

t [m]:

Länge [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-Iasswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

5.10 Durchlass DN 500 bei Bau-km 0+248 (südliche Rampe B 452 - B 27)

Entwässerungsabschnitt 19 (anteilig)

$$115,6 \text{ l/(s*ha)} * 0,9 * (130\text{m} * 8\text{m} / 10.000) = 10,8 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 10 \text{ l/(s*ha)}) * (130\text{m} * 1,5\text{m} / 10.000) = 2,1 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (130\text{m} * 2\text{m} / 10.000) = 0,4 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (130\text{m} * 2\text{m} / 10.000) = 0,4 \text{ l/s}$$

Summe = 13,71 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

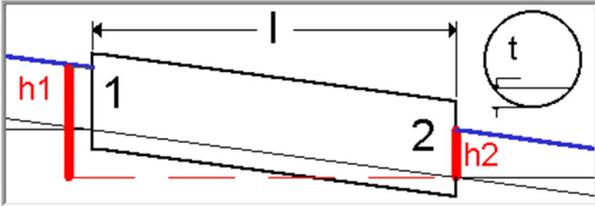
DN 500

I = 1 %

Q_{voll} = 236,58 l/s

Q_{voll} > Q_{Abfluss}

Rohrdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [‰]:

Aufstau [cm]:

DN [mm]:

t [m]:

Länge [m]:

DN/10

h2 Wasserstand (2) [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

Iu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

Iu Rohrwand [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-Iasswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

5.11 Durchlass DN 800 bei Bau-km 1+567 (B 27)

Entwässerungsabschnitt 18 = 8,1 l/s

anfallendes Wasser Durchlass 5.12 = 6,8 l/s

Summe = 14,9 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 800

$I = 1 \%$

$Q_{\text{voll}} = 671,216 \text{ l/s}$

$Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rohrdurchlass

Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%o]:

Aufstau [cm]:

DN [mm]:

t [m]:

Länge [m]:

DN/10

h2 Wasserstand (2) [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

lu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

lu Rohrwand [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-Iasswand:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

5.12 Durchlass DN 500 bei Bau-km 2+130
(südwestliche Verbindungsrampe B 452 - B 27)

Entwässerungsabschnitt 16 = 6,5 l/s
 Einzugsgebiet F8 = 0,3 l/s

Summe = 6,8 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

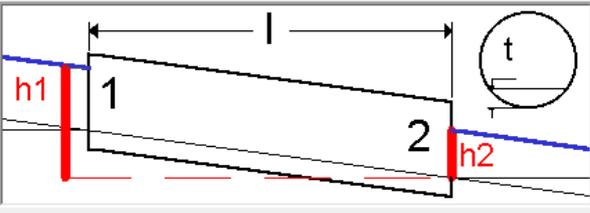
DN 500

$I = 1 \%$

$Q_{\text{voll}} = 188,41 \text{ l/s}$

$Q_{\text{voll}} > Q_{\text{Abfluss}}$

Rohrdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]: DN [mm]:

Gefälle [%]: t [m]: DN/10

Aufstau [cm]: Länge [m]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]: kSt-Sohle:

lu Sohle (t) [m]: kSt-D-Iasswand:

A Abfluss [m³]: Q [m³/s]:

lu Rohrwand [m]: v [m/s]:

bestehender Rahmendurchlass bei Bau-km 1+723

Die beiden Außengebiete F5 und F8 wurden den Durchlässen 5.7 und 5.12 zugeordnet. Demnach hängt an diesem bestehenden Rahmendurchlass kein Außengebiet. Der vorhandene Rahmendurchlass kann einen Abfluss von $Q = 2.120 \text{ l/s}$ schadlos ableiten.

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

LW= 1,0m, H= 1,5m

I = 1 %

Q voll = 2.119,6 l/s

Rechteckdurchlass



Eintrittsverlustbeiwert:

Austrittsverlustbeiwert:

h1 [m]:

Gefälle [%]:

Aufstau [cm]:

h2 Wasserstand (2) [m]:

b [m]:

h [m]:

t [m]:

Länge [m]:

kSt-Sohle:

kSt-D-Iasswand:

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]:

Iu Sohle (t) [m]:

A Abfluss [m²]:

Iu Beton [m]:

Q [m³/s]:

v [m/s]:

5.13 Mittelstreifenentwässerung bei Bau-km 1+635 der B 27

Mittelstreifenentwässerung:

$$115,6 \text{ l/(s*ha)} * 0,9 * (17\text{m} * 3,75\text{m} / 10.000) = 0,7 \text{ l/s}$$

$$(115,6 \text{ l/(s*ha)} - 100 \text{ l/(s*ha)}) * (120\text{m} * 2\text{m} / 10.000) = 2,5 \text{ l/s}$$

Summe = 3,2 l/s

Ergebnis der Berechnung mit Ras-EW Bemessungshilfe:

DN 150

I = 1 %

Q_{voll} = 10,11 l/s

Q_{voll} > Q_{Abfluss}

Rohrdurchlass

Eintrittsverlustbeiwert: 0.5

Austrittsverlustbeiwert: 1

h1 [m]: 0.33

DN [mm]: 150

Gefälle [%]: 10

t [m]: 0.015

Aufstau [cm]: 0

Länge [m]: 18

h2 Wasserstand (2) [m]: 0.15

DN/10

Fläche, benetzter Umfang

A Sohle (t) [m²]: 0.0009196937

lu Sohle (t) [m]: 0.09

A Abfluss [m²]: 0.0167517649

Q [m³/s]: 0.0101102

lu Rohrwand [m]: 0.3747137317

kSt-Sohle: 40

kSt-D-laswand: 65

v [m/s]: 0.6035333

Abbruch

Rechne

6 Hinweise zur Wartung der Versickerungsanlagen

Die Anforderungen an Kontrolle und Wartung von Entwässerungseinrichtungen an Außerortsstraßen sind in der H KWES [4] geregelt.

Es ist viermal pro Jahr eine Sichtkontrolle von Zulauf und Überlauf der oberirdischen Versickerungseinrichtungen auf Ablagerungen, sonstige Verunreinigungen und bauliche Schäden, störenden Aufwuchs, Durchwurzungen und Wühltätigkeiten von Tieren sowie Vernässungen der Versickerflächen durchzuführen. Bedarfsweise, mindestens jedoch einmal pro Jahr, ist die Entfernung von Aufwuchs und Mahd der entwässerungsrelevanten Flächen zu veranlassen.

Werden bei mehreren aufeinanderfolgenden Prüfterminen Vernässungen festgestellt, ist eine Überprüfung und ggf. Wiederherstellung der Versickerleistung durch eine Fachfirma zu veranlassen.

Bei der Festlegung der Prüftermine sollten möglichst nachfolgende Zeitpunkte erfasst werden:

- am Ende der Frostperiode,
- während einer Trockenperiode und
- nach einem Starkregenereignis

Unterirdische Versickerungseinrichtungen, wie beispielsweise Absetz- und Kontrollschächte von Rohrigolen sowie Versickerungsschächte, sind zweimal pro Jahr auf Ablagerungen, Störstoffe, Schäden und Wasserstände zu kontrollieren.

Zusätzlich sind die Wartungshinweise der Produkthersteller der Entwässerungseinrichtungen zu beachten.

7 Übersicht der Einleitstellen

Nr.	Herkunft und Lage	Einleitungsstelle	Gewässer	Folgegewässer	Menge
E 1	Aus dem Rohrdurchlass DN 800 (5.1) Bau-km 0+677 (B 452) Außengebiet Nr. 1 EWA 1	Gemarkung 2207 Flur 7 Flurstück 28/1 RW: 3570280,85 HW: 5670453,23 (GK)	Geidelbach (III. Ordnung)	Wehre (II. Ordnung)	210 l/s
E 2	Aus dem Rohrdurchlass DN 600 (5.5) Bau-km 1+364 (B 452) Außengebiet Nr. 2 Außengebiet Nr. 3 Außengebiet Nr. 7 EWA 3	Gemarkung 2207 Flur 7 Flurstück 102/5 RW: 3570041,85 HW: 5670159,85 (GK)	namenloser Graben (III. Ordnung)	Geidelbach (III. Ordnung)	106 l/s
E 3 re	gedrosselte Einleitung aus dem Mulden-Rigolen- Element EWA 7.2 EWA 8	Gemarkung 2207 Flur 18 Flurstück 85/1 RW: 3569692,09 HW: 5670266,92 (GK)	Wehre (II. Ordnung)	Werra (II. Ordnung)	3 l/s
E 3 li	gedrosselte Einleitung aus dem Mulden-Rigolen- Element EWA 9.1 EWA 9.2 EWA 10	Gemarkung 2207 Flur 18 Flurstück 68 RW: 3569655,90 HW: 5670266,85 (GK)	Ableitung in neue Flutmulde mit Anschluss an die Wehre (II. Ordnung)	Werra (II. Ordnung)	5 l/s
E 4	Aus dem bestehenden Rahmendurchlass 5.9 Außengebiet Nr. 5 Außengebiet Nr. 6 Außengebiet Nr. 8 EWA 16 EWA 18 EWA 19	Gemarkung 2195 Flur 4 Flurstück 136/2 RW: 3569503,33 HW: 5670856,51 (GK)	Wehre (II. Ordnung)	Werra (II. Ordnung)	136 l/s

8 Anlagen

- Anlage 1** Auszug aus dem hydraulischen Gutachten zur Ermittlung von Auswirkungen auf den Wehre-Hochwasserabfluss des Ing. Büros Oppermann GmbH (August 2023)
- Anlage 2** Nachweise – Mulden-Rigolen-Element gem. DWA-A 138 für den Entwässerungsabschnitt 7.2 und 8
- Anlage 3** Nachweise – Mulden-Rigolen-Element gem. DWA-A 138 für die Entwässerungsabschnitte 9 und 10
- Anlage 4** Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2020

INHALTSVERZEICHNIS

1.0 ERLÄUTERUNGEN	1
1.1 Veranlassung	1
1.2 Entwurfsgrundlagen.....	2
1.2.1 Planungsunterlagen.....	2
1.2.2 Berechnungsgrundlagen, Literatur.....	2
1.2.3 Bestands- und Höhenaufnahmen	3
1.3 Fragestellungen und Vorgehen.....	3
1.4 Bestandssituation	4
1.4.1 Beschreibung des Untersuchungsgebiets	4
1.4.2 Schutzgebiete und Überschwemmungsgebiete	7
1.5 Hydraulische Berechnungen.....	7
1.5.1 Grundstruktur und Beschreibung des numerischen zweidimensionalen Strömungsmodells.....	7
1.5.2 Durchgeführte Berechnungen	8
1.6 Berechnungsergebnisse	9
1.6.1 Allgemeines	9
1.6.2 Bestandsmodell	10
1.6.3 Vergleich Ergebnisse HQ ₁₀₀ im hydraulischen Längsschnitt	10
1.6.4 Planungsberechnung „ohne Flutmulde“	11
1.6.5 Planungsberechnung „mit Flutmulde“	12
1.6.5.1 Allgemeines	12
1.6.5.2 Wasserspiegellagen, Fließgeschwindigkeit und Ausdehnung HQ ₁₀₀	12
1.6.5.3 Retentionsraumverlust und -ausgleich HQ ₁₀₀	15
1.6.5.4 Sohlschleppspannung HQ ₁₀₀	16
1.6.5.5 Weitere Abflussereignisse.....	19

INHALTSVERZEICHNIS

1.6.6	Planungsberechnungen „mit Flutmulde und Durchlässen“	23
1.7	Zusammenfassung	26
1.8	Ausblick und Empfehlung	29
2.0	HYDRAULISCHE BERECHNUNG	31
2.1	Numerisches zweidimensionales Strömungsmodell	31
2.2	Grunddaten	31
2.2.1	Grunddaten zum Rechenetz	31
2.2.2	Einteilung der Teilflächen (Gebietspolygone)	32
2.2.3	Höhenmodell.....	33
2.3	Abflussdaten HWRMP HQ ₁₀₀	34
2.4	Kalibrierung des Modells	36
2.4.1	Vorgehen	36
2.4.2	Randbedingungen für Kalibrierung	36
2.4.3	Rauheiten für Kalibrierung.....	37
2.4.4	Rechenlauf 0.....	39
2.4.4.1	Rauheiten (Rechenlauf 0)	39
2.4.4.2	Ergebnisse Rechenlauf 0 und Vergleich mit HWRMP.....	39
2.4.5	Iterationen 1-9.....	40
2.4.5.1	Ergebnisse im hydraulischen Längsschnitt (Iteration 1-9).....	40
2.4.5.2	Rauheiten (Iteration 9).....	41
2.4.5.3	Ergebnisse Iteration 9 und Vergleich mit HWRMP	42
2.4.5.4	Fazit der Kalibrierung	44
2.4.6	Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung	45
2.4.6.1	Vorgehen	45
2.4.6.2	Wasserstands-Abfluss-Beziehung (WSP des HWRMP).....	45
2.4.6.3	Energieliniengefälle näherungsweise Sohlgefälle	46

INHALTSVERZEICHNIS

2.4.6.4	Energieliniengefälle des HQ ₁₀₀ (HWRMP).....	47
2.4.6.5	Schlüsselkurve des Profils	49
2.4.6.6	Modifizierte Wasserstands-Abfluss-Beziehung bezogen auf die Marken des HWRMP und Zwischeninterpolation mit Schlüsselkurve des Profils	50
2.4.6.7	Ergebnisse.....	51
2.4.6.8	Auswertung und Analyse der Ergebnisse am Profil 5+540	54
2.5	Rauheiten (final)	56
2.6	Randbedingungen (final)	58
2.6.1	Obere Randbedingungen (Zuflüsse).....	58
2.6.2	Untere Randbedingung	58
2.7	Durchgeführte Berechnungen.....	59
2.7.1	Bestandsmodell	60
2.7.1.1	Berechnungsergebnisse Bestand HQ ₁	60
2.7.1.2	Berechnungsergebnisse Bestand HQ ₂	61
2.7.1.3	Berechnungsergebnisse Bestand HQ ₅	62
2.7.1.4	Berechnungsergebnisse Bestand HQ ₁₀	63
2.7.1.5	Berechnungsergebnisse Bestand HQ ₂₀	64
2.7.1.6	Berechnungsergebnisse Bestand HQ ₁₀₀	65
2.7.1.7	Berechnungsergebnisse Bestand T HQ _{extrem}	66
2.7.2	Planungsmodell „ohne Flutmulde“	67
2.7.2.1	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „ohne Flutmulde“ HQ ₁₀ ..	67
2.7.2.2	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „ohne Flutmulde“ HQ ₁₀₀	68
2.7.2.3	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „ohne Flutmulde“ HQ _{extrem}	69
2.7.3	Planungsmodell „mit Flutmulde“	70
2.7.3.1	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ ₁	70

INHALTSVERZEICHNIS

2.7.3.2	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ ₂	71
2.7.3.3	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ ₅	72
2.7.3.4	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ ₁₀	73
2.7.3.5	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ ₂₀	74
2.7.3.6	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ ₁₀₀	75
2.7.3.7	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde“ HQ _{extrem}	76
2.7.4	Planungsmodell „mit Flutmulde und mit Durchlässen“, hier Kastenprofil B / H = 1,80 / 1,80.....	77
2.7.4.1	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde und mit Durchlässen“, hier Kastenprofil B / H = 1,80 / 1,80 HQ ₁₀₀	77
2.7.5	Planungsmodell „mit Flutmulde und mit Durchlässen“, hier Kastenprofil B / H = 1,60 / 4,00.....	78
2.7.5.1	Berechnungsergebnisse Planungsmodell „mit Flutmulde und mit Durchlässen“, hier Kastenprofil B / H = 1,60 / 4,00 HQ ₁₀₀	78
4.0	ANLAGEN.....	79
4.1	Zusätzliche Abbildungen der Ergebnisse (Bestand).....	79
4.1.1	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ ₁	79
4.1.2	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ ₂	80
4.1.3	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ ₅	81
4.1.4	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ ₁₀	82
4.1.5	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ ₂₀	83
4.1.6	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ ₁₀₀	84
4.1.7	Abbildung (Screenshot) Bestand HQ _{extrem}	85
4.2	Zusätzliche Abbildungen der Ergebnisse (Planung mit Flutmulde).....	86
4.2.1	Abbildung (Screenshot) Planung HQ ₁	86
4.2.2	Abbildung (Screenshot) Planung HQ ₂	87
4.2.3	Abbildung (Screenshot) Planung HQ ₅	88
4.2.4	Abbildung (Screenshot) Planung HQ ₁₀	89

INHALTSVERZEICHNIS

4.2.5	Abbildung (Screenshot) Planung HQ ₂₀	90
4.2.6	Abbildung (Screenshot) Planung HQ ₁₀₀	91
4.2.7	Abbildung (Screenshot) Planung HQ _{extrem}	92

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Straßenplanung im Untersuchungsgebiet [Hessen Mobil, 2021]	5
Abbildung 2: Lage der geplanten Straße im ÜSG [Hessen Mobil, 2021]	5
Abbildung 3: Untersuchungsgebiet / Modellbereich	6
Abbildung 4: Farbdarstellung Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten sowie Bereiche der Wasserspiegel-Differenz	9
Abbildung 5: Ergebnisvergleich, Bestand (li.), Planung „ohne Flutmulde“ (mi.) und Bereiche der Wasserspiegel-Differenzen (re.) für das HQ ₁₀₀	11
Abbildung 6: Ergebnisvergleich, Bestand (li.), Planung „mit Flutmulde“ (mi.) und Bereiche der Wasserspiegel-Differenzen (re.) für das HQ ₁₀₀	13
Abbildung 7: Räumliche Ausdehnung HQ ₁₀₀ im Vergleich zwischen HWRMP (rot), Bestand (grün schraffiert) und Planung (blau ausgefüllt)	14
Abbildung 8: Vergleich der Schleppspannungen zwischen Bestand (li.) und Planungsberechnung „mit Flutmulde“ (re.) bei HQ ₁₀₀	17
Abbildung 9: Ergebnisvergleich HQ ₁ , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	19
Abbildung 10: Ergebnisvergleich HQ ₂ , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	20
Abbildung 11: Ergebnisvergleich HQ ₅ , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	20
Abbildung 12: Ergebnisvergleich HQ ₁₀ , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	21
Abbildung 13: Ergebnisvergleich HQ ₂₀ , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	21
Abbildung 14: Ergebnisvergleich HQ ₁₀₀ , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	22
Abbildung 15: Ergebnisvergleich HQ _{extrem} , Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)	22
Abbildung 16: Lage der modellierten Durchlässe (3-3a und 3-3b)	24
Abbildung 17: Ergebnisvergleich Planungsberechnung „mit Flutmulde“ (3-2) sowie „mit Flutmulde“ und Durchlässen (3-3-a und 3-3b) HQ ₁₀₀	25
Abbildung 18: Höhenschichtlinien der Rechnernetze (li.: Bestand, re.: Planung)	33
Abbildung 19: Überflutungsfläche des HQ ₁₀₀ (HWRMP) (blau) mit Flächen „hinter Verwallungen“ (in hellgrau) [HLNUG] und dem Gewerbegebiet „Auf den goldenen Äckern“ (weiß) 35	
Abbildung 20: Darstellung der Gebietspolygone und Rauheiten (Iteration 9)	41
Abbildung 21: Ergebnisse Überflutungsflächen (9. Iteration)	43
Abbildung 22: Ergebnisse Querprofile, links: HWRMP, rechts: 9. Iteration	44
Abbildung 23: Wasserstands-Abfluss-Schlüsselkurve bezogen auf Abflussbänder des HWRMP als untere Randbedingung	46
Abbildung 24: Zur Energie-Erhaltungsgleichung (Bernoulli-Gleichung) bei Gerinneströmungen [Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 10. Auflage, Hrsg.: Lecher, Lühr & Zanke, 2021, S. 203 mit eigenen Anmerkungen (blau)]	47
Abbildung 25: Ergebnisse der Berechnungen zum Energieliniengefälle [ebd. mit eigenen Anmerkungen (blau)]	49
Abbildung 26: Schlüsselkurve am Profil 5+540 aus Einzelprofilberechnung	50

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 27: Modifizierte Schlüsselkurve am Profil 5+540	51
Abbildung 28: Hydraulischer Längsschnitt der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für die gewählten unteren Randbedingungen	52
Abbildung 29: Ergebnisse am unteren Modellrand mit Markierung des mehr oder weniger überfluteten Bereichs „hinter dem Damm“	53
Abbildung 30: Ausschnitt der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse (Draufsicht)	53
Abbildung 31: Vergleich WSP-Ergebnisse am Profil 5+540 (HWRMP, 2D-Modell).....	54
Abbildung 32: Fehlende hydraulische Grenze im Profil 5+540 des HWRMP.....	55
Abbildung 33: Darstellung der Einschnürung durch den Damm am unteren Modellrand	55
Abbildung 34: Einschnürung und Wasserspiegelauftau am unteren Modellrand im Querprofil Station 5+540.....	56
Abbildung 35: Übersicht der zugeordneten Rauheiten (links Bestand, rechts Planung).....	57
Abbildung 36: Untere Randbedingung	59

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1:	Übersicht der durchgeführten Berechnungen	8
Tabelle 2:	Ergebnisse (WSP) der Bestands- und Planungsberechnungen	10
Tabelle 3:	Kritische Schleppspannung T_{krit} in Abhängigkeit der Sohlenbeschaffenheit und der Korngröße [DIN 19661-2, Tabelle 1, Lange & Lecher 1989].....	18
Tabelle 4:	Kenndaten der modellierten Durchlässe (3-3a und 3-3b).....	24
Tabelle 5:	Maximalwerte Q_{max} der modellierten Durchlässe (3-3a und 3-3b).....	25
Tabelle 6:	Abflüsse und Wasserspiegel des HQ_{100} des HWRMP [HLNUG].....	34
Tabelle 7:	Übersicht der Rauheiten des Ursprungsmodells vor Kalibrierung	38
Tabelle 8:	Übersicht Rauheiten des Ursprungsmodells nach Kalibrierung	38
Tabelle 9:	Wasserspiegellagen an ausgewählten Querprofilen (Rechenl. 0)	39
Tabelle 10:	Ergebnisse WSP der Iterationsschritte (tabellarisch)	40
Tabelle 11:	Wasserspiegellagen an ausgewählten Querprofilen (Iteration 9).....	42
Tabelle 12:	Ergebnisse (WSP) der Sensitivitätsanalyse für die gewählten unteren Randbedingungen	51
Tabelle 13:	Übersicht der verwendeten Rauheiten.....	57
Tabelle 14:	Obere Randbedingung (Zuflüsse ins Modell)	58

1.0 ERLÄUTERUNGEN

1.1 Veranlassung

Im Zuge des Neubaus der Ortsumgehung Wehretal-Reichensachsen (B 452) nördlich der Ortschaft Reichensachsen im Werra-Meißner-Kreis, ist unter anderem ein Brückenbauwerk (BW 22) über die *Wehre* geplant. Dabei befindet sich die geplante Ortsumgehung annähernd auf gesamter Länge in Dammlage, wobei sie auch das ausgewiesene Überschwemmungsgebiet der Wehre kreuzt.

Derzeit befindet sich das Projekt in der dritten Planänderung des im Jahr 2002 eingeleiteten Planfeststellungsverfahrens. Während des Anhörungsverfahrens der zweiten Planänderung haben Einwände der Bevölkerung gezeigt, dass der zur Fließrichtung der Wehre orthogonal verlaufende Straßendamm mit seinen vermuteten Auswirkungen als latente Bedrohung der Hochwassersituation wahrgenommen wird. Die vorhandene 1D-Spiegellinienberechnung aus dem Jahr 2002, welche bereits eine Flutmulde zum Retentionsvolumenausgleich vorsieht, wird in diesem Zusammenhang als nicht ausreichend empfunden. Daher soll eine detaillierte Betrachtung der zu erwartenden Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss mittels einer zweidimensionalen Strömungsberechnung durchgeführt werden. Durch Berücksichtigung der tiefengemittelten Flachwassergleichung ist es möglich die Abflussverhältnisse, insbesondere Längs- und Querströmungen, in erforderlichem Maße zu berücksichtigen.

Ziel ist es die Auswirkungen zum einen auf die Oberlieger, insbesondere der oberstrom gelegenen Wirtschaftsflächen und Randbebauung von Reichensachsen, des geplanten kommunalen Gewerbegebietes "Auf den goldenen Äckern" und der Kläranlage in direkter Nähe der geplanten Straßentrasse, in Bezug auf die zu erwartenden Änderungen der Hochwassergefahren zu prüfen. Zum anderen soll eine Risikoabschätzung für die unmittelbaren Unterlieger hinsichtlich der Zunahme der Abflussgeschwindigkeit und Erosionsgefahr, insbesondere auf den landwirtschaftlich genutzten Flächen im Gewässervorland, getroffen werden. Dabei ist die Situation durch einen Vergleich des Ist- mit dem Planzustand zu erfassen.

Für die Berechnungen erfolgt eine Kalibrierung des 2D-Modells anhand des HQ₁₀₀ des Hochwasserrisikomanagementplans (HWRMP) sowie eine Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung.

Berechnet werden die Abflussbänder des HWRMP HQ₁₀, HQ₁₀₀ und HQ_{extrem} sowie weitere Abflussereignisse der Jährlichkeiten HQ₁, HQ₂, HQ₅ und HQ₂₀, zur Abschätzung der Auswirkungen unterhalb des Bemessungsereignisses HQ₁₀₀.

1.2 Entwurfsgrundlagen

1.2.1 Planungsunterlagen

- **Unterlagen zum Hochwasserrisikomanagementplan der Wehre für HQ₁₀, HQ₁₀₀, HQ_{extrem} (Abflüsse, hydraulischer und hydrologischer Längsschnitt, Überschwemmungsgebietsgrenzen, Gewässernetz, Stationierung)**
erhalten von: Hessen Mobil, März 2021
ergänzt von: Hessisches Landesamt für Naturschutz, Umwelt und Geologie (HLNUG), April - Mai 2021
- **Digitales Geländemodell des Bestandsgeländes (basierend auf Vermessung ergänzt um DGM 1, bzw. im Flussschlauch um DGM2 des HWRMP)**
erhalten von: Hessen Mobil, März 2021
Erweiterung: Hessen Mobil, Juli 2021
- **Digitales Geländemodell der Planung (mit Straßendamm und Flutmulde)**
erhalten von: Hessen Mobil, September 2021
- **Digitales Landschaftsmodell Basis-DLM**
erhalten von: Hessen Mobil, Februar 2021
- **Bestandsvermessung des Planungsgebiets**
erhalten von: Hessen Mobil, Februar 2021
- **Luftbildaufnahmen**
erhalten von: Hessen Mobil, Februar 2021
- **Katasterinformationen (ALKIS)**
erhalten von: Hessen Mobil, Februar 2021
- **Unterlagen zum geplanten straßenbaulichen Vorhaben**
erhalten von: Hessen Mobil, Februar 2021
- **Vorentwurf Bebauungsplan „Auf den goldenen Äckern“**
erhalten von: Hessen Mobil, Februar 2021
aufgestellt: RegioKonzept GmbH & Co. KG, April 2018
- **Fotodokumentation Planungsgebiet**
erhalten von: Hessen Mobil, März 2021

1.2.2 Berechnungsgrundlagen, Literatur

- **DWA-Merkblatt M 524, November 2013**
Hydraulische Berechnung von Fließgewässern mit Vegetation
- **Taschenbuch der Wasserwirtschaft**
Lecher, Lühr & Zanke (Hrsg.), Springer-Verlag, 2021
- **Numerische Strömungsmechanik**
Ferziger, Perić & Street, Springer-Verlag, 2020

1.2.3 Bestands- und Höhenaufnahmen

Die vorliegende Untersuchung baut auf den von Hessen Mobil bereitgestellten digitalen Geländemodellen (DGM) für Bestand und Planung auf. Diese basieren auf der örtlichen Vermessung, welche im Flussschlauch um die Daten des HWRMP (2x2-DGM) und in den weiteren Bereichen um das DGM1 ergänzt wurden. Das Planungsmodell wird um den geplanten Straßendammkörper und die Flutmulde ergänzt.

1.3 Fragestellungen und Vorgehen

Da die geplante Trasse der B 452 die Wehreaue innerhalb des amtlichen Überschwemmungsgebiets (ÜSG) durchquert und sich ferner die Straßengradiente auf gesamter Länge in hochwasserfreier Dammlage befindet, wird das Hochwasser im Wehre-Vorland durch den Straßenkörper in dessen Dammaufstandsfläche verdrängt und steht dem Hochwasserabfluss nicht mehr zur Verfügung.

Wasserwirtschaftlich sind mit der hydraulischen Modellierung folgende Fragen zu beantworten (vgl. Leistungsbeschreibung Hessen Mobil):

- Prüfung bzw. Ermittlung hydraulischer Auswirkungen des geplanten Straßendamms auf den HQ_{100} -Hochwassersabfluss der Wehre (Plan-Modell) als Vergleich zur Bestandssituation (Ist-Modell)
- Bemessung eines oder mehrerer Durchlässe zur Vermeidung von Rückstau (je nach Ergebnis der Rechenläufe im Planzustand)
- Quantifizierung und quantitativer Ausgleich des Retentionsvolumens, hervorgerufen durch den Straßendamm selbst (Erdbauvolumen im ÜSG)
- Prüfung der Auswirkungen auf die Oberlieger hinsichtlich zu erwartender Änderungen bzw. resultierende erhöhte Hochwassergefahren durch höhere WSP-Lagen bzw. dem resultierenden Rückstaubereich
- Risikoabschätzung für die unmittelbaren Unterlieger hinsichtlich Zunahme Abflussgeschwindigkeit und Erosionsgefahr durch kartographische Darstellung der Sohlschleppspannungen (HQ_{100}) im Ist- und Planzustand

Im Laufe der Bearbeitung haben sich ferner folgende Fragestellungen ergeben:

- Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung (auf Basis der zu hinterfragenden Ergebnisse der HWRMP mit der 1D-Spiegellinienberechnung)
- Auswirkungen kleiner und weiterer Hochwasserereignisse (HQ_1 , HQ_2 , HQ_5 , HQ_{10} , HQ_{20} und HQ_{extrem}) im Vergleich zwischen Bestand und Planung

Die wesentlichen Arbeitsschritte zur Bearbeitung der Fragestellungen fassen sich wie folgt zusammen:

- Datenbeschaffung, Übernahme straßenbaulicher Planungen, Datenzusammenführung und -prüfung
- Erstellung eines Rechenmodells für den Ist-Zustand (Ist-Modell) und Durchführen der Berechnungen
- Erstellung von Rechenmodellen für den Planzustand (Planmodell) und Durchführen der Berechnungen
 - 3-1 „ohne Flutmulde“ (nur HQ₁₀₀)
 - 3-2 „mit Flutmulde“
 - 3-3 „mit Flutmulde und Durchlässen“ im Straßendamm (versch. Varianten) (nur HQ₁₀₀)
- Ermittlung Retentionsraumverlust durch den Straßendamm. sowie deren Ausgleich
- Finales Planmodell - Dokumentation Auswertungen im Detail
- Abstimmungen der Planungen mit der zuständigen Wasserbehörde
- Auswertung, Dokumentation und Ergebnisdarstellung
- Mitwirkung in öffentlichen Besprechungen und im Baurechtsverfahren

1.4 Bestandssituation

1.4.1 Beschreibung des Untersuchungsgebiets

Das Untersuchungsgebiet liegt nördlich der Ortslage Reichensachsen der Gemeinde Wehretal im Werra-Meißner-Kreis.

Nachfolgend (Abbildung 1, S. 5) ist die Lage des geplanten Straßendamms und der Brücke über die Wehre mit der geplanten Flutmulde dargestellt. Abbildung 2 (S. 5) zeigt die Lage der geplanten straßenbaulichen Maßnahme sowie der kommunalen Kläranlage innerhalb des Überschwemmungsgebiets (ÜSG) des HWRMP für das HQ₁₀₀.

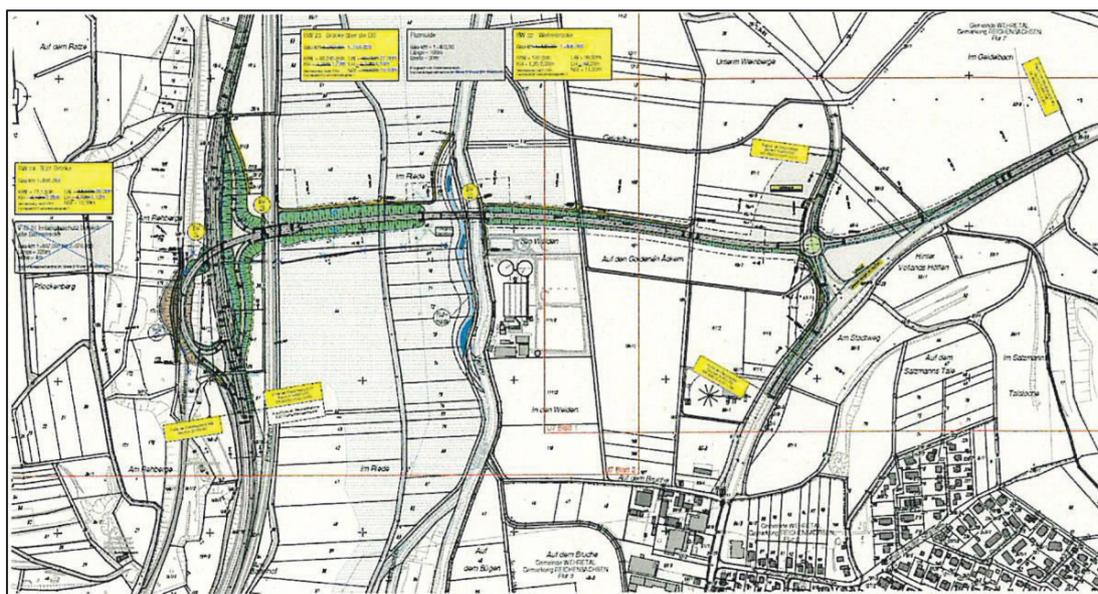


Abbildung 1: Auszug aus Plan U3 Übersichtslageplan, Stand 2. PÄ, ohne Maßstab

Abbildung 1: Straßenplanung im Untersuchungsgebiet [Hessen Mobil, 2021]

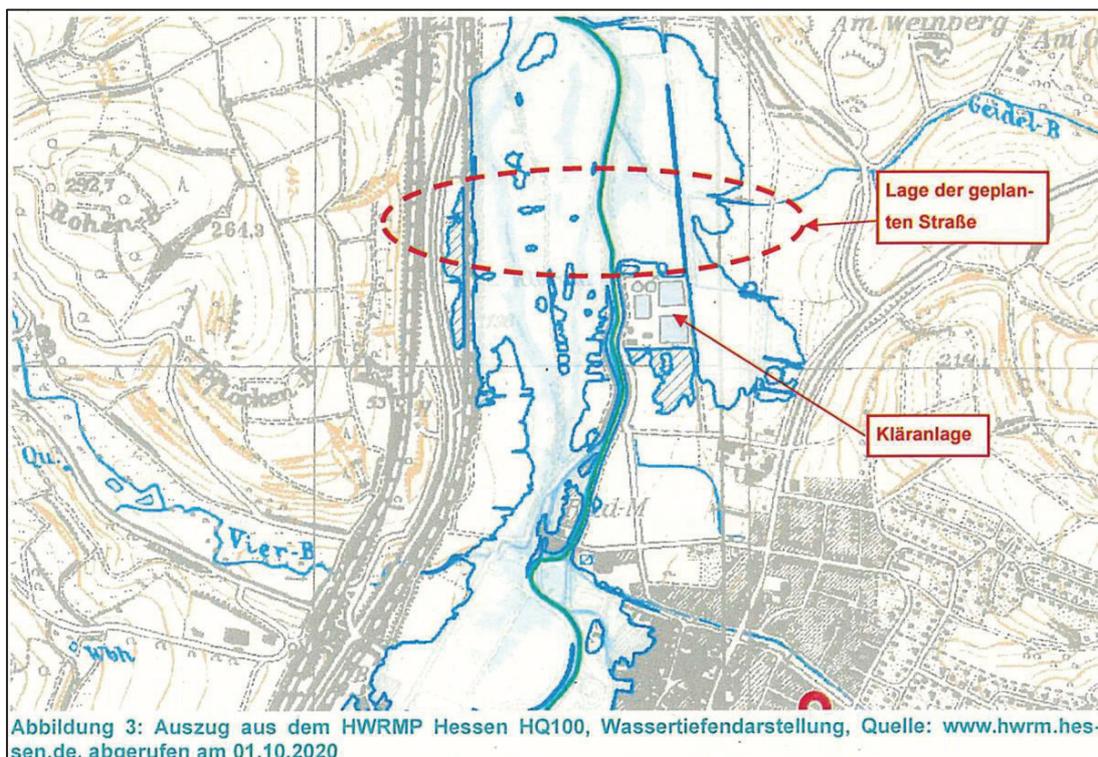


Abbildung 3: Auszug aus dem HWRMP Hessen HQ100, Wassertiefendarstellung, Quelle: www.hwrmp.hessen.de, abgerufen am 01.10.2020

Abbildung 2: Lage der geplanten Straße im ÜSG [Hessen Mobil, 2021]

Das Untersuchungsgebiet ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt und basiert auf den Ergebnissen des ersten Rechengangs, welcher gezeigt hat, dass eine Erweiterung entlang der Gewässerachse um rd. 450 m Länge notwendig ist. Es erstreckt

sich von Gew.-km 6,72 bis etwa Gew.-km 5,52 (WRRL-Viewer), respektive von km 6,735 bis km 5,540 (RKH-Stationierung). Alle nachfolgend genannten Kilometrierungen beziehen sich auf die Daten des Retentionskataster Hessen (RKH), da auch die Vergleichsquerprofile des HWRMP entsprechend der RKH-Stationierung kilometriert sind.

Etwa bei Gew.-km 6,54 fließt ein Gewässer ohne Namen (Gewässerkennzahl, GWZ, 418914) zu sowie bei Gew.-km 5,86 der Geidelbach.

Die Querausmaße liegen zwischen rd. 660 m und rd. 930 m und umschließen die Flächen des HWRMP (vgl. Abbildung 3, gelb = HQ₁₀, blau = HQ₁₀₀, rot = HQ_{extrem})

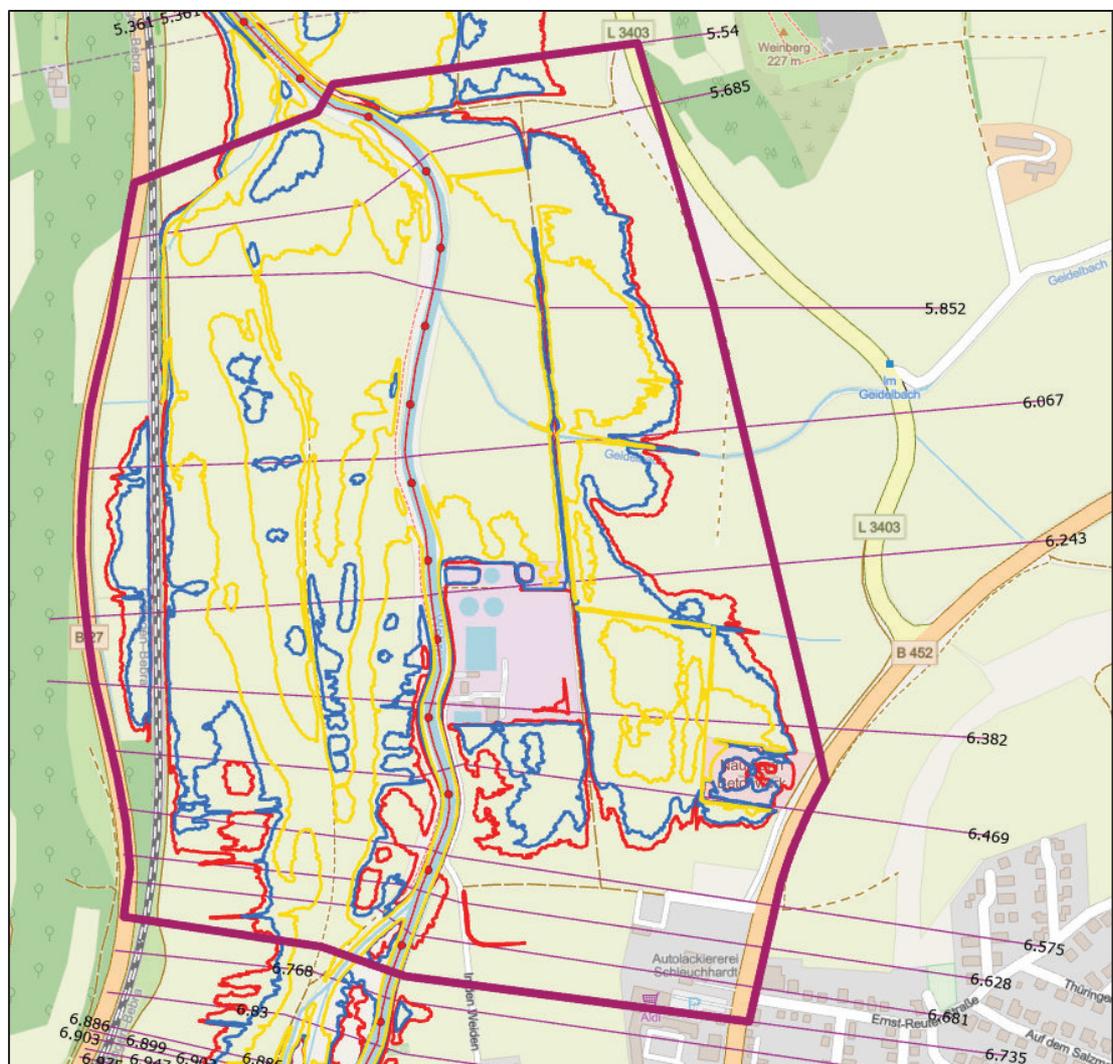


Abbildung 3: Untersuchungsgebiet / Modellbereich

Innerhalb des Untersuchungsgebiets befinden sich in erster Linie landwirtschaftlich genutzte Flächen sowie die kommunale Kläranlage „Wehretal / Reichensachsen“. Am Rand des Gebiets befinden sich eine Bahnlinie, die Bundesstraßen B 27 und B 452 sowie die Randbebauung der Ortslage Reichensachsen mit dem geplanten Gewerbegebiet „Auf den goldenen Äckern“.

Die Wehre fließt in diesem Gebiet von Norden nach Süden und hat ein Einzugsgebiet von rund 400 km².

1.4.2 Schutzgebiete und Überschwemmungsgebiete

Es sind keine FFH-, Vogelschutz- und Naturschutzgebiete betroffen. Auch Wasserschutzgebiete sind nicht betroffen.

Das Plangebiet liegt teilweise innerhalb des festgesetzten und überprüften Überschwemmungsgebiets „Wehre“.

1.5 Hydraulische Berechnungen

1.5.1 Grundstruktur und Beschreibung des numerischen zweidimensionalen Strömungsmodells

Zur Klärung der unter Kapitel 1.3 aufgezeigten Fragestellungen und Zielsetzungen dient ein numerisches zweidimensionales Strömungsmodell, welches sich über den in Abbildung 3 (S. 6) dargestellten Modellbereich erstreckt.

Zur Darstellung des Geländes wird ein digitales Geländemodell verwendet, welches von Hessen Mobil zur Verfügung gestellt wird. Diesem liegt eine örtliche Vermessung zugrunde, welche um das DGM1, respektive im Bereich des Flussschlauches um das 2x2m-DGM des HWRMP ergänzt wird. Somit werden im Wesentlichen die relevanten und prägnanten Strukturen des Gebiets abgebildet. Durchlässe werden ein-dimensional abgebildet.

Es erfolgt eine stationäre Berechnung, wobei der Zufluss in das Gebiet über eine obere Randbedingung definiert wird, welcher die vom RP Kassel zur Verfügung gestellten Abflüsse der entsprechenden Jährlichkeiten zugeordnet werden. Die seitlichen Zuflüsse an den Gew,-km 6,382 und 5,852 werden in Abstimmung mit dem RP Kassel als punktuelle Einleitungen an der Gewässerachse abgebildet. Das Modell wird anhand des Bemessungslastfalls HQ₁₀₀ der HWRMP kalibriert. Ferner wird für

die Wahl der unteren Randbedingung eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, aus welcher eine modifizierte Schlüsselkurve des untersten Profils resultiert.

Weitere Details zum Aufbau des Strömungsmodells sind Kapitel 2.0 zu entnehmen.

1.5.2 Durchgeführte Berechnungen

Im Zuge der Bearbeitung werden unterschiedliche Lastfälle für unterschiedliche Szenarien berechnet. Der Bemessungsfall und somit genehmigungsrelevant ist das HQ₁₀₀. Die Kalibrierung erfolgt anhand der Ergebnisse des HWRMP ebenfalls für das HQ₁₀₀. Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Berechnungen.

Tabelle 1: Übersicht der durchgeführten Berechnungen

		HQ ₁	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₀	HQ ₁₀₀	HQ _{extrem}
0) Modell-Kalibrierung							x	
1) Bestandsberechnung		x	x	x	x	x	x	x
2) Bauphasenmodell		vorerst nicht betrachtet						
Planungsberechnung	3-1) ...“ohne Flutmulde“				x		x	x
	3-2) ...“mit Flutmulde“	x	x	x	x	x	x	x
	3-3a) ...“mit Flutmulde und mit Durchlässen“, Kastenprofil B / H = 1,80 / 1,80						x	
	3-3b) ...“mit Flutmulde und mit Durchlässen“, Kastenprofil B / H = 1,60 / 4,00						x	

Die Wahl der durchzuführenden Berechnungen hat sich im Laufe der Projektbearbeitung dynamisch verändert. Ursprünglich vorgesehen waren nur die Berechnungen der Abflussbänder des HWRMP für den Bestand sowie die Berechnungen des HQ₁₀₀ für alle anderen Szenarien und der anschließende Vergleich mit dem Bestand der jeweiligen Planungsvariante. Ergänzend zu diesen Berechnungen werden weitere Abflussszenarien für die Bestandssituation sowie die endgültige Planung (mit Flutmulde) betrachtet (vgl. Tabelle 1). Vorerst wird aufgrund der erfolgten, sehr detaillierten Untersuchungen, auch im Hinblick auf die kleineren Hochwasser, das ursprünglich angedachte Bauphasenmodell nicht betrachtet. Gegebenenfalls erfolgt dies bei Bedarf zu einem späteren Zeitpunkt.

1.6 Berechnungsergebnisse

1.6.1 Allgemeines

Nachfolgend werden die Berechnungsergebnisse der in Kapitel 1.5.2 aufgeführten Berechnungsfälle vorgestellt. Anschließend werden die Ergebnisse verglichen und ausgewertet. Dabei ist i.d.R. der Bemessungsfall (HQ₁₀₀) maßgebend. Ergänzend dazu werden die Bestands- und Planungssituation „mit Flutmulde“ auch für die weiteren berechneten Hochwasserereignisse verglichen. Details zur Modellierung, Kalibrierung, Sensitivitätsanalyse und zu den hydraulischen Berechnungen im Gesamten sind in Kapitel 2.0 näher erläutert.

Es gilt für alle Abbildungen folgende Farbdarstellung.

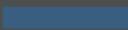
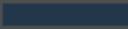
Max. Überflutungstiefen [cm]		Wasserspiegel-Differenzen (Bereiche) (Vergleich mit Bestand (BS))	
	5 - 10		Wasserspiegel niedriger als BS
	10 - 50		Wasserspiegel gleich (± 5 cm)
	50 - 100		Wasserspiegel höher als BS
	> 100		
Fließgeschwindigkeiten [m/s]			
	0.2 - 0.5		
	0.5 - 2.0		
	> 2.0		

Abbildung 4: Farbdarstellung Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten sowie Bereiche der Wasserspiegel-Differenz

Im Nachfolgenden wird die Lage der räumlichen Ausdehnung der Überflutungsflächen auf die geplante straßenbauliche Maßnahme (Damm) bezogen. **Es gelten** aus Sicht des Fließgewässers in Fließrichtung allgemein **folgende Bezeichnungen:**

- „*oberhalb des Damms*“ = oberstrom = südlich der geplanten Maßnahme
- „*unterhalb des Damms*“ = unterstrom = nördlich der geplanten Maßnahme
- „*links*“ = in Fließrichtung links = westlich
- „*rechts*“ = in Fließrichtung rechts = östlich

1.6.2 Bestandsmodell

Die Berechnungsergebnisse des Bestandsmodells sind in den Abbildungen unter Ziffer 4.1 in der Draufsicht dargestellt. In den Planunterlagen werden die Ergebnisse für alle Lastfälle in den Querprofilen sowie für den Bemessungsfall des HQ₁₀₀ im Lageplan unter der Blatt-Nr. 1.1.4 im Detail dargestellt.

Die Berechnungen zeigen, dass das 1- und das 2-jährliche Ereignis ausuferungsfrei abfließen. Es lässt sich ferner erkennen, dass es bereits bei einem HQ₅ im linken Vorland zu Ausuferungen kommt. Ab dem HQ₁₀ zeigen sich diese Ausuferungen auch im rechten Vorland unterstrom der Kläranlage (vgl. Abbildungen in Anhang 4.1). Für die selteneren Ereignisse (ab HQ₂₀) verschärfen sich diese Ausuferungen in Lage, Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit.

Bezogen auf den Bemessungsfall des HQ₁₀₀ zeigt sich nach erfolgter Kalibrierung eine mit dem RP Kassel abgestimmte gute Übereinstimmung mit den Überschwemmungsgebietsgrenzen des HWRMP (vgl. Kapitel 2.4). Verbliebene Abweichungen und die Begründungen für diese sind in Kapitel 2.4.5.1 (S. 40) und Kapitel 2.4.6 erläutert.

Es erfolgt keine weitere Auswertung der Bestandssituation, da die vorliegende Unterlage nicht der Analyse der allgemeinen Hochwasserproblematik dient. Die Bestandsberechnung wird im Folgenden als Vergleichsfall herangezogen, wobei gilt, dass sich die Situation durch die Baumaßnahme nicht verschlechtern sollte.

1.6.3 Vergleich Ergebnisse HQ₁₀₀ im hydraulischen Längsschnitt

Die nachfolgende Tabelle zeigt die tabellarische Auswertung der durchgeführten Berechnungen für die HQ₁₀₀-Ereignisse mit den Angaben der jeweiligen Differenz zum Bestand („Delta“) an den betrachteten Querprofilen (Schnittpunkt an der Achse).

Tabelle 2: Ergebnisse (WSP) der Bestands- und Planungsberechnungen

Station	W _{HQ100}	Bestand (nach Iteration)	Delta	3-1 OHNE Flutmulde	Delta zu BS	3-2 MIT Flutmulde	Delta zu BS	3-3a mit Durchlässen	Delta zu BS	3-3b mit Durchlässen	Delta zu BS
[km]	[m.ü.NN]	[m.ü.NN]	[m]	[m.ü.NN]	[m]	[m.ü.NN]	[m]	[m.ü.NN]	[m]	[m.ü.NN]	[m]
5+540	171,17	171,90	0,73	171,99	0,09	171,99	0,09	171,97	0,07	171,97	0,07
5+685	172,02	172,03	0,01	172,12	0,09	172,12	0,09	172,11	0,08	172,11	0,08
5+852	172,38	172,32	-0,06	172,41	0,09	172,41	0,09	172,40	0,08	172,40	0,08
6+067	172,84	172,88	0,04	172,96	0,08	173,03	0,15	173,01	0,13	173,01	0,13
6+243	173,14	173,17	0,03	173,35	0,18	173,23	0,06	173,20	0,03	173,20	0,03
6+382	173,44	173,56	0,12	173,67	0,11	173,46	-0,10	173,43	-0,13	173,42	-0,14
6+575	173,77	173,73	-0,04	173,81	0,08	173,52	-0,21	173,50	-0,23	173,49	-0,24
6+735	174,34	174,25	-0,09	174,30	0,05	174,15	-0,10	174,14	-0,11	174,14	-0,11

Bereits in der tabellarischen Ansicht ist eine Tendenz zu erkennen: Die Wasserspiegellagen unterhalb des Straßendamms (Station 5+540 bis 6+067) steigen, jene unmittelbar oberhalb ebenfalls. Erst weiter stromaufwärts sinken die Wasserspiegel (Station 6+382 bis 6+735) – mit Ausnahme in der Berechnung „ohne Flutmulde“. Hier steigt der Wasserspiegel auch weiter stromaufwärts oberhalb des Damms, was auf den fehlenden Retentionsraum zurückzuführen ist.

1.6.4 Planungsberechnung „ohne Flutmulde“

Bei der Planungsberechnung „ohne Flutmulde“ wird die straßenbauliche Planung (in erster Linie der geplante Damm), bis zum bestehenden Eisenbahndamm, in das Modell eingearbeitet. Der straßenbauliche Planungsstand westlich der Bahntrasse findet in dieser Untersuchung keine Berücksichtigung. Das zugrundeliegende Höhenmodell entspricht der Straßenbauplanung jedoch ohne die geplante Flutmulde.

Die nachfolgende Abbildung 5 zeigt die Ergebnisse der Planungsberechnung „ohne Flutmulde“ (mittig) im Vergleich zum Bestand (links) für das HQ₁₀₀. Ferner sind drei Bereiche der Wasserspiegeldifferenzen im Vergleich zwischen Bestand und Planung abgebildet (rechts) (vgl. Zeichenerklärung, S. 9).

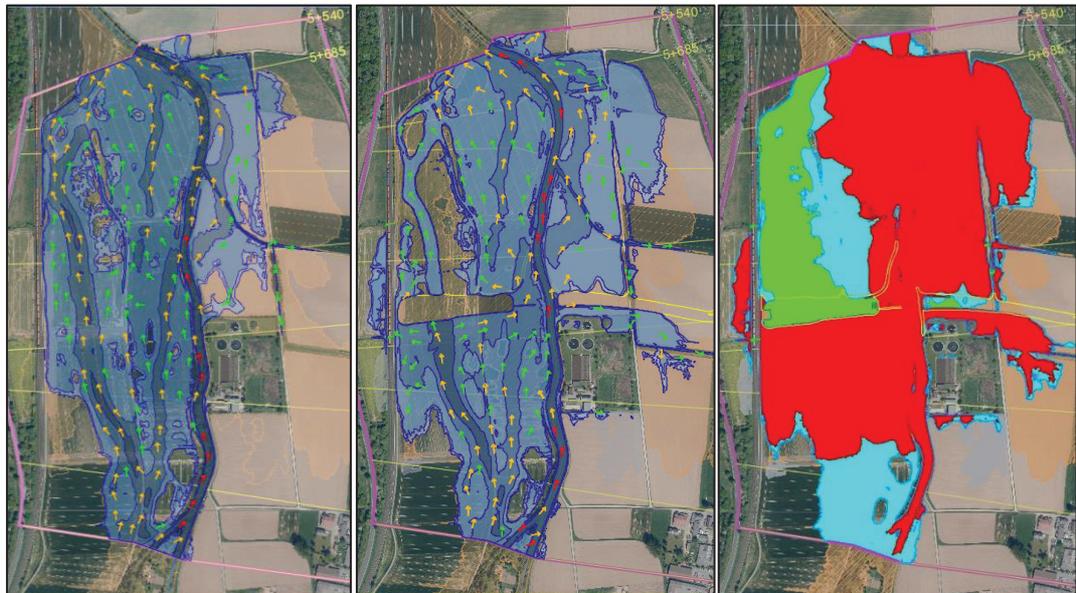


Abbildung 5: Ergebnisvergleich, Bestand (li.), Planung „ohne Flutmulde“ (mi.) und Bereiche der Wasserspiegel-Differenzen (re.) für das HQ₁₀₀

Die Planungsberechnung „ohne Flutmulde“ dient als theoretischer Lastfall, um zu prüfen, welche hydraulischen Auswirkungen alleinig durch den Retentionsraumverlust entstehen, ohne dass die Flutmulde berücksichtigt wird. Eine weitere Auswertung erfolgt daher erst im nachfolgenden Kapitel als Vergleich zur Planungsberechnung „mit Flutmulde“.

1.6.5 Planungsberechnung „mit Flutmulde“

1.6.5.1 Allgemeines

Bei der Planungsberechnung „mit Flutmulde“ handelt es sich um das finale Planmodell, in welchem sowohl die Straßenbauplanung wie auch die geplante Flutmulde berücksichtigt werden. Es ist vorgesehen, wie auch in der Berechnung „ohne Flutmulde“, den orthogonal zur Fließrichtung verlaufenden Straßendamm im Bereich des Flussschlauchs zu unterbrechen (Brückenbauwerk) und eine Öffnung für die Abflussvorgänge zu schaffen. In diesem Bereich wird die geplante Flutmulde mit einem Gesamtvolumen von rund 9.575 m³ vorgesehen. Weitere Details sind den Plänen 1.2.1 und 1.2.2 zu entnehmen.

1.6.5.2 Wasserspiegellagen, Fließgeschwindigkeit und Ausdehnung HQ₁₀₀

Die nachfolgende Abbildung 6 (S.13) zeigt die Ergebnisse der Planungsberechnung „mit Flutmulde“ (mittig) im Vergleich zum Bestand (links) für das HQ₁₀₀. Ebenfalls sind hier die drei Bereiche der Wasserspiegeldifferenzen im Vergleich zwischen Bestand und Planung abgebildet (rechts) (vgl. Zeichenerklärung, S. 9).

Es ist zu erkennen, dass die Ergebnisse des hydraulischen Längsschnitts, welche sich auf die Gewässerachse beziehen (Tabelle 2, S. 10), sich nicht zwangsweise auf die Vorländer übertragen lassen. Höhere Wasserspiegellagen als im Bestand finden sich vor allem direkt oberhalb des Damms sowie unterstrom im Flussschlauch und im rechten Vorland. Die Bereiche weiter oberstrom sowie im unteren linken Vorland weisen tendenziell niedrigere Wasserspiegellagen auf. Im Vergleich zwischen Planung „mit und ohne Flutmulde“ wird hier deutlich, dass sich die Retentionswirkung der Flutmulde vor allem auf den oberstrom liegenden Bereich des Flussschlauchs und des Vorlands auswirkt (vgl. Abbildung 5 und Abbildung 6, jeweils rechtes Bild, roter Bereich).

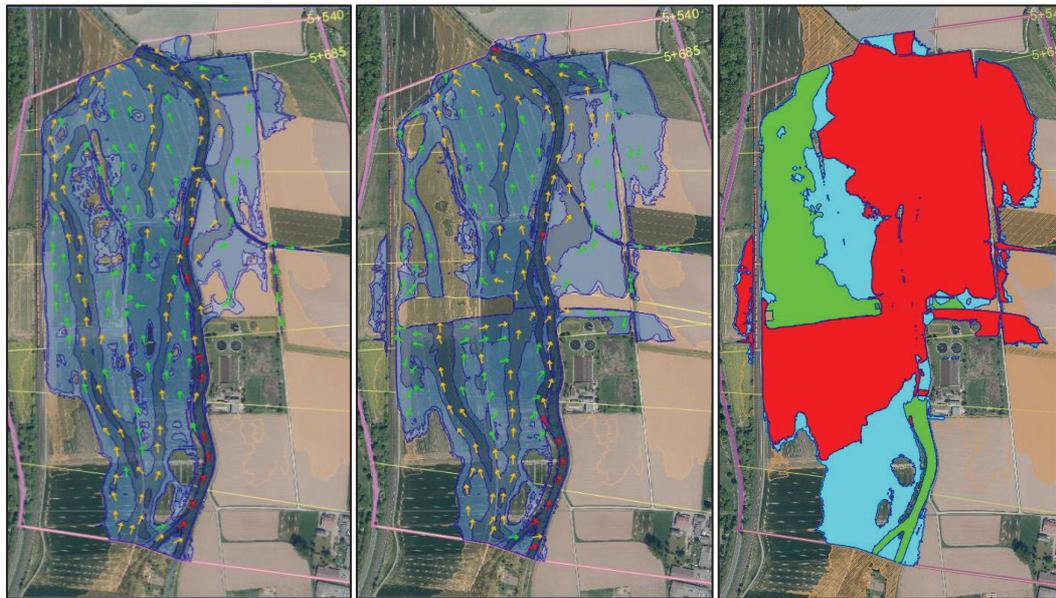


Abbildung 6: Ergebnisvergleich, Bestand (li.), Planung „mit Flutmulde“ (mi.) und Bereiche der Wasserspiegel-Differenzen (re.) für das HQ₁₀₀

Generell sind die Abweichungen zwischen Bestand und Planung darauf zurückzuführen, dass sich die Abflussdynamik aufgrund des geplanten orthogonal verlaufenden Straßendamms verändert und sich die Wassermengen anders verteilen. Kurz gesagt: Der Damm verursacht einen Aufstau, welcher nur durch das „Nadelöhr“, die Unterbrechung des Damms im Bereich des Brückenbauwerks, abfließen kann.

Auf der einen Seite schafft die Flutmulde dabei ein Retentionsvolumen, welches unter anderem dazu beiträgt, dass sich der Rückstau nicht weiter stromaufwärts bis zur Bebauung der Ortslage fortsetzt, sondern hier die Wasserspiegellagen sogar sinken. Auf der anderen Seite staut es sich gerade in den Vorländern unmittelbar oberhalb des Damms ein (bis zu 60 cm höher als in der Bestandsberechnung). Hier wird der Abfluss durch den geplanten Straßendamm begrenzt. Das Wasser fließt orthogonal auf den Damm zu und wird nach links zum Kreuzungsbauwerk der Bahntrasse sowie nach rechts Richtung Öffnung des Brückenbauwerks geleitet, wo es durch den verhältnismäßig geringen Querschnitt „gepresst“ wird. Es entsteht eine Art Strahlwirkung, mit welcher die unterstrom steigenden Wasserspiegellagen (bis 20 cm) zu erklären sind. Darüber hinaus erreicht aufgrund der Begrenzung durch den Damm weniger Abfluss das linke Vorland unterhalb des Damms, sodass sich die Wassermengen unterstrom stärker im Bereich des Flussschlauchs und des rechten Vorlands ausbreiten und hier die Wasserspiegellagen steigen. Plan Nr. 1.2.5 gibt eine Übersicht über die Wasserspiegeldifferenzen zwischen Bestand und Planung „mit Flutmulde“ (3-2) in Zahlenwerten.

Die bisherige Auswertung zeigt sich auch in dem Vergleich der Fließgeschwindigkeiten. Im Aufstaubereich oberhalb des geplanten Damms verringern sich die Fließgeschwindigkeiten, während sie in der Engstelle (Dammöffnung Brückenbauwerk) sowie kurz unterhalb dieser durch die Strahlwirkung („Nadelöhr“) beschleunigt werden. Im linken unteren Vorland verringern sich aufgrund des geringeren Abflusses ebenfalls die Fließgeschwindigkeit, da hier weniger Abfluss diesen Bereich erreicht.

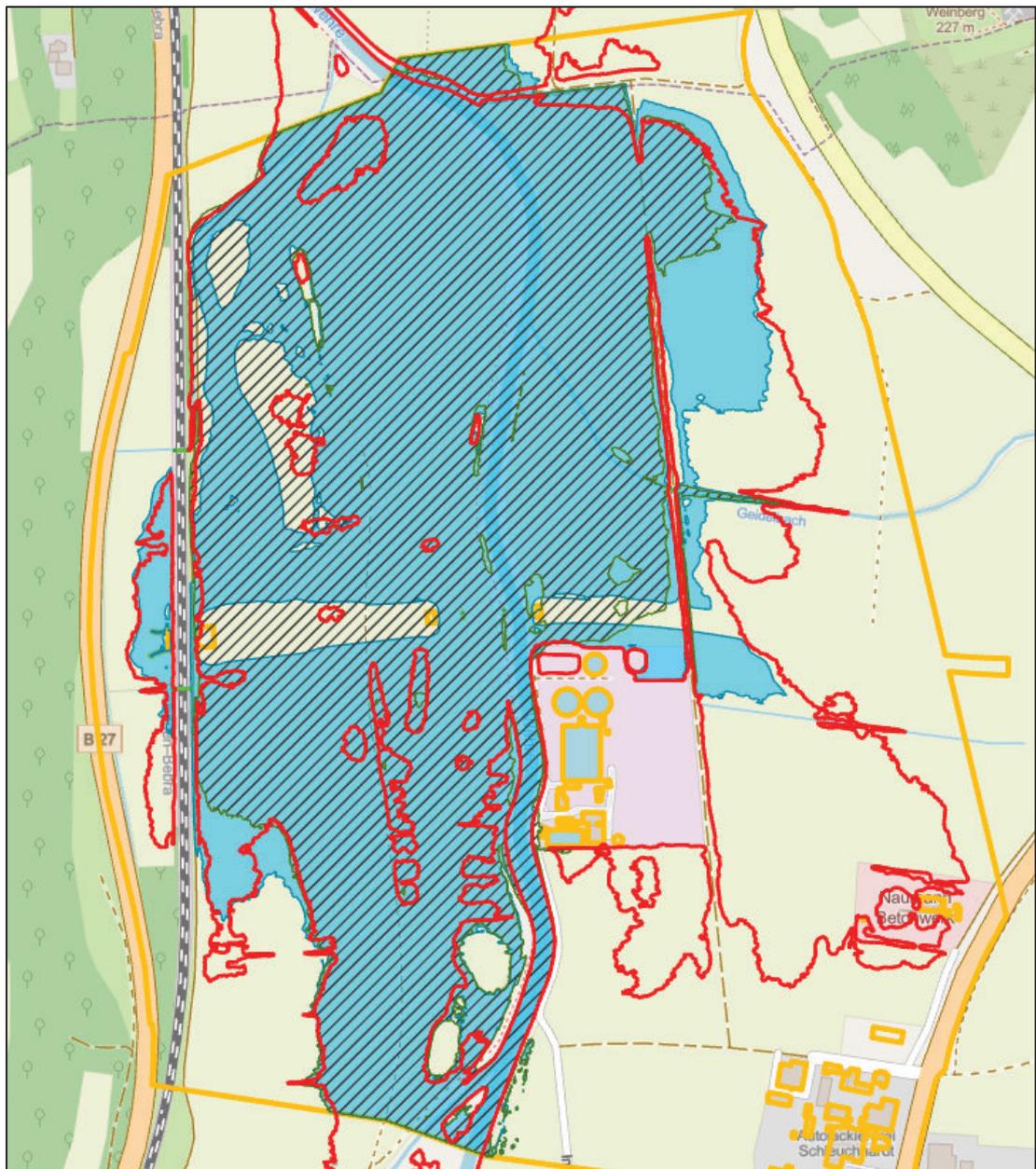


Abbildung 7: Räumliche Ausdehnung HQ₁₀₀ im Vergleich zwischen HWRMP (rot), Bestand (grün schraffiert) und Planung (blau ausgefüllt)

Bezogen auf die räumliche Ausdehnung (vgl. Abbildung 7) lässt sich erkennen, dass wenngleich einzelne Bereiche höhere oder niedrigere Wasserspiegellagen in der Planungsberechnung mit Flutmulde als im Bestand aufweisen so verbleibt die räumliche Ausdehnung in der Regel innerhalb der Grenzen des ausgewiesenen Überschwemmungsgebiets des HQ_{100} der HWRMP. Sofern zwar die Grenzen des HWRMP nicht eingehalten werden (z.B. nordöstliches Vorland), wird (bis auf einen räumlich begrenzten Bereich im oberen linken Vorland) keine größere räumliche Ausdehnung der Überflutungsflächen im Vergleich zur zweidimensionalen Bestandsberechnung festgestellt.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass bei einem HQ_{100} ohnehin ein Großteil des Vorlands überflutet wird, wobei sich die Situation im 2D-Modell etwas besser darstellt als in den HWRMP (1D-Berechnung). Im Vergleich zwischen Bestand und Planung wird die Situation im linken, unterstrom liegenden Vorland (nordwestlich) sowie im südlichen Bereich weiter oberhalb des geplanten Damms deutlich verbessert. Im rechten, unteren Vorland sowie im oberen Vorland direkt oberhalb des Damms zeigt sich tendenziell eine Verschlechterung in den Wassertiefen, wobei hier in der Regel die Grenzen des Überschwemmungsgebiets (HWRMP) eingehalten werden.

Da es sich bei dem HQ_{100} um ein seltenes und extremes Ereignis handelt, bei dem ohnehin ein Großteil des Vorlands überflutet wird, werden im Verlauf der Bearbeitung zusätzlich auch die Auswirkungen häufigerer Hochwasserereignisse untersucht, um Aussagen über den Vergleich zwischen Bestand und Planung bei weniger seltenen Ereignissen treffen zu können. Dies erfolgt in Kapitel 1.6.5.5. Nachfolgend wird jedoch zuerst für den Fall des HQ_{100} auf den Retentionsraumverlust und -ausgleich sowie auf die Sohlschleppspannungen eingegangen.

1.6.5.3 Retentionsraumverlust und -ausgleich HQ_{100}

Auf Basis der Untersuchung aus dem Jahr 2002 (Oppermann GmbH) wird das Volumen der Flutmulde mit den dort berechneten und empfohlenen 9.575 m^3 angesetzt. In dieser vorgelegten Studie wurden bereits unterschiedliche Varianten für die lichte Brückenweite mittels einer 1D-Spiegellinienberechnung untersucht. Für die damalige Planung wurde ein verlorenggehendes Retentionsvolumen von $7.550,35 \text{ m}^3$ ermittelt, was durch die geplante Flutmulde volumenmäßig mehr als ausgeglichen wird.

Auf Basis der Ergebnisse der durchgeführten zweidimensionalen Berechnung wird das verlorenggehende Retentionsvolumen über eine Verschneidung der Wasserspiegellagen im Bestand mit den geplanten Dammaufstandsflächen ermittelt. Statisch

gesehen ergibt sich ein verlorenggehendes Volumen von rund 4613 m³ (vgl. Plan-Nr. 1.3)

Obwohl das Volumen der Flutmulde rund doppelt so groß ist wie das rein statisch ermittelte verlorenggehende Retentionsvolumen der Dammaufstandsflächen, kommt es zu den zuvor erläuterten Abweichungen zwischen Bestands- und Planungsberechnung. Dies ist auf den bereits erläuterten dynamischen Abflussprozess zurückzuführen, welcher durch die 2D-Berechnung realitätsnaher abgebildet wird. Dadurch, dass wesentlich geringere Wassermengen das linke untere Vorland erreichen und ausschließlich durch die Engstelle (Dammöffnung Brückenbauwerk) fließen können, sodass es oberstrom zu einem Aufstau kommt, geht nicht nur das Volumen der Dammaufstandsfläche verloren, sondern ebenso das Volumen jener Bereiche, die das Wasser nun nicht mehr erreichen kann.

Eine Vergrößerung der Flutmulde ist jedoch nicht zu empfehlen. Die jetzige Planung sieht bereits einen Einschnitt in das Fluss- und Landschaftsbild vor. Eine darüber hinausgehende größere Flutmulde lässt sich nur schwer in das Landschaftsbild einfügen und steht in keinem Verhältnis zum ursprünglichen Gewässer-Mutterbett. Darüber hinaus ist eine Vergrößerung der lichten Brückenweite und somit der Dammöffnung aus wirtschaftlichen Gründen weder sinnvoll noch verhältnismäßig (vgl. Oppermann GmbH, 2002) – vor allem, da hier als Bemessungsereignis in Abstimmung mit der zuständigen Wasserbehörde ein sehr seltenes Ereignis mit einer Jährlichkeit von „1-mal in 100 Jahren“ (HQ₁₀₀) betrachtet wird.

Als weitere Planungsvariante werden daher für den Bemessungsfall die Auswirkungen von Durchlässen durch den geplanten Straßendamm untersucht (vgl. Kapitel 1.6.6). Vorgreifend wird darauf hingewiesen, dass sich für das HQ₁₀₀ keine maßgebende Verbesserung feststellen lässt, sodass die „Planungsberechnung mit Flutmulde“, wie bereits erwähnt, als endgültige Planungsvariante festgelegt wird.

Aus diesem Grund werden zusätzlich auch die Auswirkungen dieser finalen Planungsvariante bei häufigeren, weniger selteneren Hochwasserereignissen untersucht (vgl. Kapitel 1.6.5.5).

1.6.5.4 Sohlschleppspannung HQ₁₀₀

Um die Auswirkungen der Planungsberechnung auf die Bodenerosionen einschätzen zu können, wird die Sohlschleppspannung betrachtet. Nachfolgend (Abbildung 8, S. 17) ist der Vergleich zwischen Bestands- und Planungsberechnung für das HQ₁₀₀ dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass die Schleppspannung im Vergleich zwischen Bestand und Planung in den linken Vorländern abnimmt. Dies ist auf die geringeren Fließgeschwindigkeiten oberhalb respektive auf den niedrigeren Wasserstand und die niedrigere Fließgeschwindigkeit unterhalb des Damms zurückzuführen. Eine Zunahme der Schleppspannungen zeigt sich im rechten Vorland unterhalb des Damms, in welchem in der Planungsrechnung mit zunehmenden Ausuferungen zu rechnen ist (vgl. Kapitel 1.6.5.2). Ebenfalls erhöhte Werte finden sich in dem Bereich zwischen geplantem Straßendamm und Bahndamm sowie im Bereich des geplanten Brückenbauwerks.

Die Verlagerung der Schubspannungen geht erwartungsgemäß mit der Veränderung der Überschwemmungsflächen bzw. Fließdynamik einher. Der Straßendamm übt im Vergleich zum Bestand überwiegend eine Verringerung der Schubspannung aus, was grundsätzlich als unkritisch zu bewerten ist. In den Bereichen der Abflusskonzentration bzw. den neuen Abflussengstellen kommt es beim HQ₁₀₀ zu einer leichten Erhöhung der Sohlangriffe.

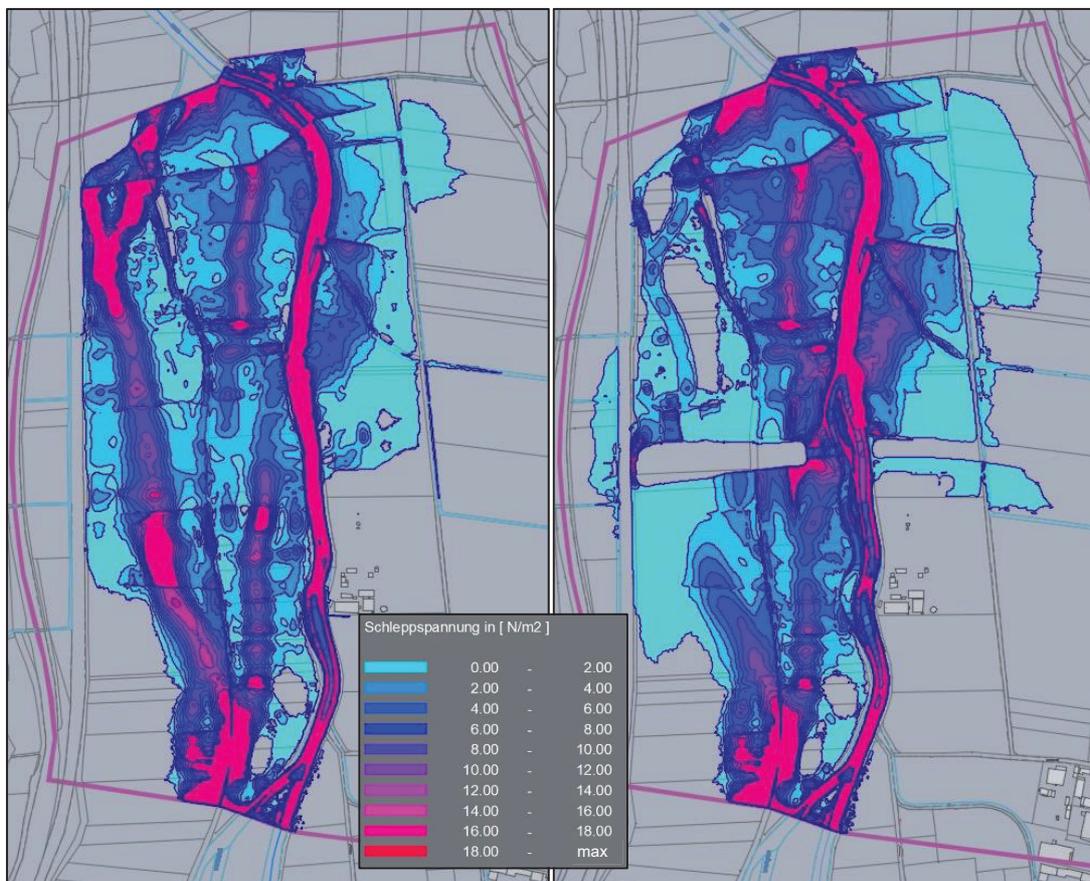


Abbildung 8: Vergleich der Schleppspannungen zwischen Bestand (li.) und Planungsberechnung „mit Flutmulde“ (re.) bei HQ₁₀₀

Bei der gewählten Darstellung werden lediglich die Werte bis $\tau = 18 \text{ N/m}^2$ differenziert dargestellt. Größere Werte werden aufgrund der Übersichtlichkeit in einer Kategorie „18.00 - max.“ zusammengefasst, da im Flussschlauch u.a. auch Werte über 100 N/m^2 auftreten. Eine Abschätzung der tatsächlichen Erosion lässt sich anhand der maximal zulässigen Schleppspannung τ_{krit} in Abhängigkeit des Bodens respektive der Korngröße treffen. Zu dieser Thematik gibt es diverse (empirische) Untersuchungen. Nachfolgend werden die Werte der DIN 19661-2 respektive nach Lange & Lecher (1989) herangezogen.

Tabelle 3: Kritische Schleppspannung τ_{krit} in Abhängigkeit der Sohlenbeschaffenheit und der Korngröße [DIN 19661-2, Tabelle 1, Lange & Lecher 1989]

Sohlenbeschaffenheit		Korngröße in mm	τ_{krit} in N/m^2	v_{krit} in m/s	
Einzelkorngefüge vorherrschend	Feinsand	0,063-0,2	1,0	0,20-0,35	
	Mittelsand	0,2-0,63	2	0,35-0,45	
	Grobsand	0,63-1	3,0		
	Grobsand	1-2	4,0		
	Grobsand	0,63-2	6,0	0,45-0,60	
	Kies-Sand-Gemisch, langanhaltend überströmt	festgelagert 0,63-6,3	9,0		
	Kies-Sand-Gemisch, vorübergehend überströmt	festgelagert 0,63-6,3	12,0		
	Feinkies	2-6,3		0,60-0,80	
	Mittekies	6,3-20	15,0	0,80-1,25	
	Grobkies	20-63	45,0	1,25-1,60	
Boden, wenig kolloidal	Steine	63-100		1,60-2,00	
	Plattiges Geschiebe, 1-2 cm hoch, 4-6 cm lang		50,0		
	Lehmiger Sand		2,0		
	Lehmhaltige Ablagerungen		2,5		
	Lockerer Schlamm		2,5	0,10-0,15	
	Lehmiger langanhaltend überströmt	Kies,	15,0		
	Lehmiger vorübergehend überströmt	Kies,	20,0		
	Boden, stark kolloidal	Lockerer Lehm		3,5	0,15-0,20
		Festgelagerter, sandiger Lehm			0,40-0,60
		Festgelagerter Lehm		12,0	0,70-1,00
Ton			12,0		
Festgelagerter Schlamm			12,0		
Fester Klei				0,90-1,30	
Rasen verwachsen	Rasen, langanhaltend überströmt		15,0	1,50	
	Rasen, vorübergehend überströmt		30,0	2,00	

Anhand der Werte für die kritische Schleppspannung (vgl. Tabelle 3) wird die Wahl der farblichen Abstufung bei der Darstellung in Abbildung 8 (S. 17) deutlich, da bei Werten größer $\tau_{\text{krit}} \sim 15 \text{ N/m}^2$ Bodenerosionen auch in den Vorländern nicht mehr auszuschließen sind.

Je nach Bodenart und Nutzung (Acker/Weidefläche) kann bei den unterhalb-rechts befindlichen Flächen ein zusätzlicher Bodenangriff des abfließenden HQ_{100} nicht ausgeschlossen werden. Dieses gilt jedoch bereits für die Bestandssituation, sodass durch das geplante Brückenbauwerk bzw. den Straßendamm dieser Effekt lediglich

etwas verstärkt wird. Die errechneten Schubspannungen erhöhen sich von derzeit ca. 6 - 8 N/m² auf ca. 10 - 14 N/m². Dieser Effekt ist nicht vermeidbar und stellt im Vergleich zum Bestand zwar eine lokale Verschlechterung dar, die jedoch nicht als wesentlich einzustufen ist, da bereits bei 6 - 8 N/m² Erosionen des Ackerbodens zu erwarten sind, welche je nach Bodennutzung und Vegetationsdichte von Nutzpflanzen variieren können. Insbesondere sollte man einer gut durchwurzelten Rasenfläche nicht mehr als 1,0 m/s zumuten. Bei offenen Ackerböden ist die Schwelle der Erosion deutlich darunter zu erwarten. Dies deckt sich mit den Erfahrungsberichten der lokalen Landwirt:innen, welche bereits in der Bestandssituation schon von Erosionserscheinungen berichtet haben.

1.6.5.5 Weitere Abflussereignisse

Da es sich bei dem Bemessungsfall um ein sehr seltenes Ereignis mit einer Wiederkehrzeit von „1-mal in 100 Jahren“ handelt, stellt sich neben den Auswirkungen auf die Abflussbänder des HWRMP (HQ₁₀, HQ₁₀₀, HQ_{extrem}) im Verlauf der Bearbeitung wie erläutert die Frage nach den Auswirkungen auf kleinere, häufigere Hochwasserereignisse (HQ₁, HQ₂, HQ₅, HQ₂₀) im Vergleich zwischen Bestand und Planungsberechnung „mit Flutmulde“.

Die nachfolgenden Abbildungen (bis S. 22) zeigen die Vergleiche zwischen Bestand (links) und Planung (rechts) für alle berechneten Abflussbänder. Vergrößerte Abbildungen sind wie erwähnt in Kapitel 4.1 und 4.2 aufgeführt.



Abbildung 9: Ergebnisvergleich HQ₁, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)



Abbildung 10: Ergebnisvergleich HQ₂, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)

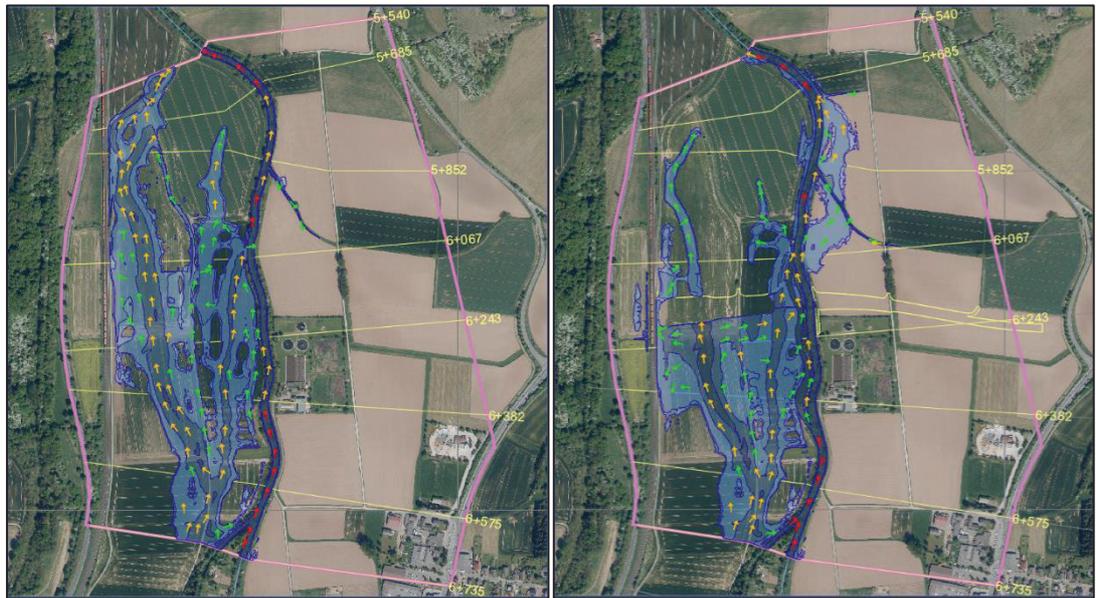


Abbildung 11: Ergebnisvergleich HQ₅, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)

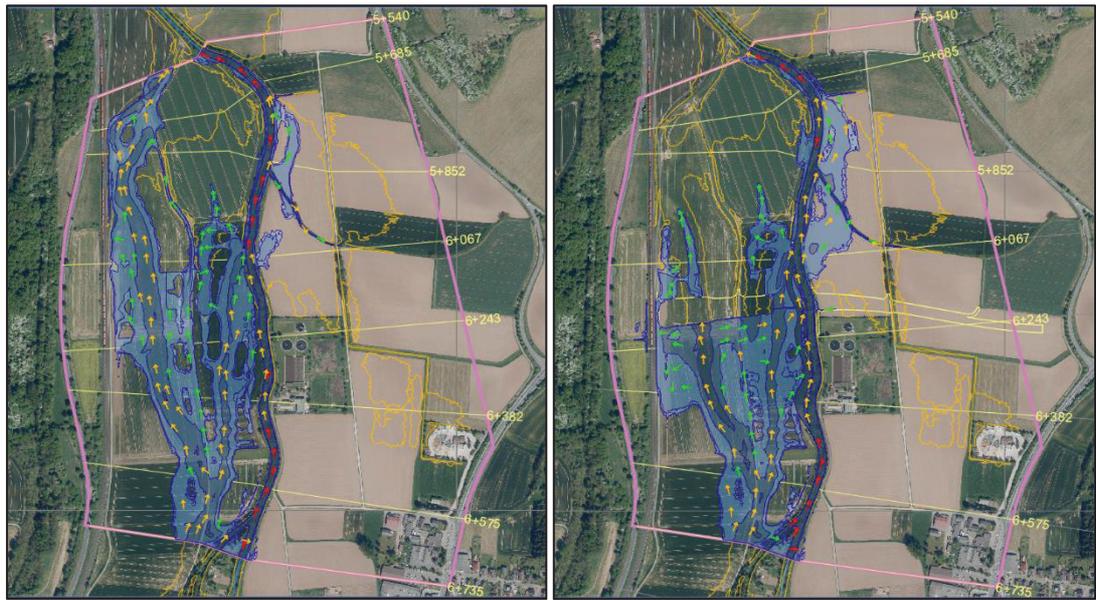


Abbildung 12: Ergebnisvergleich HQ₁₀, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)

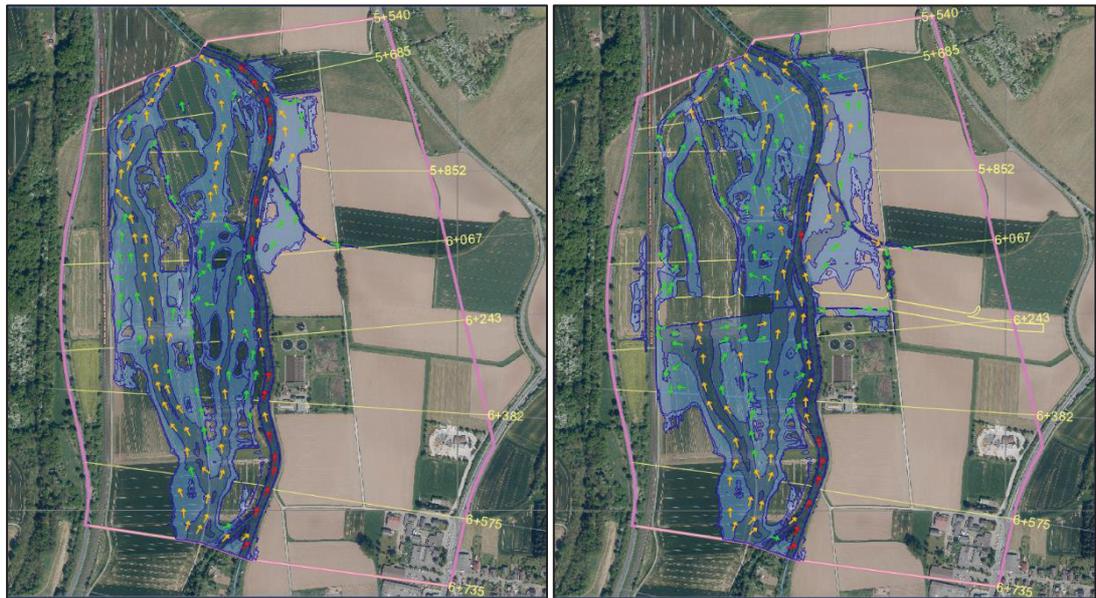


Abbildung 13: Ergebnisvergleich HQ₂₀, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)

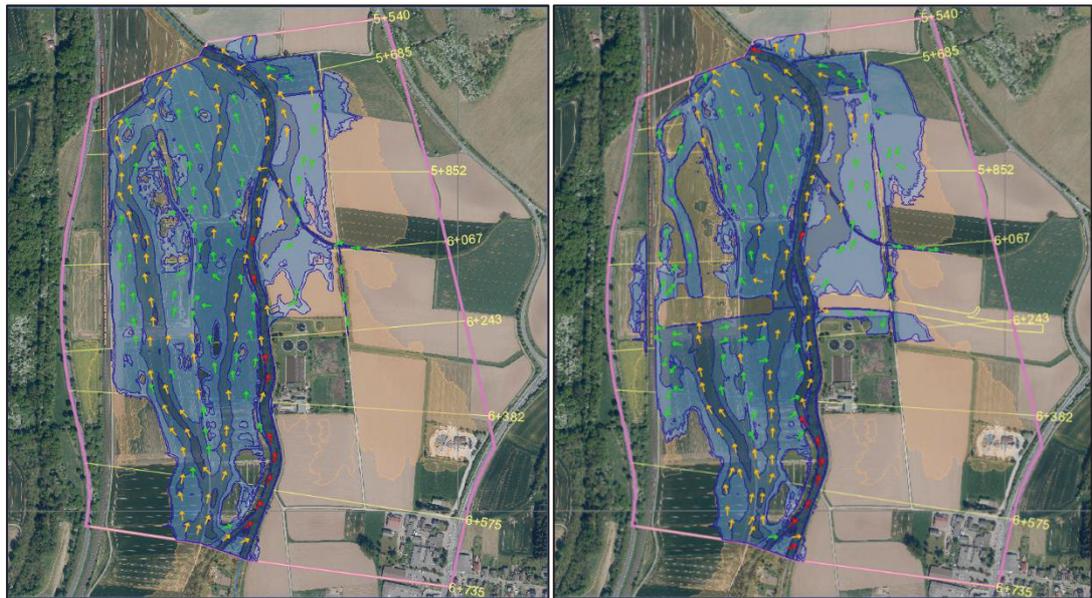


Abbildung 14: Ergebnisvergleich HQ₁₀₀, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)

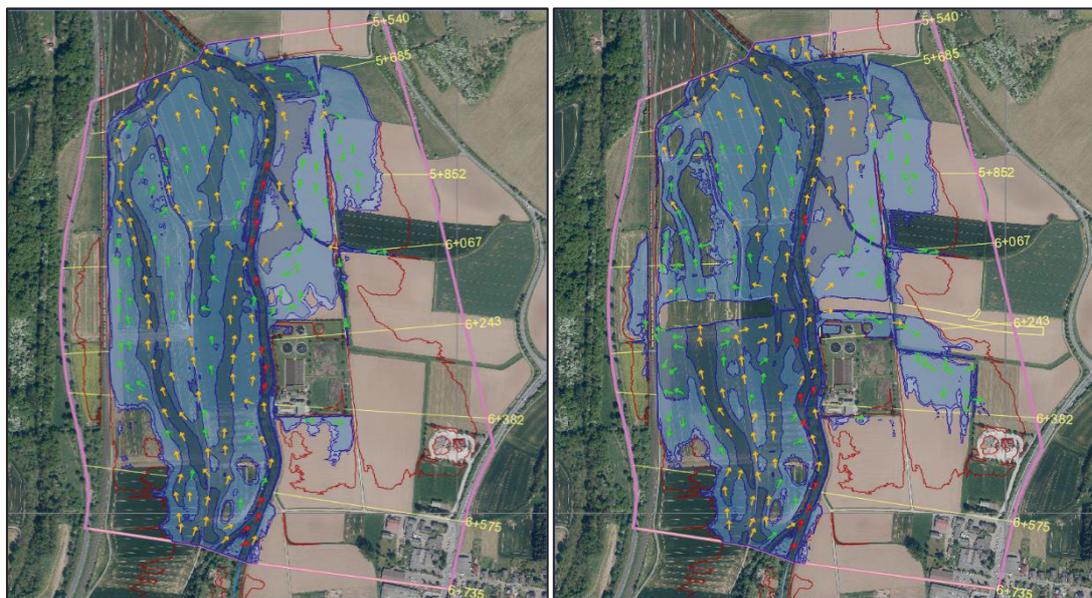


Abbildung 15: Ergebnisvergleich HQ_{extrem}, Bestand (li.) und Planung „mit Flutmulde“ (re.)

Bei dem Vergleich der Berechnungen wird deutlich, dass es sowohl im Bestand wie auch in der Planung „mit Flutmulde“ zu keinen Überschwemmungen bei den häufigen Ereignisse HQ₁ und HQ₂ kommt. Die Flutmulde hat hierbei in der Planungsberech-

nung zwar nur einen geringen Einfluss auf die Wasserspiegellage (Zentimeterbereich), jedoch einen deutlich positiven Effekt auf die Fließgeschwindigkeit.

Ab einem 5-jährlichen Hochwasserereignis, welches statistisch gesehen „1-mal in 5 Jahren“ auftritt, kommt es sowohl in der Bestandssituation wie auch in der Planungsberechnung „mit Flutmulde“ zu Ausuferungen. Der Unterschied liegt dabei im Wesentlichen in der Verlagerung des Hochwassers aufgrund der geänderten Fließdynamik: Ähnlich wie beim HQ_{100} (vgl. Kapitel 1.6.5.2), nur deutlich schwächer, kommt es im Bereich oberhalb des geplanten Straßendamms zu einem Aufstau und zu Ausuferungen im linken oberen Vorland. Demgegenüber steht die deutlich bessere Situation im unteren linken Vorland (nordwestlich), wo es zu weniger Überflutungen kommt, da der Abfluss diesen Bereich gar nicht erst erreicht. Stattdessen breitet sich die Überflutungsfläche leicht ins rechte untere Vorland aus. Diese Veränderung der Fließdynamik bleibt für die weiteren Abflussszenarien prinzipiell gleich, wobei sie sich mit zunehmendem Abfluss schärfer ausprägt.

Es lässt sich dabei sagen, dass die Überflutungsflächen der Planung weitestgehend innerhalb der Überschwemmungsgbietsgrenzen des HWRMP (HQ_{10} , HQ_{100} , HQ_{extrem}) liegen. Die Ausnahme beim HQ_{100} wurde bereits in Kapitel 1.6.5.2 thematisiert.

1.6.6 Planungsberechnungen „mit Flutmulde und Durchlässen“

Wie bereits erläutert, ergibt sich aufgrund des geplanten Straßendamms gerade im oberen linken Vorland ein erhöhter Aufstau. Um den Abfluss optimaler zu verteilen und in das linke untere Vorland zu bringen, sollen in Abstimmung mit Hessen Mobil Durchlässe durch den geplanten Straßendamm modelliert und die Auswirkungen untersucht werden.

Aufgrund des flachen Geländegefälles im Vorland weisen auch die Durchlässe nur ein sehr geringes Gefälle (nahezu null) auf. Ferner sind die Höhen der Durchlässe durch den Fahrbahnaufbau sowie durch weitere Randbedingungen begrenzt. Daher werden zwei Rechenläufe durchgeführt: Einmal mit Durchlässen, die kleiner als 1,80 m sind (und nicht als „Bauwerke“ gelten) und einmal mit größeren Querschnitten, um zu überprüfen, welchen Einfluss ein größerer Querschnitt bei den lediglich geringen Gefällen erzielen kann. Die Wassertiefe oberstrom der Durchlässe liegt etwa zwischen 0,50 m und 1,20 m in der Planungsberechnung „mit Flutmulde“. Daher ist eine Erhöhung der lichten Höhe über dieses Maß nicht sinnvoll.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Lage der modellierten Durchlässe. Sie werden an jenen Stellen der Hauptfließwege des Bestandsmodells, i.d.R. in den Geländesenken, vorgesehen.

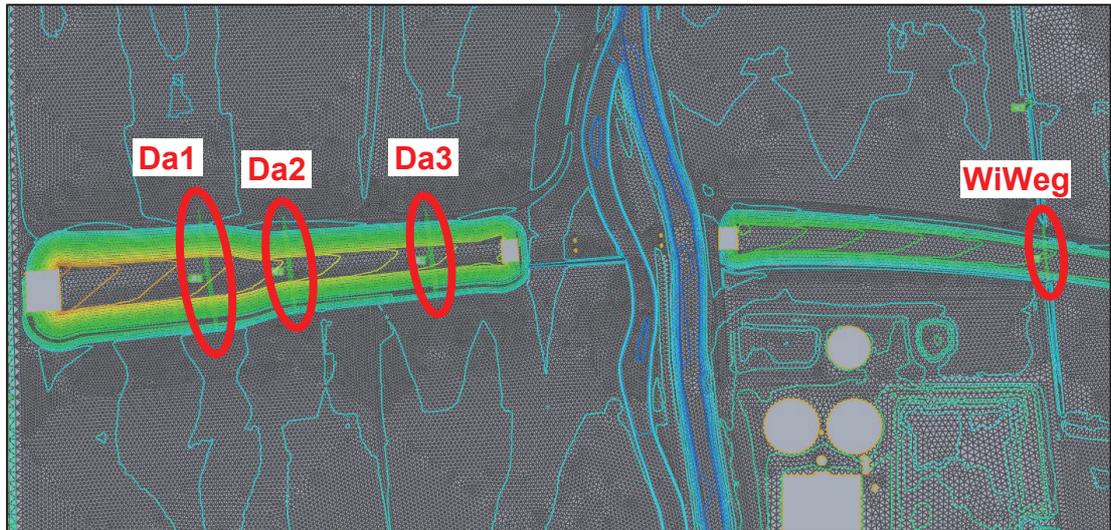


Abbildung 16: Lage der modellierten Durchlässe (3-3a und 3-3b)

In der nachfolgenden Tabelle sind die Dimensionierung und die Kenndaten für die untersuchten Lastfälle dargestellt. Vorlaufende Lastfälle mit weniger Durchlässen werden aufgrund untergeordneter Relevanz der Ergebnisse nicht weiter beschrieben.

Tabelle 4: Kenndaten der modellierten Durchlässe (3-3a und 3-3b)

Name Durchlass	Variante 3-3a	Variante 3-3b	Gefälle
Da1	H / B = 1,80 m / 1,80 m	H / B = 1,60 m / 4,00 m	1,7 ‰
Da2			0,6 ‰
Da3			4,9 ‰
WiWeg	DN 800		6,8 ‰

Die durchgeführten Rechenläufe für das HQ₁₀₀ zeigen, sowohl in der tabellarischen Auswertung des hydraulischen Längsschnitts (vgl. Tabelle 2, S. 10) als auch in der räumlichen Ausdehnung (Abbildung 17, S. 25), dass die modellierten Durchlässe insgesamt eine untergeordnete Rolle am Abflussgeschehen haben.

In der nachfolgenden Abbildung 17 ist zu erkennen, dass die Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten sich sowohl im Vergleich zur Berechnung ohne Durchlässe wie auch in den beiden Varianten mit Durchlässen kaum sichtbar ändern und wenn, dann überwiegend im direkten Bereich ober- sowie unterhalb der Durchlässe. Dies wird durch die Auswertung der maximalen Wasserstände an den Knotenpunkten unmittelbar ober- bzw. unterhalb der Durchlässe deutlich (vgl. Tabelle 5). Einige Meter von diesen Knotenpunkten entfernt, lässt sich kaum noch ein Unterschied feststellen.

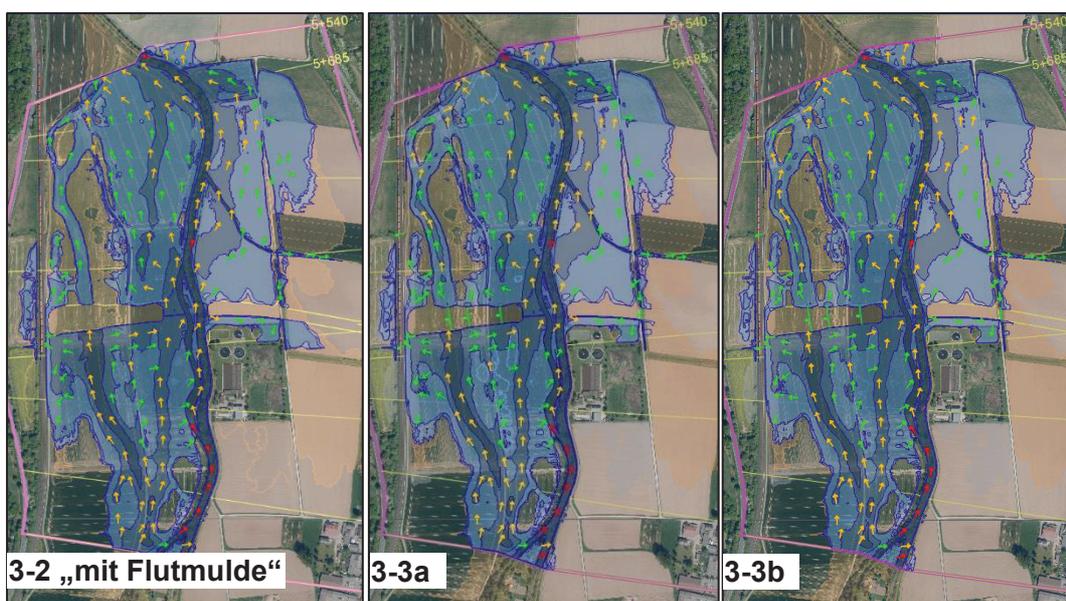


Abbildung 17: Ergebnisvergleich Planungsberechnung „mit Flutmulde“ (3-2) sowie „mit Flutmulde und Durchlässen (3-3-a und 3-3b) HQ₁₀₀

Tabelle 5: Maximalwerte Q_{max} der modellierten Durchlässe (3-3a und 3-3b)

Name Durchl.	Maximalwert Abfluss Q _{max} [m ³ /s]		Max. Wassertiefe / WSP Knotenpunkt oberhalb [m / m ü. NHN]		Max Wassertiefe / WSP Knotenpunkt unterhalb [m / m ü. NHN]	
	Variante 3-3a	Variante 3-3b	Variante 3-3a	Variante 3-3b	Variante 3-3a	Variante 3-3b
Da1	3,32	4,26	1,21 / 173,34	1,11 / 173,23	0,83 / 172,94	0,97 / 173,08
Da2	1,11	1,37	0,55 / 173,44	0,48 / 173,38	0,37 / 173,25	0,44 / 173,32
Da3	1,26	1,58	0,58 / 173,32	0,51 / 173,25	0,60 / 173,12	0,65 / 173,16
WiWeg	0,24	0,23	0,76 / 172,76	0,73 / 172,75	0,93 / 172,72	0,89 / 172,72

Wie in Tabelle 5 erkennbar ist, ist der marginale Unterschied zwischen den Berechnungen mit und ohne Durchlässe sowie für die verschiedenen Querschnitts-

varianten der Durchlässe auf die verhältnismäßig geringen maximalen Durchflüsse zurückzuführen, welche unabhängig von dem gewählten Querschnitt aus dem geringen Gefälle resultieren. Im Vergleich zum Gesamtabflussgeschehen ($Q_{ab} = 148 \text{ m}^3/\text{s}$) sind die maximalen Durchflusswerte der modellierten Durchlässe marginal (max. $Q_{max} = 4,26 \text{ m}^3/\text{s}$) und haben daher lediglich einen lokal begrenzten Einfluss.

Es lässt sich abschließend feststellen, dass den modellierten Durchlässen im geplanten Straßendamm lediglich eine untergeordnete Rolle zuzuweisen ist. Dies ist vorrangig auf den im Vergleich zum Abfluss des HQ_{100} verhältnismäßig geringen maximalen Abfluss zurückzuführen, welcher unabhängig vom gewählten Querschnitt aus dem geringen Gefälle resultiert. Eine Vergrößerung der Durchlassbreiten ist aufgrund des ohnehin geringen Geländegefälles nicht sinnvoll.

1.7 Zusammenfassung

Die hydraulische Berechnung der Wehre, ausgelöst durch den geplanten Neubau der Ortsumgehung Wehretal-Reichensachsen (B 452) nördlich der Ortschaft Reichensachsen, erstreckte sich von Gew.-km 6,72 bis etwa Gew.-km 5,52 (WRRL-Viewer), respektive von km 6,735 bis km 5,540 (RKH-Stationierung). Dem Modell zugrunde liegt eine örtliche Vermessung, welche im Flussschlauch um die Daten des HWRMP (2x2-DGM) und in den weiteren Bereichen um das DGM1 ergänzt wurde. Das Planungsmodell wird um den geplanten Straßendammkörper, bis zum bestehenden Eisenbahndamm, und die Flutmulde ergänzt. Es erfolgte sowohl eine Kalibrierung des Modells anhand des HQ_{100} der HWRMP sowie eine Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung.

Berechnet wurden diverse Lastfälle für die Bestandssituation (1) und unterschiedliche Planungsszenarien, welche neben der endgültigen Planungsvariante „mit Flutmulde“ (3-2) ebenfalls ein Szenario „ohne Flutmulde“ (3-1) sowie zwei Szenarien „mit Flutmulde und Durchlässen“ (3-3a, 3-3b) umfassten. Dabei sieht die finale Planung einen orthogonal zur Fließrichtung verlaufenden Straßendamm mit einer Öffnung und einem Brückenbauwerk (BW 22) über die Wehre vor sowie eine Flutmulde zum Retentionsraumausgleich. Die Planungsberechnung „ohne Flutmulde“ dient als theoretischer Lastfall, um zu prüfen, welche hydraulischen Auswirkungen alleinig durch den Retentionsraumverlust entstehen, ohne dass die Flutmulde berücksichtigt wird. Die Planungsberechnung „mit Flutmulde und Durchlässen“ prüft die Auswirkung von zusätzlichen Durchlässen durch den geplanten Straßendamm.

Die Bestands-Berechnungen zeigten, dass das 1- und das 2-jährliche Ereignis ausuferungsfrei abfließen. Es ließ sich ferner erkennen, dass es bereits bei einem HQ₅ im linken Vorland zu Ausuferungen kommt. Ab dem HQ₁₀ zeigten sich diese Ausuferungen auch im rechten Vorland unterstrom der Kläranlage. Für die selteneren Ereignisse (ab HQ₂₀) verschärften sich diese Ausuferungen in Lage, Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit. Bezogen auf den Bemessungsfall des HQ₁₀₀ zeigte sich nach erfolgter Kalibrierung eine gute Übereinstimmung mit den Überschwemmungsgebietsgrenzen des HWRMP. Verbliebene Abweichungen wurden begründet und erläutert.

Bei den Planungsberechnungen wurde zuerst für die vier betrachteten Varianten (3-1 bis 3-3b) das HQ₁₀₀ berechnet und mit der Bestandssituation verglichen. Dabei zeigten sich in der tabellarischen Auswertung des hydraulischen Längsschnitts, dass die Wasserspiegellagen unterhalb sowie jene direkt oberhalb des Straßendamms im Vergleich zum Bestand stiegen. Erst weiter stromaufwärts sanken die Wasserspiegel – mit Ausnahme in der Berechnung „ohne Flutmulde“. Hier stieg der Wasserspiegel auch weiter stromaufwärts oberhalb des Damms an, was auf den fehlenden Retentionsraum zurückzuführen war.

Bei der Betrachtung der Ergebnisse im Lageplan in der gesamten räumlichen Ausdehnung zeigte sich, dass sich die Ergebnisse des hydraulischen Längsschnitts, der auf die Gewässerachse bezogen ist, nicht zwangsweise auf die Vorländer übertragen ließen. In der Planungsberechnung „mit Flutmulde“ (rund 9.575 m³) fanden sich höhere Wasserspiegellagen als im Bestand, vor allem direkt oberhalb des Damms sowie unterstrom im Flussschlauch und im rechten Vorland. Die Bereiche weiter oberstrom bis hin zum Rand der Ortslage sowie im unteren linken Vorland wiesen tendenziell niedrigere Wasserspiegellagen auf. Im Vergleich zwischen Planung „mit und ohne Flutmulde“ wurde hier deutlich, dass sich die Retentionswirkung der Flutmulde vor allem auf den oberstrom liegenden Bereich des Flussschlauchs und des Vorlands auswirkte. Die Fließgeschwindigkeiten passten sich erwartungsgemäß an die geänderte Fließdynamik an. In Aufstaubereichen nahmen sie tendenziell ab, in den Engstellen beispielsweise zu. Es hat sich darüber hinaus gezeigt, dass wenngleich einzelne Bereiche in der Planungsberechnung „mit Flutmulde“ höhere oder niedrigere Wasserspiegellagen als im Bestand aufwiesen, die räumliche Ausdehnung in der Regel innerhalb der Grenzen des ausgewiesenen Überschwemmungsgebiets des HQ₁₀₀ der HWRMP oder mindestens innerhalb der Überflutungsflächen der Bestandsberechnung blieb. Ausnahmen wurden begründet.

Die durchgeführten Rechenläufe mit den Durchlässen durch den Straßendamm für das HQ₁₀₀ zeigten, sowohl in der tabellarischen Auswertung des hydraulischen

Längsschnitts als auch in der räumlichen Ausdehnung, dass die modellierten Durchlässe insgesamt, vor allem aufgrund des geringen Gefälles, unabhängig von den modellierten Abmessungen, eine untergeordnete Rolle am Abflussgeschehen haben. Daher wurde diese Variante aus wirtschaftlichen Gründen nicht weiterverfolgt und das Szenario „mit Flutmulde“ als finales Planmodell festgelegt.

Das verlorengelassene Retentionsvolumen für das finale Planmodell wurde über eine Verschneidung der Wasserspiegellagen im Bestand mit den geplanten Dammaufstandsflächen zu rund 4613 m³ ermittelt. Da das Volumen der geplanten Flutmulde bereits doppelt so groß wie der Retentionsraumverlust angesetzt wurde, wurde aus Gründen des Landschaftsbilds sowie aus wirtschaftlichen Gründen eine Vergrößerung der Flutmulde oder des Brückenbauwerks ausgeschlossen. Die Abweichungen zwischen Bestands- und Planungsberechnung wurden erläutert und sind auf den veränderten dynamischen Abflussprozess zurückzuführen.

Die festgestellte Verlagerung der Schubspannungen ging erwartungsgemäß mit der Veränderung der Überschwemmungsflächen bzw. Fließdynamik einher. Der Straßendamm übte im Vergleich zum Bestand überwiegend eine Verringerung der Schubspannung aus, was grundsätzlich als unkritisch zu bewerten war. In den Bereichen der Abflusskonzentration bzw. den neuen Abflussengstellen kam es beim HQ₁₀₀ zu einer Erhöhung der Sohlgriffe. Da dies jedoch bereits für die Bestandssituation festzustellen war, wurde durch das geplante Brückenbauwerk bzw. den Straßendamm dieser Effekt lediglich etwas verstärkt. Eine Vermeidung dieses Effekts konnte nicht erreicht werden, wobei sich sagen ließ, dass sich im Vergleich zum Bestand zwar eine lokale Verschlechterung darstellte, diese jedoch nicht als wesentlich einzustufen war. Nicht zuletzt, da sie sich mit den Erfahrungsberichten der lokalen Landwirt:innen deckte, die bereits in der Bestandssituation schon von Erosionserscheinungen berichtet haben.

Da es sich bei dem HQ₁₀₀ um ein seltenes und extremes Ereignis handelt, bei dem ohnehin ein Großteil des Vorlands überflutet wird, wurden im Verlauf der Bearbeitung zusätzlich auch die Auswirkungen kleinerer, häufigerer Hochwasserereignisse untersucht. Bei dem Vergleich der Berechnungen wurde deutlich, dass es sowohl im Bestand wie auch in der Planung „mit Flutmulde“ zu keinen Überschwemmungen bei den häufigen Ereignissen HQ₁ und HQ₂ kommt. Die Flutmulde hatte hierbei in der Planungsberechnung zwar nur einen geringen Einfluss auf die Wasserspiegellage (Zentimeterbereich), jedoch einen deutlich positiven Effekt auf die Fließgeschwindigkeiten. Ab einem 5-jährlichen Hochwasserereignis kam es sowohl in der Bestandssituation wie auch in der Planungsberechnung „mit Flutmulde“ zu Ausuferungen. Der Unterschied lag dabei im Wesentlichen in der Verlagerung des Hochwassers

aufgrund der geänderten Fließdynamik: Ähnlich wie beim HQ₁₀₀, nur deutlich schwächer, kam es im Bereich oberhalb des geplanten Straßendamms zu einem Aufstau und zu Ausuferungen im linken oberen Vorland. Demgegenüber stand die deutlich bessere Situation im unteren linken Vorland, wo es zu weniger Überflutungen kam, da der Abfluss diesen Bereich gar nicht erst erreichte. Stattdessen breitete sich die Überflutungsfläche leicht ins rechte untere Vorland aus. Diese Veränderung der Fließdynamik blieb für die weiteren Abflussbänder im Wesentlichen gleich, wobei sie sich mit zunehmendem Abfluss schärfer ausprägte.

Im Generellen sind die Abweichungen zwischen Bestand und Planung darauf zurückzuführen, dass sich die Abflussdynamik aufgrund des geplanten orthogonal verlaufenden Straßendamms verändert und sich die Wassermengen anders verteilen. Kurz gesagt: Der Damm verursacht einen Aufstau, welcher nur durch das „Nadelöhr“, die Unterbrechung des Damms im Bereich des Brückenbauwerks, abfließen kann. Dabei lässt sich zusammenfassend sagen, dass bei einem HQ₁₀₀ ohnehin ein Großteil des Vorlands überflutet wird, wobei die Situation sich im 2D-Modell etwas besser darstellt als in den HWRMP (1D-Berechnung). Im Vergleich zwischen Bestand und Planung wird die Situation im linken unterstrom liegenden Vorland (nordwestlich) sowie im südlichen Bereich weiter oberhalb des geplanten Damms deutlich verbessert. Im rechten unteren Vorland (nordöstlich) sowie im oberen Vorland direkt oberhalb des Damms zeigt sich tendenziell eine leichte Verschlechterung, wobei hier in der Regel die Grenzen des Überschwemmungsgebiets (HWRMP) eingehalten werden.

1.8 Ausblick und Empfehlung

Abschließend lässt sich sagen, dass es sich bei einem Modell immer um eine übertragene Abbildung der Wirklichkeit handelt, die im vorliegenden Fall auf Basis eines Strömungsmodells über ein Finite-Elemente-Netz mit einer zweidimensionalen Strömungsberechnung relativ genaue und realistische Berechnungsergebnisse von Wasserständen und hydraulischen Parametern ermöglicht. Daher wird unabhängig von dem Verschlechterungsgebot zwischen Bestand und Planung aufgrund der gefährdeten Lage im Abflussgebiet des HQ₁₀₀ sowie der Orthogonalität des geplanten Damms zum Abflusspfad eine hochwasserangepasste Bauweise ausdrücklich empfohlen. Diese beinhaltet beispielsweise neben den bodengeologischen und statischen Nachweisen des Straßendamms bezogen auf den Lastfall des HQ₁₀₀ ebenfalls Maßnahmen wie Erosionssicherungen in den Bereichen mit hohen Fließgeschwindigkeiten und hohen Sohlgriffen, wie Abflussengstellen – vor allem

Bereiche an und vor den Böschungen des geplanten Straßendamms und der Bahntrasse sowie der Brückenpfeiler. Ebenfalls sind eine geologische Baubegleitung und korrekte Ausführung der Verdichtung des Dammkörpers sicherzustellen.

Eschwege,

Aufgestellt: Grae
Vellmar, 17.08.2023

OPPERMANN GMBH
Beratende Ingenieure

2.0 HYDRAULISCHE BERECHNUNG

2.1 Numerisches zweidimensionales Strömungsmodell

In den folgenden Kapiteln werden die Grundlagen und die Berechnungen des numerischen Strömungsmodells beschrieben. Allgemeines zur Grundstruktur und zum Vorgehen sowie zu den Ergebnissen sind den Kapiteln 1.3 bis 1.6 zu entnehmen.

Für die modelltechnische Abbildung der Wehre im beschriebenen Untersuchungsgebiet, wird das Programm FLUSS-2D der Softwarefirma REHM in der Version 15.1 verwendet. Es handelt sich im Wesentlichen um ein numerisches zweidimensionales Abflussmodell, dem die tiefengemittelte Flachwassergleichung zugrunde liegt. Zur Lösung der Differentialgleichungen wird die Finite-Volumen-Methode verwendet. Es erfolgt eine stationäre Berechnung¹ ($Q = \text{konst.}$), wobei der Zufluss in das Gebiet über eine obere Randbedingung definiert wird, welcher die vom RP Kassel zur Verfügung gestellten Abflüsse der entsprechenden Jährlichkeiten zugeordnet werden. Die seitlichen Zuflüsse an den Gew.-km 6,382 und 5,852 werden in Abstimmung mit dem RP Kassel als punktuelle Einleitungen an der Gewässerachse abgebildet. Das Modell wird anhand des Bemessungslastfalls HQ₁₀₀ der HWRMP kalibriert. Ferner wird für die Wahl der unteren Randbedingung eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, aus welcher eine modifizierte Schlüsselkurve des untersten Profils resultiert.

Resultierend werden unter anderem Informationen über Überschwemmungsgrenzen, Fließgeschwindigkeiten, Wassertiefen, Abflussaufteilung im Flussschlauch und in den Vorländern und Retentionswirkung ausgegeben. Weitere Details können den Produktdaten des Herstellers entnommen.

2.2 Grunddaten

2.2.1 Grunddaten zum Rechnetz

Das Bestandsmodell ist im Plan 1.1.3 dargestellt und umfasst eine Gesamtgröße von 87,4 ha mit einer Anzahl von rund 363.000 Elementen. Es werden alle relevanten Strukturen detailliert dargestellt. Gebäude und Bauwerke werden als nicht überströmbare Hindernisse in Form von Lücken im Berechnungsnetz dargestellt, wenn davon auszugehen ist, dass der zu erwartende Wasserstand die Gebäudeoberkanten

¹ „Bei der FV-Methode wird die hydraulische Berechnung grundsätzlich instationär durchgeführt. Ursprünglich wird dabei von einer Randbedingung mit zeitlich variierenden Zuflüssen/Wasserspiegeln ausgegangen. [...] Man kann die instationäre Berechnung auch mit einem konstanten Zufluss durchführen. [...] Nach gewissen Zeitschritten liefert das Programm die Ergebnisse, die quasi den Ergebnissen einer stationären Berechnung entsprechen.“ [S. 158, Bedienungsanleitung FLUSS (2D), REHM, 2022]

nicht erreicht. Die Netzdreiecke weisen Seitenlängen zwischen 0,3 m und 10 m auf und werden in den Bereichen der Hauptfließwege kleinräumiger dargestellt. Durchlässe werden als 1D-Durchlässe abgebildet.

2.2.2 Einteilung der Teilflächen (Gebietspolygone)

Um die Abflussverhältnisse darzustellen, wird die Struktur des Untersuchungsgebiets neben der Abbildung über das Oberflächenmodell über die flächenhafte Zuweisung des Parameters der „Rauheit“ dargestellt. Dabei basiert die Unterteilung der Flächen auf unterschiedlichen Grundlagen. Im Generellen gilt, dass für jede unterschiedliche Struktur eine einzelne Teilfläche definiert wird.

Die Unterteilung der Teilflächen basiert in erster Linie auf ihrer Nutzungsart gemäß dem digitalen Landschaftsmodell (Basis-DLM). Hier werden die Flächen übernommen und mit der entsprechenden Rauheit versehen. Ferner erfolgt eine Unterteilung entlang der Querprofilinien. Darüber hinaus werden relevante Bruchkanten aus den zugrunde liegenden Höhendaten übernommen, welche ebenfalls als Ränder der Teilflächen dienen. Im Planungsmodell erfolgt darüber hinaus eine Unterteilung und Neudefinition im Bereich des geplanten Straßendamms.

Es gilt dabei, dass eng aneinander liegende Flächengrenzen zu deutlich instabilen Berechnungen führen. Steile Winkel verursachen schmale Dreiecke, was wiederum ebenfalls zu Instabilitäten führt. Aus diesem Grund werden die Flächengrenzen so definiert, dass ein belastbares Verhältnis zwischen Stabilität und Genauigkeit resultiert.

Die Ränder der oben beschriebenen unterteilten Flächen werden als Linien dargestellt, welchen eine sogenannte Teilung zugewiesen wird. Diese Teilung entspricht der Seitenlänge des angrenzenden Dreiecks und bestimmt im Wesentlichen die Größe der Netzdreiecke. Zu diesem Zweck werden für unterschiedliche Bereiche (wie Flussschlauch, Vorländer, usw.) die gewünschte Teilung und somit die gewünschten Seitenlängen der Dreiecke entlang dieser Linien definiert. Ausgehend von diesen Teilungslinien wird über das Delauny-Kriterium das Berechnungsnetz generiert. Bei der Netzgenerierung werden automatisch unterschiedliche Aspekte geprüft, die zuvor definiert werden, beispielsweise: Anzahl der mit einem Punkt verbundenen Elemente (muss < 10), Anzahl der mit den Eckpunkten eines Elementes verbundenen Elemente (muss < 20), schmale dreieckige Elemente (Breite : Höhe $>$ Vorgabe in der Element-Einstellung, hier 1:5) und minimale Länge der Elementseite (0,25 m).

Die resultierenden Höhenmodelle der Rechennetze (Bestand und Planung) werden im nachfolgenden Kapitel kurz beschrieben und sind in den Plänen 1.1.1 und 1.2.1 dargestellt.

Den unterteilten Flächen wird anschließend für jede Fläche der Rauheitstyp (s. Kapitel 2.5) zugeordnet. Eine Darstellung erfolgt in den Plänen 1.1.2 und 1.2.2.

2.2.3 Höhenmodell

Die Höhenmodelle der Rechennetze basieren wie bereits erläutert auf den von Hessen Mobil bereitgestellten Geländemodellen, welche auf Grundlage der örtlichen Vermessung erstellt wurden und im Bereich des Flussschlauchs um die Daten des HWRMP (2x2-DGM) und in den weiteren Bereichen um das DGM1 ergänzt wurden. Das Planungsmodell wird um den geplanten Straßendammkörper (bis zur Bahntrasse) und die Flutmulde ergänzt.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die Höhenschichtlinien des Rechennetzes für die Fälle Bestand (links) und Planung mit Flutmulde (rechts). Da die Bruchkanten der Eingangsgeländemodelle als Teilungspolylinien übernommen werden (vgl. Kapitel 2.2.2), sind die Höhenschichtlinien der Rechennetze mit einer ausreichenden Genauigkeit äquivalent zu jenen der zugrunde liegenden Streupunkt-DGM.



Abbildung 18: Höhenschichtlinien der Rechennetze (li.: Bestand, re.: Planung)

2.3 Abflussdaten HWRMP HQ₁₀₀

Die nachfolgende Tabelle 6 (S. 34) führt die Abflussdaten des hydrologischen Längsschnitts und die Wasserspiegellagen (WSP) des hydraulischen Längsschnitts (Ergebnisse der 1D-Berechnung) der HWRMP für den Modellbereich von Gew.-km 6+735 bis Gew.-km 5+540 auf. Diese dienen der Kalibrierung des Modells sowie als obere und untere Randbedingungen. Die Kilometrierung des hydrologischen und hydraulischen Längsschnittes bezieht sich dabei auf die Daten des Retentionskataster Hessen (RKH) (vgl. S. 6).

Tabelle 6: Abflüsse und Wasserspiegel des HQ₁₀₀ des HWRMP [HLNUG]

Stationierung		Abfluss (hydrologischer Längsschnitt)			Wasserspiegellage (hydraulischer Längsschnitt, Ergebnisse 1D-Berechnung)			
Station RKH [km]	Station „offiziell“ [km]	HQ ₁₀	HQ ₁₀₀	HQ _{ext.}	W _{HQ10}	W _{HQ100}	W _{HQextrem}	W _{HQ100 RKH}
		[m ³ /s]			[m.ü.NN]			
5,540	5,523	91,8	148,0	192,0	170,99	171,17	171,50	171,19
5,685	5,668	91,8	148,0	192,0	171,40	172,02	172,08	172,02
5,852	5,836	91,8	148,0	192,0	172,26	172,38	172,48	172,38
6,067	6,050	90,0	145,0	189,0	172,62	172,84	172,98	172,84
6,243	6,228	90,0	145,0	189,0	172,86	173,14	173,33	173,15
6,382	6,366	90,0	145,0	189,0	173,14	173,44	173,57	173,43
6,575	6,559	86,70	140,0	182,0	173,47	173,77	173,92	173,78
6,735	6,719	86,70	140,0	182,0	173,90	174,34	174,46	174,36

Die räumliche Ausdehnung der Überflutungsfläche des HQ₁₀₀ ist in Abbildung 19 (S. 35) dargestellt und kann im Detail den HWRMP entnommen werden. Das HLNUG gibt für diesen Bemessungsfall die folgende Definition:

„Überflutungsfläche eines Hochwassers von mittlerer Wahrscheinlichkeit (Bezeichnung nach WHG §74), mit einem voraussichtlichen Wiederkehrintervall von mindestens 100 Jahren (daher "HQ100"). Aufgrund einer anderen Erarbeitungsmethodik, kann sich die Abgrenzung einer HWRMP-Überflutungsfläche von der Abgrenzung des ebenfalls auf HQ100 basierenden gesetzlichen Überschwemmungsgebiets unterscheiden.“

[<https://hwrmp.hessen.de>, abgerufen am 01.06.2022]

Wenngleich dies für die durchgeführten Untersuchungen von untergeordneter Rolle ist, wird darauf hingewiesen, dass sich die Überflutungsfläche des HWRMP im vorliegenden Fall nicht mit den amtlichen Überschwemmungsgebietsgrenzen decken. Die Hochwassergefahrenkarten der HWRMP sind unter Punkt 7.2 der Planunterlagen beigefügt.

Im Zuge der Kalibrierung sind ebenfalls die Querprofile an den Stationierungen innerhalb der Modellgrenzen heranzuziehen. Diese sind unter Punkt 7.1 der Planunterlagen beigefügt.

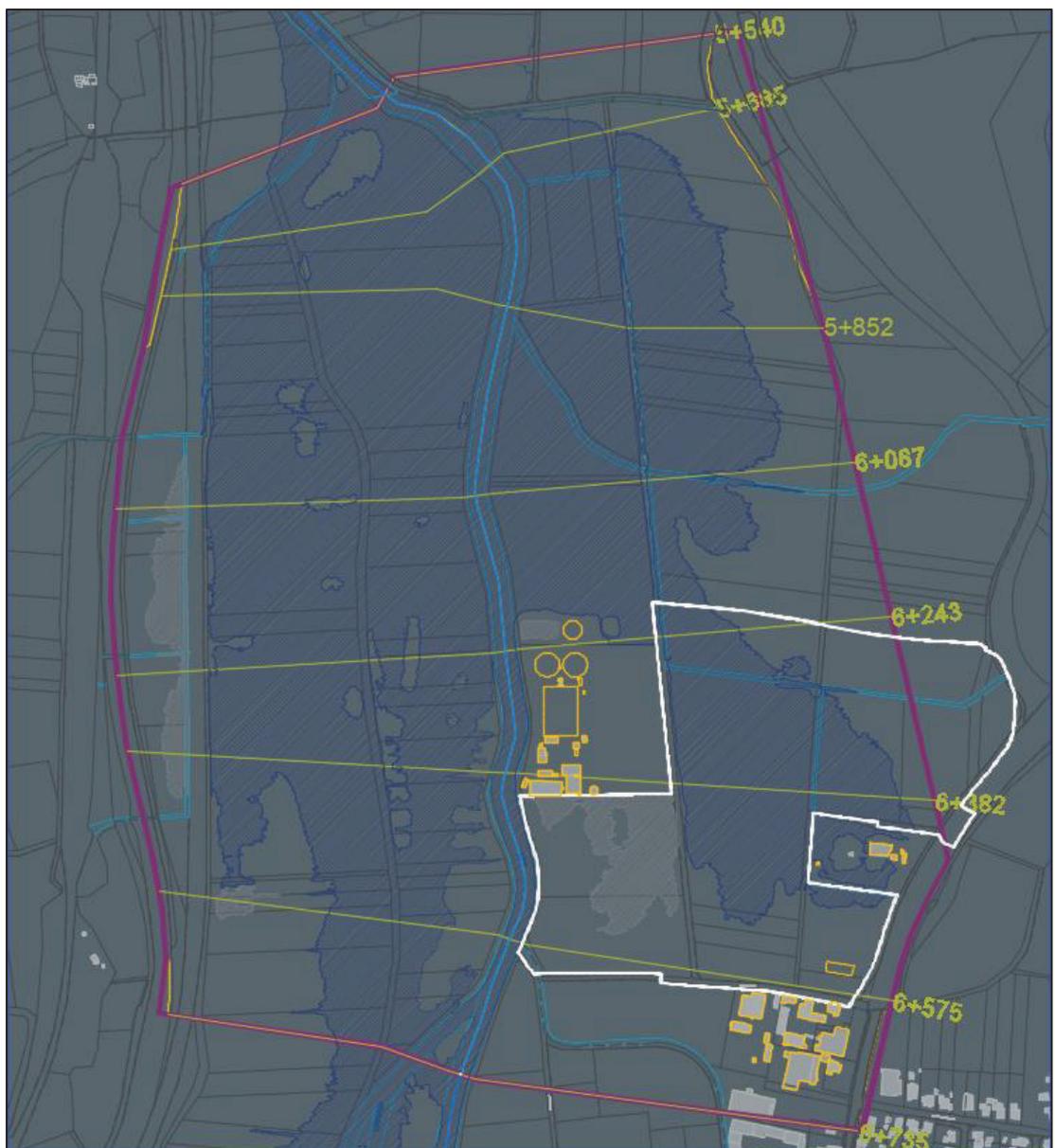


Abbildung 19: Überflutungsfläche des HQ₁₀₀ (HWRMP) (blau) mit Flächen „hinter Verwallungen“ (in hellgrau) [HLNUG] und dem Gewerbegebiet „Auf den goldenen Äckern“ (weiß)

2.4 Kalibrierung des Modells

2.4.1 Vorgehen

Die Kalibrierung des Modells soll auf Basis des HQ_{100} des HWRMP erfolgen. Diese Berechnungen wurden mittels einer eindimensionalen Spiegellinienberechnung erstellt.² Aus diesem Grund werden die entsprechenden Abflussdaten und Wasserstände aus dem hydrologischen, respektive hydraulischen Längsschnitt des HWRMP als Referenz sowie als Randbedingungen angesetzt. Darauf aufbauend werden in einem iterativen Prozess die Rauheiten, die nach Manning-Strickler über den k_{st} -Wert definiert werden, angepasst bis die Ausdehnung sowie Wasserstände des Modells mit jenen des HWRMP für den Fall des HQ_{100} hinreichend genau übereinstimmen. Verbleibende Abweichungen werden anschließend reflektiert und begründet. Dahingehend erfolgt ebenfalls eine Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung (vgl. Kapitel 2.6.2).

Die Kalibrierung wurde mit dem RP Kassel abgestimmt und das finale Rechenmodell bestätigt.

2.4.2 Randbedingungen für Kalibrierung

Für das zweidimensionale, numerische Strömungsmodell sind mindestens eine obere sowie eine untere Randbedingung zu definieren.

Wie in Tabelle 6 (S. 34) angegeben, beträgt der Zufluss des HQ_{100} am oberen Rand des Modells (Station 6+735) $Q = 140,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser Wert dient als obere Randbedingung. Die zusätzlichen Zuflüsse an den Stationen 6+382 (+ $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$) und 5+852 (+ $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$) werden in Abstimmung mit der Oberen Wasserbehörde am jeweiligen Sohlpunkt der Gewässerachse als punktuelle Einleitungen angesetzt.

Als untere Randbedingung dient eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung (Schlüsselkurve), welche aus dem abgeschätzten Energieliniengefälle sowie den Wasserspiegellagen in Abhängigkeit des Durchflusses (HQ_{10} , HQ_{100} , HQ_{extrem}) erstellt wird.

² „Die für das Retentionskataster Hessen (RKH) aufgestellten 1D-HN-Modelldatensätze wurden zur Bestimmung der Wasserspiegellagen für die Ereignisse HQ_{10} , HQ_{100} und HQ_{extrem} genutzt. Für den HWRMP wurden keine umfassenden Modellanpassungen und Kalibrierungen vorgenommen. Zur Qualitätssicherung wurden mit den übernommenen RKH-Modellen Vergleichsrechnungen durchgeführt. Die hierdurch ermittelten Wasserspiegellagen und Abflussaufteilungen zwischen Flussschlauch und Vorland wurden in Form von Längsschnitten aufbereitet und mit den Ergebnissen des RKH verglichen. In diesem Zusammenhang erfolgten geringfügige Modellanpassungen, die sich auf die Änderung der modellhaften Abbildung von Brücken und Wehranlagen sowie auf die Änderung der Abflussaufteilung und Verzweigungen beschränkte. Die Wasserspiegellagenberechnungen erfolgten mit dem Programmsystem Hydra-WSP bzw. WSP-ASS. Die entsprechenden Ergebnisse wurden in Form von Wasserspiegellängsprofilen aufbereitet.“ [RP Kassel, E-Mail vom 29.03.2021]

Vorgreifend wird darauf hingewiesen, dass je nach Wahl der Parameter entweder die Wasserspiegel am untersten Profil oder jene weiter oberstrom eine deutliche Abweichung von den Marken des HQ₁₀₀ aufwiesen und eine gleichzeitige Erreichung einer ausreichenden Genauigkeit nicht möglich war. Aufgrund dieser Abweichung am untersten Profil wurde eine Sensitivitätsanalyse für die Wahl der unteren Randbedingung im Laufe der Iteration durchgeführt (vgl. Kapitel 2.4.6).

2.4.3 Rauheiten für Kalibrierung

Die angesetzten Rauheiten werden anhand der Flächennutzung nach dem Basis-DLM festgelegt und auf Grundlage des HQ₁₀₀ in Abstimmung mit dem RP Kassel so kalibriert, dass die Ergebnisse sich mit dem HWRMP hinreichend genau in Ausdehnung und Wasserspiegellage (Querprofile) decken.

Gebäude erhalten eine spezielle Rauheit, welche programmtechnisch vorgibt, dass es sich um unüberwindbare Hindernisse handelt. Ebenso verhält es sich mit Widerlagern oder Wänden. In der Regel wird dann über eine Deckel- bzw. Wehrdefinition die Überströmbarkeit definiert, was im vorliegenden Fall aufgrund der Höhe der geplanten Brücke (Planungsmodell) nicht notwendig ist.

Bei Notwendigkeit respektive bei den entsprechenden Flächenarten werden nach allgemein anerkannten Regeln der Technik wassertiefenabhängige Rauheiten verwendet.

Wie bereits erläutert wird der Modellbereich auf Basis der ersten Rechenergebnisse im Laufe der Bearbeitung um rund 450 m Fließlänge erweitert (vgl. Kapitel 1.4.1). Das Ursprungsmodell („kleiner Bereich“) wurde dabei in diesem Zuge bereits für diesen Bearbeitungsstand kalibriert. Die dort vor der Kalibrierung angesetzten Rauheiten sind zur Nachvollziehbarkeit in der nachfolgenden Tabelle 7 (S. 38) dargestellt.

Da der Modellbereich des Ursprungsmodells überholt ist, wird nicht im Detail auf die Kalibrierung dieses eingegangen. Es werden jedoch die Rauheiten, welche sich dort aus der Kalibrierung ergeben haben, als Ausgangswert für die Kalibrierung des erweiterten, finalen Modells angesetzt (Tabelle 8, S. 38). Änderungen sind dabei u.a. aufgrund der veränderten Randbedingungen zu erwarten, vor allem im Hinblick auf die separaten Zuflüsse an den genannten Stationen.

Tabelle 7: Übersicht der Rauheiten des Ursprungsmodells vor Kalibrierung

Art / Nutzung	Bezeichnung	kst-Wert [$m^{1/3}/s$]
Fließsohle	Gerinne	35
Bewachsene Böschung	Krautiger Bewuchs	22
Industriegebiete, bebaute Bereiche	Industriegebiete	50
Industriegebiete, überwiegend Rasen, teils unbefestigte Wege	Grünfläche_Industrie	28
Baumgruppen oder Einzelbewuchs	Baumgruppen	30
Straßenböschungen, gemäht	Verkehrsbegleit	8 - 20
Bahndamm, Schotter	Bahn	30
Grünweg	Feldweg Rasen	28
Ackerflächen gemäß DLM	Acker	10-22
Landwirtschaftliche Wege (Kies, Schotter)	Langwirtschaftl.[sic] Weg	30
Asphalтиerte Oberflächen	Straße, Asphalt	50
Unüberwindbare Hindernisse	Gebäude	0,1

Tabelle 8: Übersicht Rauheiten des Ursprungsmodells nach Kalibrierung

Art / Nutzung	Bezeichnung	kst-Wert [$m^{1/3}/s$]
Fließsohle, Iterationen	Gerinne (Iter)	13
	Gerinne 2 (Iter)	13
	Gerinne 3 (Iter)	14
Ufer, krautig, stark bewachsen	Ufer (Iter)	13
	Ufer 2 (Iter)	14
Bewachsene Böschung	Krautiger Bewuchs	22
Industriegebiete, bebaute Bereiche	Industriegebiete	50
Industriegebiete, überwiegend Rasen, teils unbefestigte Wege	Grünfläche_Industrie	28
Baumgruppen oder Einzelbewuchs	Baumgruppen	30
Straßenböschungen, gemäht	Verkehrsbegleit	8 - 20
Bahndamm, Schotter	Bahn	30
Grünweg	Feldweg Rasen	28
Ackerflächen, mittlere Rauigkeit	Acker (Iter)	29
Ackerflächen, höhere Rauigkeit	Acker 2 (Iter)	20
Ackerflächen, geringere Rauigkeit	Acker 3 (Iter)	37
Landwirtschaftliche Wege (Kies, Schotter)	Langwirtschaftl.[sic] Weg	30
Asphalтиerte Oberflächen	Straße, Asphalt	50
Unüberwindbare Hindernisse	Gebäude	0,1

2.4.4 Rechenlauf 0

2.4.4.1 Rauheiten (Rechenlauf 0)

Als Ausgangswert für die Kalibrierung des erweiterten, finalen Modells werden wie beschrieben die kalibrierten Rauheiten des Ursprungsmodells angesetzt. Diese sind in der vorigen Tabelle 8 (S. 38) aufgeführt.

2.4.4.2 Ergebnisse Rechenlauf 0 und Vergleich mit HWRMP

Die nachfolgende Tabelle 9 zeigt die Ergebnisse des kalibrierten Ursprungsmodells und des Rechenlaufs 0 im Vergleich zu den Wasserspiegellagen des HWRMP für den Bemessungsfall des HQ_{100} .

Tabelle 9: Wasserspiegellagen an ausgewählten Querprofilen (Rechenl. 0)

Station RKH [km]	W_{HQ100} [m.ü.NN]	Ursprungsmodell, final [m.ü.NN]	Delta [m]	Rechenlauf 0 [m.ü.NN]	Delta [m]
5,540	171,17	außerhalb		keine Ausgabe	
5,685	172,02	außerhalb		171,70	-0,30
5,852	172,38	außerhalb		172,27	-0,11
6,067	172,84	172,81	-0,03	172,89	0,05
6,243	173,14	173,17	0,03	173,20	0,06
6,382	173,44	173,50	0,06	173,75	0,31
6,575	173,77	173,82	0,05	173,84	0,07
6,735	174,34	außerhalb		174,21	-0,13

Zufluss + 3 m³/s

Zufluss + 5 m³/s

Es ist zu erkennen, dass die berechneten Wasserspiegellagen mit den gewählten Rauheiten teilweise von den Wasserspiegellagen des HWRMP abweichen. Gerade an den Stationierungen, an welchen Zuflüsse angesetzt werden, ist dies zu erkennen. Ferner weichen die erweiterten Bereiche deutlicher ab, da diese nicht Teil des Ursprungsmodells waren und somit noch nicht kalibriert wurden. Auf eine Darstellung in Lageplan und Querprofilen wird verzichtet. Nachfolgend werden die Ergebnisse der weiteren Iterationsschritte in aller Kürze sowie des finalen Schritts ausführlicher dargestellt.

analyse durchgeführt (s. Kapitel 2.4.6). Vorgreifend lässt sich zusammenfassen, dass die Wahl der unteren Randbedingung nur geringen Einfluss auf die weiter oberstrom liegenden Profile hat. Die Auswirkungen der unteren Randbedingung beschränken sich auf die untersten beiden Profile (5+540 und 5+685). Da das oberstrom nächstgelegene Profil bei Station 5+685 in der neunten Iteration eine gute Übereinstimmung zeigt (+0,01 m), wird das Profil bei Station 5+540 mit der Abweichung von 0,73 m akzeptiert und aus der Ergebnisauswertung herausgenommen.

Die Abweichung an Station 6+382 resultiert aus dem punktuell angesetzten Zufluss von 5 m³/s und stellt lediglich einen punktuellen Spitzenwert dar, der sich nicht auf die Wasserspiegellage der gesamten Profilbreite übertragen lässt (vgl. Querprofile in Plan Nr. 5.1.3). Daher wird diese Abweichung von 12 cm akzeptiert

Die Ergebnisse der **neunten Iteration** werden nachfolgend detailliert dargestellt. Sie sind mit dem **RP Kassel abgestimmt und stellen das finale Bestandsmodell dar.**

2.4.5.2 Rauheiten (Iteration 9)

Eine Übersicht über die verwendeten Rauheiten im kalibrierten Bestandsmodell geben die nachfolgende Abbildung sowie der Plan 1.1.2. Im Plan 1.2.2 werden die Rauheiten für das Planungsmodell „mit Flutmulde“ dargestellt. In Kapitel 2.5 sind die finalen und abgestimmten Rauheiten in tabellarischer Form angegeben.



Abbildung 20: Darstellung der Gebietspolygone und Rauheiten (Iteration 9)

2.4.5.3 Ergebnisse Iteration 9 und Vergleich mit HWRMP

Die nachfolgende Tabelle 11 zeigt die Ergebnisse der neunten Iteration im hydraulischen Längsschnitt an den ausgewählten Querprofilen im Vergleich zu den Wasserspiegellagen des HWRMP für den Bemessungsfall des HQ₁₀₀.

Es ist zu erkennen, dass – mit Ausnahme der in Kapitel 2.4.5.1 erläuterten und begründeten Abweichungen – die berechneten Wasserspiegellagen mit den gewählten Rauheiten im hydraulischen Längsschnitt sehr gut mit den Marken des HWRMP übereinstimmen.

Tabelle 11: Wasserspiegellagen an ausgewählten Querprofilen (Iteration 9)

Station RKH [km]	W _{HQ100} [m.ü.NN]	9. Iteration [m.ü.NN]	Delta [m]	
5,540	171,17	171,90	0,73	
5,685	172,02	172,03	0,01	
5,852	172,38	172,32	-0,06	Zufluss + 3 m³/s
6,067	172,84	172,86	0,02	
6,243	173,14	173,17	0,03	
6,382	173,44	173,56	0,12	Zufluss + 5 m³/s
6,575	173,77	173,73	-0,04	
6,735	174,34	174,25	-0,09	

In der nachfolgenden Abbildung 21 (S. 43) sind die Ergebnisse des letzten Rechenschnitts (Iteration 9) in der Draufsicht dargestellt. Die orangene Fläche zeigt die Ausdehnung der Flächen des HWRMP als Vergleich. Es ist zu erkennen, dass eine gute Übereinstimmung vorliegt.

Hinweise zu den Abweichungen:

Bei den markierten Teilflächen Nr. 1 und 2 handelt es sich um potenzielle Retentionsflächen. Daher sind diese ebenfalls nicht in den Querprofilen enthalten. Eine Übereinstimmung mit dem 2D-Modell ist nicht notwendig.

Bei der Fläche Nr. 3 wurde in der 1D-Berechnung augenscheinlich ein konstanter Wasserspiegel über die Breite des Profils angesetzt unter der Annahme, dass sich dieser einstelle, wenn der Feldweg überflutet. Diese Annahme konnte in der zweidimensionalen Berechnung nicht bestätigt werden. Der Rückstau aus dem überströmten Bereich des Feldwegs stellt sich im 2D-Modell deutlich geringer dar.

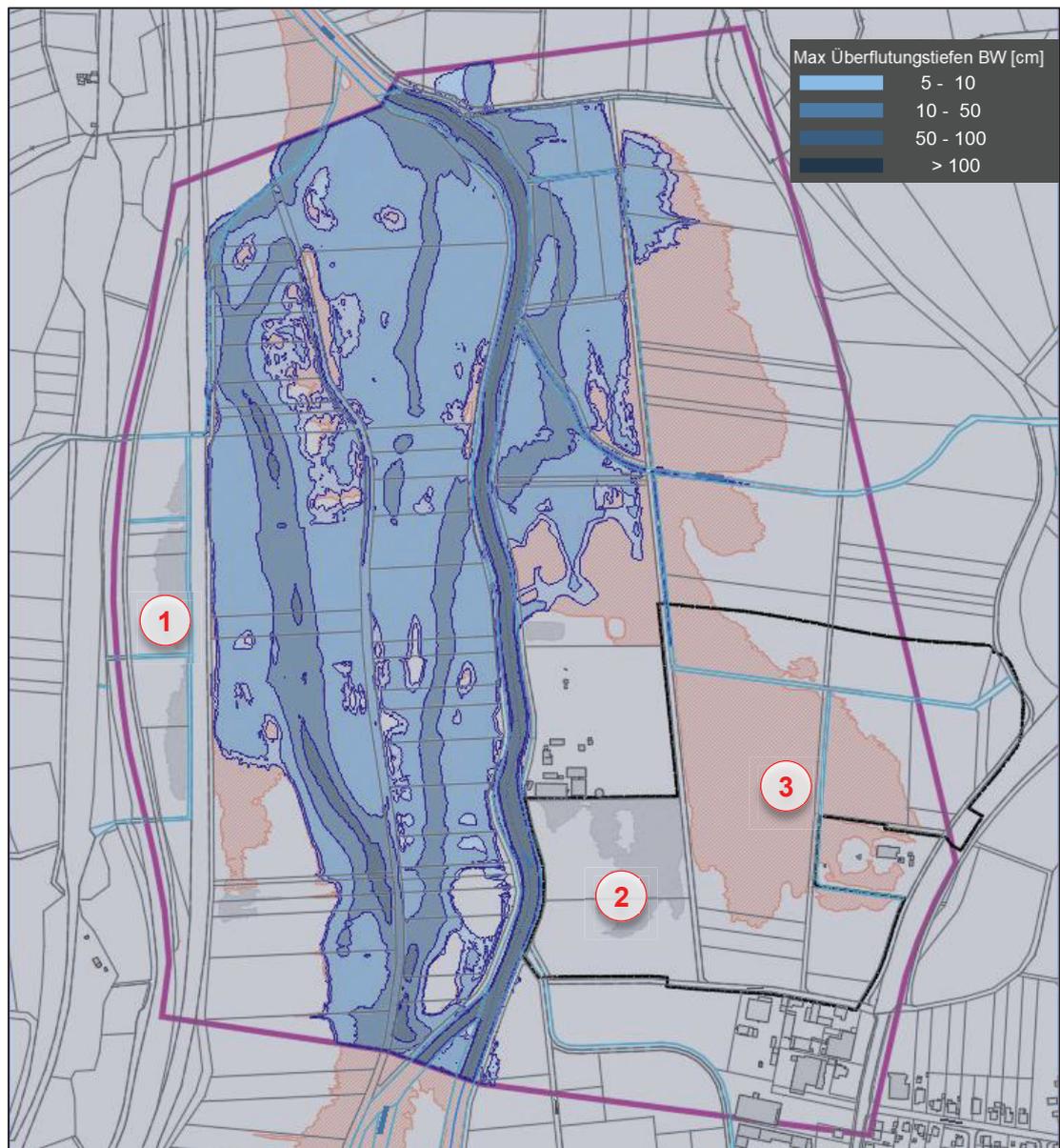


Abbildung 21: Ergebnisse Überflutungsflächen (9. Iteration)

Nachfolgend (Abbildung 22, S. 44) werden in einer vereinfachten, bildlichen Form (ohne Schriftband) die Querprofile im Vergleich zwischen den Ergebnissen der neunten Iteration und den HWRMP dargestellt. Details sind den beigefügten Plänen und Anlagen zu entnehmen.

Auch hier ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen, wobei die Ausnahmen sowie die Gründe für diese bereits erläutert wurden.

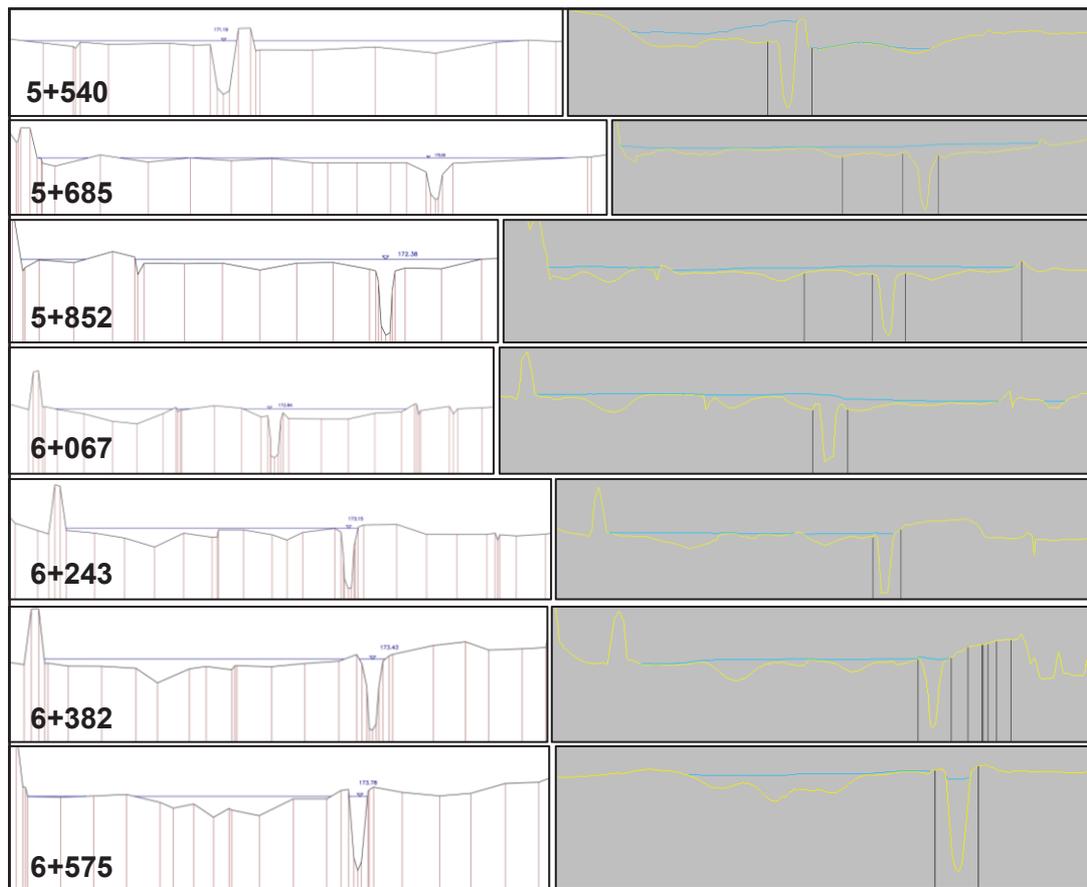


Abbildung 22: Ergebnisse Querprofile, links: HWRMP, rechts: 9. Iteration

2.4.5.4 Fazit der Kalibrierung

Die Ergebnisse der 9. Iteration stimmen in einem guten bis sehr guten Maß mit dem HWRMP überein. Die einzige Ausnahme stellt das unterste Profil an Station 5+540 dar. Der Grund hierfür wird auf die unterschiedlichen Systematiken und Methodiken der Modellierung (1D / 2D) zurückgeführt respektive auf eine fehlende hydraulische Grenze bei der Erstellung der HWRMP. Zur Untersuchung des Einflusses des Modellrands respektive der unteren Randbedingung auf die oberstrom liegenden Wasserspiegellagen, wird eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt (vgl. nachfolgendes Kapitel).

2.4.6 Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung

2.4.6.1 Vorgehen

Wie bereits erläutert weist die Wasserspiegellage im Querprofil an Station 5+540 (unterer Modellrand) eine deutliche, nicht durch die Kalibrierung zu behebbende Abweichung zu den Ergebnissen des HWRMP auf. Zwar lässt sich dies durch eine fehlende hydraulische Grenze bei der 1D-Modellierung respektive auf die unterschiedliche Methodik zurückführen, jedoch ist zu klären, inwiefern dies die oberstrom liegenden Ergebnisse beeinflusst.

Aus diesem Grund wird eine Sensitivitätsanalyse der unteren Randbedingung durchgeführt. Hierzu werden unterschiedliche Fälle betrachtet, welche dabei von verschiedenen Faktoren abhängen.

Folgende untere Randbedingungen werden untersucht und anschließend erläutert:

1. Wasserstands-Abfluss-Beziehung (W/Q-Kurve) bezogen auf die Abflüsse und Wasserstände des HWRMP HQ_{10} , HQ_{100} und HQ_{extrem}
2. Energieliniengefälle näherungsweise Sohlgefälle (Standard bei unbekanntem Verhältnissen)
3. Energieliniengefälle des HQ_{100} (HWRMP)
4. Schlüsselkurve des Profils
5. Modifizierte Wasserstands-Abfluss-Beziehung bezogen auf die Marken des HWRMP und Zwischeninterpolation mit Schlüsselkurve des Profils

2.4.6.2 Wasserstands-Abfluss-Beziehung (WSP des HWRMP)

Bei dem ersten untersuchten Fall handelt es sich um eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung, die auf den Werten (Marken) des Abflussbands des HWRMP beruht. Abbildung 23 (S. 46) zeigt die resultierende Schlüsselkurve. Statt der Verwendung eines konstanten Wasserspiegels, der jeweils nur für ein Ereignis gültig ist, werden die Wasserstands-Abfluss-Beziehungen aus dem HWRMP als Wasserstands-Abfluss-Kurve (W/Q-Kurve) eingetragen (vgl. rote Markierungen in der Abbildung). Durch dieses Vorgehen wird der jeweils zugehörige Wasserspiegel dem entsprechenden Abfluss Q zugeordnet.

Der Nachteil an diesem Vorgehen ist die lineare Interpolation zwischen den W/Q-Marken, vor allem bezogen auf die Abflüsse kleiner als HQ_{10} (91,80 m³/s).

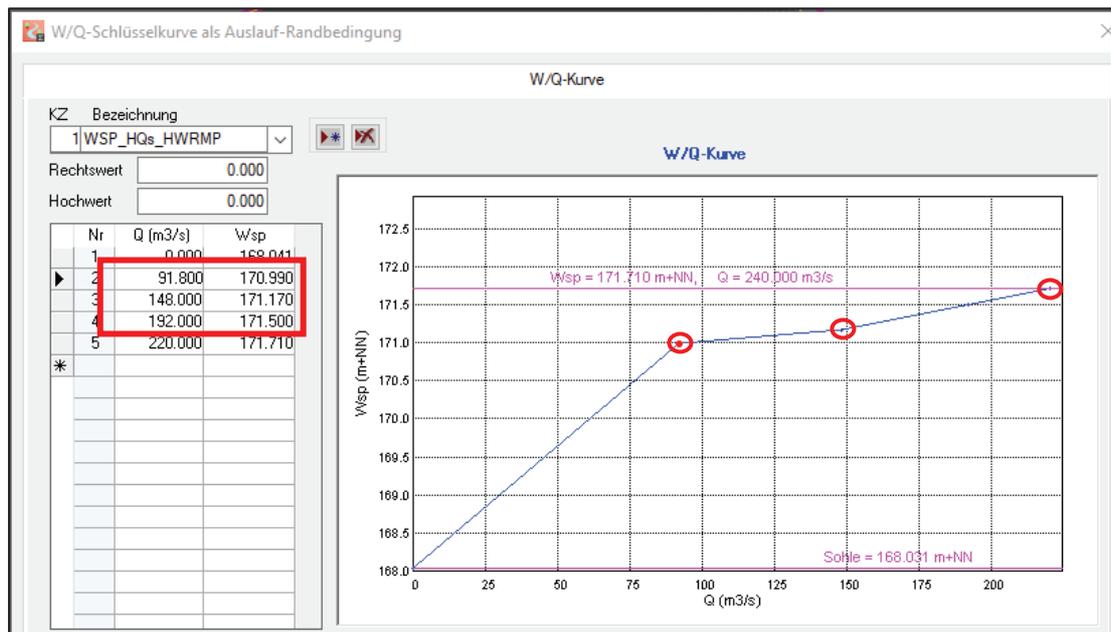


Abbildung 23: Wasserstands-Abfluss-Schlüsselkurve bezogen auf Abflussbänder des HWRMP als untere Randbedingung

Somit ergibt sich für diesen Betrachtungsfall als untere Randbedingung die in Abbildung 23 dargestellte W/Q-Kurve.

2.4.6.3 Energieliniengefälle näherungsweise Sohlgefälle

Das Energieliniengefälle am unteren Rand ist i.d.R. unbekannt, daher wird standardmäßig im Sinne der allgemein anerkannten Regeln der Technik das Sohlgefälle als untere Randbedingung angesetzt. Hierfür werden die Sohlpunkte der HWRMP-Querprofile herangezogen und das Gefälle ermittelt:

Profil	Sohlpunkt [m ü. NHN]
5+540	167,95
5+361	167,90

Gefälle:

$$I_s = \frac{167,95 \text{ m} - 167,90 \text{ m}}{5540 \text{ m} - 5361 \text{ m}} = 0,28 \text{ ‰}$$

Somit ergibt sich für diesen Betrachtungsfall als untere Randbedingung das Energieliniengefälle näherungsweise zu 0,28‰.

2.4.6.4 Energieliniengefälle des HQ₁₀₀ (HWRMP)

Da das Sohlgefälle verhältnismäßig flach ist und ferner Randbedingungen aus der W/Q-Beziehung des HWRMP bekannt sind, wird das Energieliniengefälle für den Fall des HQ₁₀₀ mittels der Bernoulli-Gleichung vereinfacht ermittelt. Folgende Kennwerte liegen zugrunde:

Profil	Sohlpunkt [m ü. NHN]	Wasserspiegel HQ100 [m ü. NHN]
5+540	167,95	171,19
5+361	167,90	170,83

Fließgeschwindigkeit: Zur Ermittlung der Geschwindigkeit in den Profilen werden die benetzten Flächen aus den PDF-Plänen gemessen und mittels der Kontinuitätsgleichung mit dem Abfluss des HQ₁₀₀ ermittelt. Dieses Vorgehen ist eine hinreichend genaue Näherung, da keine Informationen über (gegliederte) Rauheiten der Querprofile des HWRMP vorliegen.

Die nachfolgende Abbildung zeigt die für zwei benachbarte Querschnitte 1 (5+540) und 2 (5+361) geltende Bedingung der Energieerhaltung ($W_1 = W_2$) nach Bernoulli.

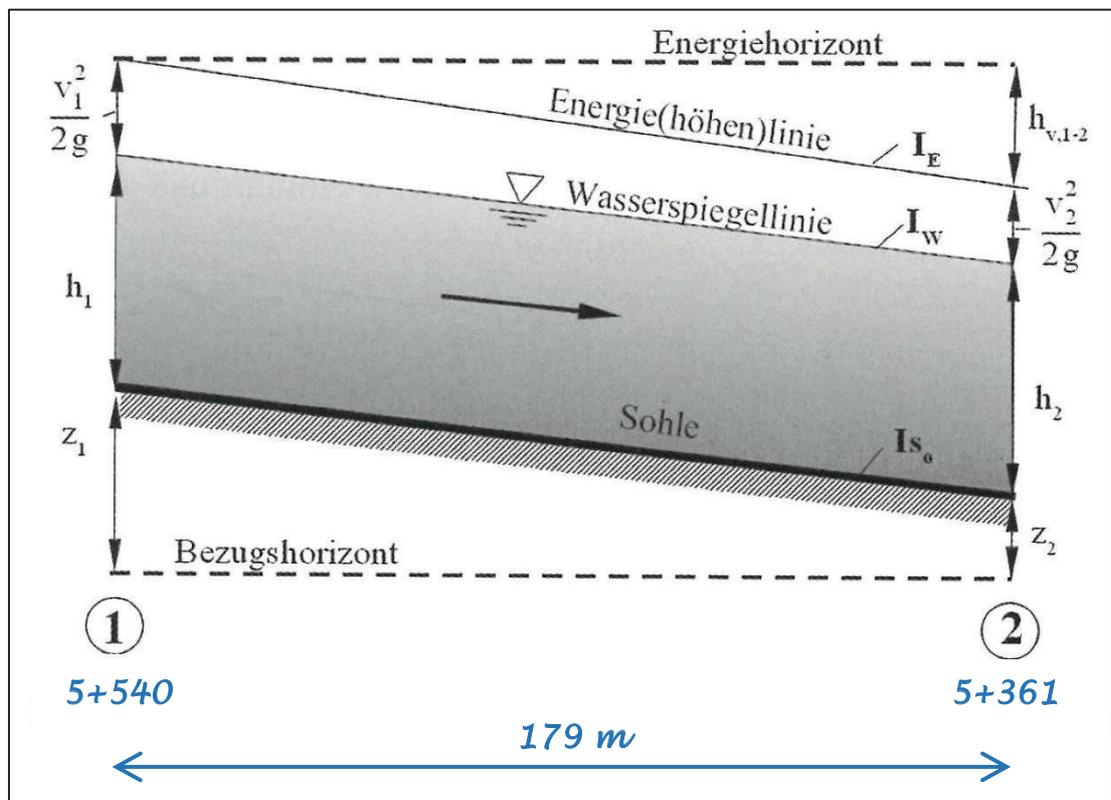


Abbildung 24: Zur Energie-Erhaltungsgleichung (Bernoulli-Gleichung) bei Gerinneströmungen [Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 10. Auflage, Hrsg.: Lecher, Lühr & Zanke, 2021, S. 203 mit eigenen Anmerkungen (blau)]

Folgende Berechnungen ergeben sich für die zwei benachbarten Querschnitte unter Anwendung der Bernoulli-Gleichung³:

①

$$\begin{aligned} z_1 &= 167,95 \text{ m} \\ h_1 &= 3,24 \text{ m (171,19 m ü. NHN)} \\ v_1 &=? \end{aligned}$$

②

$$\begin{aligned} z_2 &= 167,90 \text{ m} \\ h_2 &= 2,93 \text{ m (170,83 m ü. NHN)} \\ v_2 &=? \end{aligned}$$

aus Querprofil:

$$A_{HQ100,1} \approx 130,28 \text{ m}^2 \qquad A_{HQ100,2} \approx 198,46 \text{ m}^2$$

aus HWRMP:

$$Q = 148 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aus der Kontinuitätsgleichung ergibt sich die Fließgeschwindigkeit mit:

$$\begin{aligned} Q &= v \cdot A \quad \rightarrow \quad v = Q/A \\ v_1 &= \frac{148 \text{ m}^3/\text{s}}{130,28 \text{ m}^2} = 1,136 \frac{\text{m}}{\text{s}} & v_2 &= \frac{148 \text{ m}^3/\text{s}}{1198,46 \text{ m}^2} = 0,75 \frac{\text{m}}{\text{s}} \end{aligned}$$

Unter Anwendung der Bernoulli-Gleichung folgt die Berechnung der Verluste:

$$\begin{aligned} z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} &= z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_{v,1-2} \\ 167,95 \text{ m} + 3,24 \text{ m} + \frac{\left(1,14 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} &= 167,90 \text{ m} + 2,93 \text{ m} + \frac{\left(0,75 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2}{2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} + h_{v,1-2} \end{aligned}$$

$$167,95 \text{ m} + 3,24 \text{ m} + 0,0658 \text{ m} = 167,90 \text{ m} + 2,93 \text{ m} + 0,02867 \text{ m} + h_{v,1-2}$$

$$\rightarrow h_{v,1-2} = 0,3976 \text{ m} \approx 0,40 \text{ m}$$

Daraus folgt das Energieliniengefälle zu:

$$I_E = \frac{0,40 \text{ m}}{179 \text{ m}} = 2,23 \text{ ‰}$$

Die nachfolgende Abbildung (S. 57) zeigt die Ergebnisse am Schaubild der benachbarten Querschnitte.

³ Da es sich bei der Bernoulli-Gleichung um eine allgemein gültige Formel handelt, wird diese nicht weiter erläutert. Die Formelzeichen sind der einschlägigen Literatur zu entnehmen.

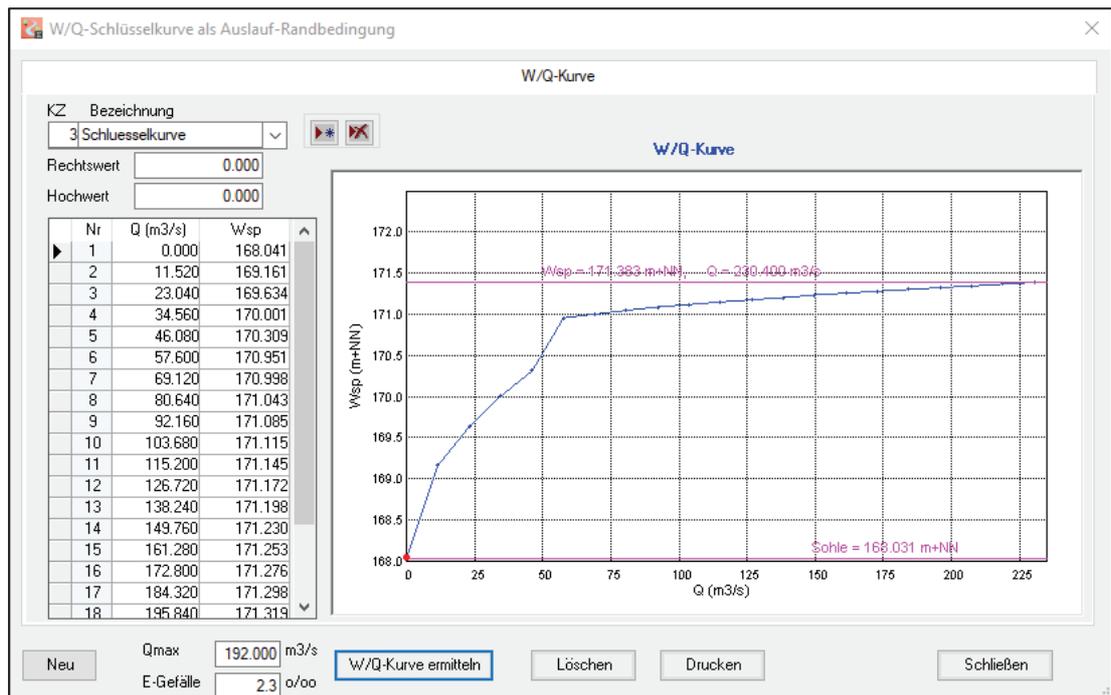


Abbildung 26: Schlüsselkurve am Profil 5+540 aus Einzelprofilberechnung

Somit ergibt sich für diesen Betrachtungsfall als untere Randbedingung die in Abbildung 26 dargestellte W/Q-Kurve.

2.4.6.6 Modifizierte Wasserstands-Abfluss-Beziehung bezogen auf die Marken des HWRMP und Zwischeninterpolation mit Schlüsselkurve des Profils

Wie im vorherigen Kapitel bereits aufgezeigt, deckt sich die automatisch erstellte Schlüsselkurve des Profils ans Station 5+540 (unterer Rand) nicht mit den Werten (W/Q-Beziehung) des HWRMP. Aus diesem Grund wird für den vorliegenden betrachtungsfall die automatisch erstellte Schlüsselkurve abgewandelt:

Im Bereich der Wasserstände zwischen HQ_{10} und HQ_{extrem} werden die Werte des HWRMP verwendet. Für den Bereich kleiner als das HQ_{10} , welcher zuvor als linearer Verlauf angenommen wurde (vgl. Kapitel 2.4.6.2), sowie für den Bereich größer als das HQ_{extrem} wird die automatisch erstellte Schlüsselkurve verwendet.

Die Schlüsselkurve ist in der nachfolgenden Abbildung 27 (S. 51) dargestellt.

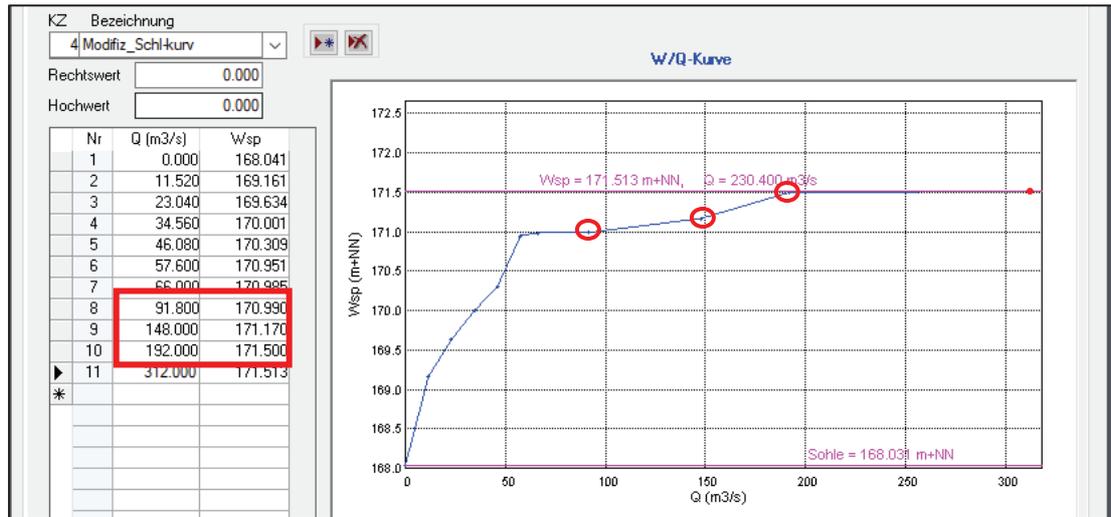


Abbildung 27: Modifizierte Schlüsselkurve am Profil 5+540

Somit ergibt sich für diesen Betrachtungsfall als untere Randbedingung die in Abbildung 27 dargestellte modifizierte Schlüsselkurve.

2.4.6.7 Ergebnisse

Für die vorgestellten fünf Variationen wird jeweils ein Berechnungslauf (HQ₁₀₀) durchgeführt. Die nachfolgende Tabelle zeigt die Ergebnisse dieser Berechnungen für die unterschiedlich gewählten unteren Randbedingungen im Vergleich. Die Angabe des „Delta“ bezieht sich dabei immer auf die Wasserspiegellage W_{HQ100} des HWRMP. In der nachfolgenden Abbildung 28 (S. 57) ist der zugehörige hydraulische Längsschnitt für die Ergebnisse des HWRMP und die fünf betrachteten Fälle grafisch abgebildet.

Tabelle 12: Ergebnisse (WSP) der Sensitivitätsanalyse für die gewählten unteren Randbedingungen

Station	W _{HQ100}	1 W-Q	Delta	2 E-Gefälle =	Delta	3 E-Gefälle	Delta	4 Schlüs-	Delta	5 modif.	Delta
[km]	[m.ü.NN]	HWRMP	[m]	Sohlgefälle	[m]	HQ100	[m]	selkurve	[m]	Schlüsselk.	[m]
		[m.ü.NN]		[m.ü.NN]		[m.ü.NN]		[m.ü.NN]		[m.ü.NN]	
5+540	171,17	171,90	0,73	171,64	0,47	171,20	0,03	171,94	0,77	171,90	0,73
5+685	172,02	172,03	0,01	171,96	-0,06	171,67	-0,35	172,04	0,02	172,03	0,01
5+852	172,38	172,32	-0,06	172,31	-0,07	172,30	-0,08	172,33	-0,05	172,32	-0,06
6+067	172,84	172,86	0,02	172,85	0,01	172,85	0,01	172,86	0,02	172,86	0,02
6+243	173,14	173,17	0,03	173,17	0,03	173,17	0,03	173,17	0,03	173,17	0,03
6+382	173,44	173,56	0,12	173,56	0,12	173,56	0,12	173,56	0,12	173,56	0,12
6+575	173,77	173,73	-0,04	173,73	-0,04	173,73	-0,04	173,73	-0,04	173,73	-0,04
6+735	174,34	174,25	-0,09	174,25	-0,09	174,25	-0,09	174,25	-0,09	174,25	-0,09

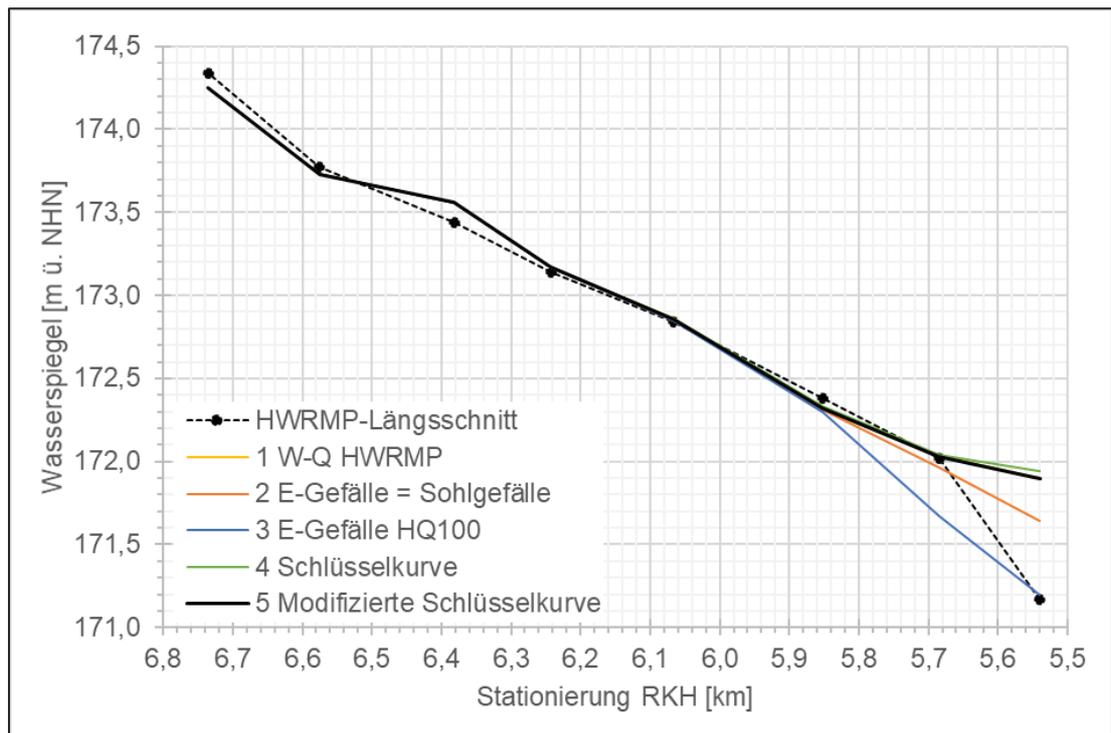


Abbildung 28: Hydraulischer Längsschnitt der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für die gewählten unteren Randbedingungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der fünf betrachteten Fälle zuerst untereinander verglichen. Die Angabe der Differenz bezieht sich hier entsprechend nicht auf das W_{HQ100} des HWRMP. Dies erfolgt später.

Zuerst lässt sich feststellen, dass in Abhängigkeit der Wahl der Randbedingung keine Abweichung der Wasserspiegellagen in den obersten vier Profilen zu erkennen ist. Ferner beträgt die Abweichung im von oberstrom gezählten fünften Profil (6+067) lediglich 1 cm und im nächsten, drittletzten Profil (5+852) lediglich bis zu 3 cm, je nach Variation der unteren Randbedingung. Deutlichere Abweichungen sind in den untersten beiden Profilen (5+685 und 5+540) zu erkennen. Dies liegt unter anderem daran, dass je nach Wahl der Randbedingung der in Fließrichtung rechts gelegene Damm mehr oder weniger ausgeprägt überflutet wird und es zu erhöhten Abflüssen im Bereich „hinter dem Damm“ und somit zu niedrigeren Wasserspiegellagen am Querprofil kommt (vgl. Abbildung 29, S. 53). Im hydraulischen Längsschnitt (vgl. Abbildung 28) ist diese Varianz ebenfalls zu erkennen. Beispielsweise weicht der WSP am vorletzten Profil (5+685) deutlich von den Werten des HWRMP ab (vgl. blaue Linie mit schwarz gestrichelter Linie).

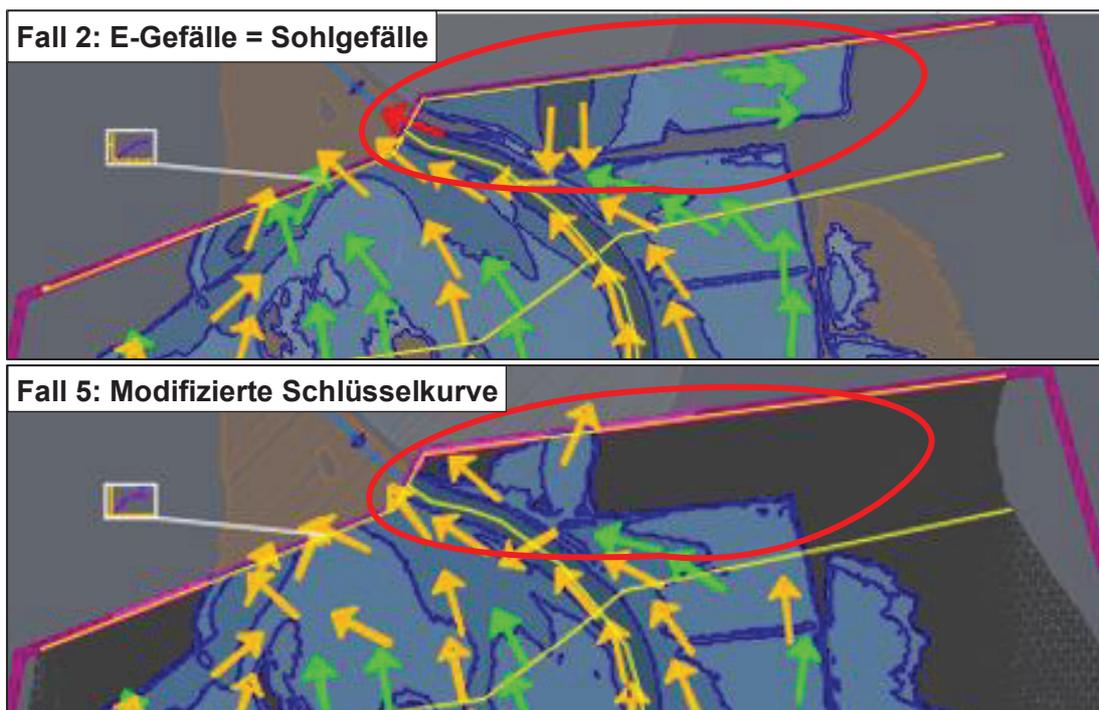


Abbildung 29: Ergebnisse am unteren Modellrand mit Markierung des mehr oder weniger überfluteten Bereichs „hinter dem Damm“

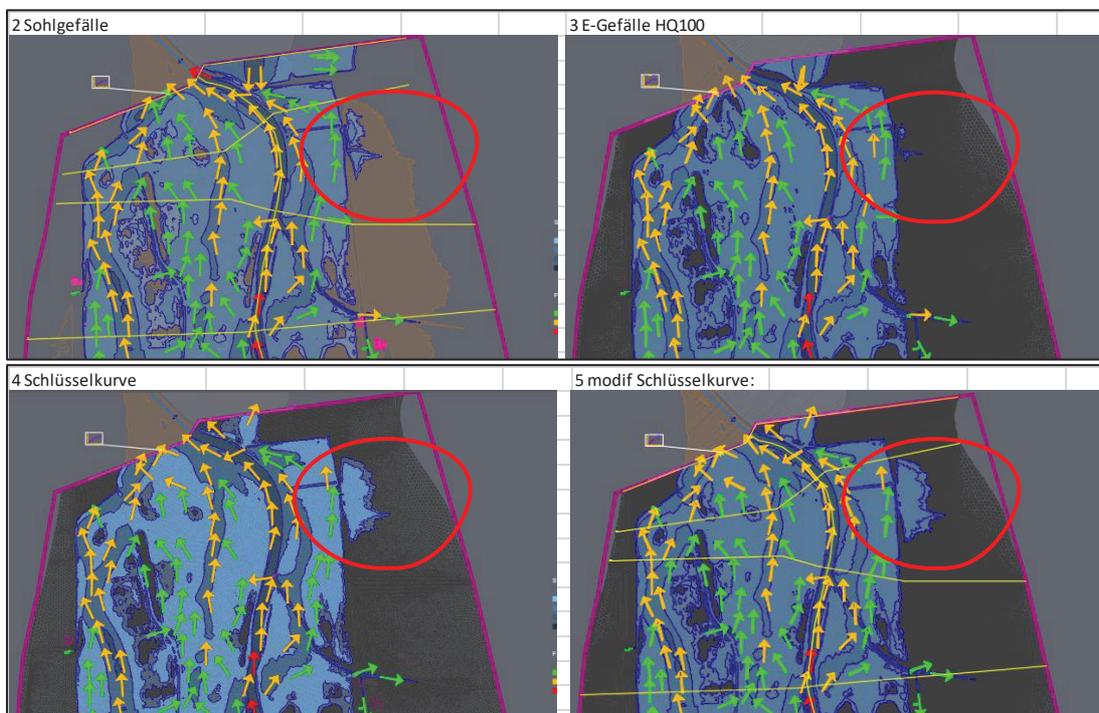


Abbildung 30: Ausschnitt der Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse (Draufsicht)

3.03.01_Entwurf
 03.2022

Die beste Übereinstimmung mit den Werten des HWRMP haben die Fälle 1 und 5. Die Gleichheit der Wasserspiegellagen liegt an den identischen Marken für die Abflüsse des HWRMP. Zwar ist die Übereinstimmung im Fall 3 (E-Gefälle HQ₁₀₀) bei dem untersten Profil am besten, jedoch nicht bei den oberen Profilen oder im Lageplan (s. Abbildung 30, S. 53).

Alles in allem hat daher **Fall 5 (Modifizierte Schlüsselkurve)** sowohl im Längsschnitt wie auch im Lageplan die **höchste Übereinstimmung** – mit Ausnahme des letzten Profils. Dies wird im nachfolgenden Kapitel behandelt.

2.4.6.8 Auswertung und Analyse der Ergebnisse am Profil 5+540

Wie in Kapitel 2.4.5.4 bereits erläutert, zeigt das Profil 5+540 als einziges Profil eine deutliche Abweichung von den Ergebnissen des HWRMP. Der Wasserspiegel liegt hier über 70 cm höher als im Querprofil des HWRMP, wie die nachfolgende Abbildung zeigt.

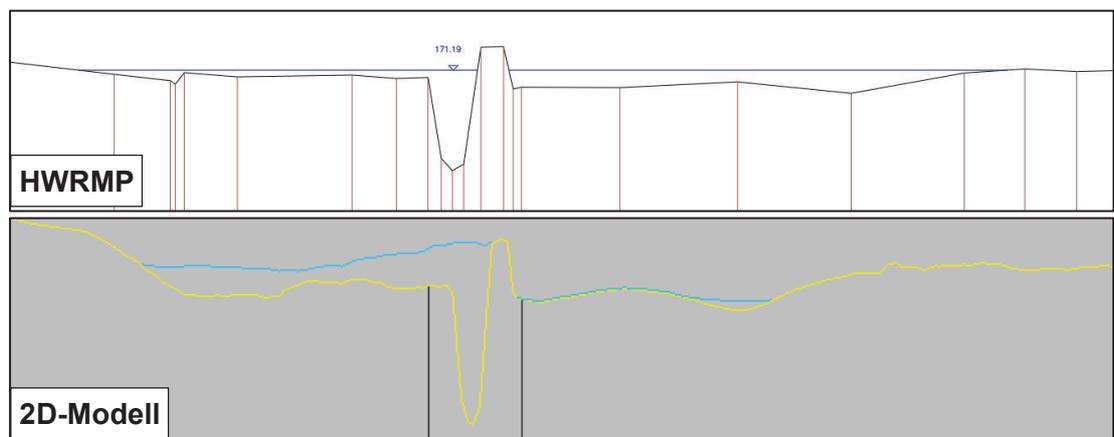


Abbildung 31: Vergleich WSP-Ergebnisse am Profil 5+540 (HWRMP, 2D-Modell)

Da das genaue Vorgehen bei der 1D-Berechnung des HWRMP nicht im Detail in Erfahrung zu bringen ist, lässt sich der Grund für die Abweichung nur annehmen. Die naheliegende Vermutung ist die fehlende hydraulische Grenze im Querprofil des HWRMP (s. Abbildung 32, S. 55), da bei der 1D-Spiegellinien-Berechnung nur auf diese Weise der „hinter dem Damm“ gelegene Retentions- bzw. Überflutungsraum (z.B. bei Überströmen des Damms) berücksichtigt werden kann.

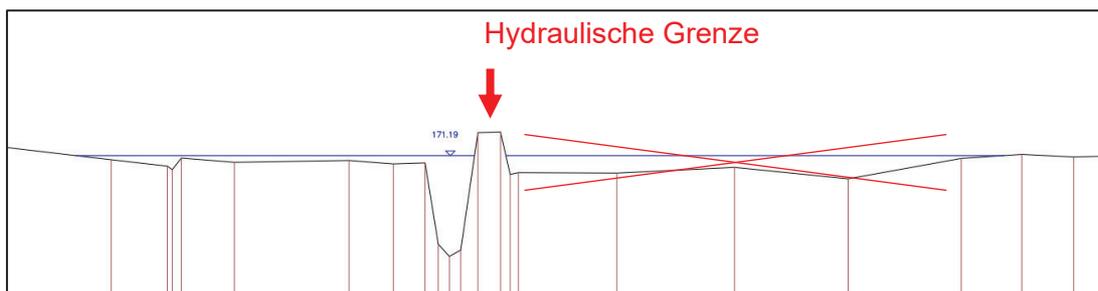


Abbildung 32: Fehlende hydraulische Grenze im Profil 5+540 des HWRMP

Tatsächlich ist es an dieser Stelle im Flusslauf jedoch so, dass der in Fließrichtung rechtsseitig gelegene Damm das Gewässerprofil einschnürt, sodass ein deutlich geringerer Abflussquerschnitt zur Verfügung steht (vgl. Abbildung 33).

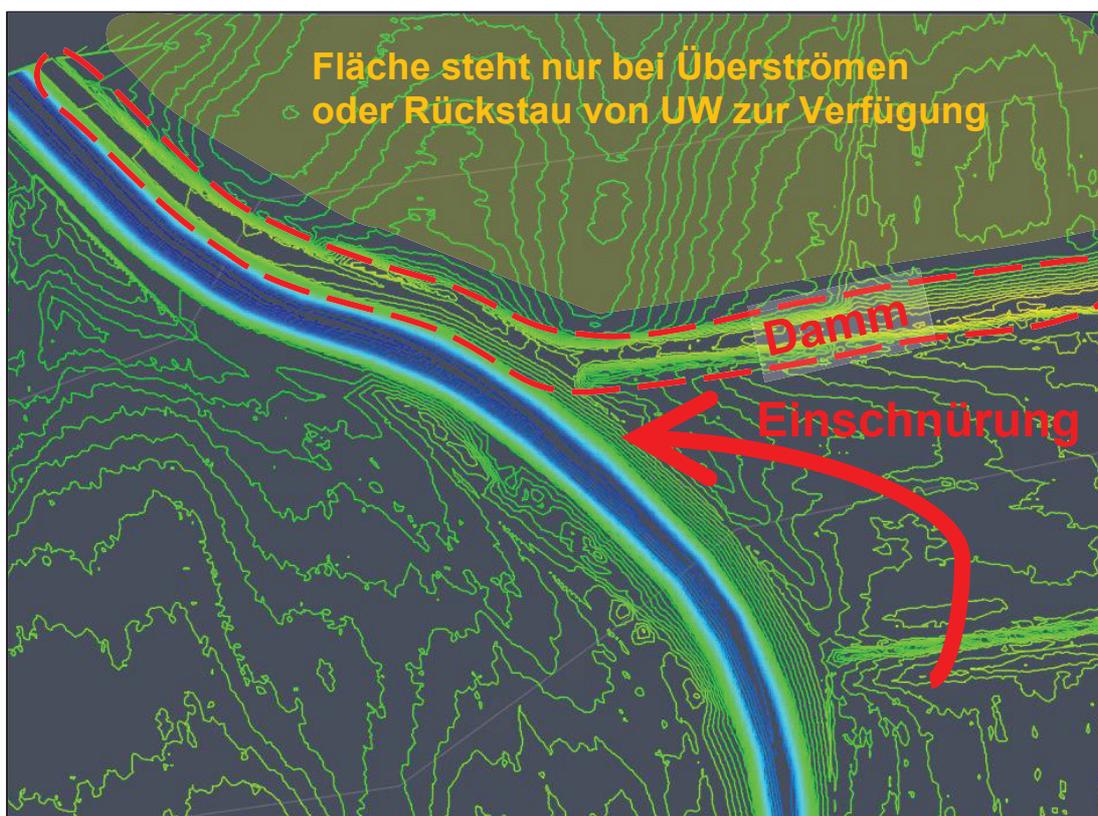


Abbildung 33: Darstellung der Einschnürung durch den Damm am unteren Modellrand

Im 2D-Modell wird diese Einschnürung berücksichtigt und es kommt durch den „modelltechnischen“ Aufstau am unteren Rand zu einem Überströmen des Damms und der hohen Wasserspiegellage im Vergleich zu jener des HWRMP.

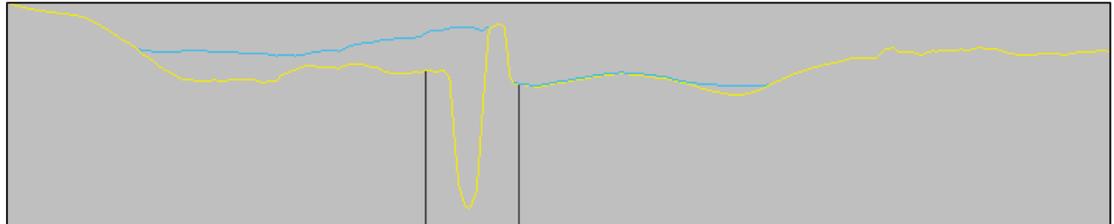


Abbildung 34: Einschnürung und Wasserspiegelaufstau am unteren Modellrand im Querprofil Station 5+540

Da die oberstrom liegenden Profile eine gute Übereinstimmung zeigen, wird das Profil 5+540 mit der Abweichung von 0,73 m als unterstes Profil akzeptiert, jedoch aus der Ergebnisdarstellung ausgenommen.

Die vorliegende Studie dient nicht der Überprüfung der HWRMP, sodass auf weitere Untersuchungen verzichtet wird.

2.5 Rauheiten (final)

Wie in den vorgegangenen Kapiteln beschrieben, wurden die Rauheiten so lange iterativ angepasst, bis die Abweichung im Längsschnitt sowie auch in der Draufsicht eine hinreichend genaue Übereinstimmung mit den Ergebnissen des HWRMP in Lage und Höhe zeigten. Zu diesem Zweck wurden neben der Anpassung der Rauheiten auch die Teilflächen (Gebietspolygone) feiner unterteilt und gegebenenfalls für die gleiche Art der Flächennutzung unterschiedliche Rauheiten festgelegt (z.B. drei verschiedene Rauheiten für Ackerflächen, da Ackerland unterschiedlich genutzt wird).

Die nachfolgende Tabelle (Tabelle 13, S. 57) gibt eine Übersicht über die finalen, verwendeten Rauheiten. Abbildung 35 (S. 57) zeigt die Draufsicht der zugeordneten Rauheiten. Details sind den Plänen 1.1.2 (Bestand) und 1.2.2 (Planung mit Flutmulde) zu entnehmen.

Tabelle 13: Übersicht der verwendeten Rauheiten

Art / Nutzung	Bezeichnung	kst-Wert [$m^{1/3}/s$]
Fließsohle, Iterationen	Gerinne (Iter)	13
	Gerinne 2 (Iter)	13
	Gerinne 3 (Iter)	14
Ufer, krautig, stark bewachsen	Ufer (Iter)	13
	Ufer 2 (Iter)	14
Bewachsene Böschung	Krautiger Bewuchs	22
Industriegebiete, bebaute Bereiche	Industriegebiete	50
Industriegebiete, überwiegend Rasen, teils unbefestigte Wege	Grünfläche_Industrie	28
Baumgruppen oder Einzelbewuchs	Baumgruppen	30
Straßenböschungen, gemäht	Verkehrsbegleit	8 - 20
Bahndamm, Schotter	Bahn	30
Grünweg	Feldweg Rasen	28
Ackerflächen, mittlere Rauigkeit	Acker (Iter)	29
Ackerflächen, höhere Rauigkeit	Acker 2 (Iter)	20
Ackerflächen, geringere Rauigkeit	Acker 3 (Iter)	37
Landwirtschaftliche Wege (Kies, Schotter)	Langwirtschaftl.[sic] Weg	30
Asphalтиerte Oberflächen	Straße, Asphalt	50
Unüberwindbare Hindernisse	Gebäude	0,1

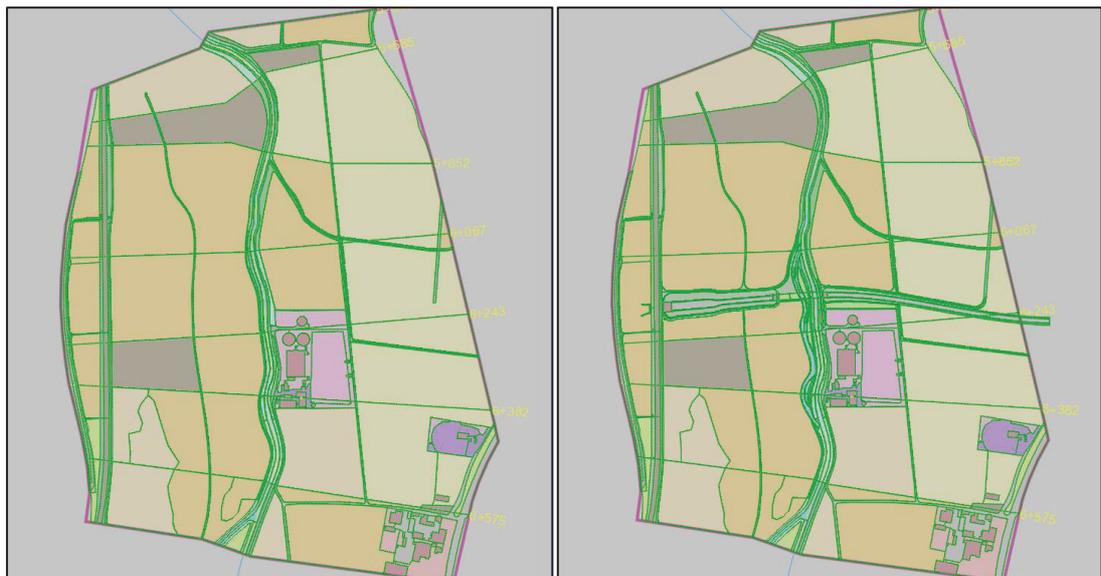


Abbildung 35: Übersicht der zugeordneten Rauheiten (links Bestand, rechts Planung)

2.6 Randbedingungen (final)

2.6.1 Obere Randbedingungen (Zuflüsse)

Als obere Randbedingung dient der Zufluss Q [m^3/s] für das jeweilige Abflussszenario. Die Zuflüsse an den Stationen 6+382 und 5+852 werden wie bereits erläutert in Abstimmung mit der Oberen Wasserbehörde am jeweiligen Sohlpunkt der Gewässerachse als punktuelle Einleitungen angesetzt. Die nachfolgende Tabelle zeigt die Zuflüsse ins Modell, die als obere Randbedingung verwendet werden.

Tabelle 14: Obere Randbedingung (Zuflüsse ins Modell)

	Zufluss Q	zzgl. Zuflüsse an	
		km 6+382	km 5+852
HQ ₁	27,7 m^3/s	+1,4 m^3/s	+0,4 m^3/s
HQ ₂	36,2 m^3/s	+1,9 m^3/s	+0,6 m^3/s
HQ ₅	72,0 m^3/s	+2,6 m^3/s	+1,6 m^3/s
HQ ₁₀	86,7 m^3/s	+3,3 m^3/s	+1,8 m^3/s
HQ ₂₀	102 m^3/s	+3,9 m^3/s	+2,2 m^3/s
HQ ₁₀₀	140 m^3/s	+5,0 m^3/s	+3,0 m^3/s
HQ _{extrem}	182 m^3/s	+7,0 m^3/s	+3,0 m^3/s

2.6.2 Untere Randbedingung

Als untere Randbedingung dient die Wasserstands-Abfluss-Beziehung auf Basis des mittels der Bernoulli-Gleichung abgeschätzten Energieliniengefälles sowie der Wasserspiegellagen des HWRMP in Abhängigkeit des Durchflusses (HQ₁₀, HQ₁₀₀, HQ_{extrem}). Da bei der Kalibrierung je nach Wahl der Parameter entweder die Wasserspiegel am untersten Profil oder jene weiter oberstrom eine deutliche Abweichung von den Marken des HQ₁₀₀ aufwiesen und eine gleichzeitige Erreichung einer ausreichenden Genauigkeit nicht möglich war, wurde aufgrund dieser Abweichung am untersten Profil eine Sensitivitätsanalyse für die Wahl der unteren Randbedingung im Laufe der Iteration durchgeführt (vgl. Kapitel 2.4.6).

Die nachfolgende Abbildung 36 (S.59) zeigt die finale W/Q -Kurve der unteren Randbedingung.

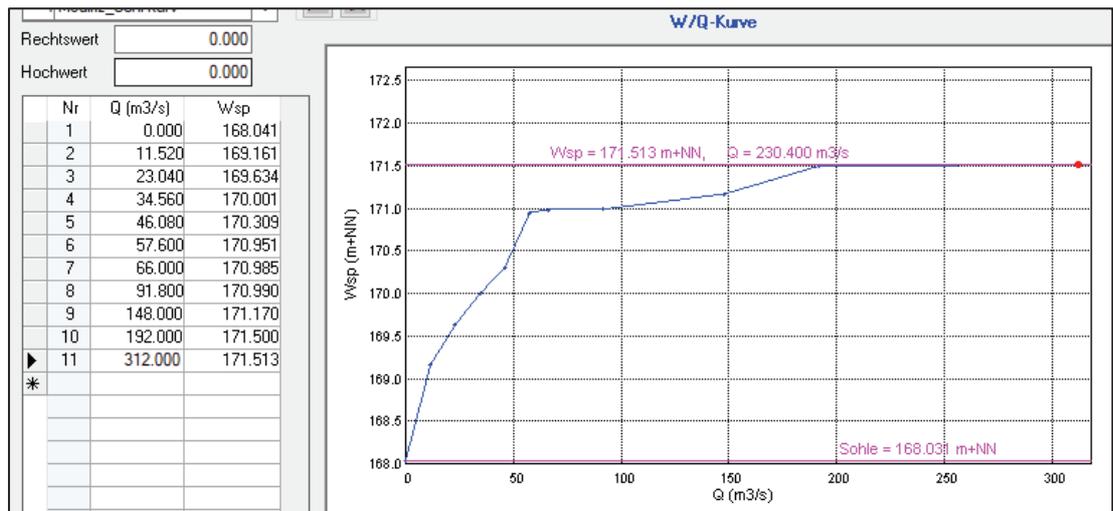


Abbildung 36: Untere Randbedingung

2.7 Durchgeführte Berechnungen

Die angesetzten Daten sowie eine Kurzbeschreibung des H-A-Modells sind in den vorangegangenen Kapiteln sowie in Kapitel 1.5 näher erläutert. Es werden die unter Kapitel 1.5.2 beschriebenen Berechnungen durchgeführt und nachfolgend aufgeführt (s. Hinweis S. 40). Die Berechnungsabdrucke der Kalibrierung sowie der Sensitivitätsanalyse werden nicht beigefügt, da es sich letztlich um Zwischenschritte bei der Erstellung der finalen Modelle handelt.

1) Bestandsmodell

Berechnungsfälle: T = 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20 a, 100 a und extrem

3-1) Planungsmodell „ohne Flutmulde“

Berechnungsfälle: T = 10 a, 100 a, extrem

3-2) Planungsmodell „mit Flutmulde“

Berechnungsfälle: T = 1 a, 2 a, 5 a, 10 a, 20 a, 100 a und extrem

3-3a) Planungsmodell „mit Flutmulde und mit Durchlässen“, hier Kastenprofil

B / H = 1,80 / 1,80

Berechnungsfälle: T = 100 a

3-3b) Planungsmodell „mit Flutmulde und mit Durchlässen“, hier Kastenprofil

B / H = 1,60 / 4,00

Berechnungsfälle: T = 100 a

Dimensionierung eines Mulden-Rigolen-Elementes nach Arbeitsblatt DWA-A 138

Auftraggeber:

Hessen Mobil - Straßen- und Verkehrsmanagement

Mulden-Rigolen-Element:

Nachweis der drainierten Mulde im Entwässerungsabschnitt 7.2

Entwässerung der Brücke (Entwässerungsabschnitt 8) wird in Mulde eingeleitet

Eingabedaten Mulde:

$$V_M = [(A_u + A_{S,M}) * 10^{-7} * r_{D(n)} - A_{S,M} * k_f / 2] * D * 60 * f_{Z,M}$$

Einzugsgebietsfläche	A_E	m^2	3.824
Abflussbeiwert gem. Tabelle 2 (DWA-A 138)	Ψ_m	-	0,70
undurchlässige Fläche	A_u	m^2	2.677
gewählte Versickerungsfläche der Mulde	$A_{S,M}$	m^2	300
gewählte Muldenbreite	b_M	m	2
Durchlässigkeitsbeiwert des Muldenbettes	$k_{f,M}$	m/s	1,0E-05
Bemessungshäufigkeit Mulde	n_M	1/Jahr	1
Zuschlagsfaktor Mulde	$f_{Z,M}$	-	1,20

Regendaten Muldenberechnung:

D [min]	$r_{D(n)}$ [l/(s*ha)]
10	151,7
15	115,6
20	95,0
30	71,1
45	52,6
60	42,2
90	31,1
120	25,0
180	18,2

Berechnung Muldenvolumen:

V_M [m ³]
31,43
35,54
38,56
42,48
45,87
47,79
50,27
51,34
50,77

Ergebnisse Muldenbemessung:

erforderliches Muldenvolumen	V_M	m^3	51,34
gewähltes Muldenvolumen	$V_{M,gew}$	m^3	52,2
Einstauhöhe in der Mulde	Z_M	m	0,17
vorhandene Muldenfläche	$A_{S,M \text{ vorh}}$	m^2	300
Entleerungszeit der Mulde	t_E	h	9,7

Dimensionierung eines Mulden-Rigolen-Elementes nach Arbeitsblatt DWA-A 138

Auftraggeber:

Hessen Mobil - Straßen- und Verkehrsmanagement

Mulden-Rigolen-Element:

Nachweis der drainierten Mulde im Entwässerungsabschnitt 7.2

Entwässerung der Brücke (Entwässerungsabschnitt 8) wird in Mulde eingeleitet

Eingabedaten Rigole:

$$L_R = [(A_u + A_{S,M} + A_{u,R}) * 10^{-7} * r_{D(n)} - Q_{Dr} - V_M / (D * 60 * f_{z,R})] / [(b_R * h_R * s_{RR}) / (D * 60 * f_{z,R}) + (b_R + h_R / 2) * k_f / 2]$$

undurchlässige Fläche direkt an Rigole	$A_{u,R}$	m ²	0
gewählte Breite der Rigole	b_R	m	1,0
gewählte Höhe der Rigole	h_R	m	0,5
Speicherkoefizient des Füllmaterials der Rigole	s_R	-	0,33
Außendurchmesser Rohr(e) in der Rigole	d_a	mm	210
Innendurchmesser Rohr(e) in der Rigole	d_i	mm	200
gewählte Anzahl der Rohre in der Rigole	a	-	1
Gesamtspeicherkoefizient	s_{RR}	-	0,37
mittlerer Drosselabfluss aus der Rigole	Q_{Dr}	l/s	3
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone	k_f	m/s	1,0E-06
Bemessungshäufigkeit Rigole	n_R	1/Jahr	0,2
Zuschlagsfaktor Rigole	$f_{z,R}$	-	1,20

Regendaten Rigolenberechnung:

D [min]	$r_{D(n)}$ [l/(s*ha)]
10	243,3
15	185,6
20	152,5
30	113,9
45	84,4
60	67,8
90	49,8
120	40,0
180	29,3

Berechnung Rigolenlänge:

L_R [m]
0,0
22,8
47,6
78,1
104,2
117,4
129,2
130,0
113,7

Ergebnisse Rigolenbemessung:

erforderliche Länge der Rigole	L_R	m	130,0
erforderliches Rigolen-Speichervolumen	V_R	m ³	24,1
gewählte Rigolenlänge	$L_{R,gew}$	m	150
gewähltes Rigolen-Speichervolumen	$V_{R,gew}$	m ³	27,8
Rigolenaushub	$V_{R,Aushub}$	m ³	75,0

Dimensionierung eines Mulden-Rigolen-Elementes nach DWA-A 138

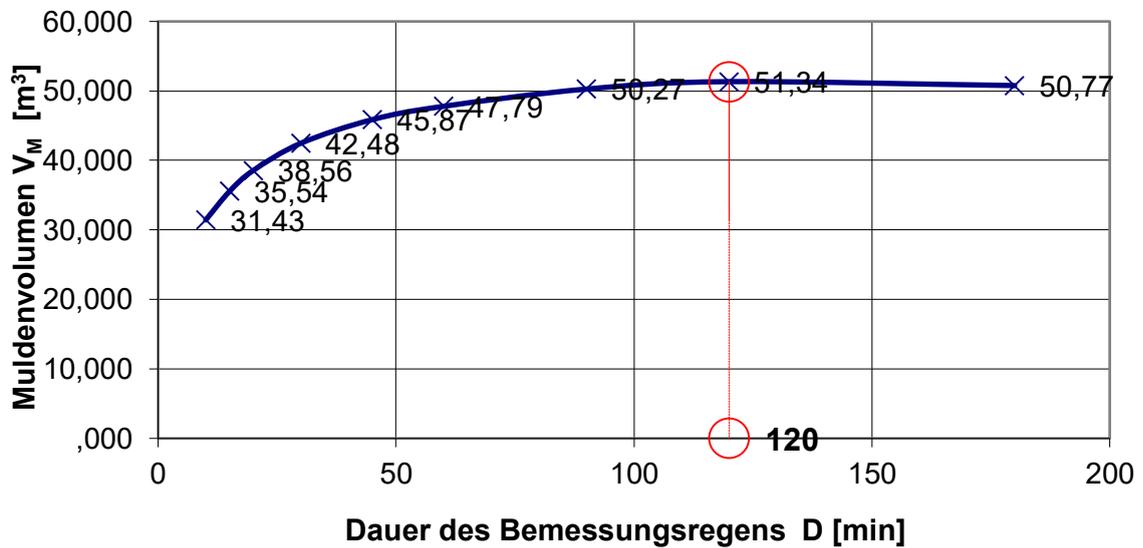
Auftraggeber:

Hessen Mobil - Straßen- und Verkehrsmanagement

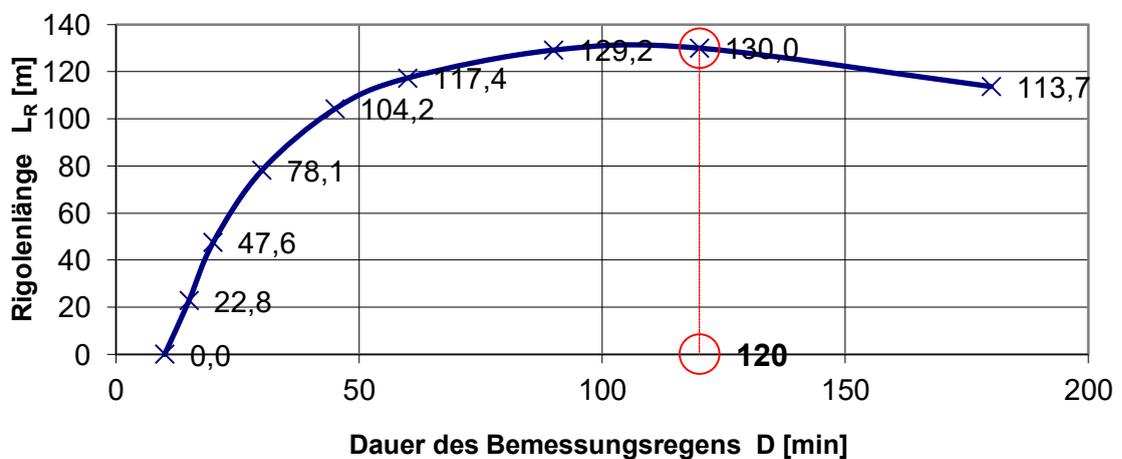
Mulden-Rigolen-Element:

Nachweis der drainierten Mulde im Entwässerungsabschnitt 7.2
Entwässerung der Brücke (Entwässerungsabschnitt 8) wird in Mulde eingeleitet

Mulde



Rigole



Dimensionierung eines Mulden-Rigolen-Elementes nach Arbeitsblatt DWA-A 138

Auftraggeber:

Hessen Mobil - Straßen- und Verkehrsmanagement

Mulden-Rigolen-Element:Nachweis der drainierten Mulde im Entwässerungsabschnitt 9 und
Entwässerungsabschnitt 10**Eingabedaten Mulde:**

$$V_M = [(A_u + A_{S,M}) * 10^{-7} * r_{D(n)} - A_{S,M} * k_f / 2] * D * 60 * f_{Z,M}$$

Einzugsgebietsfläche	A_E	m ²	6.238
Abflussbeiwert gem. Tabelle 2 (DWA-A 138)	Ψ_m	-	0,61
undurchlässige Fläche	A_u	m ²	3.805
gewählte Versickerungsfläche der Mulde	$A_{S,M}$	m ²	500
gewählte Muldenbreite	b_M	m	2
Durchlässigkeitsbeiwert des Muldenbettes	$k_{f,M}$	m/s	1,0E-05
Bemessungshäufigkeit Mulde	n_M	1/Jahr	1
Zuschlagsfaktor Mulde	$f_{Z,M}$	-	1,20

Regendaten Muldenberechnung:

D [min]	$r_{D(n)}$ [l/(s*ha)]
10	151,7
15	115,6
20	95,0
30	71,1
45	52,6
60	42,2
90	31,1
120	25,0
180	18,2

Berechnung Muldenvolumen:

V_M [m ³]
45,22
51,05
55,29
60,72
65,27
67,69
70,56
71,39
69,15

Ergebnisse Muldenbemessung:

erforderliches Muldenvolumen	V_M	m ³	71,39
gewähltes Muldenvolumen	$V_{M,gew}$	m ³	92,0
Einstauhöhe in der Mulde	Z_M	m	0,18
vorhandene Muldenfläche	$A_{S,M \text{ vorh}}$	m ²	500
Entleerungszeit der Mulde	t_E	h	10,2

Dimensionierung eines Mulden-Rigolen-Elementes nach Arbeitsblatt DWA-A 138

Auftraggeber:

Hessen Mobil - Straßen- und Verkehrsmanagement

Mulden-Rigolen-Element:Nachweis der drainierten Mulde im Entwässerungsabschnitt 9 und
Entwässerungsabschnitt 10**Eingabedaten Rigole:**

$$L_R = [(A_u + A_{S,M} + A_{u,R}) * 10^{-7} * r_{D(n)} - Q_{Dr} - V_M / (D * 60 * f_{z,R})] / [(b_R * h_R * s_{RR}) / (D * 60 * f_{z,R}) + (b_R + h_R / 2) * k_f / 2]$$

undurchlässige Fläche direkt an Rigole	$A_{u,R}$	m ²	0
gewählte Breite der Rigole	b_R	m	1,0
gewählte Höhe der Rigole	h_R	m	0,5
Speicherkoefizient des Füllmaterials der Rigole	s_R	-	0,33
Außendurchmesser Rohr(e) in der Rigole	d_a	mm	210
Innendurchmesser Rohr(e) in der Rigole	d_i	mm	200
gewählte Anzahl der Rohre in der Rigole	a	-	1
Gesamtspeicherkoefizient	s_{RR}	-	0,37
mittlerer Drosselabfluss aus der Rigole	Q_{Dr}	l/s	5
Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone	k_f	m/s	1,0E-06
Bemessungshäufigkeit Rigole	n_R	1/Jahr	0,2
Zuschlagsfaktor Rigole	$f_{z,R}$	-	1,20

Regendaten Rigolenberechnung:

D [min]	$r_{D(n)}$ [l/(s*ha)]
10	243,3
15	185,6
20	152,5
30	113,9
45	84,4
60	67,8
90	49,8
120	40,0
180	29,3

Berechnung Rigolenlänge:

L_R [m]
0,0
0,0
0,0
16,7
50,9
66,6
76,9
71,4
34,6

Ergebnisse Rigolenbemessung:

erforderliche Länge der Rigole	L_R	m	76,9
erforderliches Rigolen-Speichervolumen	V_R	m ³	14,2
gewählte Rigolenlänge	$L_{R,gew}$	m	250
gewähltes Rigolen-Speichervolumen	$V_{R,gew}$	m ³	46,3
Rigolenaushub	$V_{R,Aushub}$	m ³	125,0

Dimensionierung eines Mulden-Rigolen-Elementes nach DWA-A 138

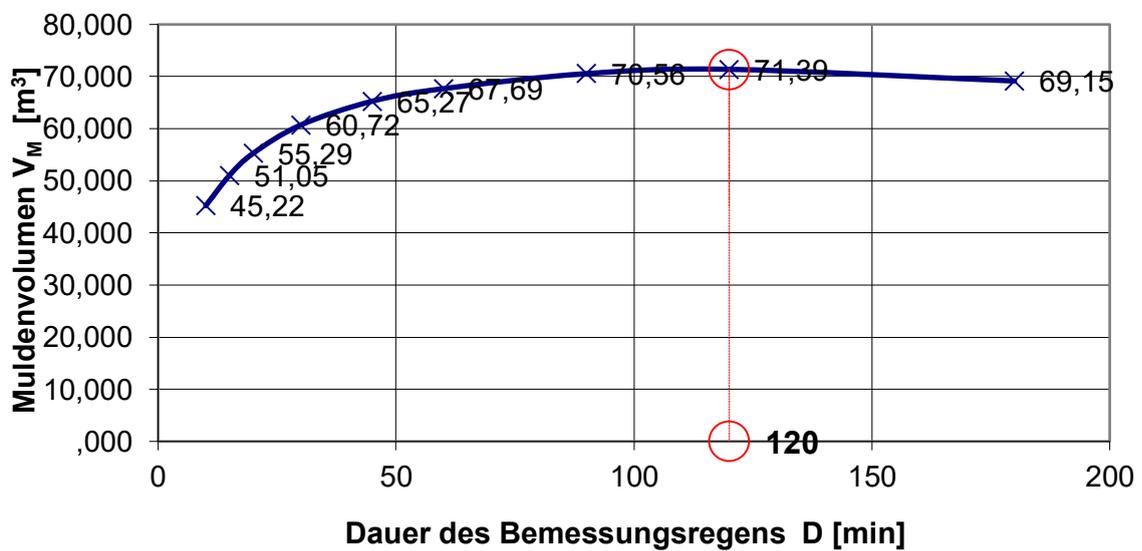
Auftraggeber:

Hessen Mobil - Straßen- und Verkehrsmanagement

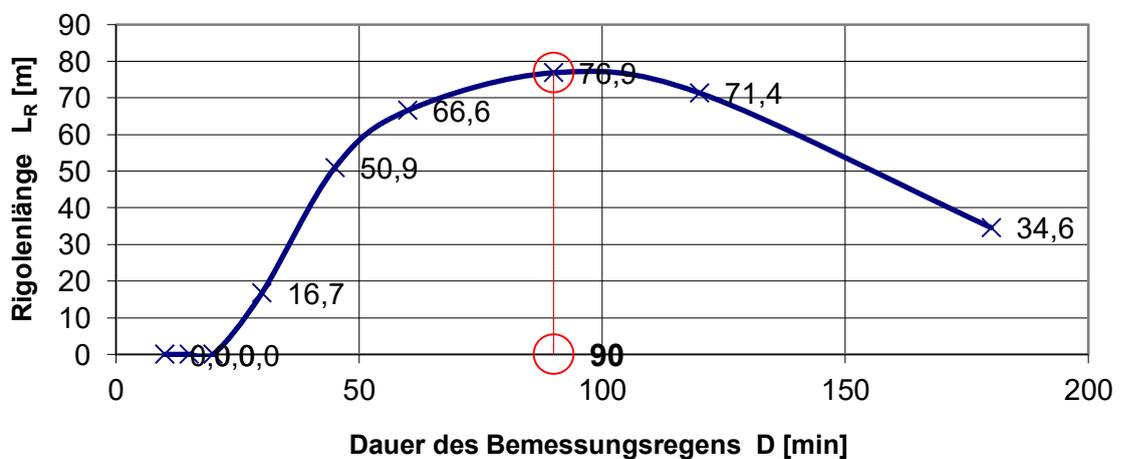
Mulden-Rigolen-Element:

Nachweis der drainierten Mulde im Entwässerungsabschnitt 9 und
Entwässerungsabschnitt 10

Mulde



Rigole





KOSTRA-DWD 2020

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

Niederschlagshöhen nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 144, Zeile 136
 Ortsname : Reichensachsen
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Niederschlagshöhen hN [mm] je Wiederkehrintervall T [a]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	6,9	8,6	9,6	11,0	13,0	15,0	16,4	18,1	20,7
10 min	9,1	11,3	12,7	14,6	17,2	19,9	21,7	24,1	27,4
15 min	10,4	13,0	14,6	16,7	19,7	22,9	24,9	27,6	31,4
20 min	11,4	14,2	16,0	18,3	21,6	25,0	27,2	30,1	34,3
30 min	12,8	15,9	17,9	20,5	24,2	28,0	30,5	33,8	38,5
45 min	14,2	17,7	19,9	22,8	26,9	31,1	33,9	37,5	42,8
60 min	15,2	19,0	21,4	24,4	28,9	33,4	36,4	40,3	45,9
90 min	16,8	21,0	23,5	26,9	31,8	36,8	40,1	44,4	50,6
2 h	18,0	22,4	25,2	28,8	34,0	39,4	42,9	47,5	54,1
3 h	19,7	24,6	27,6	31,6	37,3	43,2	47,0	52,1	59,3
4 h	21,0	26,2	29,4	33,7	39,8	46,1	50,2	55,6	63,3
6 h	23,0	28,7	32,2	36,8	43,5	50,4	54,9	60,8	69,2
9 h	25,1	31,4	35,2	40,3	47,6	55,1	60,0	66,5	75,7
12 h	26,8	33,4	37,5	42,9	50,6	58,6	63,9	70,8	80,6
18 h	29,2	36,5	40,9	46,8	55,3	64,1	69,8	77,3	88,0
24 h	31,1	38,8	43,6	49,9	58,9	68,2	74,3	82,3	93,7
48 h	36,1	45,1	50,6	57,9	68,4	79,2	86,3	95,6	108,9
72 h	39,5	49,2	55,3	63,2	74,7	86,5	94,2	104,3	118,9
4 d	42,0	52,4	58,8	67,3	79,5	92,0	100,3	111,0	126,5
5 d	44,1	55,0	61,7	70,6	83,4	96,6	105,2	116,5	132,7
6 d	45,8	57,2	64,2	73,4	86,7	100,4	109,4	121,2	138,1
7 d	47,4	59,1	66,4	75,9	89,7	103,8	113,1	125,3	142,7

Legende

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
 D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
 hN Niederschlagshöhe in [mm]



KOSTRA-DWD 2020

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 144, Zeile 136
 Ortsname : Reichensachsen
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Niederschlagsspenden rN [l/(s·ha)] je Wiederkehrintervall T [a]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	230,0	286,7	320,0	366,7	433,3	500,0	546,7	603,3	690,0
10 min	151,7	188,3	211,7	243,3	286,7	331,7	361,7	401,7	456,7
15 min	115,6	144,4	162,2	185,6	218,9	254,4	276,7	306,7	348,9
20 min	95,0	118,3	133,3	152,5	180,0	208,3	226,7	250,8	285,8
30 min	71,1	88,3	99,4	113,9	134,4	155,6	169,4	187,8	213,9
45 min	52,6	65,6	73,7	84,4	99,6	115,2	125,6	138,9	158,5
60 min	42,2	52,8	59,4	67,8	80,3	92,8	101,1	111,9	127,5
90 min	31,1	38,9	43,5	49,8	58,9	68,1	74,3	82,2	93,7
2 h	25,0	31,1	35,0	40,0	47,2	54,7	59,6	66,0	75,1
3 h	18,2	22,8	25,6	29,3	34,5	40,0	43,5	48,2	54,9
4 h	14,6	18,2	20,4	23,4	27,6	32,0	34,9	38,6	44,0
6 h	10,6	13,3	14,9	17,0	20,1	23,3	25,4	28,1	32,0
9 h	7,7	9,7	10,9	12,4	14,7	17,0	18,5	20,5	23,4
12 h	6,2	7,7	8,7	9,9	11,7	13,6	14,8	16,4	18,7
18 h	4,5	5,6	6,3	7,2	8,5	9,9	10,8	11,9	13,6
24 h	3,6	4,5	5,0	5,8	6,8	7,9	8,6	9,5	10,8
48 h	2,1	2,6	2,9	3,4	4,0	4,6	5,0	5,5	6,3
72 h	1,5	1,9	2,1	2,4	2,9	3,3	3,6	4,0	4,6
4 d	1,2	1,5	1,7	1,9	2,3	2,7	2,9	3,2	3,7
5 d	1,0	1,3	1,4	1,6	1,9	2,2	2,4	2,7	3,1
6 d	0,9	1,1	1,2	1,4	1,7	1,9	2,1	2,3	2,7
7 d	0,8	1,0	1,1	1,3	1,5	1,7	1,9	2,1	2,4

Legende

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
 D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
 rN Niederschlagsspende in [l/(s·ha)]



KOSTRA-DWD 2020

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

Toleranzwerte der Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 144, Zeile 136
 Ortsname : Reichensachsen
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Toleranzwerte UC je Wiederkehrintervall T [a] in [±%]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	13	12	12	12	12	13	13	13	13
10 min	11	12	13	14	15	16	17	17	18
15 min	13	15	16	17	18	19	19	20	20
20 min	14	16	17	18	20	20	21	21	22
30 min	16	18	19	20	21	22	23	23	24
45 min	17	19	20	21	22	23	24	24	25
60 min	17	19	20	21	23	24	24	25	25
90 min	17	19	20	21	23	24	24	25	25
2 h	16	19	20	21	22	23	24	24	25
3 h	16	18	19	20	22	23	23	24	24
4 h	15	18	19	20	21	22	23	23	24
6 h	15	17	18	19	20	21	22	22	23
9 h	14	16	17	18	19	20	21	21	22
12 h	14	16	17	18	19	20	20	21	21
18 h	14	15	16	17	18	19	19	20	20
24 h	13	15	16	17	18	18	19	19	20
48 h	14	15	15	16	17	18	18	18	19
72 h	15	15	16	16	17	18	18	18	19
4 d	15	16	16	16	17	18	18	18	19
5 d	16	16	16	17	17	18	18	18	19
6 d	16	16	17	17	17	18	18	18	19
7 d	17	17	17	17	18	18	18	19	19

Legende

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
 D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
 UC Toleranzwert der Niederschlagshöhe und -spende in [±%]