

Hochwasserschutz Scheffzental



Erstellt im Auftrag von
Herzog+Partner GmbH
Beratende Ingenieure VBI
Gotenstraße 15, 68259
Mannheim

Auftraggeber:

**Zweckverband
Hochwasserschutz
Scheffzental**

Am Laien 1
71252 Ditzingen

Auftragnehmer:
INROS LACKNER SE

An der Raumfabrik 34,
76227 Karlsruhe

Datum:
19.02.2026

Hochwasserschutz Scheffzental

Genehmigungsunterlagen

Erläuterungsbericht

DOKUMENTKONTROLLBLATT

Projektdaten

Auftraggeber: Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzental

Projektbezeichnung: Hochwasserschutz Scheffzental

Dokument: 2026-02-19_Erläuterungsbericht_Genehmigungsplanung
Scheffzental_rev03.docx

Leistungsphase: Genehmigungsplanung

Projekt – Nr.: 2020-0449

Dokumentdaten

Verzeichnis: "P:\2020\2020-0449\Projekt\05\08\02_Objektplanung\400_Genehmigungsplanung

Erstell-Datum: 17.02.2023

Revisions-Nr.: 03

19.02.2026: Änderungen und Ergänzungen als Ergebnis Beteiligung und Erörterung (Kap. 5.3.1, 5.3.2)

19.02.2026: Änderungen nach Stellungnahme Stadt Stuttgart (Kap. 8)

Bearbeitung und Dokumentprüfung

Aufgestellt:

Dipl.-Ing. Michael Haug Leiter
des Standortes Wörth

Dipl.-Ing. Thomas Grafmüller
Fachbereichsleiter Wasserbau

Geprüft:

Dipl.-Ing. Veronika Knöller
Projektingenieurin

INHALTSVERZEICHNIS

| | |
|--|-----------|
| INHALTSVERZEICHNIS | 2 |
| ABBILDUNGSVERZEICHNIS | 4 |
| TABELLENVERZEICHNIS | 5 |
| 1 VERANLASSUNG UND AUFGABENSTELLUNG | 6 |
| 2 GRUNDLAGEN | 8 |
| 3 HOCHWASSERSCHUTZKONZEPTION SCHEFFZENTAL | 9 |
| 3.1 Ausgangszustand | 9 |
| 3.2 Planungsvarianten | 10 |
| 3.2.1 Nullvariante | 10 |
| 3.2.2 Rückhalt im Einzugsgebiet | 13 |
| 3.3 Hochwasserschutzkonzept | 13 |
| 3.3.1 Umgestaltungsmaßnahmen im Oberen Scheffzental | 13 |
| 3.3.2 Retentionsraum Oberes Scheffzental | 13 |
| 3.3.3 Retentionsraum Unteres Scheffzental | 14 |
| 4 PLANUNGSGRUNDLAGEN | 20 |
| 4.1 Hydrologie | 20 |
| 4.1.1 Datengrundlage | 20 |
| 4.1.1.1 Grundlagen der Flussmodellierung | 20 |
| 4.1.1.2 Niederschlag | 21 |
| 4.1.1.3 Modellierung | 21 |
| 4.1.2 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Hydrologische Hauptwerte | 24 |
| 4.1.3 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Lastfall Klimaänderung | 26 |
| 4.1.4 Flussgebietsmodell – Simulation Planungszustand – Hochwasserschutzkonzept | 28 |
| 4.2 Bemessung hinsichtlich Hochwasserschutz und Anlagensicherheit | 29 |
| 4.2.1 Hochwasserschutzgrad | 29 |
| 4.2.2 Hochwasserrückhalteraum (Hochwasserbemessungsfall 3) | 30 |
| 4.2.2.1 Oberes Scheffzental | 30 |
| 4.2.2.2 Unteres Scheffzental | 34 |
| 4.2.3 Nachweis der Anlagensicherheit | 44 |
| 4.2.3.1 Klassifizierung der Anlage nach DIN 19700 | 44 |
| 4.2.3.2 Zulaufwellen | 45 |
| 4.2.3.3 Hochwasserbemessungsfall 1 | 47 |
| 4.2.3.4 Hochwasserbemessungsfall 2 | 51 |
| 4.3 Freibordbemessung | 55 |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 4.4 | Geologische Verhältnisse | 55 |
| 4.5 | Wasserfassungen | 56 |
| 5 | BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN ANLAGE | 56 |
| 5.1 | Wasserbauliche Maßnahmen im Oberen Scheffzental | 56 |
| 5.1.1 | Wasserteiler | 56 |
| 5.1.2 | Scheffzengraben | 58 |
| 5.1.3 | Streichwehre, Flutmulde | 58 |
| 5.2 | Retentionsraum Oberes Scheffzental | 59 |
| 5.2.1 | Grundablass | 59 |
| 5.2.2 | Hochwasserentlastungsanlage | 61 |
| 5.3 | Retentionsraum Unteres Scheffzental | 63 |
| 5.3.1 | Dammbauwerk | 63 |
| 5.3.2 | Kontrollbauwerk | 63 |
| 5.3.3 | Hochwasserentlastungsanlage | 66 |
| 6 | GRUNDERWERB | 67 |
| 7 | BAUAUSFÜHRUNG | 68 |
| 8 | KOSTENZUSAMMENSTELLUNG | 68 |
| 9 | AUSWIRKUNG DER GEPLANTEN ANLAGE | 69 |
| 9.1 | Auswirkung im Scheffzental | 69 |
| 9.2 | Auswirkungen am Verdolungsauslauf im Stadtgebiet Ditzingen | 70 |
| 10 | ZUSAMMENFASSUNG | 70 |
| 11 | UNTERSCHRIFTEN | 71 |

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

| | | |
|---------------|---|-----------------|
| Abbildung 1: | Übersichtsplan Scheffzental..... | 7 |
| Abbildung 2: | Auswirkungen der Nullvariante | 11 |
| Abbildung 3: | Überflutungen am 04.07.2010, Weilimdorfer Straße | 12 |
| Abbildung 4: | Überflutungen am 04.07.2010, Beutenbachverdolung im Stadtpark | 12 Lageplan |
| Abbildung 5: | mit den untersuchten Planungsvarianten Unteres Scheffzental | 15 Auszug aus |
| Abbildung 6: | Systemskizze Flussgebietsmodell Glems (Wald + Corbe, 2011) | 22 Systemskizze |
| Abbildung 7: | Flussgebietsmodell Scheffzental..... | 23 |
| Abbildung 8: | Einzugsgebiet Scheffzengraben, Auszug aus FGM Glems (Wald + Corbe, 2011) | 24 |
| Abbildung 9: | 100-jährliche HW-Ganglinien am Verdolungseinlauf des Beutenbachs in Ditzingen (FGM-Kn. 723, FGM-Berechnungsvariante „I2“; Wald + Corbe, 2011) | 25 |
| Abbildung 10: | Übersicht Retentionsräume Beutenbach (Wald + Corbe, 2011) | 26 Regionen |
| Abbildung 11: | mit unterschiedlichen Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005) | 27 |
| Abbildung 12: | Speicherinhaltslinie Oberes Scheffzental | 31 |
| Abbildung 13: | Speicherkenlinien Oberes Scheffzental | 31 |
| Abbildung 14: | Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ _{100, Klima} | 32 |
| Abbildung 15: | Abflussganglinien am Knoten 2, Zulauf zum Oberen Scheffzental | 33 |
| Abbildung 16: | Abflussganglinien am Knoten 3, Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental, nach Abschlag in den Beutenbach | 33 |
| Abbildung 17: | Abflussganglinien am Knoten 4 unterhalb des HRB Oberes Scheffzental | 34 |
| Abbildung 18: | Speicherinhaltslinie Unteres Scheffzental | 35 |
| Abbildung 19: | Speicherkenlinien Unteres Scheffzental | 36 |
| Abbildung 20: | Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzental, HQ _{100, Klima} | 36 |
| Abbildung 21: | Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzental, HQ ₁₀₀₀ | 37 |
| Abbildung 22: | Abflussganglinien HQ _{100, Klima} am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach | 38 |
| Abbildung 23: | Abflussganglinien HQ _{100, Klima} am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung | 38 |
| Abbildung 24: | Abflussganglinien HQ _{100, Klima} am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung | 39 |
| Abbildung 25: | Abflussganglinien HQ _{100, Klima} am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung | 39 |
| Abbildung 26: | Abflussganglinien HQ ₁₀₀₀ am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach | 40 |
| Abbildung 27: | Abflussganglinien HQ ₁₀₀₀ am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung | 40 |
| Abbildung 28: | Abflussganglinien HQ ₁₀₀₀ am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung | 41 |
| Abbildung 29: | Abflussganglinien HQ ₁₀₀₀ am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung | 41 |
| Abbildung 30: | Klassifizierung von HRB in Anlehnung an DIN 19700-12 (aus Arbeitshilfen zur DIN 19700, LUBW, 2007)..... | 44 |
| Abbildung 31: | Zuflusskurven HQ _{200, Klima} zum Scheffzental | 46 |
| Abbildung 32: | Zuflusskurven HQ ₁₀₀₀ zum Scheffzental | 46 |
| Abbildung 33: | Zuflusskurven HQ _T zum Unteren Scheffzental | 47 |
| Abbildung 34: | Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ _{200, Klima} | 48 |
| Abbildung 35: | Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental | |

| | |
|--|----------|
| Planungszustand HQ ₂₀₀ , klima | 48 |
| Abbildung 36: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ ₁₀ | 00 |
| Abbildung 37: Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental | 51 |

| | |
|---|----|
| Planungszustand HQ ₁₀₀₀ | 52 |
| Abbildung 38: Retentionsraum Unteres Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ ₅₀ 00 | 53 |
| Abbildung 39: Steinanordnung am oberwasserseitigen Einlaufbereich eines Verbindungsgewässers (LUBW, 2006) | 57 |

| | | |
|---------------|--|----|
| Abbildung 40: | Längsschnitt durch das HRB Oberes Scheffzental | 60 |
| Abbildung 41: | Kennlinie Kontrollbauwerk Oberes Scheffzental | 60 |
| Abbildung 42: | Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental | 62 |
| Abbildung 43: | Längsschnitt durch das Untere Scheffzental | 65 |
| Abbildung 44: | Kennlinie Kontrollbauwerk Unteres Scheffzental | 66 |
| Abbildung 45: | Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental | 67 |

TABELLENVERZEICHNIS

| | | |
|-------------|--|----|
| Tabelle 1: | Scheitelabflusswerte im Scheffzental, Bestand | 9 |
| Tabelle 2: | Variantenvergleich begleitende Maßnahmen | 18 |
| Tabelle 3: | Variantenvergleich, gesamt | 19 |
| Tabelle 4: | FGM-Berechnungsergebnisse mit dem überarbeiteten FGM (Wald + Corbe, 2011) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723) | 24 |
| Tabelle 5: | Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005) | 27 |
| Tabelle 6: | Hochwasserabflüsse des Lastfalles Klimaänderung (Bezugsjahr 2050) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723, Berechnungsvariante I2), Wald + Corbe, 2011 | 28 |
| Tabelle 7: | Ausführungsvorschlag Hochwasserschutz Scheffzental | 29 |
| Tabelle 8: | Charakteristische Höhen des Dammbauwerkes Oberes Scheffzental | 30 |
| Tabelle 9: | Abflussspitzen $HQ_{100; \text{Klima}}$ – Oberes Scheffzental | 32 |
| Tabelle 10: | Zufluss zum Becken Unteres Scheffzental | 34 |
| Tabelle 11: | Charakteristische Höhen Dammbauwerk Unteres Scheffzental | 35 |
| Tabelle 12: | Abflussspitzen Unteres Scheffzental | 37 |
| Tabelle 13: | Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für $T = 100J$, Klima, Planung | 42 |
| Tabelle 14: | Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für $T = 1000J$; Planung | 43 |
| Tabelle 15: | Bemessungsabflüsse Oberes Scheffzental am Knoten 2 des FGM | 45 |
| Tabelle 16: | Bemessungsabflüsse Unteres Scheffzental am Knoten 5 des FGM | 45 |
| Tabelle 17: | Abflüsse $BHQ_1 - HQ_{200, \text{Klima}}$ Oberes Scheffzental | 47 |
| Tabelle 18: | Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für $BHQ_1, T = 200J$; Klima Planung | 50 |
| Tabelle 19: | Maximale Abflüsse $BHQ_2 - HQ_{1000}$, Oberes Scheffzental | 51 |
| Tabelle 20: | Maximale Abflüsse $BHQ_2 - HQ_{5000}$; Unteres Scheffzental | 53 |
| Tabelle 21: | Abfluss Becken Unteres Scheffzental bei $BHQ_2, T = 5000J$ Planung | 54 |
| Tabelle 22: | Umrechnung Strickler Beiwerte in Manning'sche Reibungsbeiwerte | 59 |
| Tabelle 23: | Grundablasskurve Oberes Scheffzental | 60 |
| Tabelle 24: | Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental | 61 |
| Tabelle 25: | Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental | 62 |
| Tabelle 26: | Grundablasskurve Unteres Scheffzental | 65 |
| Tabelle 27: | Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental | 67 |
| Tabelle 28: | Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental | 67 |
| Tabelle 29: | Ergebniszusammenstellung | 70 |

1 VERANLASSUNG UND AUFGABENSTELLUNG

Der Scheffzengraben war der ursprüngliche Zusammenfluss des Aischbachs aus Gerlingen und des Schnatzgrabens aus Stuttgart. Der Zusammenfluss von Aischbach und Schnatzgraben findet heute auf Stuttgarter Gemarkung schon im Verlauf eines ehemaligen Mühlkanals, des Beutenbachs, statt. Der frühere Mühlkanal besteht nur noch im oberen Abschnitt. Nach etwa 900 m fließt der Beutenbach in den Taltiefpunkt und mündet wieder in das Bachbett des Scheffzengrabens. Im oberen Abschnitt ist heute nur noch der Beutenbach vorhanden.

Der Scheffzengraben unterquert weiterhin die Autobahn A 81, die auf einem Viadukt das Scheffzenthal überquert, und fließt 750 m unterhalb in einen geschlossenen Querschnitt ein. Dieser verdolte Abschnitt unter der Ditzinger Innenstadt ist 665 m lang.

Durch zunehmende Bebauung und Versiegelung im Einzugsgebiet des Scheffzengrabens, Aischbachs und Schnatzgrabens wurde bereits in den 1990er Jahren eine Überprüfung der Hochwasserabflusssituation für die Gemarkung Ditzingen erforderlich. Die Stadt Stuttgart wurde vom damaligen Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz gebeten, die Untersuchung der Hochwasserabflusssituation durchzuführen. Konkreter Anlass war die Bebauung Hausen II auf der Gemarkung Stuttgart und die wasserrechtliche Genehmigung für die Einleitung von zusätzlichem Niederschlagswasser aus dem Neubaugebiet in den Scheffzengraben.

Als Folge des Hochwasserereignisses vom 04. Juli 2010 wurde eine Abflussuntersuchung für das gesamte Einzugsgebiet der Glems durch das Ingenieurbüro Wald + Corbe erstellt. Diese Ergebnisse wurden mit der bisher vorliegenden hydrologischen Untersuchung des Scheffzentals abgeglichen (Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011).

Als Ergebnis der hydrologischen Untersuchungen wurde ein gravierendes Leistungsdefizit der bestehenden Verdolung in Ditzingen festgestellt. Die Abflusskapazität der Verdolung von 15 m³/s ist für die Ableitung des Hochwasserabflusses nicht ausreichend. Aus dieser Untersuchung wurden die Bemessungswerte für die vorliegende Planung abgeleitet. Anschließend wurde ein gemarkungsübergreifendes Hochwasserschutzkonzept von Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen mit dem Ziel entwickelt, für Ditzingen einen Schutzgrad von HQ 100 zu erreichen. Zur Umsetzung des Konzeptes wurde der Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzenthal gegründet.

Der Antrag auf Planfeststellung erfolgte am 30.09.2013. Der Erörterungstermin fand am 06.05.2014 statt. In der Folgezeit hatte sich herausgestellt, dass die innerstädtische Verdolung von Ditzingen dem erhöhten Druck bei einem Hochwasserereignis auf Dauer nicht standhält. Eine Ertüchtigung der Verdolung hat sich auch wirtschaftlich als nicht realisierbar herausgestellt. Daher wurde eine Neuplanung des gesamten Projektes erforderlich. Mit Veröffentlichung und Unterrichtung aller Beteiligten in der 14. KW 2016 wurde das Planfeststellungsverfahren eingestellt.

Die Neuplanung des vom Zweckverband beauftragten Büros Herzog und Partner sieht als Ergebnis des Variantenvergleichs vom Oktober 2018 im Unterschied zur bisherigen Planung als technisch und wirtschaftlich sinnvollste Lösung ein talaufwärts von der Siemensstraße abgesetztes Becken im unteren Scheffzenthal vor. Dabei wurde Variante 1 (Schachtbauwerk am Straßendamm) als Vorzugsvariante festgelegt.

Außerdem wurde die Anpassung des Schutzgrades für Ditzingen von HQ 1000 vorgeschlagen, da nur dadurch ein vollständiger Schutz des Stadtgebietes und der bisher betroffenen Anlieger zu erzielen ist.

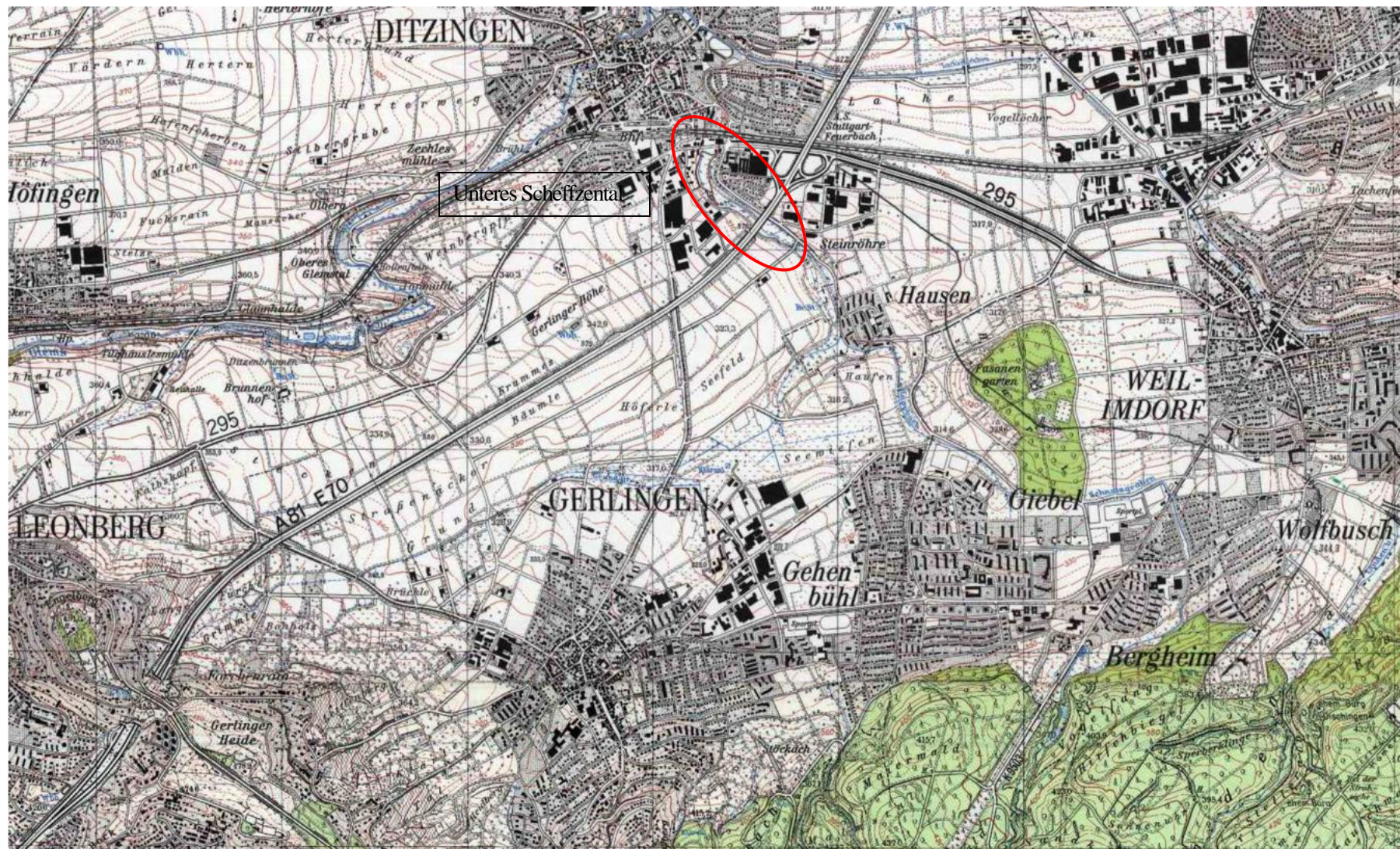


Abbildung 1: Übersichtsplan Scheffzentral

2 GRUNDLAGEN

CDM Consult GmbH, 2009: Hochwasserschutzkonzept Scheffzental, Erhebungen und Bewertung von Wasserfassungen im Hinblick auf den Grundwasserschutz, Bericht im Auftrag der Stadt Stuttgart.

CDM Consult GmbH 2020: Hochwasserschutzkonzept Scheffzental, Geotechnisches Gutachten - Standsicherheitsnachweise, Bericht im Auftrag des Zweckverbandes Hochwasserschutz Scheffzental.

Deutscher Wetterdienst (DWD), 2009: Software KOSTRA-DWD 2000, V 2.2 CD.

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), 2004: DIN 19700-10 Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen.

Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN), 2004: DIN 19700-12 Stauanlagen – Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken.

Geotechnik Südwest, 1997: Hydrogeologische Erkundung im Oberen Scheffzental auf den Gemarkungen Ditzingen und Stuttgart, Gutachten im Auftrag der Stadt Stuttgart.

Geotechnik Südwest, 2002: Hydrogeologische Erkundung im Unteren Scheffzental auf der Gemarkung Ditzingen, Gutachten im Auftrag der Stadt Ditzingen.

Ihringer, J. 2005: Softwarepaket für Hydrologie und Wasserwirtschaft; Anwenderhandbuch, Band 1 Hochwasseranalyse, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) der Universität Karlsruhe.

Intermetric, 2016: Aufnahme Scheffzental, Vermessung von Gewässerprofilen und Geländepunkten im Auftrag des Zweckverbandes Hochwasserschutz Scheffzental.

Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK), 2003: Softwarepaket für Hochwasseranalyse und -berechnung, Version 5.01; Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz (LfU) Baden-Württemberg, 2004: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 90: Überströmbare Dämme und Dammscharten, Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz (LfU) Baden-Württemberg, 2005: Abflusskennwerte in Baden-Württemberg (CD ROM).

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU), 2005: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 92: Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes, Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LUBW), 2006: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 101: Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern – Teil 2 – Umgebungsgewässer und fischpassierbare Querbauwerke, Karlsruhe.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LUBW), 2007: Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie, Band 106: Arbeitshilfen zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, Karlsruhe.

Landesvermessungsamt Baden-Württemberg, 2007: Digitales Geländemodell aus bereinig- ten Laserscann-Punkten (last pulse).

Lutz, W., 1984: Berechnung von Hochwasserabflüssen unter Anwendung von Gebietskenngrö- ßen. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, Mitteilungen Heft 24.

Ministerium für Umwelt Baden-Württemberg (UM),1993: Handbuch Wasserbau, Naturge- mäße Bauweisen, Heft 5, Ufer- und Böschungssicherungen, Stuttgart.

Regierungspräsidium Stuttgart, 2005: Vermessung von Gewässerprofilen und Bauwerken des Beutenbachs im Rahmen der Erstellung von Hochwassergefahrenkarten im TBG 450-2.

Wald + Corbe, 2011: Hochwassergefahrenkarten für das Glemstal, ergänzende hydrologische Berechnungen im Auftrag des Regierungspräsidiums Stuttgart.

Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011: Vergleich der neuen Berechnungsergebnisse (FGM- Glems) mit den Ergebnissen früherer Untersuchungen (FGM-Scheffzental), Bericht im Auftrag der Stadt Stuttgart.

Winkler+Partner, 2011: Maßgebende Abflüsse am Lachengraben für HQ₂ bis HQ_{extrem}, HWGK Glems/Strudelbach (TBG 450-2), Bericht im Auftrag des Regierungspräsidiums Stuttgart.

3 HOCHWASSERSCHUTZKONZEPTION SCHEFFZENTAL

3.1 Ausgangszustand

Das Scheffzental stellt einen natürlichen Retentionsraum dar, der im Oberen Scheffzental durch die Querung des Feldweges Flst. 2356 gebildet wird.

Der Retentionsraum Unteres Scheffzental wird flussabwärts in Richtung Norden durch das Stadt- gebiet von Ditzingen abgegrenzt. Die Geländeanhebung von ca. 6 m zieht sich auf einer Breite von etwa 200 m durch das Scheffzental. Das Scheffzental wird über eine Verdolung entwässert. Die Verdolung durchquert das Stadtgebiet mit verschiedenen Querschnitten am Fuß der Gelän- deanhebung.

Die Scheitelabflusswerte im Scheffzental im Ausgangszustand betragen (Wald + Corbe, Her- zog+Partner, 2011):

| | HQ ₁₀₀ | HQ _{100, Klima} |
|--------------------------|------------------------|-------------------------------------|
| Zulauf aus Aischbach | | 16,8 m ³ /s |
| Zulauf aus Schnatzgraben | | 10,2 ¹ m ³ /s |
| Zulauf zur Verdolung | 18,3 m ³ /s | 21,0 m ³ /s |

Tabelle 1: Scheitelabflusswerte im Scheffzental, Bestand

Der Abfluss aus dem Unteren Scheffzental wird durch den sehr leistungsfähigen Durchlass durch Siemensstraße und Bahndamm vorgegeben. Unterhalb des Bahndammes kommt es zu Überflu- tungen. Die unmittelbar anschließende Verdolung unterhalb des Stadtgebietes leitet lediglich 15 m³/s schadlos ab.

¹ Inkl. 1 m³/s aus Hausen II

3.2 Planungsvarianten

3.2.1 Nullvariante

Die Nullvariante bedeutet einen Verzicht auf alle Ausbaumaßnahmen und behält die derzeitige Situation bei. Dadurch wird das vorhandene Retentionspotential des Scheffzentals nicht genutzt. Die Hochwassersituation wird nicht verbessert.

Aufgrund der zu geringen Leistungsfähigkeit kommt es bei Abflüssen, welche die Leistungsfähigkeit der Verdolung überschreiten, zu Ausuferungen im Stadtgebiet Ditzingen (Abbildung 2). Dieses Abflussszenario ist bei dem Hochwasserereignis am 04. Juli 2010 in Ditzingen aufgetreten (Abbildung 3 und Abbildung 4).

Ein Verzicht auf Hochwasserschutzmaßnahmen ist aufgrund des zu geringen vorhandenen Schutzgrades und des immensen Schadenspotentials nicht zu verantworten.

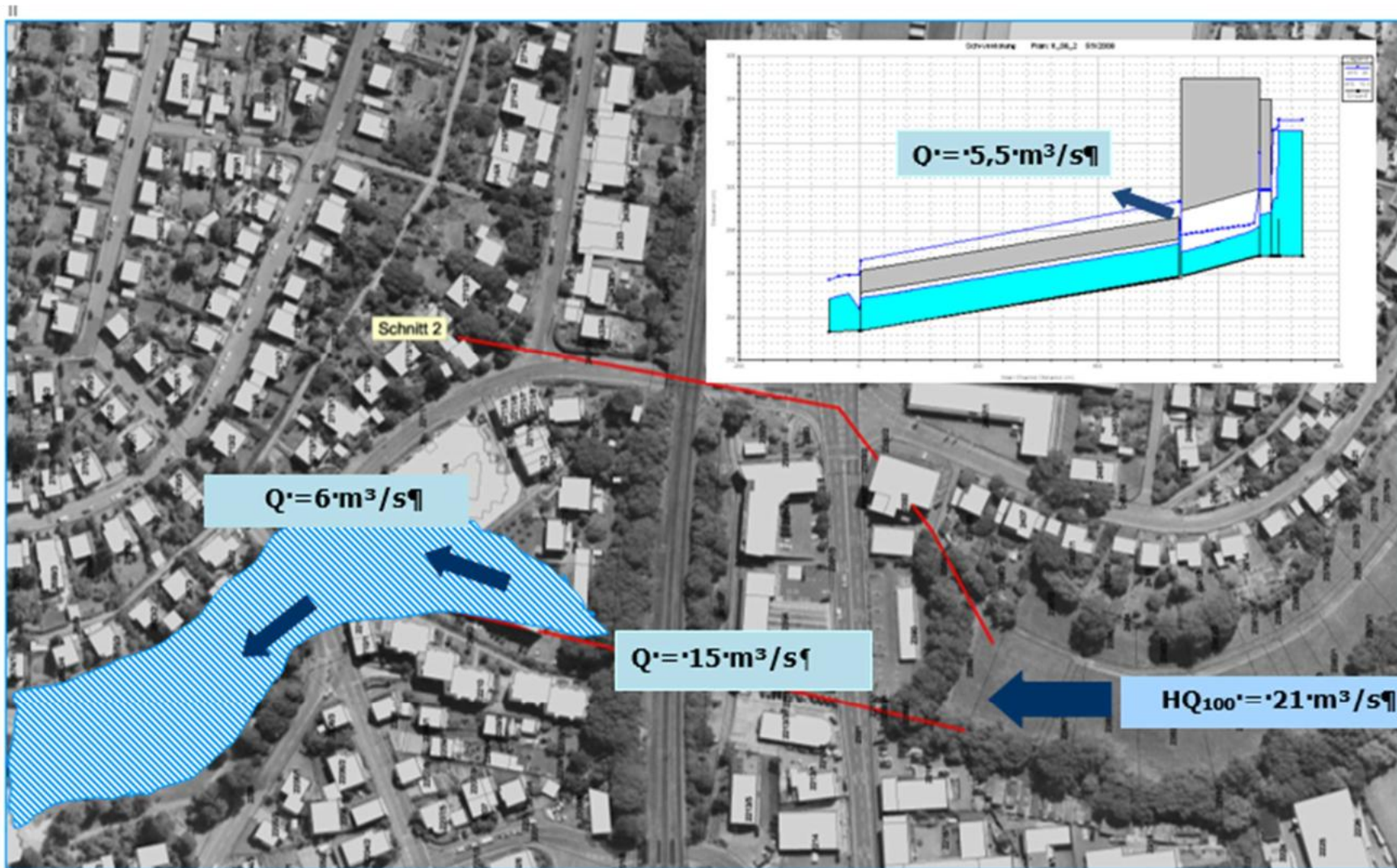


Abbildung 2: Auswirkungen der Nullvariante



Abbildung 3: Überflutungen am 04.07.2010, Weilimdorfer Straße



Abbildung 4: Überflutungen am 04.07.2010, Beutenbachverdolung im Stadtpark

3.2.2 Rückhalt im Einzugsgebiet

Das Einzugsgebiet des Scheffzentials hat eine Gesamtfläche von $A_E = 14,2 \text{ km}^2$ und ist zu 43 % bebaut. Diese Flächen werden über die Kanalisation entwässert. Auf diesen Flächen entsteht der Hauptanteil des Abflusses. Somit sind Retentionsräume in den Hanglagen oberstrom der besiedelten Flächen ungeeignet zum Schutz von Ditzingen. Die vorhandenen Rückhaltekapazitäten im Kanalisationsbereich sind in der vorliegenden Modellierung des Ausgangszustandes erfasst.

Eine wirkungsvolle Abminderung der Hochwasserwelle muss deshalb unterstrom der bebauten Ortslagen von Stuttgart-Hausen und Gerlingen liegen. Die Flächen entlang des Grundgrabens/Aischbach in Gerlingen sowie des Schnatzgrabens/Rappbach in Stuttgart sind bei dem 100-jährlichen Hochwasserabfluss weiträumig überflutet und tragen mit über 100.000 m^3 Retentionsvolumen zur Abflachung der Hochwasserwelle bei (Kapitel 4.1.2). Der Rückhalt im Einzugsgebiet ist bei den maßgebenden Abflusswerten nach Tabelle 1 bereits berücksichtigt. Die Reduzierung der Abflussspitze ist nicht ausreichend.

Zudem war der Auslöser für die Erstellung des Hochwasserschutzkonzepts die Erteilung der wasserrechtlichen Genehmigung für die Einleitung von Regenwasser aus den Neubaugebieten Hausen I und II in Stuttgart-Hausen in den Scheffzengraben. Diese münden im Oberen Scheffzental ein. Etwaige Abflussverschärfungen aus diesen Zuleitungen können nur direkt im Scheffzental zurückgehalten werden.

3.3 Hochwasserschutzkonzept

In der vorhandenen Ausgangssituation fallen in den natürlich vorhandenen Retentionsräumen bei HQ100, $K_{\text{Klima}} = 21 \text{ m}^3/\text{s}$ als maximaler Scheitelabfluss an (Kapitel 4.1.3), während die Leistungsfähigkeit der Verdolung $15 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt. Nach Ausschluss der oben genannten Varianten stellt die Reaktivierung des vorhandenen Retentionsraumes im Scheffzental die zielführende Lösung dar:

- Optimierung der Retentionsräume auf Leistungsfähigkeit der Verdolung
- Umgestaltungsmaßnahmen im Oberen Scheffzental
- Bereitstellung des Retentionsraums Oberes Scheffzental
- Bereitstellung des Retentionsraums Unteres Scheffzental

3.3.1 Umgestaltungsmaßnahmen im Oberen Scheffzental

Die Umgestaltung im Scheffzental beinhaltet im Wesentlichen die Reaktivierung des Scheffzengrabens im Taltiefpunkt. Dabei wird der am Herdweg verlaufende Beutenbach als Hauptgewässer beibehalten. Es ist vorgesehen, bis zu einer Abflussmenge von 100 l/s im Aischbach (Gemarkung Gerlingen) den Abfluss wie bisher in den Beutenbach weiterzuleiten. Bei höheren Abflüssen wird eine Teilwassermenge in den neu zu gestaltenden Scheffzengraben im Taltiefpunkt abgegeben. Der neue Scheffzengraben wird unter Schonung der Vegetation in einer Breite von 2 m und einer Tiefe von 60 cm variierend hergestellt. Zur Hochwasserüberleitung wird nach dem Zusammenschluss von Schnatzgraben und Aischbach ein Streichwehr zur Überleitung des Hochwasserabflusses in den Taltiefpunkt vorgesehen. Des Weiteren werden unter Berücksichtigung der Gehölze verschiedene Böschungsabsenkungen am Beutenbach zu seiner Entlastung hergestellt. Dies ist erforderlich, um künftig Erosionsschäden am Herdweg entlang des Beutenbachs zu vermeiden.

3.3.2 Retentionsraum Oberes Scheffzental

Der Retentionsraum Oberes Scheffzental entsteht durch einen Rückhalt an dem bestehenden Feldweg Flurstück 2356.

Hierzu wird der bestehende Durchlass im Scheffzengraben vergrößert. Der Feldwegdamm wird um 20 cm erhöht und als überströmbarer Damm mit einer Breite von 30 m und einer Höhe von 1,95 m ausgebildet. Dazu ist die luftseitige Böschung mit einem Steinsatz zu si-chern. Der Stein- satz wird mit Oberboden angedeckt und begrünt.

3.3.3 Retentionsraum Unteres Scheffzental

In der Variantenuntersuchung vom Oktober 2018 wurden 4 alternative Dammstandorte un-ter- sucht. Die Standorte befinden sich direkt am Straßendamm bzw. 100, 200 m und 300 m oberhalb des Straßendammes der Siemensstraße.

- Variante 1: Schachtbauwerk am Damm der Siemensstraße
- Variante 2: Standort 100 m oberhalb Siemensstraße Variante 3:
- Standort 200 m oberhalb Siemensstraße Variante 4: Standort 300
- m oberhalb Siemensstraße

Das Bauwerk muss von der bestehenden Verdolung entkoppelt werden, um Druckabfluss in der Verdolung zu vermeiden. Darüber hinaus bleibt die Verdolungsöffnung nördlich des Bahn-dam- mes offen. Der Abfluss durch die Verdolung wird durch die Maßnahme nicht erhöht, sondern soweit reduziert, dass bis HQ₁₀₀₀ in der Verdolung kein Druckabfluss auftritt.

Als Grundlage zur Variantenentscheidung wurde eine Betrachtung der Varianten 1-4 mit Gegen- überstellung von Vor- und Nachteilen auf Grundlage der nachfolgenden Kriterien durchgeführt. Die untersuchten Retentionsräume werden in der folgenden Abbildung 5 dargestellt.

- Hochwassersicherheit
- Flächenbedarf
- Einstaufläche
- begleitende Maßnahmen
- Restflächen
- Kosten

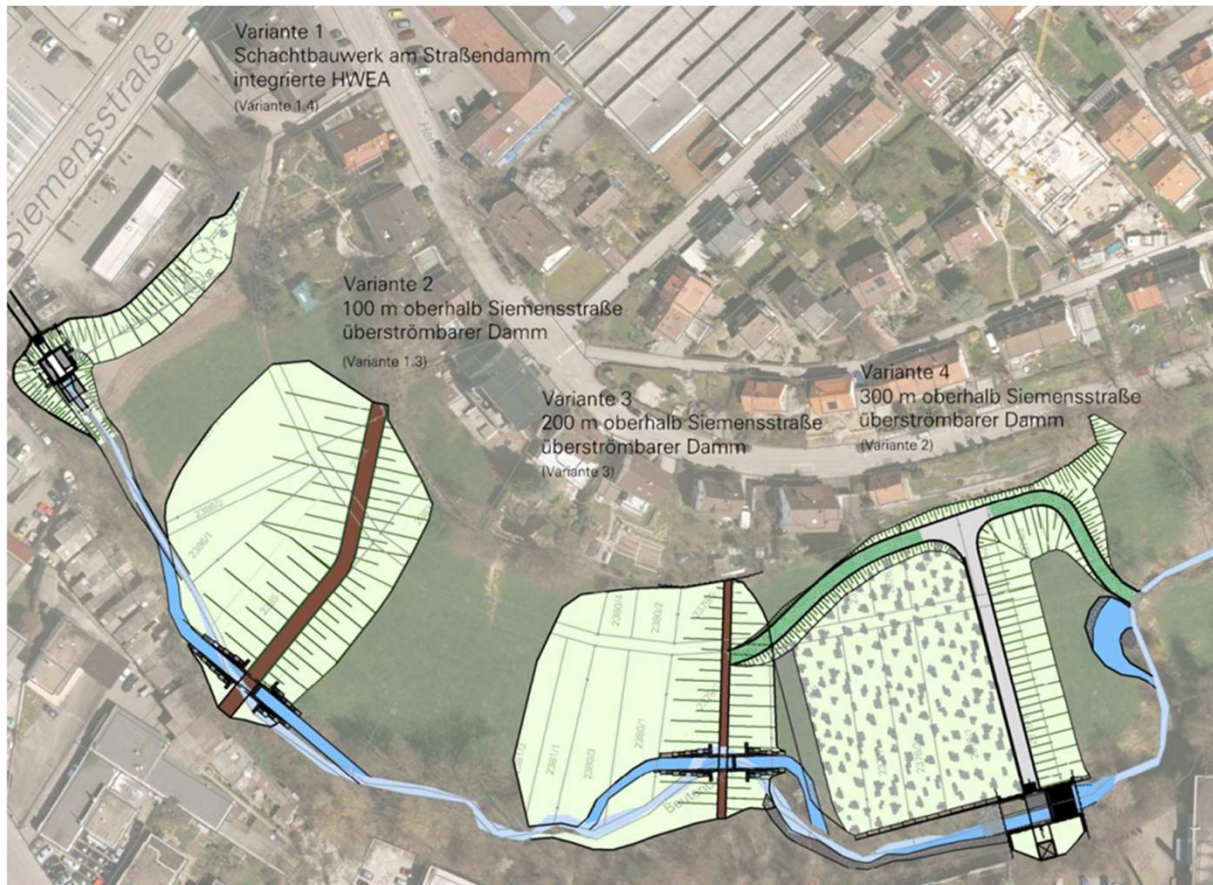


Abbildung 5: Lageplan mit den untersuchten Planungsvarianten Unteres Scheffzental

Hochwassersicherheit

Alle Varianten stellen die Hochwassersicherheit bis zum HQ_{1000} her. Bis zu diesem Abfluss tritt kein Wasser aus der Verdolungsöffnung nördlich des Bahndammes aus.

Flächenbedarf

Die Variante 1 optimiert den Retentionsraum durch den Bau eines Schachtbauwerkes. Der Rückhalt erfolgt durch den bestehenden Straßendamm. Dazu muss die Böschung standsicher hergestellt werden. Durch die Maßnahme wird eine Fläche von ca. 900 m² beansprucht. Bei den Varianten 2-4 ist der Bau eines Hochwasserschutzdammes erforderlich. Die Dammbauwerke werden zur Hochwasserentlastung mit einem überströmbareren Dammrücken ausgebildet. Deshalb weisen diese Varianten eine größere Dammaufstandsfläche auf. Der Flächenbedarf liegt bei den Varianten 2 und 3 bei ca. 4.000 m² bzw. ca. 3.500 m². Für die Umsetzung der Variante 4 werden ca. 4.800 m² Fläche benötigt. Im Hinblick auf den Flächenbedarf stellt sich die Variante 1 klar als die günstigste Variante heraus. Wohingegen die Varianten 2-4 aufgrund des überströmbareren Dammrückens deutlich mehr Fläche benötigen. Dabei stellt die Variante 4 die ungünstigste Lösung dar, da sie aufgrund der größten Dammhöhe etwas mehr Fläche beansprucht als die Varianten 2 und 3.

Einstaufläche

Die Gesamteinstauflächen für das HQ_{1000} betragen bei allen Varianten zwischen 25.000 m² und 29.000 m². In Bezug auf die Einstauflächen ist demnach keine Variante zu bevorzugen oder auszuschließen.

Begleitende Maßnahmen

Die Dammstandstandorte der Varianten liegen innerhalb des bebauten Bereiches im Unteren Scheffzental. Damit liegen einige Gebäude, je nach Variante, im Stauraum des Hochwasserrückhaltebeckens. Somit sind begleitende Maßnahmen zum Schutz der Privatgrundstücke bis zum Bemessungshochwasser HQ_{1000} vorzusehen. Die jeweiligen Maßnahmen unterscheiden sich nach Aufwand, Schutzhöhe und Länge der Schutzmaßnahmen und sind im Einzelfall zu prüfen. Im Rahmen dieses Variantenvergleichs wurden diese Maßnahmen noch nicht konzipiert. Um eine Vergleichbarkeit herzustellen, wurde von dem Einbau einer Spundwand als Hochwasserschutzelement ausgegangen. Zur Bewertung der einzelnen Varianten wurde deshalb die erforderliche Schutzlinie als Kriterium eingeführt. Dabei stellt sich bei den Varianten 1 und 2 die Situation mit 40 bzw. 45 m als vergleichsweise günstig dar. Die Variante 3 stellt mit einer notwendigen Schutzlänge von 150 m die deutlich schlechteste Lösung dar. Eine Zusammenstellung der Auswirkungen ist in Tabelle 2 aufgeführt.

Restflächen

Die Varianten 2-4 üben durch das Dammbauwerk eine trennende Wirkung auf das Untere Scheffzental aus. Die Varianten 3 und 4 teilen das Tal in etwa hälftig auf. Durch das Dammbauwerk wird daher die Bewirtschaftung der Flächen erschwert, ist aber aufgrund der Überfahrbarkeit des Dammes weiterhin möglich. Die Variante 2 liegt relativ nahe bei dem Straßendamm. Eine Bewirtschaftung dieser Fläche ist schwer möglich. Außerdem entsteht ein „Unort“, der aufgrund seiner Abgeschiedenheit eine Vermüllung der Fläche nach sich ziehen könnte. Die Variante 2 stellt hier die ungünstigste Lösung dar.

Bei Variante 1 entstehen keine Restflächen. Diesbezüglich ist sie deshalb die beste Lösung.

Kosten

Die Kostenangaben beziehen sich auf die Gesamtbaukosten inkl. der Kosten für die begleitenden Schutzmaßnahmen (Spundwand) und der gesetzlichen Mehrwertsteuer. Nicht enthalten sind Grunderwerbskosten und Planungskosten sowie sonstige Baunebenkosten.

Die Varianten 2-4 erfordern den Bau eines Erddammes mit Kontrollbauwerk und überströmbarem Dammrücken. Sie unterscheiden sich im Wesentlichen durch die Standorte. Die Bauweise ist die gleiche. Es werden demnach keine gravierenden Unterschiede hinsichtlich der Kosten erwartet. Für die Umsetzung wird ein Betrag von ca. 1.800.000 EUR erforderlich. Bei der Variante 1 entfällt der Bau eines Erddammes und des überströmbareren Dammrückens. Dies führt zu deutlich geringeren Kosten, die mit ca. 1.000.000 EUR abgeschätzt werden. Dabei können die begleitenden Maßnahmen zur Minderung der o.g. Auswirkungen, noch zu Abweichungen führen.

Vorzugsvariante aus technischer Sicht

Alle Varianten stellen die Hochwassersicherheit her und sind deshalb grundsätzlich zur Ausführung geeignet. Sie erfordern zur Abminderung der Hochwasserwelle eine ähnliche Staufläche und sind auch dahingehend als gleichwertig einzustufen.

Bei den weiteren Kriterien entsteht ein unterschiedliches Bild. Hinsichtlich des Flächenbedarfs ist die Variante 4 die ungünstigste Lösung. Die Variante 3 erfordert den größten Aufwand an begleitenden Maßnahmen. Bei der Nutzung der verbleibenden Restflächen ist die Variante 2 die deutlich schlechteste Variante.

Variante 1 ist bei allen Entscheidungskriterien die günstigste Lösung. Darüber hinaus verursacht sie nur 50-60 % der Kosten, die für den Bau der Varianten 2-4 erforderlich wären.

Aus geotechnischer Sicht eignen sich alle 3 Standorte gleichermaßen zur Umsetzung (CDM Smith, 2016).

In der Gesamtbetrachtung aus technischer Sicht ist deshalb die Variante 1 (Schachtbauwerk am Straßendamm) umzusetzen.

Eine Übersicht und Bewertung der genannten Kriterien findet sich in Tabelle 3.




| Varianten | | Sohle [m+NN] | HQ1000 | | | Situation bei HQ1000 |
|-----------|--|-----------------|-------------|----------|-----------|---|
| | | | H [m+NN] | h [m] | S [m³] | |
| 1 | Schachtbauwerk am Straßendamm, integrierte HWEA | 296,95 | 301,73 | 4,78 | 52.351 | Die Anwesen Herdweg 2 und 4 befinden sich im Überflutungsbereich (Flst. Nr. 2389/3, 2388/2). Dies erfordert Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von ca. 40 m. Die Flurstücke Nr. 2371/2 und 2370/3 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen. |
| 2 | Standort 100 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm | 297,91 | 302,86 | 4,95 | 50.060 | Die Hochwasseranschlagslinie tangiert die Anwesen der Häuser Herdweg Nr. 8 und 10. Das Flurstück Nr.2404 ist von Überflutung betroffen (Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von 45 m). Die Flurstücke Nr. 2371/2, 2370/3, 2370/2, 2370/4 und 2370/1 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen. |
| 3 | Standort 200 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm | 298,81 | 304,01 | 5,20 | 52.113 | Die Hochwasseranschlagslinie tangiert die Anwesen der Häuser Herdweg Nr. 16, 18 und 22. Die Flurstücke-Nr. 2417, 2420, 2421 und 2423 sind von Überflutung betroffen (Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von 120 m). Darüber hinaus erfordern die Flurstücke Nr. 2370/6 und 2369 Schutzmaßnahmen auf weiteren 30 m. Die Flurstücke-Nr. 2371/2, 2370/3, 2370/2 und 2370/4 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen. |
| 4 | Standort 300 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm | 299,61 | 304,64 | 5,03 | 52.543 | Die Hochwasseranschlagslinie tangiert das Anwesen Herdweg Nr. 22. Die Flurstücke-Nr. 2421 und 2423 sind von Überflutung betroffen (Hochwasserschutzmaßnahmen auf einer Länge von 70 m). Darüber hinaus erfordern die Flurstücke Nr. 2370/6 und 2369 Schutzmaßnahmen auf weiteren 30 m. Die Flurstücke Nr. 2371/2, 2370/3, 2370/2, 2370/4 und 2370/1 mit Kleingartennutzung sind von Überflutung betroffen. Hier werden keine Schutzmaßnahmen vorgesehen. |

Tabelle 2: Variantenvergleich begleitende Maßnahmen

| | |
|----------|---------|
| Legende: | |
| | positiv |
| | neutral |
| | negativ |

| Varianten Unteres Scheffzental | | Hochwasserschutz Sicherheit HQ ₁₀₀₀ | Flächenbedarf | Einstaufläche HQ ₁₀₀₀ | Begleitende Maßnahmen | Restflächen | Kosten |
|--------------------------------|--|---|----------------------|-------------------------------------|--------------------------|-----------------------|---------------|
| 1 | Schachtbauwerk am Straßendamm, integrierte HWEA | erreicht | 900 m ² | 25.000 m ² | 40 m | keine | 1.000.000 EUR |
| 2 | Standort 100 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm | erreicht | 4.000 m ² | 26.000 m ² | 45 m | nicht nutzbar | 1.800.000 EUR |
| 3 | Standort 200 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm | erreicht | 3.500 m ² | 27.000 m ² | 150 m | eingeschränkt nutzbar | 1.800.000 EUR |
| 4 | Standort 300 m oberhalb Siemensstraße, überströmbarer Damm | erreicht | 4.800 m ² | 29.000 m ² | 100 m | eingeschränkt nutzbar | 1.800.000 EUR |

Tabelle 3: Variantenvergleich, gesamt

| Legende: | |
|---|---------|
|  | positiv |
|  | neutral |
|  | negativ |

4 PLANUNGSGRUNDLAGEN

4.1 Hydrologie

4.1.1 Datengrundlage

Im Zuge der Ausweisung von Hochwassergefahrenkarten für das Einzugsgebiet der Glems wurde zur Ermittlung der hydrologischen Grundlagen im Auftrag des Regierungspräsidiums Stuttgart eine Flussgebietsuntersuchung durch das Ingenieurbüro Wald + Corbe erstellt (Wald + Corbe, 2011). Dabei wurden auch die Erkenntnisse aus dem Hochwasserereignis vom 04.07.2010 verwendet. Aufgrund des damit vorliegenden, großräumigen Modells mit einer Gesamteinzugsgebietsfläche von $AE = 196 \text{ km}^2$, war zur Modellanpassung eine Nachbildung von 4 Glemspegeln (Büsnau, Leonberg, Ditzingen, Talhausen) und somit die Auswertung von 216 Hochwasserereignissen möglich.

Bei der Besprechung der drei beteiligten Kommunen und dem Landratsamt Ludwigsburg am 09.06.2011 im Rathaus Ditzingen wurde festgelegt, die Daten des oben genannten FGM Glems der Planung der Hochwasserschutzmaßnahmen zugrunde zu legen.

4.1.1.1 Grundlagen der Flussmodellierung

Die Berechnung des gesamten Flussgebietes erfolgte mit dem FGM Glems durch Wald + Corbe (Wald + Corbe, 2011). Für die Simulation des Planungszustandes wurde ein auf das Scheffzental beschränktes Niederschlags-Abfluss-Modell durch Herzog+Partner erstellt. Die Zuflüsse zu diesem Modell wurden von Wald + Corbe übergeben.

Die Berechnungen im Scheffzental wurden mit dem Programmpaket „Hochwasseranalyse“ des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung des Karlsruher Instituts für Technik (KIT ehemals Universität Karlsruhe (TH)) geführt. Eine Beschreibung des in der vorliegenden Untersuchung verwendeten Flussgebietsmodells FGM und der eingesetzten Verfahren erfolgt z.B. in Ihringer (2005). Eine ausführliche Beschreibung der theoretischen Grundlagen der eingesetzten Verfahren (Abflussbildung, Abflusskonzentration, Flood-Routing, Speicherbetrieb) kann Lutz (1984) entnommen werden.

Um eine flächendetaillierte Niederschlags-Abfluss-Simulation durchzuführen, muss zunächst die Gliederung des betrachteten Gesamtsystems mit Hilfe von Gewässerknoten in Teileinzugsgebiete und Gewässerabschnitte erfolgen. Mittels mathematischer Modelle wird für die Einzugsgebiete, die an den Knoten angeschlossen sind, der Niederschlags-Abfluss-Prozess nachgebildet. Aufgrund des unterschiedlichen Abflussverhaltens von versiegelten Stadtflächen (Kanalnetz) und Landflächen werden unterschiedliche Ansätze zur Prozessbeschreibung verwendet. Stadtknoten und Landknoten können dabei unterschiedliche Verknüpfungen (Folgeknoten) aufweisen.

Gewässerknoten werden im Wesentlichen an naturräumlichen Gegebenheiten wie Gewässerezusammenflüssen, Engstellen, Bereichen potentieller Ausbaumaßnahmen, Beckenstandorten oder städtischen Einleitungen (Regenentlastungen, Kläranlagen) orientiert. Es sind jedoch auch Komponenten wie eine spätere Verknüpfung mit dem hydraulischen Fließgewässermodell, Bodennutzungsaspekte, topographische oder geologische Besonderheiten zu berücksichtigen. Die Gewässerknoten, an denen die Zuflüsse aus dem angeschlossenen ländlichen Teileinzugsgebiet berechnet werden, erhalten nachfolgend die Bezeichnung „Landknoten“. Entsprechend handelt es sich bei den „Stadtknoten“ um Knoten mit Zuflüssen aus dem kommunalen Kanalnetz. Bei der Aufstellung eines Flussgebietsmodells sind als dritte Knotengruppe „Hilfsknoten“ ohne direkt angeschlossene Einzugsgebiete, beispielsweise zur Darstellung der Überlagerung von Teilangliedern bei Zusammenflüssen, einzuführen.

Der Abfluss an einem Knoten ergibt sich in den Modellrechnungen durch Überlagerung der Zuflussganglinie des am Knoten angeschlossenen Einzugsgebietes mit den Zuflussganglinien eventuell oberstromiger Knoten. Zwischen zwei Gewässerknoten kann die Verformung der Abflussganglinie entlang der Gewässerstrecke (Flood-Routing) und der Einfluss eines Hochwasserrückhaltebeckens modelliert werden.

4.1.1.2 Niederschlag

Die Bemessungsniederschläge fließen in das FGM Glems von Wald + Corbe ein. Diese wurden aus der KOSTRA-2000-Untersuchung des Deutschen Wetterdienstes (DWD, 2009) abgeleitet. Diese Werte wurden auf Plausibilität geprüft und ggf. korrigiert (Wald + Corbe, 2011).

4.1.1.3 Modellierung

Das Einzugsgebiet des Scheffzental bis zur Verdolung unter dem Stadtgebiet Ditzingen umfasst eine Einzugsgebietsfläche vom $AE = 14,2 \text{ km}^2$. Es zeichnet sich durch einen hohen Versiegelungsgrad aus. 43 % des gesamten Gebietes sind bebaut und werden über die Kanalisation entwässert. Das heißt, es treten im Starkregenfall schnell sehr hohe Abflussspitzen auf. Diese kommen durch eine Reihe von Entlastungen aus Regenüberläufen des Kanalisationsnetzes zustande. Das Gesamteinzugsgebiet lässt sich im Wesentlichen in drei Teileinzugsgebiete aufteilen:

- Einzugsgebiet Aischbach/Grundgraben
- Einzugsgebiet Rappbach/Schnatzgraben
- Einzugsgebiet Scheffzengraben/Beutenbach

Das detaillierte Modell des Scheffzental wird in das Modell der Glems integriert. Das FGM Glems ist in Abbildung 6 im Auszug dargestellt. Die Zuflüsse zum FGM Scheffzental werden aus den Knoten 711 bis 730 des FGM Glems übernommen.

Die aktuelle Systemskizze des Modells Scheffzental mit Kennzeichnung der Zuflüsse des FGM Glems ist in Abbildung 7 dargestellt.

Das Einzugsgebiet ist in Abbildung 8 dargestellt.

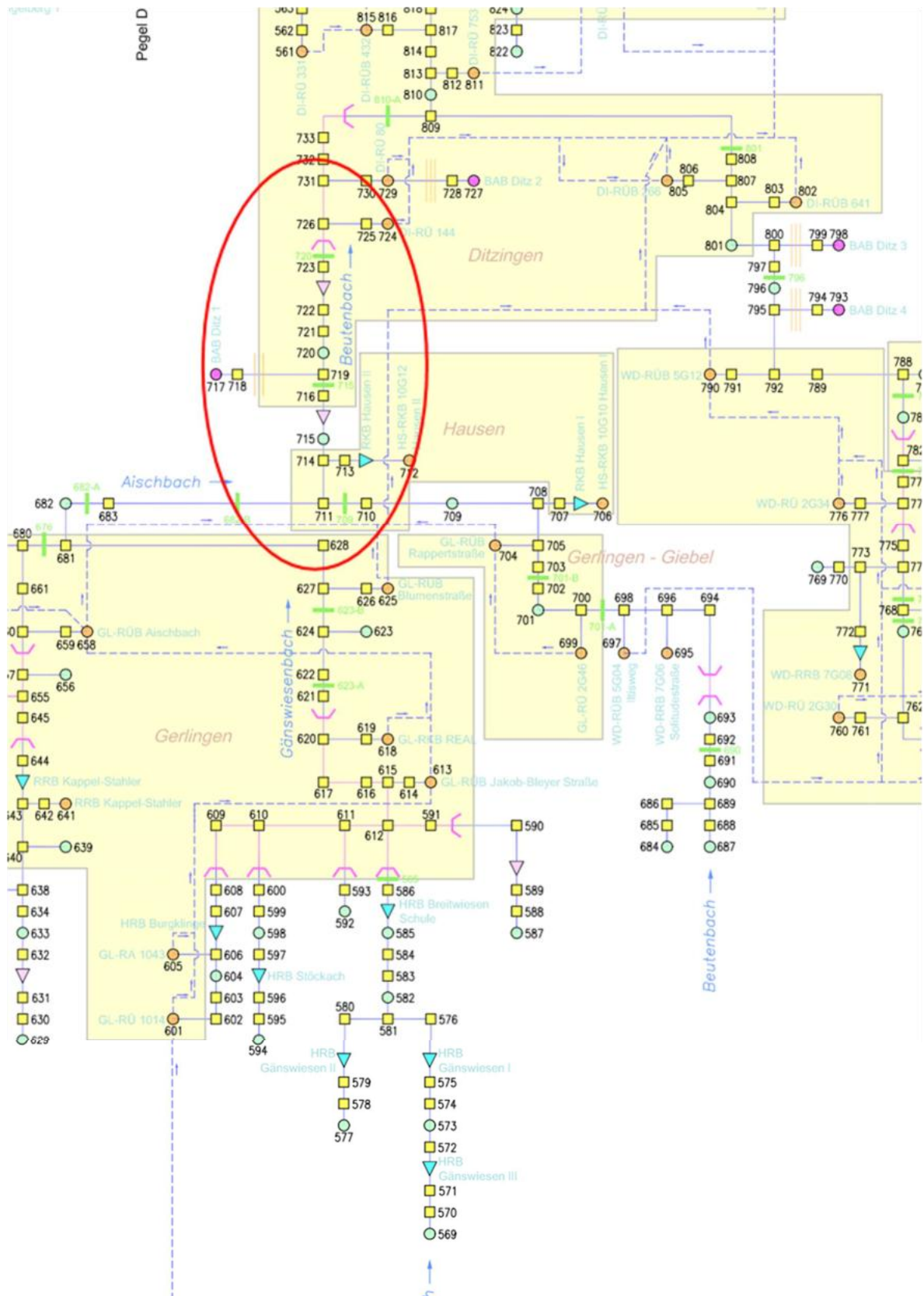


Abbildung 6: Auszug aus Systemskizze Flussgebietsmodell Glems (Wald + Corbe, 2011)

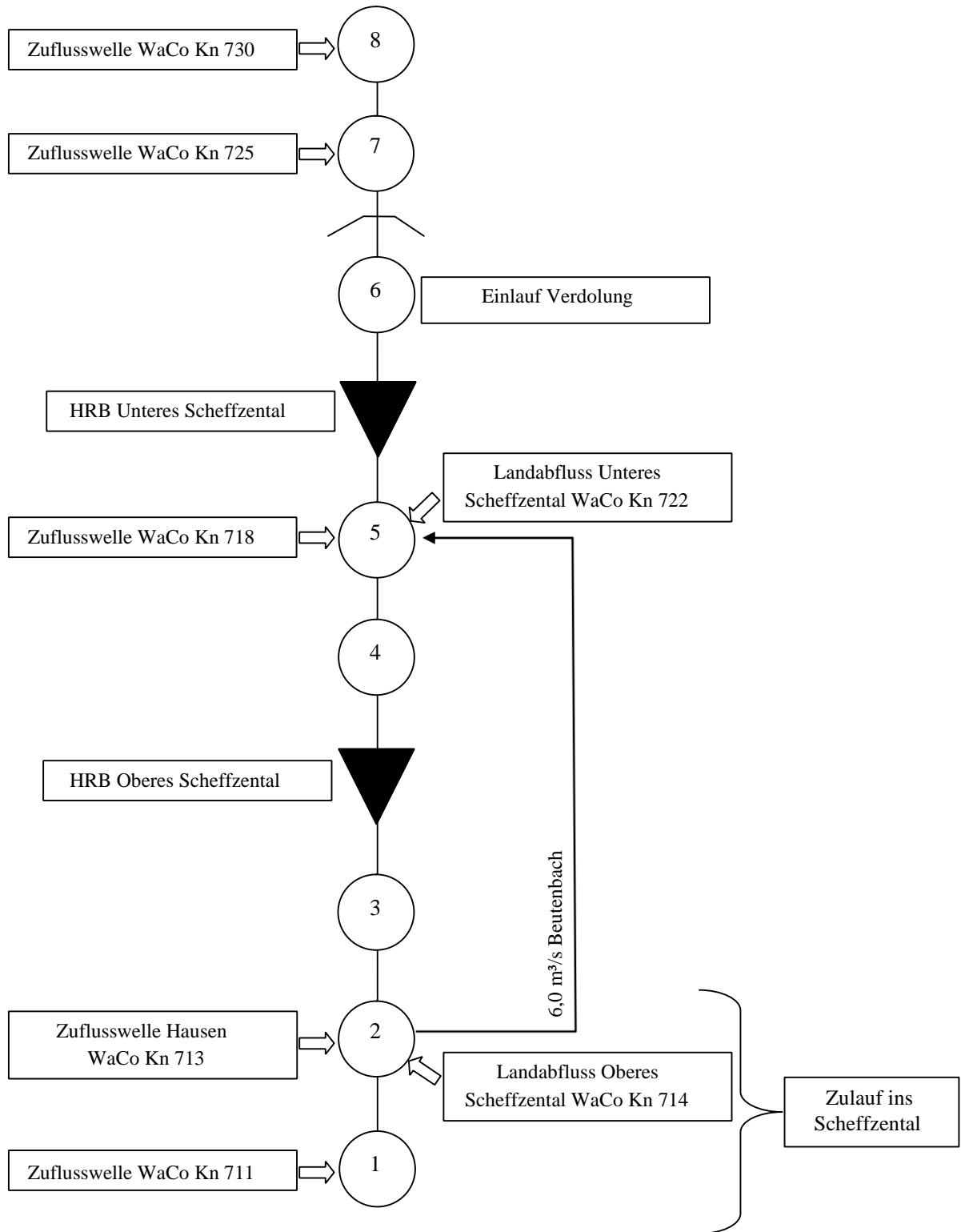


Abbildung 7: Systemskizze Flussgebietsmodell Scheffzental

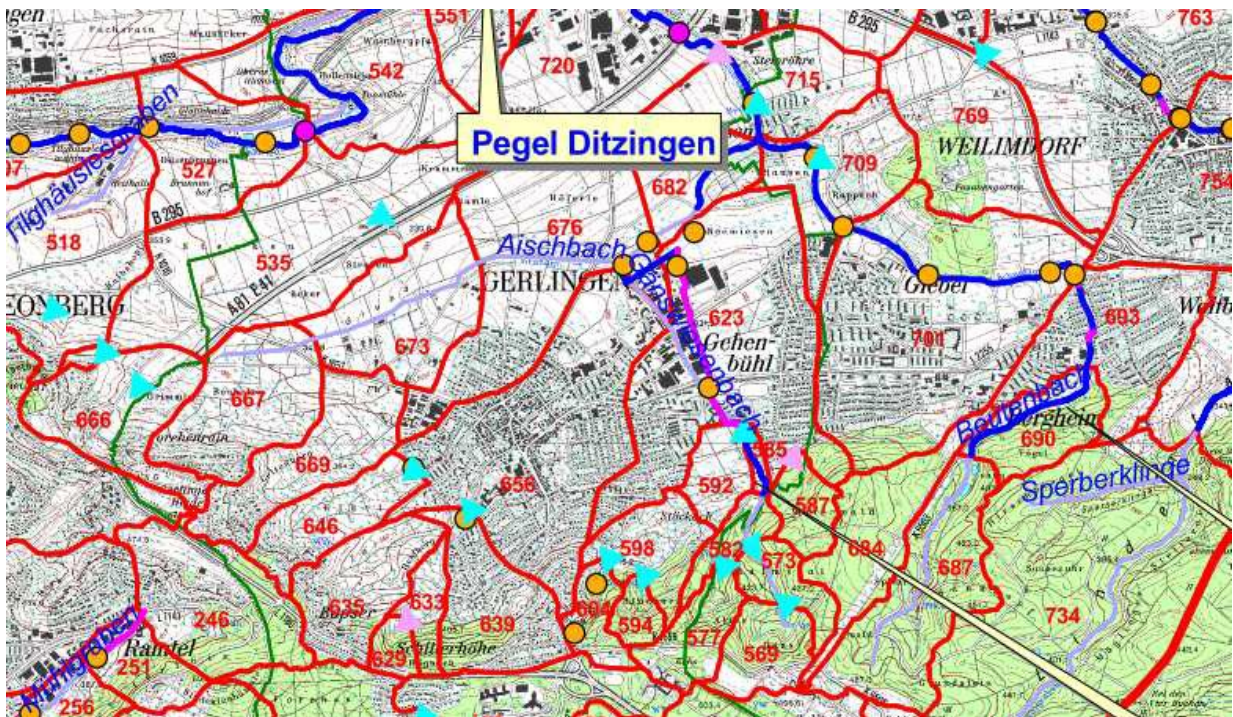


Abbildung 8: Einzugsgebiet Scheffzentral, Auszug aus FGM Glems (Wald + Corbe, 2011)

4.1.2 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Hydrologische Hauptwerte

Bei Abflüssen von ca. 6 m³/s bis 8 m³/s ist die Leistungsfähigkeit des Beutenbachs überschritten. Das ausgebordete Wasser strömt dann den Gefälleverhältnissen folgend entlang der Taltiefenlinie ab. In Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Neuberechnungen mit dem FGM Glemstal für den Verdolungseinlauf in Ditzingen zusammengestellt.

| FGM-Kn. WaCo 4/2011 | HQ _{10,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011 | HQ _{20,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011 | HQ _{50,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011 | HQ _{100,12} [m ³ /s] WaCo 4/2011 |
|------------------------|--|--|--|---|
| 723 | 8,9 | 10,8 | 14,7 | 18,3 |

Tabelle 4: FGM-Berechnungsergebnisse mit dem überarbeiteten FGM (Wald + Corbe, 2011) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723)

In der nachfolgenden Abbildung sind exemplarisch am Verdolungseinlauf des Beutenbachs in Ditzingen (FGM-Kn. 723) die 100-jährlichen Abflussganglinien verschiedener Regendauern dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass in diesem Abschnitt Regendauern von 1 bis 2 Stunden (s. HW 2009 und 2010) zu den höchsten Abflüssen führen, weiter oberhalb an Aischbach und Beutenbach, also direkt unterhalb der Ortslagen, sogar bei noch kürzeren Dauerstufen.

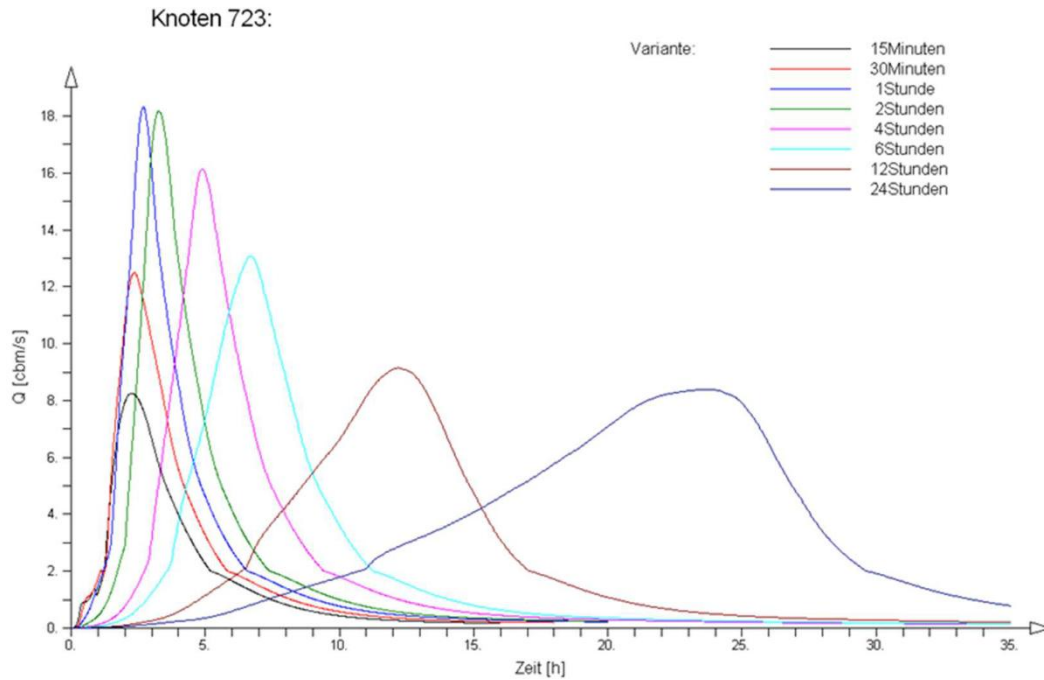


Abbildung 9: 100-jährliche HW-Ganglinien am Verdolungseinlauf des Beutenbachs in Ditzingen (FGM-Kn. 723, FGM-Berechnungsvariante „I2“; Wald + Corbe, 2011)

Grundlage der dargestellten Simulation des Ausgangszustandes ist die Variante I2 der hydrologischen Untersuchungen zu den Hochwassergefahrenkarten (Wald + Corbe, 2011). Diese Variante beinhaltet sämtliche Rückhaltungen und setzt Retentionsräume zur Abflachung der Hochwasserspitze an.

Demnach sind die genannten Zuflüsse zum Scheffzental nur gültig, wenn die Retentionsräume im Einzugsgebiet unverändert Bestand haben. Dies gilt im Wesentlichen für den Rückhalt im Gewann „Seewiesen“ auf Gemarkung Gerlingen. Bei der Festlegung der Bemessungsabflüsse wurden die Retentionsräume 682a bzw. 682b mit insgesamt 106.000 m³ angesetzt (Abbildung 10).

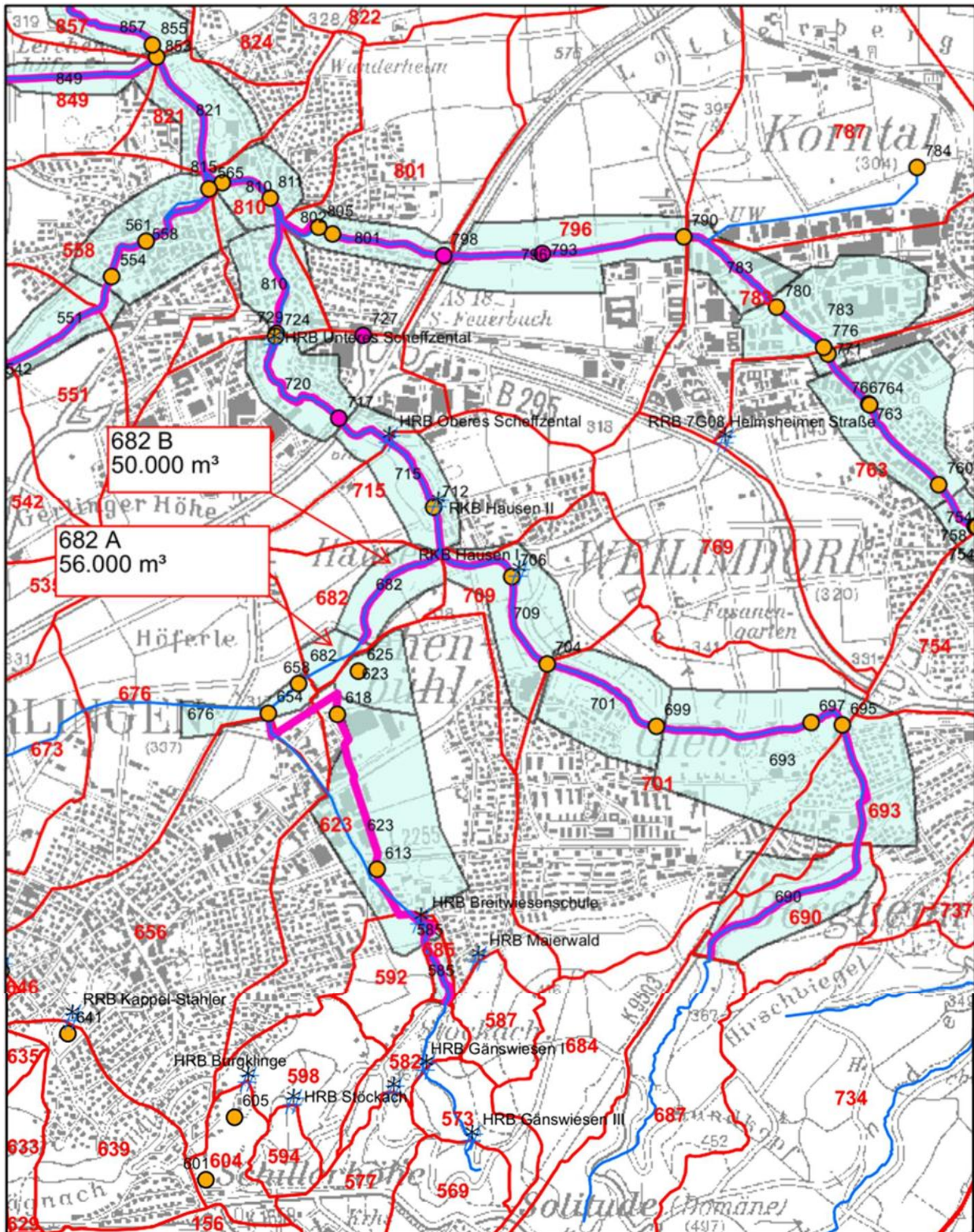


Abbildung 10: Übersicht Retentionsräume Beutenbach (Wald + Corbe, 2011)

4.1.3 Flussgebietsmodell – Simulation Ausgangszustand – Lastfall Klimaänderung

Die hydraulischen Berechnungen zeigen, dass etwa ab einem Abfluss von $Q_{\max} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ die Leistungsfähigkeit der Beutenbachverdolung überschritten wird und in Ditzingen innerörtliche Überflutungen auftreten. Eingearbeitet in die FGM-Berechnungsergebnisse (Tabelle 4) entspricht

dies einem derzeit unter 50-jährlichen Hochwasserschutzgrad. Da der Beutenbach in der Verdolung weitere Zuflüsse aus der Ortsentwässerung erhält, ist der Schutzgrad sogar noch geringer.

Untersuchungen des Landes ergaben (LUBW, 2005), dass durch die Folgen der Klimaänderung zukünftig mit einer Zunahme an Starkniederschlägen zu rechnen ist. Man geht derzeit davon aus, dass sich die Hochwasserabflüsse in der Region Glemstal bis zum Jahre 2050 um den Faktor 1,40 beim HQ₁₀, den Faktor 1,33 beim HQ₂₀, den Faktor 1,23 beim HQ₅₀ bzw. den Faktor 1,15 beim HQ₁₀₀ erhöhen werden.

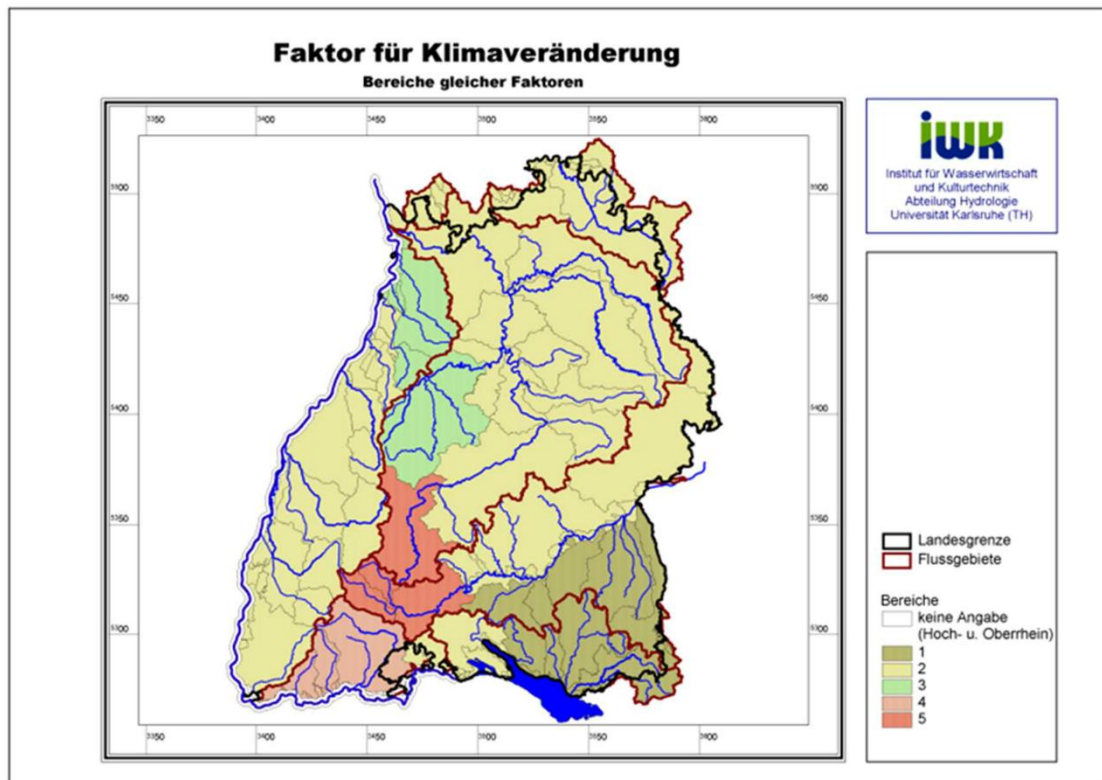


Abbildung 11: Regionen mit unterschiedlichen Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005)

| T [Jahre] | Klimaänderungsfaktoren $f_{T,K}$ | | | | |
|--------------|----------------------------------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 2 | 1,25 | 1,50 | 1,75 | 1,50 | 1,75 |
| 5 | 1,24 | 1,45 | 1,65 | 1,45 | 1,67 |
| 10 | 1,23 | 1,40 | 1,55 | 1,43 | 1,60 |
| 20 | 1,21 | 1,33 | 1,42 | 1,40 | 1,50 |
| 50 | 1,18 | 1,23 | 1,25 | 1,31 | 1,35 |
| 100 | 1,15 | 1,15 | 1,15 | 1,25 | 1,25 |
| 200 | 1,12 | 1,08 | 1,07 | 1,18 | 1,15 |
| 500 | 1,06 | 1,03 | 1,00 | 1,08 | 1,05 |
| 1000 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |

Bemerkung: für Jährlichkeiten $T > 1000$ a ist der Faktor gleich 1,0

Tabelle 5: Klimaänderungsfaktoren (LfU, 2005)

Daraus ergeben sich die in der Tabelle 6 zusammengestellten Hochwasserabflüsse des Lastfalls Klimaänderung. Bei einer Leistungsfähigkeit der Beutenbachverdolung von $Q_{\max} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ist damit zu rechnen, dass zukünftig (2050) der Schutzgrad bereits ab ca. 20-jährlichen Hochwassern überschritten wird, durch die Ortsentwässerungszuflüsse in der Dole sogar noch früher.

| FGM-Kn. WaCo 4/2011 | HQ ₁₀ , Klima [m^3/s] WaCo 4/2011 | HQ ₂₀ , Klima [m^3/s] WaCo 4/2011 | HQ ₅₀ , Klima [m^3/s] WaCo 4/2011 | HQ ₁₀₀ , Klima [m^3/s] WaCo 4/2011 |
|------------------------|---|---|---|--|
| 723 | 12,5 | 14,4 | 18,1 | 21,0 |

Tabelle 6: Hochwasserabflüsse des Lastfalles Klimaänderung (Bezugsjahr 2050) für den Einlauf der Beutenbachverdolung in Ditzingen (FGM-Kn. 723, Berechnungsvariante I2), Wald + Corbe, 2011

Wie die beiden Hochwasser vom 04.07.2010 und 03.07.2009 gezeigt haben, besteht in Ditzingen eine Gefährdung von Überflutung. Bei beiden Hochwasserereignissen kam es in Ditzingen durch Überlastung der Beutenbachverdolung zu innerörtlichen Überflutungen. Kann das Hochwasser vom 04.07.2010 als ein außergewöhnliches Extremereignis eingestuft werden, so zeigt das im Vorjahr aufgetretene Hochwasser vom 03.07.2009, dass eine grundsätzliche Gefährdung besteht. Aufgrund einer Häufung an Schadensfällen und der Tatsache, dass bereits bei mittleren Hochwasserabflüssen (z.B. T = 20a) die Leistungsfähigkeit der Verdolung erreicht wird, muss eine Verbesserung des Hochwasserschutzes angestrebt werden.

In dem Vergleich der neuen Berechnungsergebnisse (FGM-Glems) mit den Ergebnissen früherer Untersuchungen (FGM-Scheffzental) werden hinsichtlich der Festlegung des Bemessungshochwassers folgende Hinweise gegeben (Wald + Corbe, Herzog+Partner, 2011):

Im betrachteten Gewässerabschnitt der Beutenbachverdolung (Bahndurchlass) führen Gewitterereignisse von 1 bis 2 Stunden Regendauer zu den höchsten Abflüssen. Die in der jüngsten Vergangenheit aufgetretenen Starkregenereignisse deuten darauf hin, dass die KOSTRA-2000-Regen kurzer Dauerstufen die tatsächlich fallenden Regenmengen unterschätzen (Klimaänderung). Es ist davon auszugehen, dass die Folgen der Klimaänderung zukünftig zu einer weiteren Erhöhung der Niederschläge und damit der Abflüsse führen werden. So wird für die Region Glemstal damit gerechnet (LfU, 2005), dass z.B. die 100-jährlichen Hochwasserabflüsse bis zum Jahre 2050 um ca. 15 % zunehmen werden.

An der Beutenbachverdolung sind die Zuflüsse aus den Ortsentwässerungen maßgebend für den auftretenden Hochwasserabfluss. In hydrologischen Modellen können die Zuflüsse aus dem Kanalnetz nur vereinfacht nachgebildet werden.

Die Beutenbachverdolung weist aus hydraulischer Sicht extrem komplexe Abflussverhältnisse auf (stark wechselnde Geometrie mit zweitem Auslass). Es liegen dadurch Unsicherheiten in der Ermittlung der Leistungsfähigkeit vor. In den hydraulischen Berechnungen wurde von der vollen Leistungsfähigkeit des Durchlasses ausgegangen. Bei großen Hochwassern können insbesondere an Ortseingängen Verlegungen von Einläufen zu einer Reduzierung der Leistungsfähigkeit führen.

Deshalb wurde die Auslegung auf einen 100-jährlichen Hochwasserschutz unter Berücksichtigung des Lastfalls Klimaänderung empfohlen.

4.1.4 Flussgebietsmodell – Simulation Planungszustand – Hochwasserschutzkonzept

Im Oberen Scheffzental kann sowohl der Brückenquerschnitt des Beutenbaches als auch der Rohrquerschnitt des Scheffzengrabens den gesamten ankommenden Abfluss nicht abführen, so

dass es hier zu Ausuferungen und zum Aufstau kommt. Der Beutenbach ufer im heutigen Zustand bei großen Ereignissen bereits weiter oberhalb schon aus. Das Wasser läuft über den seitlichen Damm in das tieferliegende Scheffzental.

Für den Hochwasserfall wird eine Entlastung direkt bis in den Talteiefpunkt zum neuen Scheffzengraben weitergeführt. Das $HQ_{100, \text{Klima}}$ im Rappbach/Schnatzgraben beträgt inkl. Hausen II $10,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Die erforderliche Abschlagsmenge in den neuen Scheffzengraben beträgt etwa $Q = 4 - 5 \text{ m}^3/\text{s}$. Im Beutenbach werden im Hochwasserfall $Q = \text{ca. } 6 \text{ m}^3/\text{s}$ weitergeleitet. Die Abflussaufteilung stellt sich über die Querschnittsflächen ein. Im Bereich der Zuleitung in den neuen Scheffzengraben wird eine Schwelle eingebaut. Mit der Weiterleitung eines Teilabflusses im Oberen Scheffzental wird die vollständige Abflusskapazität des Tales ausgenutzt. Dieser Abfluss entspricht in etwa der Leistungsfähigkeit des Beutenbachs und wird durch das Untere Scheffzental und die Verdolung in Ditzingen ohne Rückstau abgeleitet. Dadurch wird der vorhandene Retentionsraum im Oberen Scheffzental zur Abminderung der Abflussspitze freigehalten.

Zum jetzigen Zeitpunkt entsteht aufgrund des großen Abflussquerschnitts und der großen Leistungsfähigkeit des Durchlasses unter Siemensstraße und Bahndamm kein Aufstau im Scheffzental. Somit kann das Hochwasser nicht in dem erforderlichen Maß zurückgehalten werden.

Unterhalb des Bahndammes kommt es bereits beim HQ_{50} zu Überflutungen. Die unmittelbar anschließende Verdolung unterhalb des Stadtgebietes leitet maximal $15 \text{ m}^3/\text{s}$ schadlos ab.

Durch das Kontrollbauwerk des Beckens Unteres Scheffzental wird die bereits abgeflachte Hochwasserwelle auf die Leistungsfähigkeit der Verdolung reduziert. In dem FGM-Glems (Wald + Corbe, 2011) werden in der Verdolung die Zuflüsse aus den RÜs 80 und 144 sowie Anteile der Entwässerung der BAB zugeführt. Auf diese Abflüsse haben die Rückhaltebecken im Scheffzental keine reduzierende Wirkung. Wie die hydrologischen Berechnungen zeigen, ist eine Berücksichtigung dieser Abflüsse bei der Festlegung des Bemessungsabflusses nicht sinnvoll, da die Abflusswelle der Beckenwelle komplett vorangeht.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen zum Planungsstand sind in Kapitel 4.2 erläutert.

Die nachfolgende Ausführung ist Grundlage der Berechnung:

| | Grundablass | Hochwasserentlastung |
|----------------------|--|--|
| Oberes Scheffzental | Vario-Sec MP 200 $A = 4,49 \text{ m}^2$ | $H = 305,75 \text{ m} + \text{NN}$ $B = 30 \text{ m}$ |
| Unteres Scheffzental | Rechteck $A = 7,50 \text{ m}^2$ | $H = 301,73 \text{ m} + \text{NN}$ $B = 15 \text{ m}$ |

Tabelle 7: Berechnungsgrundlage Hochwasserschutz Scheffzental

4.2 Bemessung hinsichtlich Hochwasserschutz und Anlagensicherheit

4.2.1 Hochwasserschutzgrad

In der Regel wird der Hochwasserschutzgrad eines Hochwasserrückhaltebeckens auf das $HQ_{100, \text{Klima}}$ ausgelegt. In Kapitel 4.1.3 wurde ausgeführt, dass die Berücksichtigung eines Klimazuschlages bei der Dimensionierung der Hochwasserschutzmaßnahme zu empfehlen ist. Demnach wird das **Becken Oberes Scheffzental auf das $HQ_{100, \text{Klima}}$** ausgelegt.

Die Festlegung des Hochwasserschutzgrades für das Becken Unteres Scheffzental erfolgt unter Einbeziehung der Erkenntnisse aus dem Hochwasserereignis vom 04.07.2010. Neben den großen Hochwasserschäden bestand bei diesem Ereignis auch eine große Gefahr für Leib und Leben.

Hochwasserereignisse, welche die Abflusskapazität des im Stadtgebiet verdolten Beutenbachs übersteigen, ufern bei der Verdolungsöffnung nördlich des Bahndamms aus und überfluten von dort ausgehend die Ditzinger Innenstadt. Die direkt an die Verdolungsöffnung angrenzenden Gebäude weisen zum Teil Souterrainwohnungen auf, so dass hier eine besondere Gefährdungslage vorliegt. Ein Wasseraustritt an dieser Stelle muss ausgeschlossen werden. Die Schließung der Verdolungsöffnung ist aufgrund der baulichen Gegebenheiten der Verdolung nicht möglich.

Um das Risiko größerer Schäden, vor allem von Personengefährdungen zu minimieren, wird der Hochwasserschutzgrad des **Beckens Unteres Scheffzental auf HQ₁₀₀₀** vorgeschlagen. Zur Vermeidung von zu großen Stauhöhen wird das Becken gesteuert betrieben.

4.2.2 Hochwasserrückhalteraum (Hochwasserbemessungsfall 3)

4.2.2.1 Oberes Scheffzental

Das obere Becken wird ungesteuert betrieben. Der bestehende Feldwegdamm wird um 20 cm auf 305,75 m+NN erhöht. Das Dammbauwerk wird demnach durch die folgenden Höhen charakterisiert:

| | Höhe [m+NN] | Höhe über Flusssohle [m] | Höhe über Gelände [m] |
|------------------------------------|----------------|-----------------------------|--------------------------|
| Flusssohle | 303,80 | ---- | ---- |
| Dammfuß (tiefster Punkt Gelände) | 304,10 | 0,30 | ---- |
| Staulinie HQ _{100, Klima} | 305,73 | 1,93 | 1,63 |
| Kronenhöhe / HWEA | 305,75 | 1,95 | 1,65 |

Tabelle 8: Charakteristische Höhen des Dammbauwerkes Oberes Scheffzental

Bei der Ermittlung der Speicherinhaltslinie des Rückhalteraaumes des Oberen Scheffzentials wurde die in Planung befindliche Stadtbahnlinie U13 der Stuttgarter Straßenbahn AG bereits berücksichtigt. Die vorgesehene Trasse quert das Obere Scheffzental auf Höhe der Gemarkungsgrenze zwischen Stuttgart und Ditzingen. Damit verläuft die Stadtbahntrasse durch das Überschwemmungsgebiet im Scheffzental. Bei der Ermittlung des Rückhaltevolumens wurde der geplante Bahndamm bereits in Abzug gebracht.

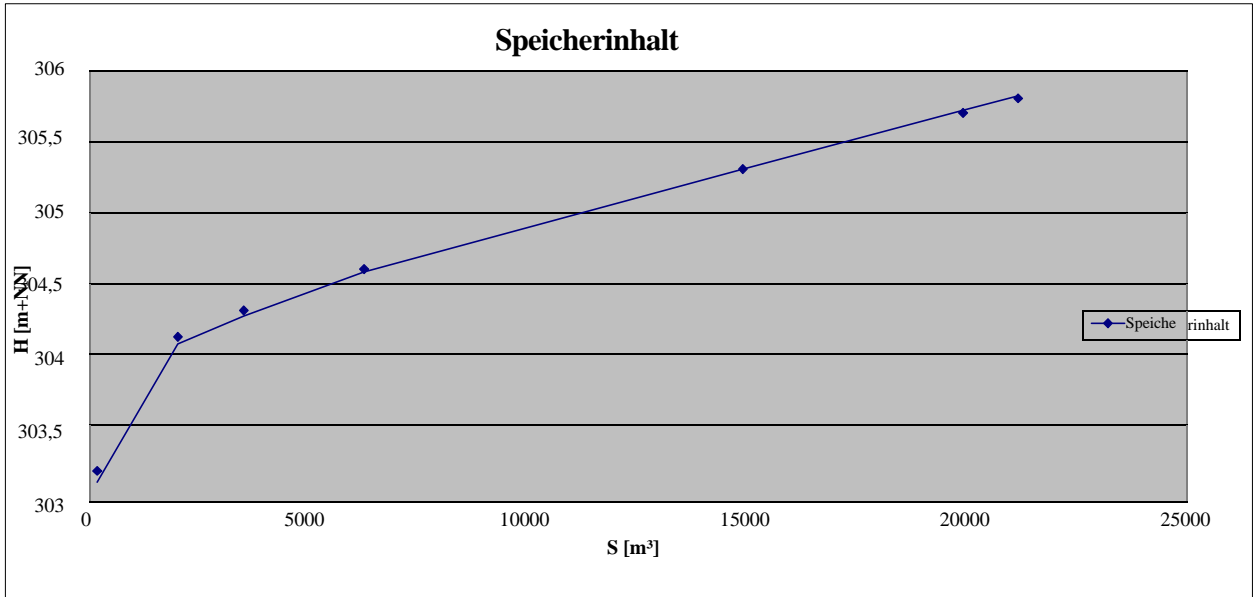


Abbildung 12: Speicherinhaltslinie Oberes Scheffzental

Speicherlinien:

Oberes Scheffzental / U13 Trasse 3B D1-3

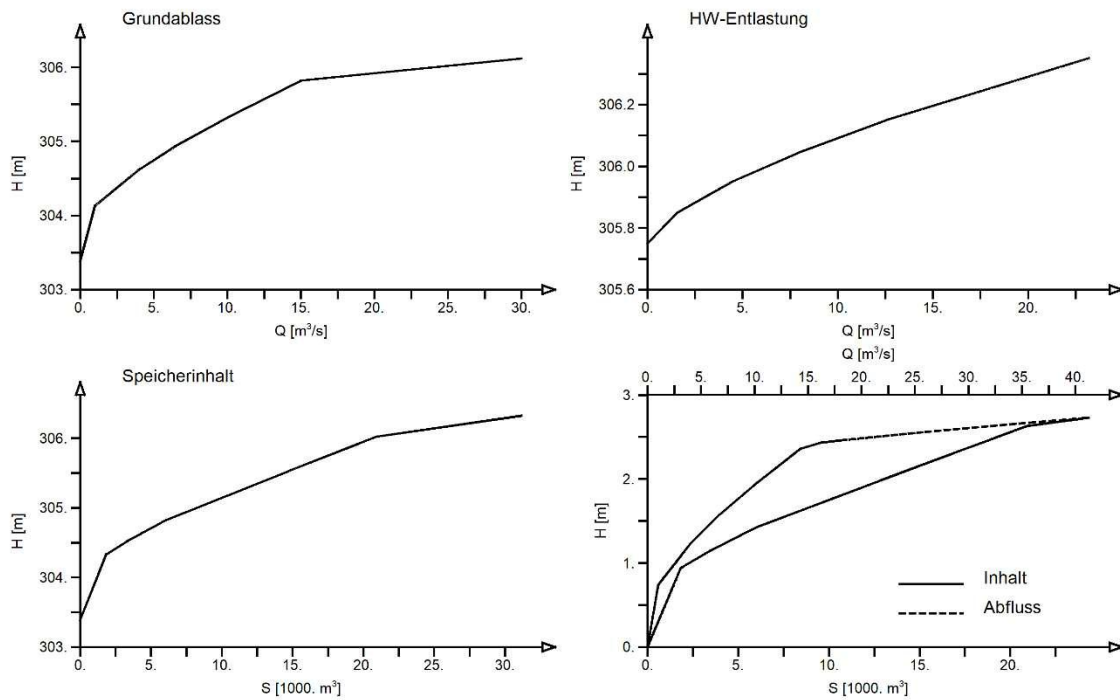


Abbildung 13: Speicherlinien Oberes Scheffzental

Oberes Scheffzental / U13 Trasse 3B D1-3

Ereignis: Scheffzental 100a - 2Stun

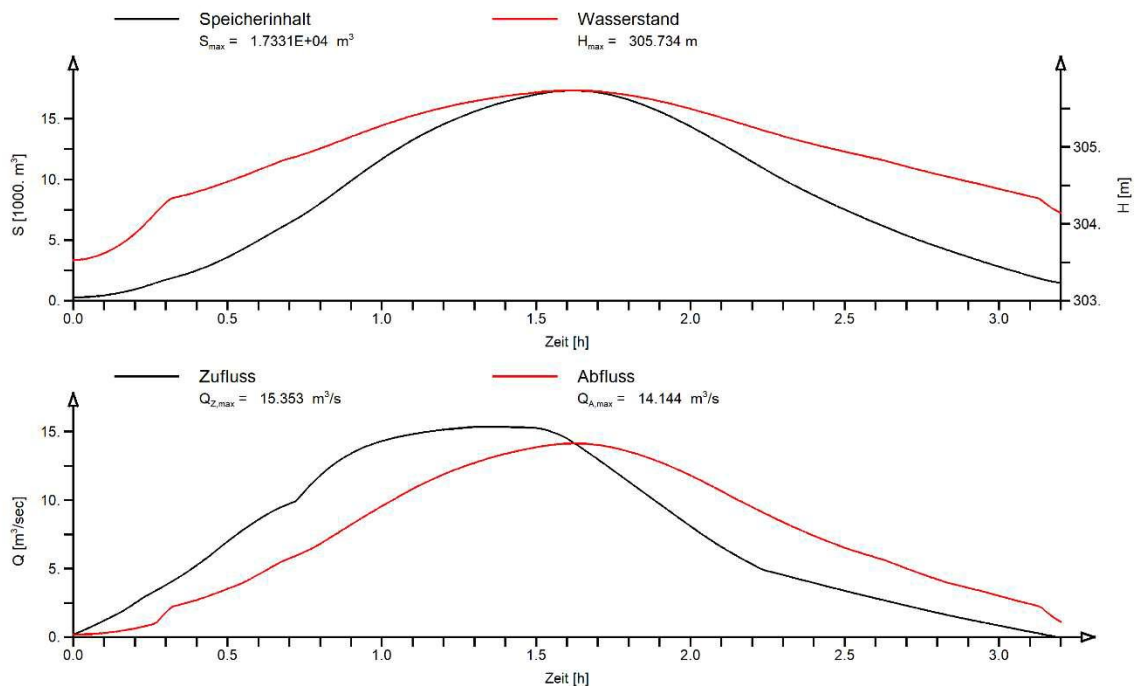


Abbildung 14: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ₁₀₀, Klima

Der maximale Wasserstand bei HQ_{100, Klima} wird im Hochwasserrückhaltebecken Oberes Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss mit 305,73 m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 17.331 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.2 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 3 Stunden.

In Tabelle 9 sowie in Abbildung 15 bis Abbildung 17 sind die Abflussspitzen bzw. die Abflussganglinien für ausgewählte Gewässerknoten dargestellt.

| | Knoten | HQ _{100, Klima} |
|---|--------|--------------------------|
| Zulauf zum Oberen Scheffzental | 2 | 21,39 m ³ /s |
| Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental, nach Abschlag in den Beutenbach | 3 | 15,39 m ³ /s |
| Abfluss HRB Oberes Scheffzental | 4 | 14,14 m ³ /s |

Tabelle 9: Abflussspitzen HQ₁₀₀; Klima – Oberes Scheffzental

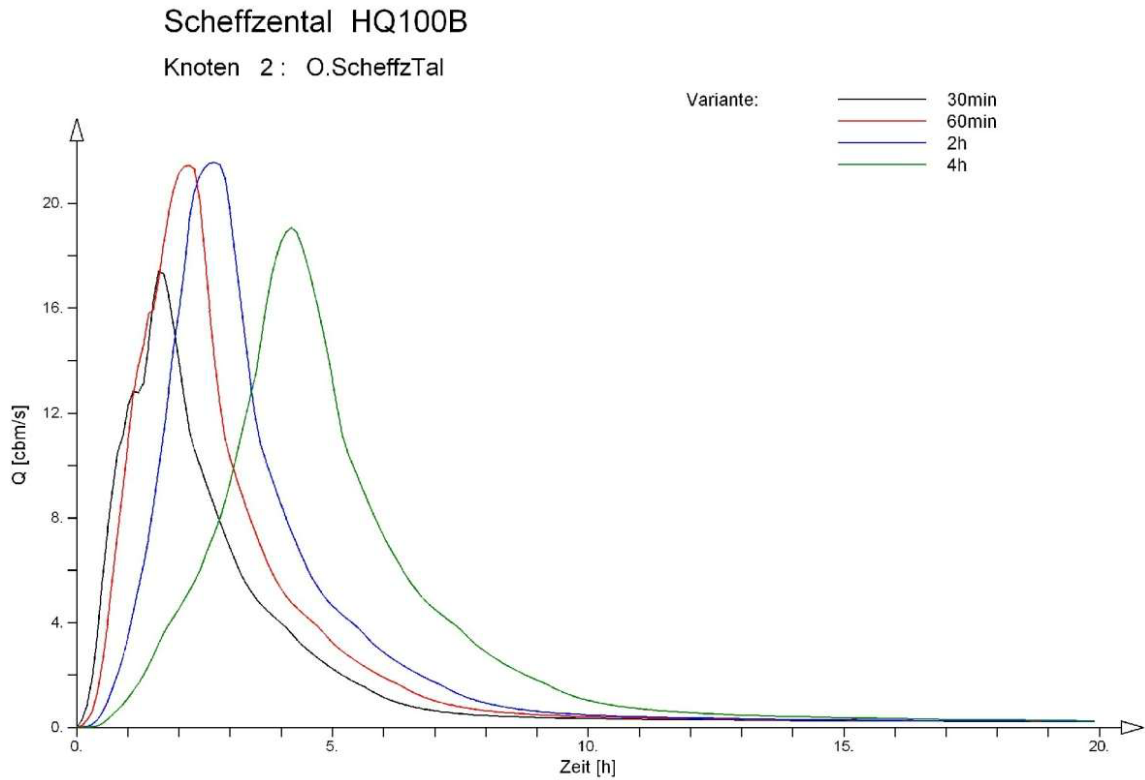


Abbildung 15: Abflussganglinien am Knoten 2, Zulauf zum Oberen Scheffzental

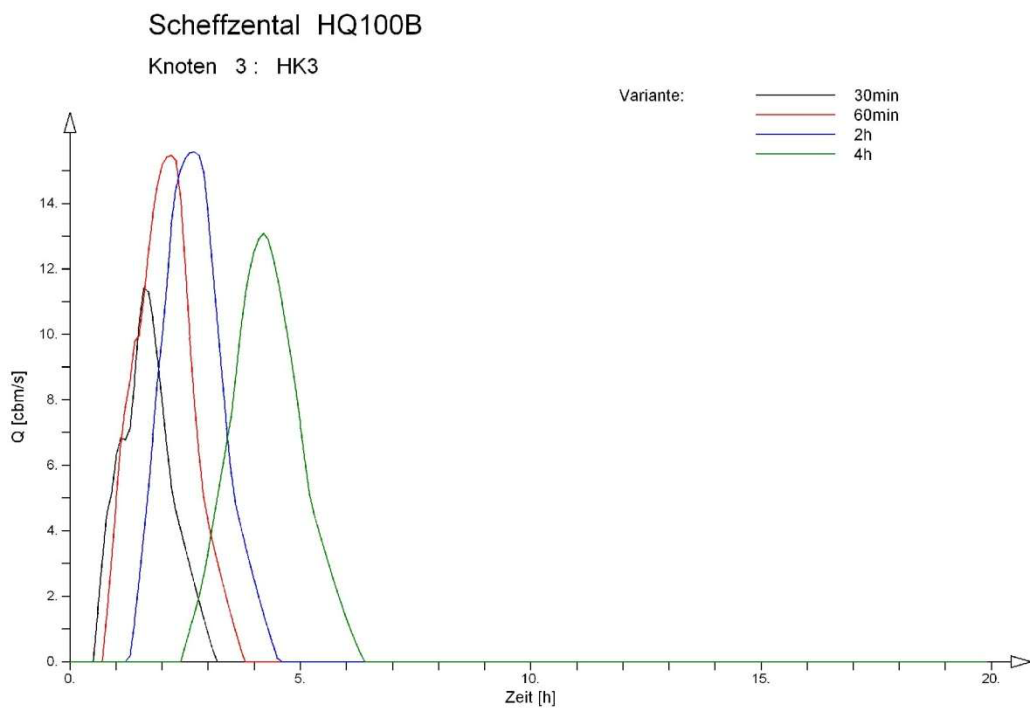


Abbildung 16: Abflussganglinien am Knoten 3, Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental, nach Abschlag in den Beutenbach

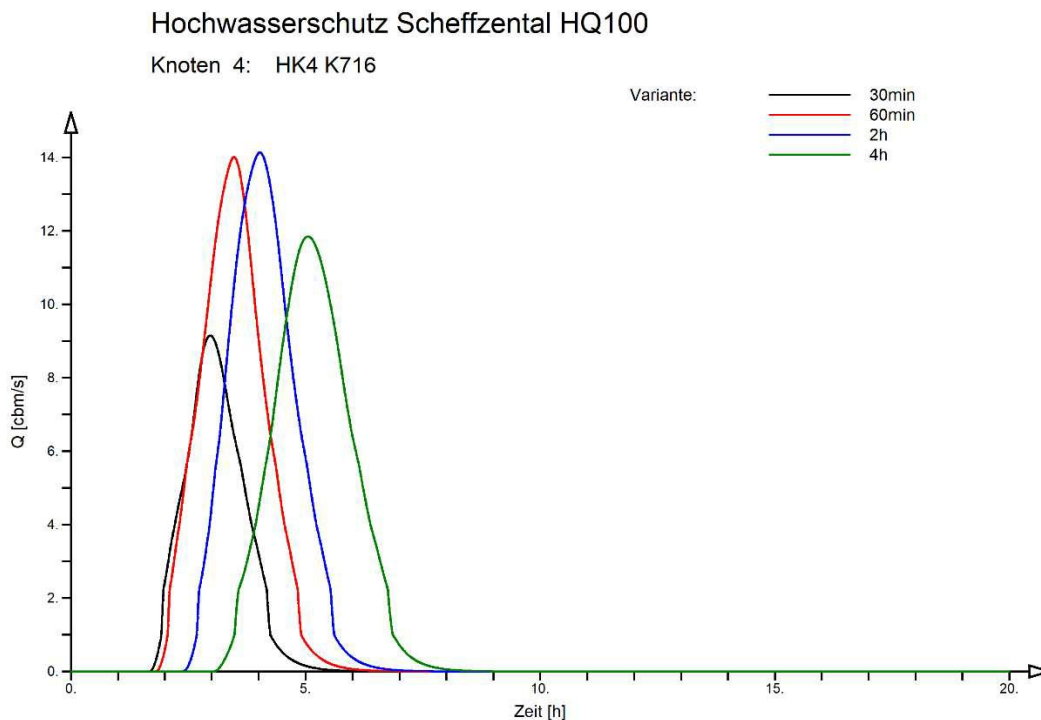


Abbildung 17: Abflussganglinien am Knoten 4 unterhalb des HRB Oberes Scheffzental

4.2.2.2 Unteres Scheffzental

Wie in Tabelle 13 und Tabelle 14 ermittelt, sind die Abflüsse gemäß Tabelle 10 für die Dimensionierung des Beckens Unteres Scheffzental maßgebend. Die Hochwasserschutzgrade wurden in Kapitel 4.2.1 festgelegt.

| Jährlichkeit | Abfluss [m ³ /s] |
|--------------------------|-----------------------------|
| HQ _{100, Klima} | 20,13 |
| HQ ₁₀₀₀ | 25,37 |
| HQ ₅₀₀₀ | 38,45 |

Tabelle 10: Zufluss zum Becken Unteres Scheffzental

Zur Ermittlung des Zuflusses von HQ₅₀₀₀ in das Becken Unteres Scheffzental wurde der entsprechende Faktor (F=2,20) aus der Regionalisierung angewendet. Der Faktor 2,2 bezieht sich auf das HQ₁₀₀. Die hydrologischen Berechnungen wurden mit HQ_{100, Klima} geführt, so dass der maßgebende Zuflusswert für HQ₁₀₀ mit dem Faktor 1,15 (Tabelle 5) ermittelt werden muss.

$$HQ_{5000} = F \cdot HQ_{100}$$

$$F = \frac{2,20}{1,15} = 1,91$$

$$HQ_{5000} = 1,91 \cdot 20,13 = 38,45 \frac{m^3}{s}$$

Der Abfluss aus dem Scheffzental wird durch ein Kontrollbauwerk geregelt. Das Hochwasserrückhaltebecken wird gesteuert betrieben. Das Dammbauwerk wird demnach durch die folgenden Höhen charakterisiert:

| | Höhe [m+NN] | Höhe über Flusssohle [m] | Höhe über Gelände [m] | Speichervolumen [m ³] |
|------------------------------------|-------------------|--------------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| Flusssohle | 296,95 | ----- | ----- | ---- |
| Dammfuß (tiefster Punkt Gelände) | 298,10 | 1,15 | ----- | ---- |
| Staulinie HQ _{100, Klima} | 300,19 | 3,24 | 2,09 | 18.315 |
| Staulinie HQ ₁₀₀₀ | 301,73 | 4,78 | 3,63 | 52.351 |
| Staulinie HQ ₅₀₀₀ | 302,45 | 5,50 | 4,35 | 74.690 |
| HWEA | 301,73 | 4,78 | 3,63 | 52.351 |
| Kronenhöhe ² | 302,64- 304,29 | ----- | ----- | ----- |

Tabelle 11: Charakteristische Höhen Dammbauwerk Unteres Scheffzental

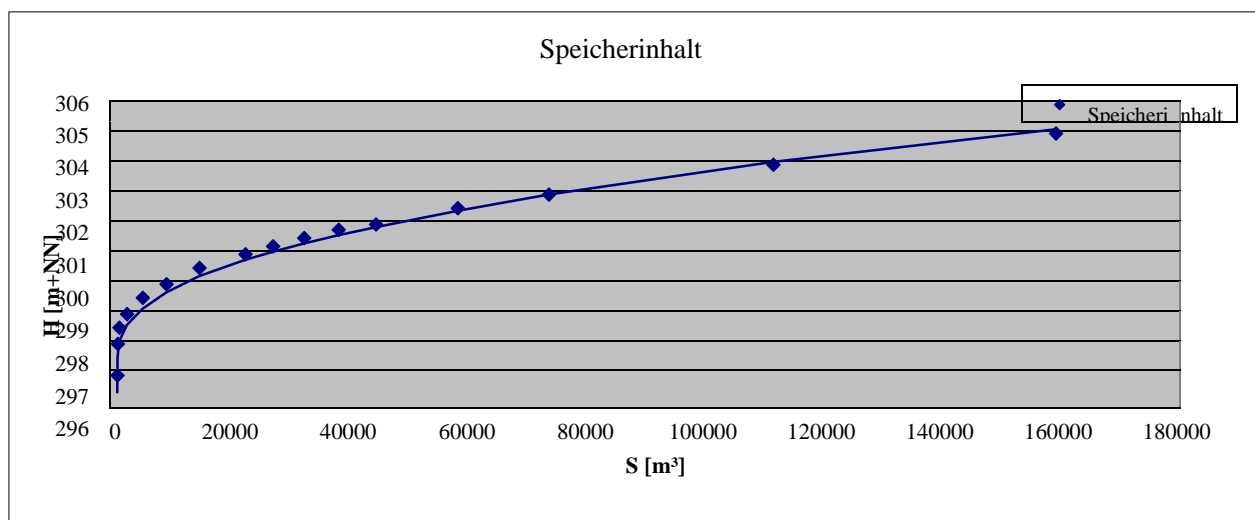


Abbildung 18: Speicherinhaltslinie Unteres Scheffzental

Der maximale Wasserstand bei HQ₁₀₀₀ wird im Hochwasserrückhaltebecken Unteres Scheffzental bei einem 2-stündigen Niederschlagsereignis mit einem Bemessungshochwasserzufluss von 25,37 m³/s mit 301,73 m+NN erreicht. Dabei fließt ein Abfluss von Q = 15,00 m³/s der Verdolung zu. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 52.351 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.1 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 6 Stunden.

Die maximale Abflussspitze entsteht bei einem 1-stündigen Niederschlagsereignis. Sie beträgt HQ₁₀₀₀ = 25,37 m³/s.

Die Auswirkung der RÜ-Zuläufe ist in den Gewässerknoten 7 und 8 modelliert. In Abbildung 28 ist die vorauslaufende Abflussspitze aus dem RÜ 144 zu erkennen. Ihr Maximum beträgt etwa 10,5 m³/s. Der Spitzenabfluss am Knoten beträgt bei HQ₁₀₀₀ 15,00 m³/s und entspricht dem Abfluss aus dem Kontrollbauwerk.

Der maximale Zulauf vom RÜ 80 beträgt bei HQ₁₀₀₀ ca. 15,24 m³/s (Tabelle 14).

² Höhe des Straßendamms Siemensstraße

und resultiert aus dem Niederschlag von 60 min, 2 h bzw. 4 h Dauer. Dieser Abfluss ist mittels eines Rückhaltes im Scheffzental nicht zu reduzieren. Die zweite Spitze der Abflusswelle am Knoten 8 (Abbildung 29) wird durch den Abfluss der Rückhaltebecken im Scheffzental verursacht und liegt bei $15 \text{ m}^3/\text{s}$. Für einen Zeitraum von ca. 15 min erhöht sich die Abflussspitze auf $15,24 \text{ m}^3/\text{s}$. Dies entsteht durch eine Überlagerung der ablaufenden Welle aus dem RÜ und dem Zufluss aus dem Scheffzental. Wir schätzen die kurzzeitige Überschreitung als unkritisch ein. Die Abflüsse aus den RÜ-Zuläufen können durch die Hochwasserrückhaltemaßnahme im Scheffzental nicht beeinflusst werden.

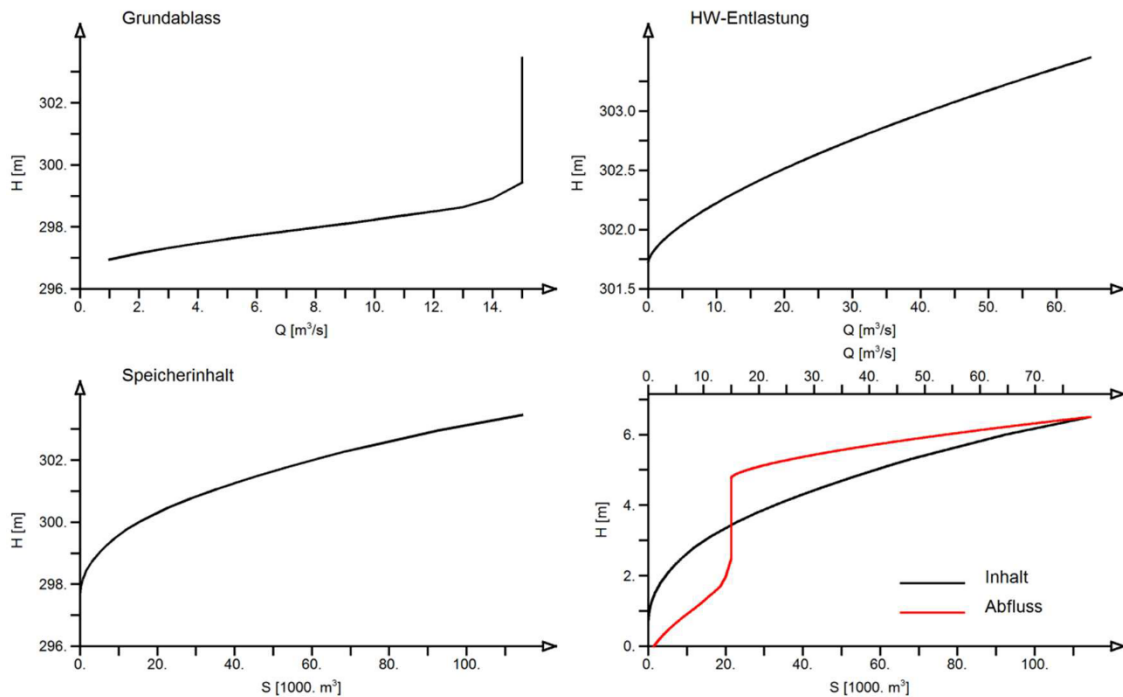


Abbildung 19: Speicherkennlinien Unteres Scheffzental

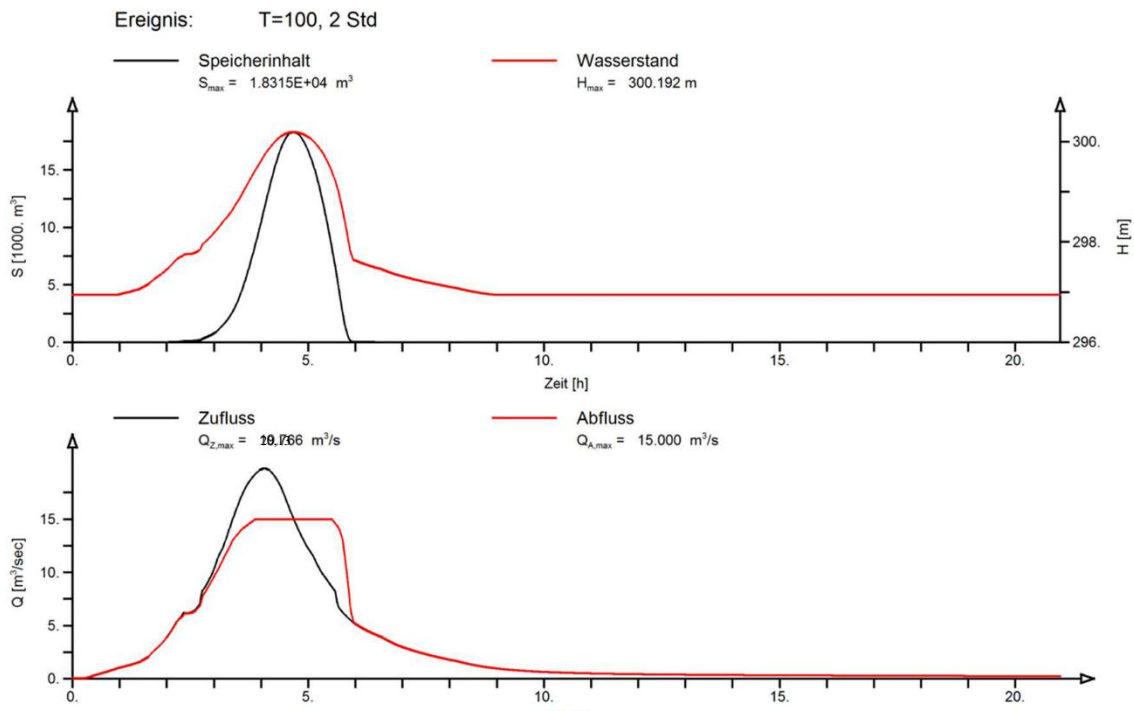


Abbildung 20: Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzental, HQ100, Klima

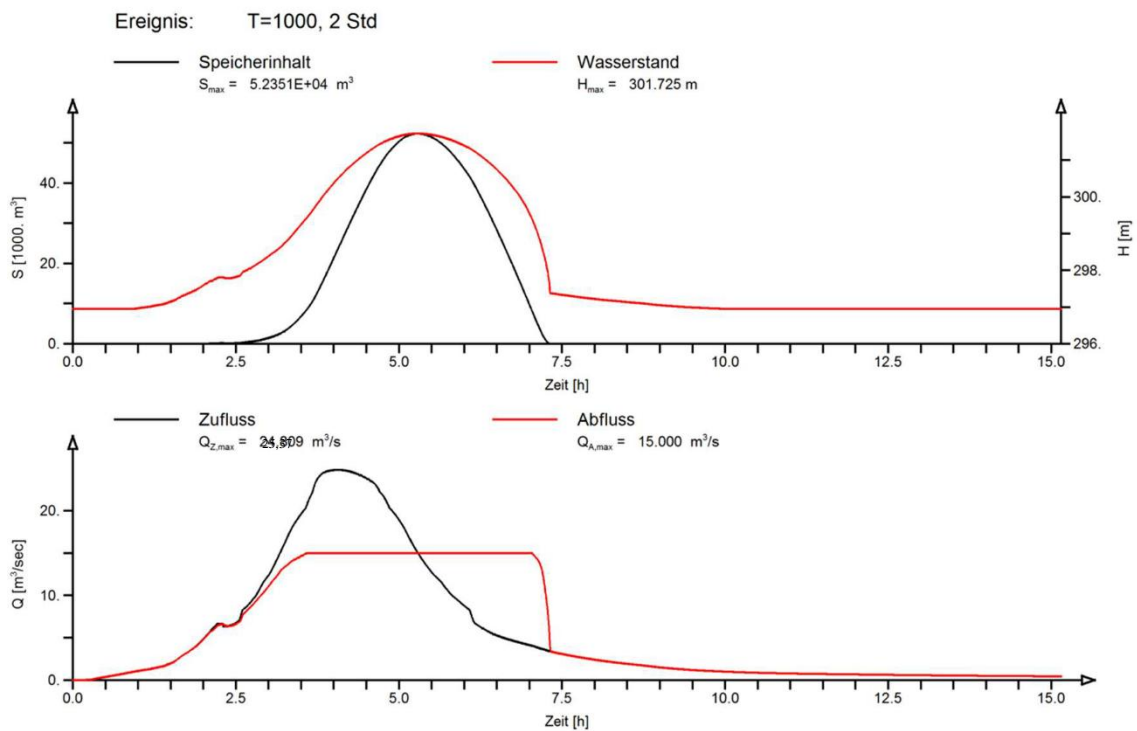


Abbildung 21: Speicherinhaltslinien Unteres Scheffzental, HQ₁₀₀₀

In Tabelle 12 sowie in Abbildung 22 bis Abbildung 29 sind die Abflussspitzen bzw. die Abflussganglinien für ausgewählte Gewässerknoten dargestellt.

| | Knoten | HQ _{100, Klima} [m³/s] | HQ ₁₀₀₀ [m³/s] |
|--|--------|------------------------------------|------------------------------|
| Zulauf zum HRB Unteres Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach | 5 | 20,13 | 25,37 |
| Zulauf zur Verdolung | 6 | 15,00 | 15,00 |

Tabelle 12: Abflussspitzen Unteres Scheffzental

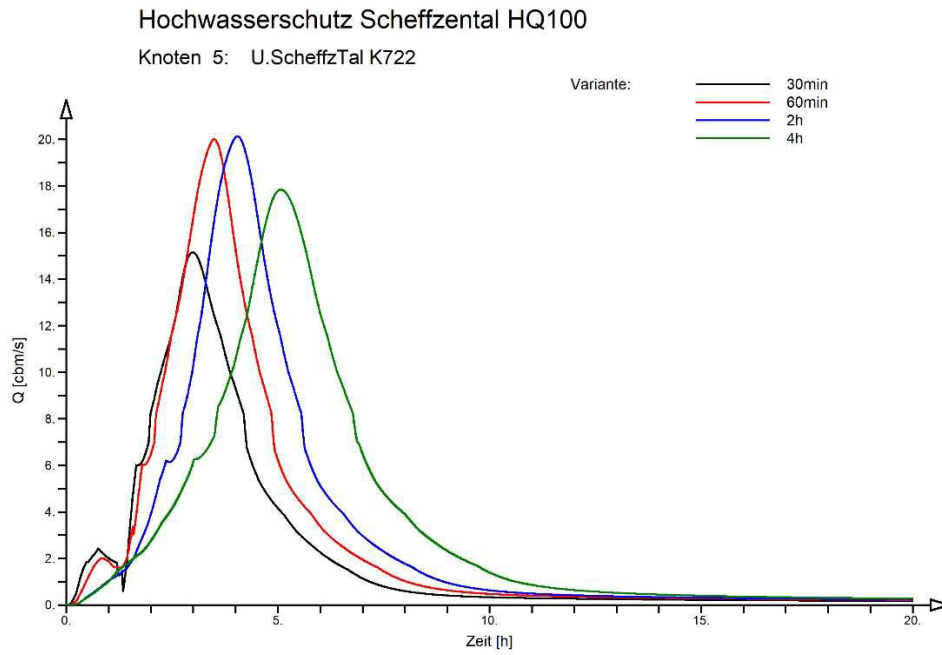


Abbildung 22: Abflussganglinien HQ100, Klima am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach

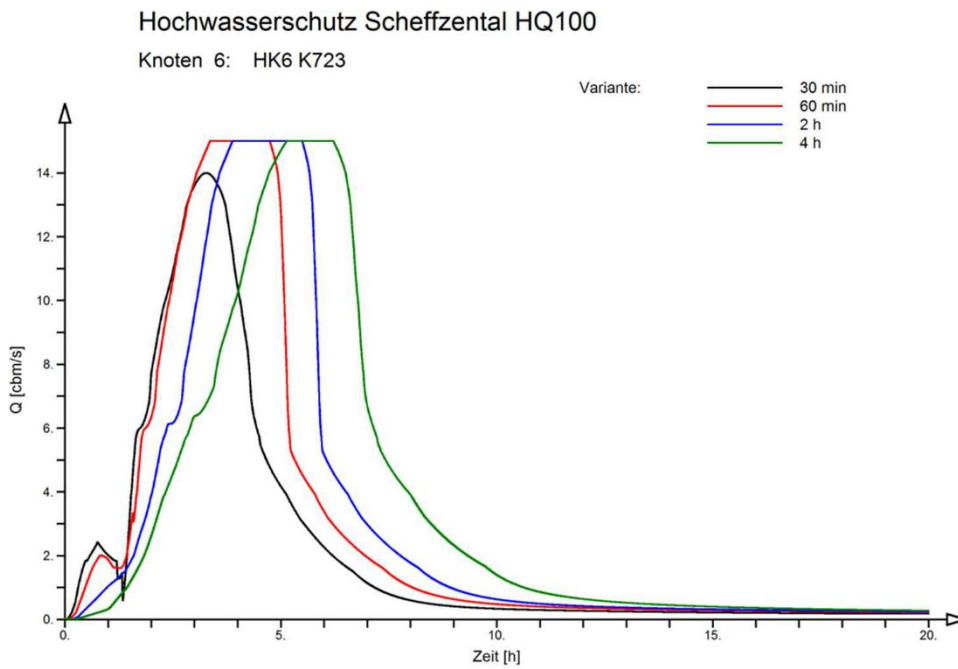


Abbildung 23: Abflussganglinien HQ100, Klima am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung

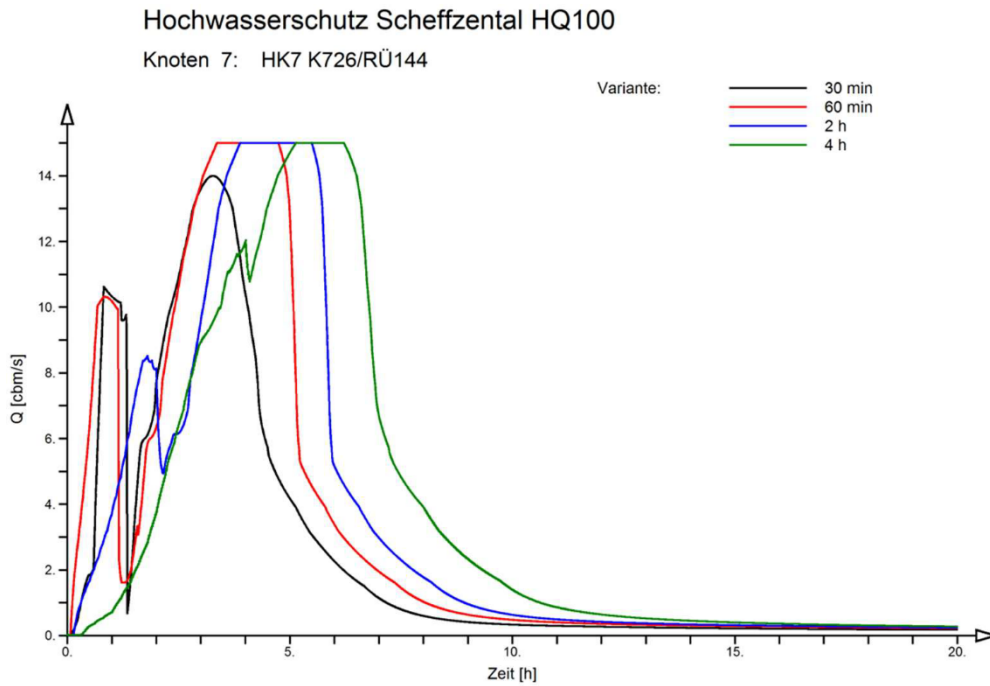


Abbildung 24: Abflussganglinien HQ₁₀₀, Klima am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung

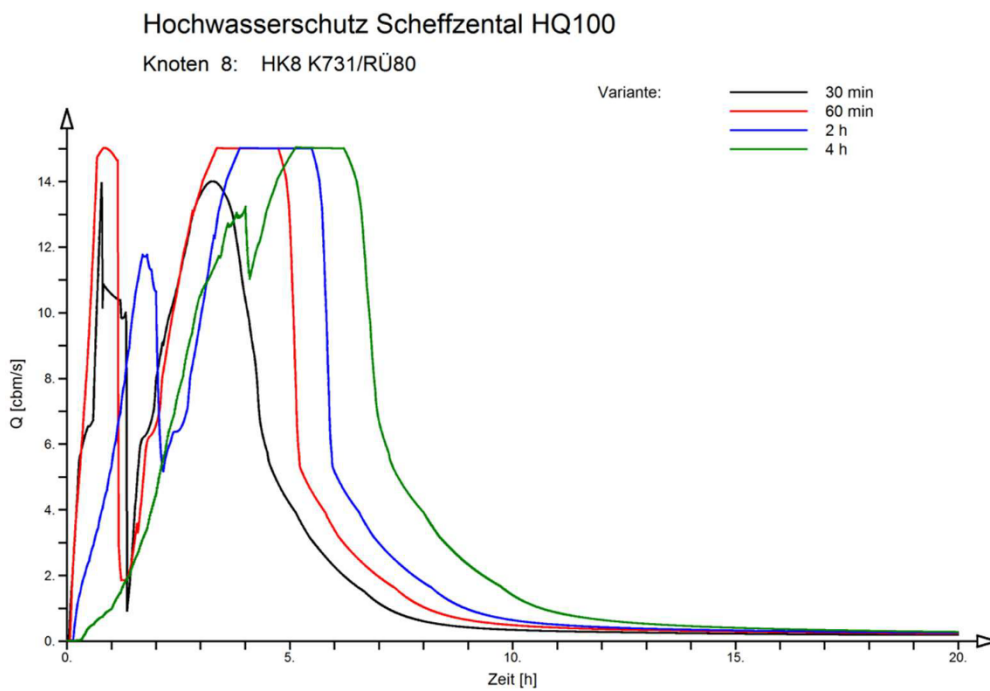


Abbildung 25: Abflussganglinien HQ₁₀₀, Klima am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung

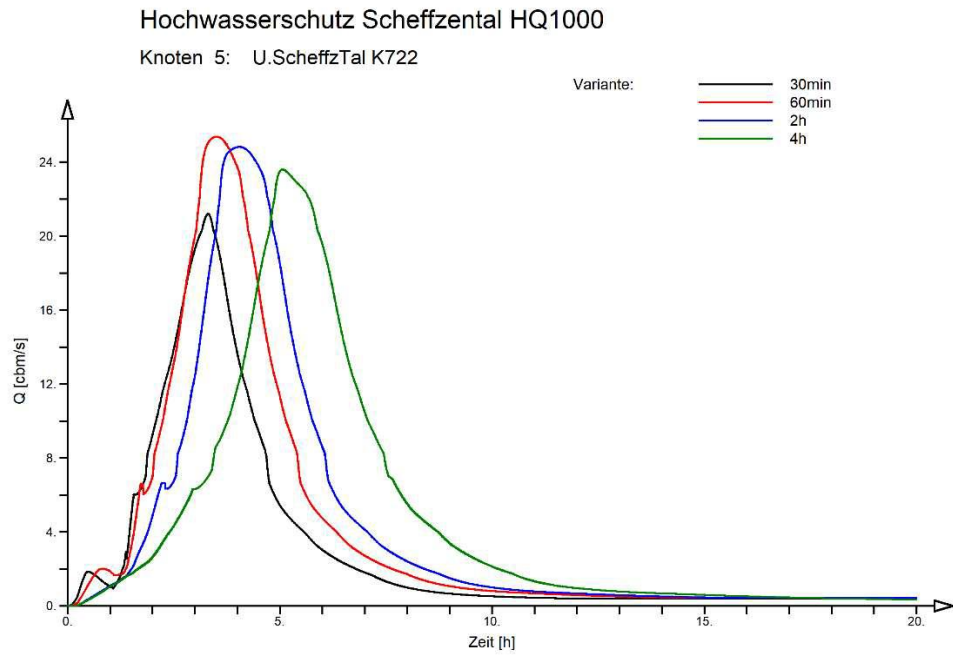


Abbildung 26: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 5, Zulauf zum Unteren Scheffzental, inkl. Abflussanteil Beutenbach

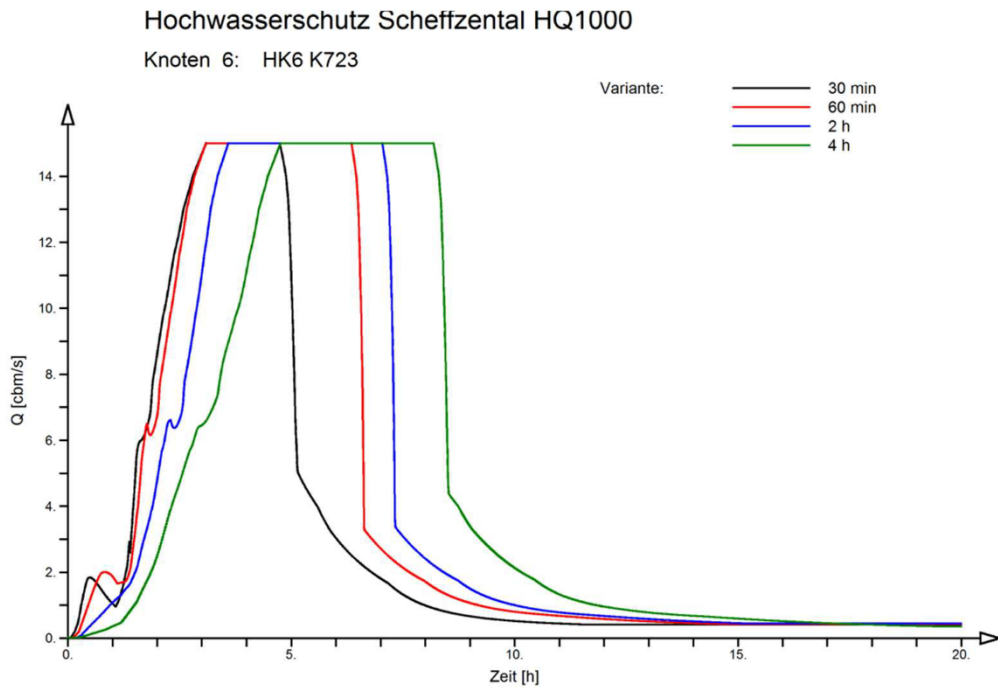


Abbildung 27: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 6, Zulauf zur Verdolung

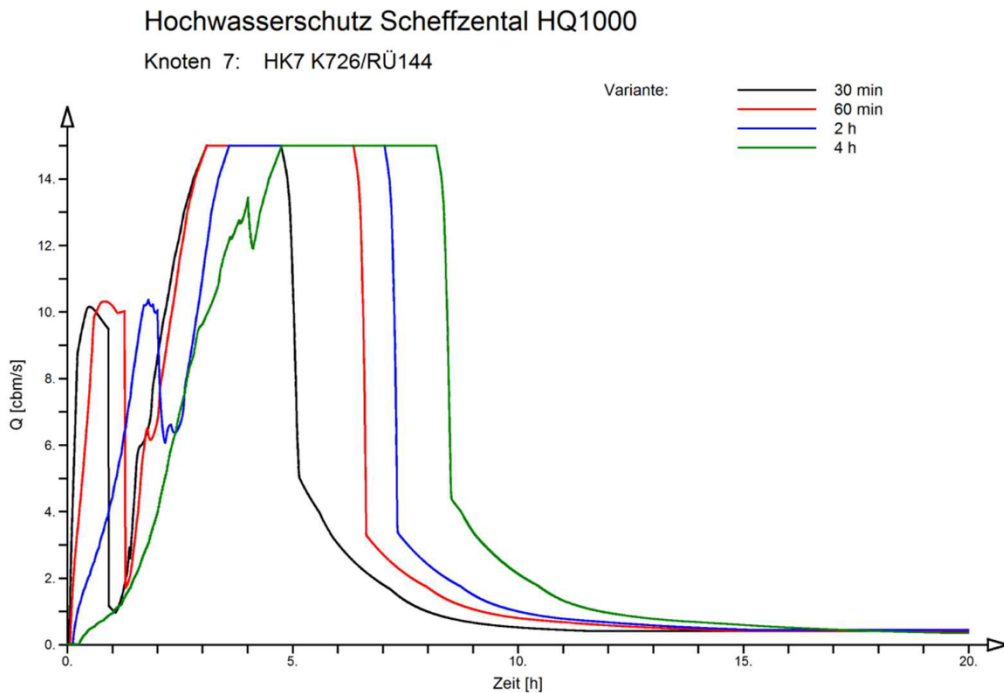


Abbildung 28: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 7, Zulauf RÜ 144 in Verdolung

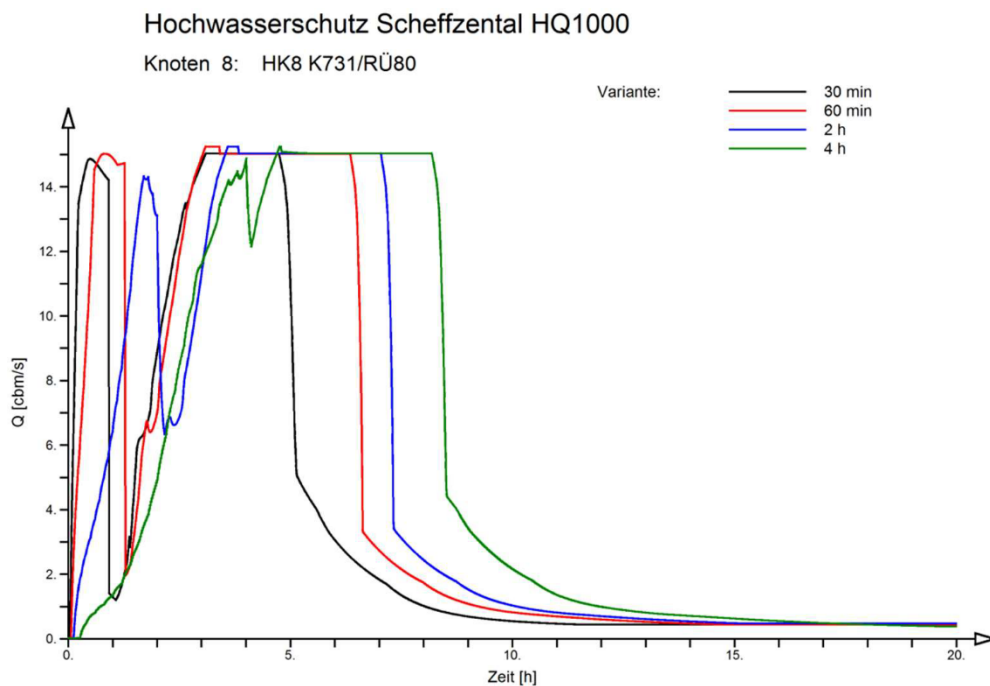


Abbildung 29: Abflussganglinien HQ₁₀₀₀ am Knoten 8, Zulauf RÜ 80 in Verdolung

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen für das HQ_{100, Klima} sind in Tabelle 13 und für das HQ₁₀₀₀ in Tabelle 14 im Gesamtüberblick für verschiedene Niederschlagsdauern zusammengestellt.

Der Einlauf in die Verdolung wird am Knoten 6 modelliert und beträgt aufgrund der Steuerung 15,00 m³/s. Der Zulauf zum Becken wird am Knoten 5 modelliert. Beim HQ_{100, Klima} beträgt der maximale Zufluss 20,13 m³/s als Ergebnis des 2-stündigen Niederschlagsereignisses. Die maximale Zuflussspitze aus dem HQ₁₀₀₀ resultiert aus dem 1-stündigen Niederschlagsereignis und beträgt 25,37 m³/s. Der maximale Beckenwasserstand wird aber bei dem 2-stündigen Niederschlagsereignis erreicht.

Das Programm "FGM" wurde mit folgenden Datenfiles gestartet:

| Variante | 1 | 2 | 3 | 4 |
|--------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Daten fuer Gewaessernetz | : sch11.gew | sch11.gew | sch11.gew | sch11.gew |
| Niederschlagsdaten | : sc100_30.reg | sc100_60.reg | sc100_2.reg | sc100_4.reg |
| Daten fuer Landabfluss | : sch11_30.lnd | sch11_60.lnd | sch11_2h.lnd | sch11_4h.lnd |
| Daten fuer Flood-Routing | : SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 |

Scheitelwerte [cbm/sec]: Gewaesserknoten I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I

| I Knoten- I Nr. | Name | I Berechnungsvariante | | | | I Maximal- I | | | |
|--------------------|-------------------|-----------------------|---------|---------|---------|--------------|---|--|--|
| | | I 1 | I 2 | I 3 | I 4 | I werte | I | | |
| I 1 | Knoten 711 | I 17.44 | I 21.39 | I 21.35 | I 19.09 | I 21.39 | | | |
| I 2 | O.ScheffzTal K714 | I 17.44 | I 21.39 | I 21.35 | I 19.09 | I 21.39 | | | |
| I 3 | HK3 K715 | I 11.44 | I 15.39 | I 15.35 | I 13.09 | I 15.39 | | | |
| I 4 | HK4 K716 | I 9.14 | I 14.00 | I 14.13 | I 11.84 | I 14.13 | | | |
| I 5 | U.ScheffzTal K722 | I 15.15 | I 20.01 | I 20.13 | I 17.84 | I 20.13 | | | |
| I 6 | HK6 K723 | I 14.05 | I 15.00 | I 15.00 | I 15.00 | I 15.00 | | | |
| I 7 | HK7 K726/RÜ144 | I 14.05 | I 15.00 | I 15.00 | I 15.00 | I 15.00 | | | |
| I 8 | HK8 K731/RÜ80 | I 14.06 | I 15.02 | I 15.03 | I 15.05 | I 15.05 | | | |

I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I

Tabelle 13: Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für T = 1000J, Klima, Planung

Das Programm "FGM" wurde mit folgenden Datenfiles gestartet:

| Variante | 1 | 2 | 3 | 4 |
|--------------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Daten fuer Gewaessernetz | : sch11.gew | sch11.gew | sch11.gew | sch11.gew |
| Niederschlagsdaten | : sc100_30.reg | sc100_60.reg | sc100_2.reg | sc100_4.reg |
| Daten fuer Landabfluss | : sch11_1000-30.lnd | sch11_1000-60.lnd | sch11_1000-2h.lnd | sch11_1000-4h.lnd |
| Daten fuer Flood-Routing | : SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 |

Scheitelwerte [cbm/sec]: Gewaesserknoten

| I Knoten- I Nr. | Name | I Berechnungsvariante | | | | I 3 | I 4 | I Maximal- I werte |
|--------------------|-------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----|-----------------------|
| | | I 1 | I 2 | I 3 | I 4 | | | |
| I 1 | Knoten 711 | I 22.02 I | I 25.37 I | I 24.81 I | I 23.67 I | I 25.37 I | | |
| I 2 | O.ScheffzTal K714 | I 22.02 I | I 25.37 I | I 24.81 I | I 23.67 I | I 25.37 I | | |
| I 3 | HK3 K715 | I 16.02 I | I 19.37 I | I 18.81 I | I 17.67 I | I 19.37 I | | |
| I 4 | HK4 K716 | I 15.17 I | I 19.35 I | I 18.80 I | I 17.58 I | I 19.35 I | | |
| I 5 | U.ScheffzTal K722 | I 21.19 I | I 25.37 I | I 24.82 I | I 23.59 I | I 25.37 I | | |
| I 6 | HK6 K723 | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.15 I | | |
| I 7 | HK7 K726/RÜ144 | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.16 I | | |
| I 8 | HK8 K731/RÜ80 | I 15.03 I | I 15.24 I | I 15.24 I | I 15.24 I | I 15.24 I | | |

Tabelle 14: Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für T = 1000J; Planung

4.2.3 Nachweis der Anlagensicherheit

4.2.3.1 Klassifizierung der Anlage nach DIN 19700

Die Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken dient der differenzierten Festlegung von Bemessungsanforderungen. Die Anforderungen an die Bemessung sollen die Hochwassersicherheit der Anlage gewährleisten. Den maßgebenden Hochwasserbemessungsfall 2 muss die Stauanlage ohne globales Versagen überstehen. Die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes darf nicht gefährdet werden.

Die Klassifizierung hat nach DIN 19700-12, Punkt 3.1 zu erfolgen. Abweichungen sind nach Durchführung einer Sicherheitsbetrachtung zulässig. Maßgebend für die Ermittlung der Stauhöhe als Grundlage der Klassifizierung ist die Gründungssohle des Absperrbauwerkes (Abbildung 30).

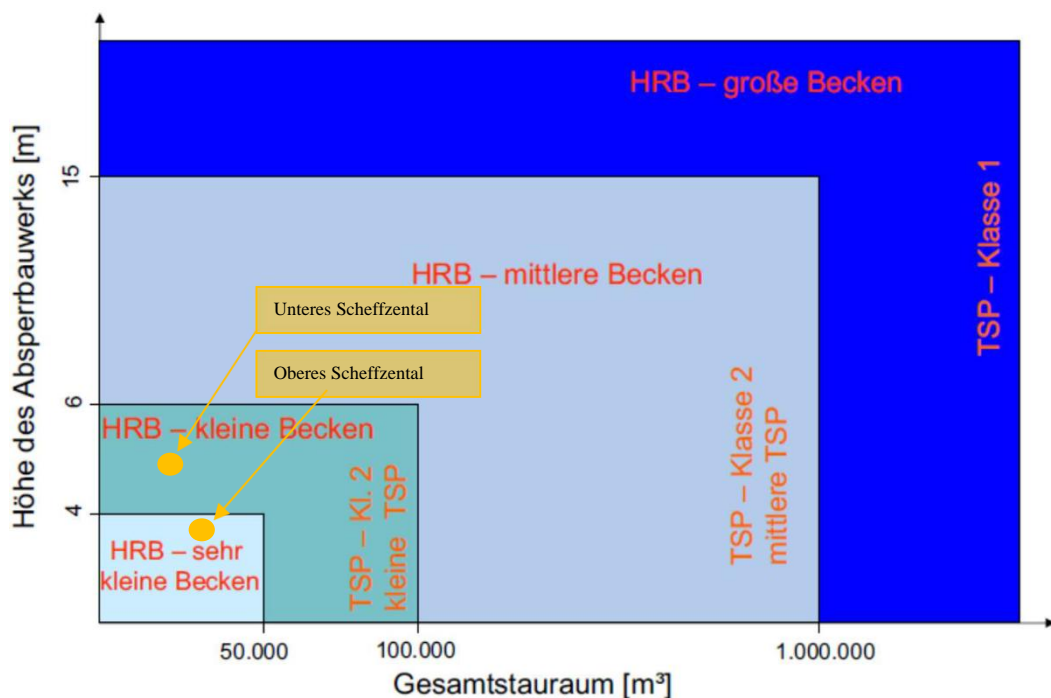


Abbildung 30: Klassifizierung von HRB in Anlehnung an DIN 19700-12 (aus Arbeitshilfen zur DIN 19700, LUBW, 2007)

Oberes Scheffzental

| | | |
|--|---------------------------|--------------|
| Gründungssohle: | 303,80 m+NN, n.S. | |
| Gewöhnlicher Stauraum / HQ ₁₀₀ , Klima: | Stauhöhe 1,93 m, 17.331 m | ³ |
| Gesamtstauraum HBF 1 (HQ ₂₀₀ , Klima): | Stauhöhe 1,97 m, 17.902 m | ³ |
| Gesamtstauraum HBF 2 (HQ ₁₀₀₀): | Stauhöhe 2,07 m, 18.982 m | ³ |

Das Becken Oberes Scheffzental ist demnach als „sehr kleines HRB“ einzustufen, somit sind folgende Hochwasserjährllichkeiten für die Bemessung des Beckens anzusetzen:

$$\text{BHQ}_1 = \text{HQ}_{200, \text{Klima}}$$

$$\text{BHQ}_2 = \text{HQ}_{1000}$$

Unteres Scheffzental

Maßgebend für die Ermittlung der Stauhöhe als Grundlage der Klassifizierung ist die Gründungs- sohle des Absperrbauwerkes. Das Untere Scheffzental wird durch eine vorhandene Gelände- an- hebung begrenzt. Dabei handelt es sich nicht um ein Dammbauwerk im herkömmlichen Sinn. Ein Absperrbauwerk im Sinne eines erstellten Rückhaltebauwerkes existiert nicht. Ein schlagartiges Versagen dieser ca. 200 m mächtigen Talabspernung ist auszuschließen.

Im Sinne dieser Überlegungen liegt keine Dammhöhe vor, die schlagartig versagen kann. Die Klassifizierung wurde demnach anhand der vorhandenen Stauhöhen vorgenommen.

| | |
|--|--|
| Gründungssohle: | 296,95 m+NN |
| Gewöhnlicher Stauraum / HQ ₁₀₀₀ : | Stauhöhe 4,78 m, 52.351 m ³ |
| Gesamtstauraum HBF 2 /HQ ₅₀₀₀ : | Stauhöhe 5,50 m, 74.690 m ³ |

Das Becken Unteres Scheffzental ist demnach gemäß Abbildung 30 als „kleines HRB“ einzustufen. Somit sind folgende Hochwasserjährllichkeiten für die Bemessung des Beckens anzusetzen:

$$\text{BHQ}_1 = \text{HQ}_{500, \text{Klima}}$$
$$\text{BHQ}_2 = \text{HQ}_{5000}$$

Da das Becken bereits bei BHQ_3 auf HQ_{1000} ausgelegt wird (siehe Kapitel 4.2.2.2), kann der Nachweis von $\text{BHQ}_1 = \text{HQ}_{500, \text{Klima}}$ entfallen.

4.2.3.2 Zulaufwellen

Die Zulaufwellen wurde mittels des FGM Glems (Wald + Corbe, 2011) ermittelt und übergeben. In Tabelle 15 sind die Abflussspitzen beim Zufluss in das Obere Scheffzental und in Tabelle 16 die Abflussspitzen beim Zufluss in das Untere Scheffzental dargestellt:

| Jährlichkeit | HQ |
|--------------------------|-------------------------|
| HQ _{100, Klima} | 21,39 m ³ /s |
| HQ _{200, Klima} | 21,75 m ³ /s |
| HQ ₁₀₀₀ | 25,37 m ³ /s |

Tabelle 15: Bemessungszuflüsse in das Obere Scheffzental am Knoten 2 des FGM

| Jährlichkeit | HQ |
|--------------------|-------------------------|
| HQ ₁₀₀₀ | 25,37 m ³ /s |
| HQ ₅₀₀₀ | 38,45 m ³ /s |

Tabelle 16: Bemessungszuflüsse in das Untere Scheffzental am Knoten 5 des FGM

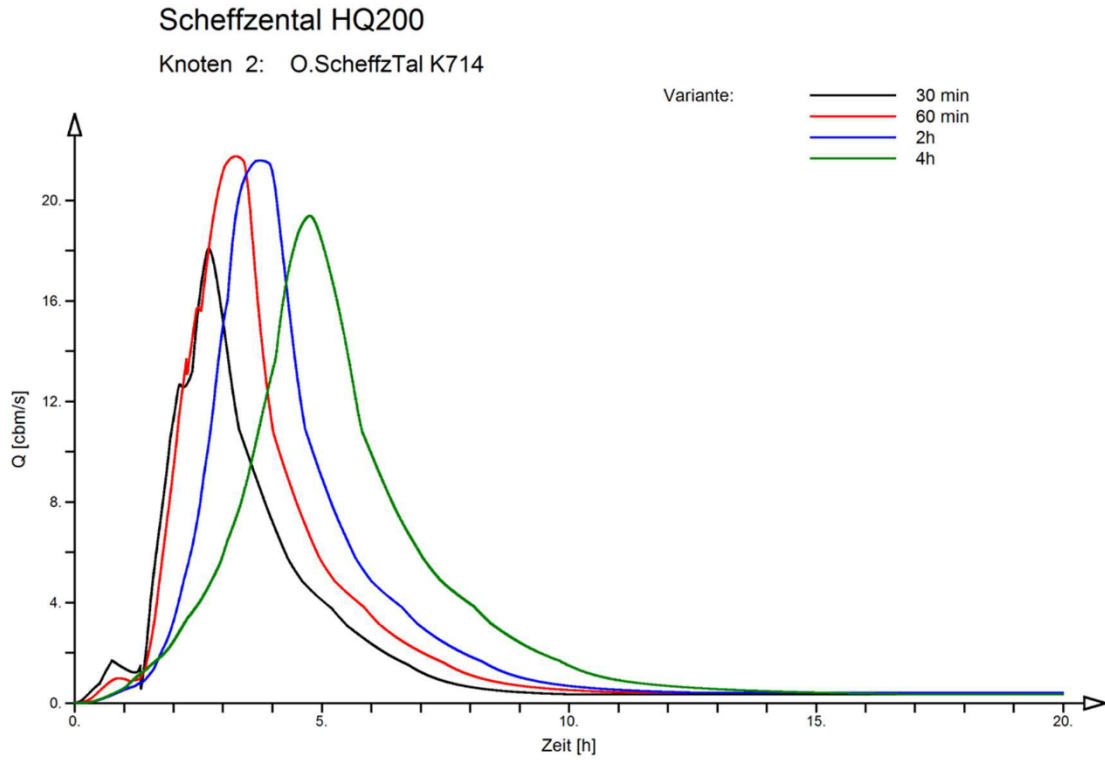


Abbildung 31: Zuflusskurven HQ200, Klima zum Scheffzental

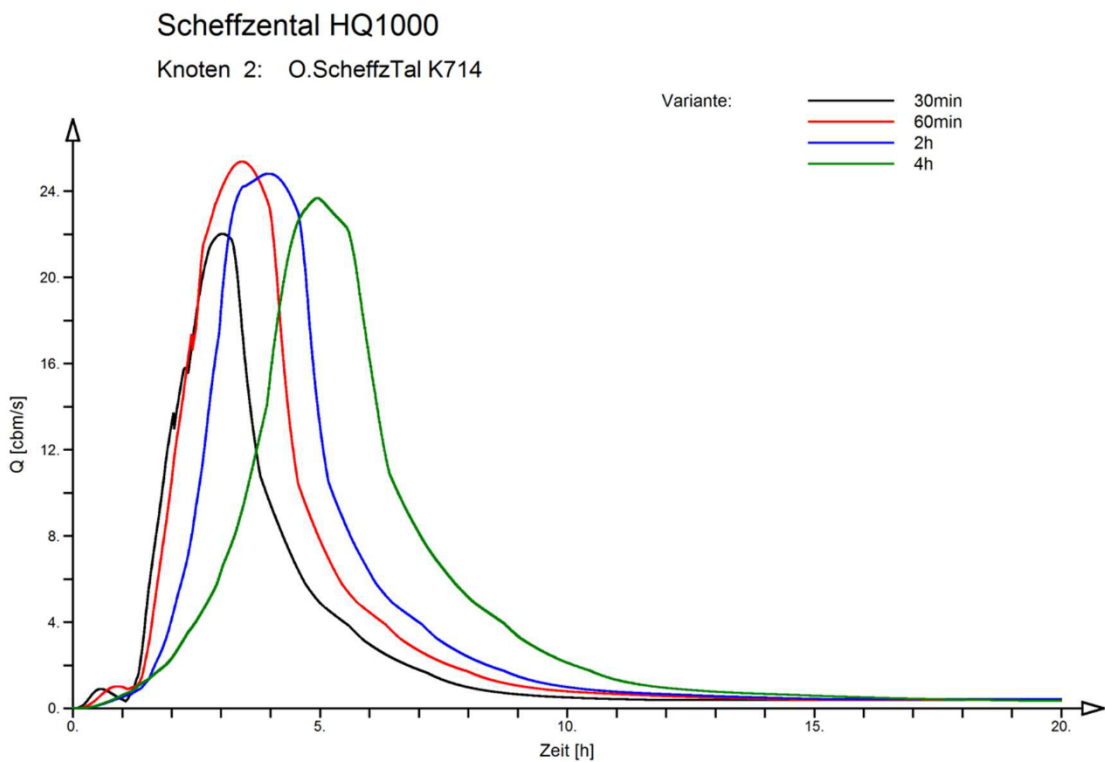


Abbildung 32: Zuflusskurven HQ1000 zum Scheffzental

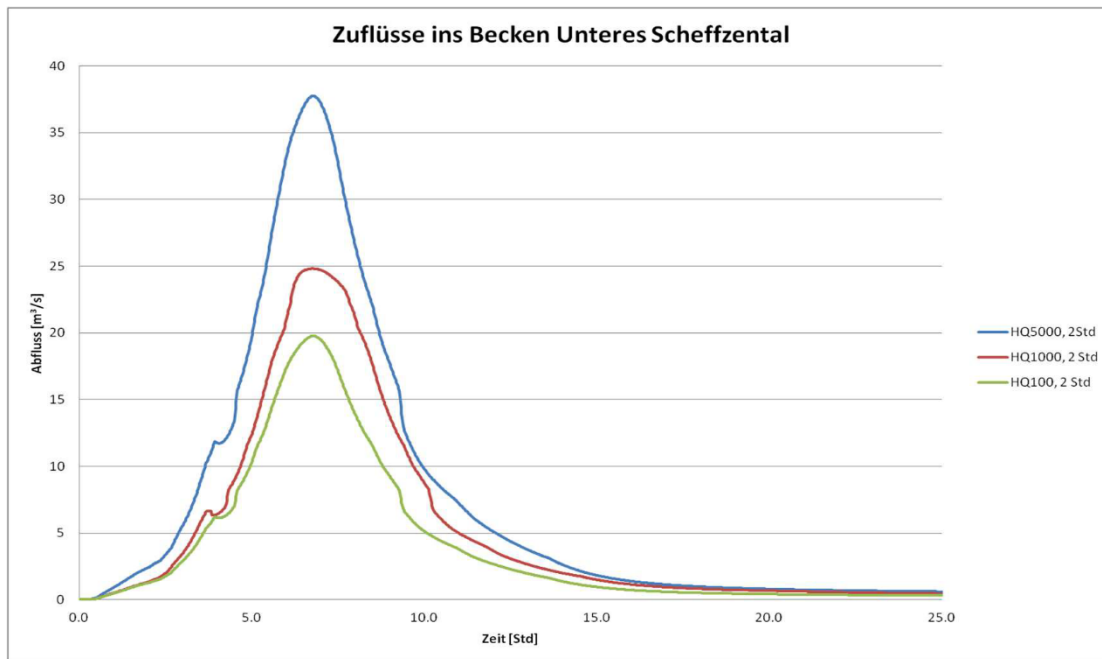


Abbildung 33: Zuflusskurven HQ_T zum Unteren Scheffzental

4.2.3.3 Hochwasserbemessungsfall 1

Oberes Scheffzental

Der Hochwasserbemessungsfall 1 wird mittels HQ_{200, Klima} nachgewiesen. Dabei kann gemäß DIN 19700 auf den Vollstau zum Ereignisbeginn verzichtet werden, da Abflussganglinien für den Bemessungsabfluss vorliegen (Abbildung 31). Außerdem kann deshalb die Retentionswirkung des außergewöhnlichen Stauraums angesetzt werden.

Der Abflusswelle im Gewässerknoten 3 nach Abschlag von 6 m³/s in den Beutenbach ist der maßgebende Bemessungshochwasserzufluss BHQ₁ zu entnehmen. Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „sehr kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis der Hochwasserentlastungsanlage beim Becken Oberes Scheffzental wird demnach der Grundablass in Ansatz gebracht.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung für das HQ_{200, Klima} = 14,98 m³/s sind in der nachfolgenden Tabelle 17 sowie in Abbildung 34 und in Abbildung 35 zusammengestellt.

| | Knoten | HQ _{200, Klima} |
|--|--------|--------------------------|
| Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental nach Abschlag in den Beutenbach | 3 | 15,75 m ³ /s |
| Abfluss HRB Oberes Scheffzental | 4 | 14,98 m ³ /s |

Tabelle 17: Maximale Abflüsse BHQ₁ – HQ_{200, Klima} Oberes Scheffzental

Oberes Scheffzental / U13 Trasse 3B D1-3

Ereignis: Scheffzental 200a - 2Stun

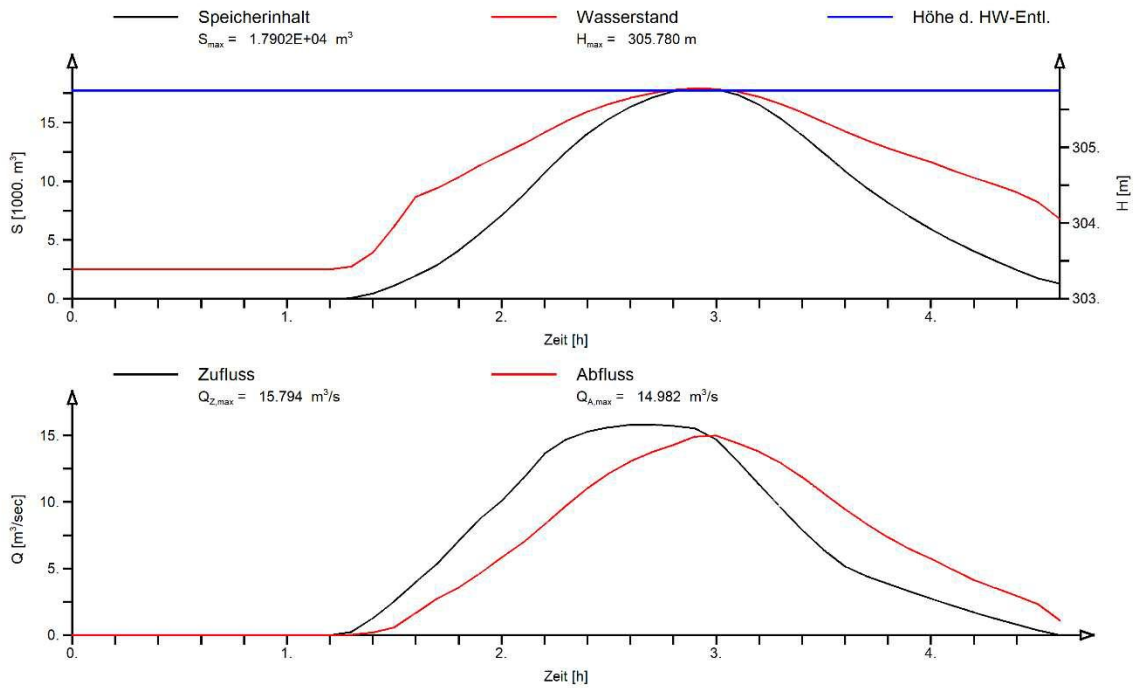


Abbildung 34: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ₂₀₀, Klima

Scheffzental HQ200

Knoten 3: HK3 K715

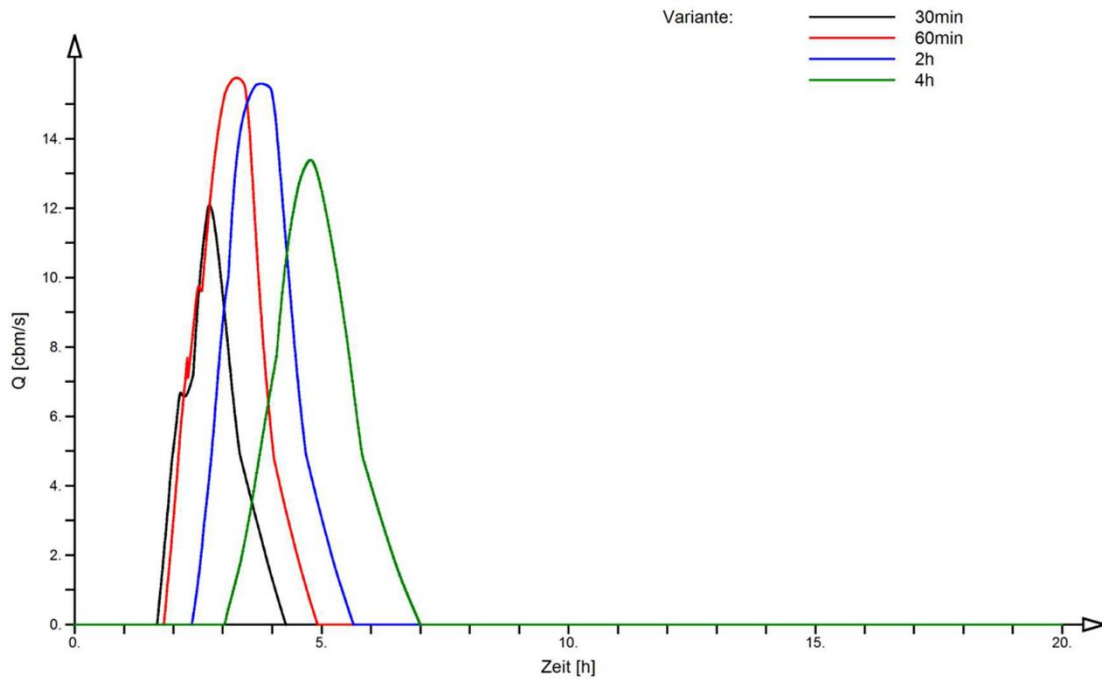


Abbildung 35: Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental Planungszustand HQ₂₀₀, Klima

Der maximale Wasserstand bei $HQ_{200, \text{Klima}}$ wird im Hochwasserrückhaltebecken Oberes Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss BHQ_1 mit 305,78 m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 17.902 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.2 dargestellt. Die Eins-taudauer beträgt ca. 4 Stunden.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen für das BHQ_1 sind in Tabelle 18 im Gesamtüberblick für verschiedene Niederschlagsdauern zusammengestellt.

Der Einlauf in die Verdolung wird am Knoten 6 modelliert. Die maximale Abflussspitze beträgt aufgrund der Steuerung des unteren Beckens 15,00 m³/s. Maßgebend im Zulauf ist das 2-stündigen Niederschlagsereignis.

Das Programm "FGM" wurde mit folgenden Datenfiles gestartet:

| | | | | | |
|--------------------------|---|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Variante | : | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Daten fuer Gewaessernetz | : | sch11.gew | sch11.gew | sch11.gew | sch11.gew |
| Niederschlagsdaten | : | sc100_30.reg | sc100_60.reg | sc100_2.reg | sc100_4.reg |
| Daten fuer Landabfluss | : | sch11_200-30_2020.ln | sch11_200-60_2020.ln | sch11_200-2h_2020.ln | sch11_200-4h_2020.ln |
| Daten fuer Stadtabfluss | : | | | | |
| Daten fuer Flood-Routing | : | SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 | SCH11_U13_Trasse3b_1 | |
| SCH11_U13_Trasse3b_1 | | | | | |
| Scheitelwerte [cbm/sec]: | | Gewaesserknoten | | | |

| I Knoten- | | I Berechnungsvariante | | | | I Maximal- I | |
|-----------|-------------------|-----------------------|-----------|-----------|-----------|--------------|---|
| I Nr. | Name | I 1 | I 2 | I 3 | I 4 | I werte | I |
| I 1 | Knoten 711 | I 18.08 I | I 21.75 I | I 21.58 I | I 19.38 I | I 21.75 I | |
| I 2 | O.ScheffzTal K714 | I 18.08 I | I 21.75 I | I 21.58 I | I 19.38 I | I 21.75 I | |
| I 3 | HK3 K715 | I 12.08 I | I 15.75 I | I 15.58 I | I 13.38 I | I 15.75 I | |
| I 4 | HK4 K716 | I 9.67 I | I 14.73 I | I 14.72 I | I 12.12 I | I 14.73 I | |
| I 5 | U.ScheffzTal K722 | I 15.69 I | I 20.74 I | I 20.73 I | I 18.12 I | I 20.74 I | |
| I 6 | HK6 K723 | I 14.28 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | |
| I 7 | HK7 K726/RÜ144 | I 14.28 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | I 15.00 I | |
| I 8 | HK8 K731/RÜ80 | I 14.86 I | I 15.03 I | I 15.05 I | I 15.05 I | I 15.05 I | |

Tabelle 18: Scheitelabflusswerte der Einzugsgebiete für BHQ₁, T = 200J; Klima Planung

Unteres Scheffzental

Zum Nachweis des Bemessungshochwasserfalls 1 wäre beim Unteren Scheffzental das $BHQ_1 = HQ_{500}$, Klima nachzuweisen. Da das Becken bereits bei BHQ_3 auf HQ_{1000} ausgelegt ist (siehe Kapitel 4.2.2.2), kann dieser Nachweis entfallen.

4.2.3.4 Hochwasserbemessungsfall 2

Oberes Scheffzental

Der Hochwasserbemessungsfall 2 wird mittels des HQ_{1000} nachgewiesen. Dabei kann gemäß DIN 19700 auf den Vollstau zum Ereignisbeginn verzichtet werden, da Abflussganglinien für den Bemessungsabfluss vorliegen (Abbildung 32). Außerdem kann deshalb die Retentionswirkung des außergewöhnlichen Stauraums angesetzt werden.

Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „sehr kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis der Stauanlagensicherheit beim Becken Oberes Scheffzental wird demnach der Grundablass in Ansatz gebracht.

Der Abflusswelle in Gewässerknoten 3 nach Abschlag von $6 \text{ m}^3/\text{s}$ in den Beutenbach ist der maßgebenden Bemessungshochwasserzufluss BHQ_2 zu entnehmen.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung für das $HQ_{1000} = 19,37 \text{ m}^3/\text{s}$ sind in der nachfolgenden Tabelle 19 sowie in Abbildung 36 und in Abbildung 37 zusammengestellt.

| | Knoten | HQ_{1000} |
|--|--------|------------------------------|
| Zulauf zum HRB Oberes Scheffzental nach Abschlag in den Beutenbach | 3 | $19,37 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| Abfluss HRB Oberes Scheffzental | 4 | $19,35 \text{ m}^3/\text{s}$ |

Tabelle 19: Maximale Abflüsse $BHQ_2 - HQ_{1000}$, Oberes Scheffzental

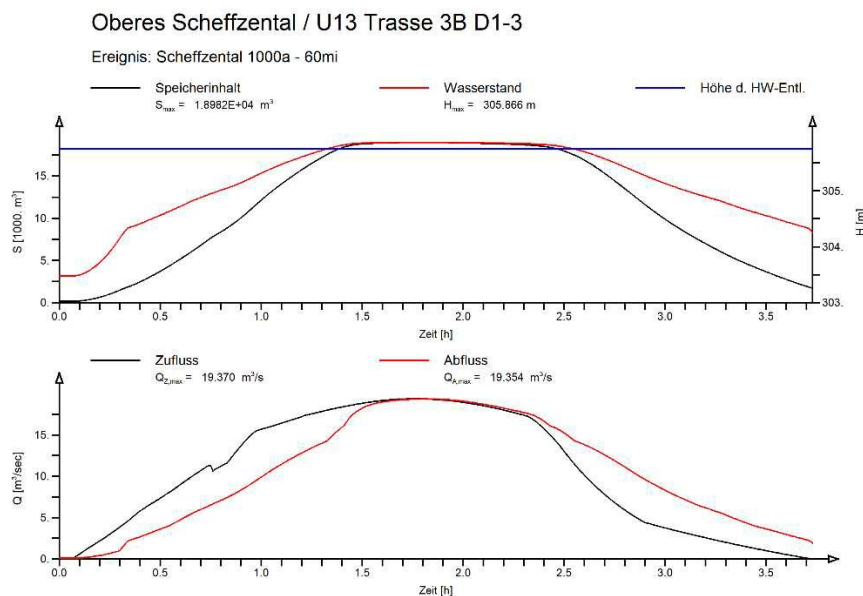


Abbildung 36: Retentionsraum Oberes Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ_{1000}

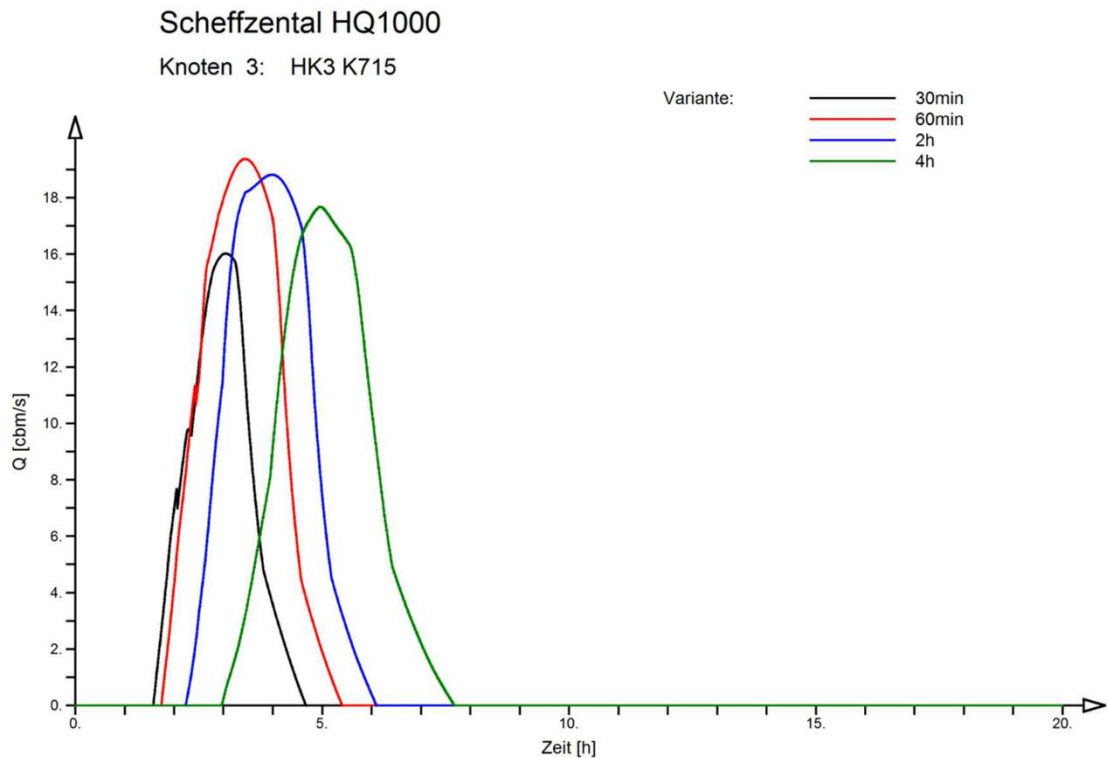


Abbildung 37: Abflussganglinie Knoten 3 – Beckenzufluss Oberes Scheffzental Planungszustand HQ₁₀₀₀

Der maximale Wasserstand bei HQ₁₀₀₀ wird im Hochwasserrückhaltebecken Oberes Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss mit 305,87m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 18.982 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.2 dargestellt. Die Einstaudauer beträgt ca. 4 Stunden. Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnungen für das BHQ₂ sind in Tabelle 14 im Gesamtüberblick für verschiedene Niederschlagsdauern zusammengestellt.

Unteres Scheffzental

Der Hochwasserbemessungsfall 2 wird mittels des HQ₅₀₀₀ nachgewiesen. Dabei kann gemäß DIN 19700 auf den Vollstau zum Ereignisbeginn verzichtet werden, da Abflussganglinien für den Bemessungsabfluss vorliegen (Abbildung 33). Außerdem kann deshalb die Retentionswirkung des außergewöhnlichen Stauraums angesetzt werden.

Für den Nachweis der Stauanlagensicherheit des Beckens Unteres Scheffzental dürfen beim BHQ₂ alle Becken angesetzt werden (LUBW, 2007). Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis der Stauanlagensicherheit beim Becken Unteres Scheffzental wird dennoch nur eine Grundablassöffnung in Ansatz gebracht. Bei gesteuerten Becken kann die volle Leistungsfähigkeit des Grundablasses angesetzt werden. Um die Sicherheit der Anlage zu erhöhen, wurde von dieser Möglichkeit beim Nachweis kein Gebrauch gemacht. Die Regelsteuerung wird beibehalten.

Die Ergebnisse der hydrologischen Berechnung für das HQ₅₀₀₀ genden= 38,45 m³/s sind in der nachfolgenden Tabelle 20 und in Abbildung 38 zusammengestellt.

| | |
|---|--------------------------|
| | HQ₅₀₀₀ |
| Zulauf zum HRB Unteres Scheffzental, nach Zufluss des Beutenbachs | 38,45 m ³ /s |
| Abfluss HRB Unteres Scheffzental | 32,55 m ³ /s |

Tabelle 20: Maximale Abflüsse BHQ₂ – HQ₅₀₀₀; Unteres Scheffzental

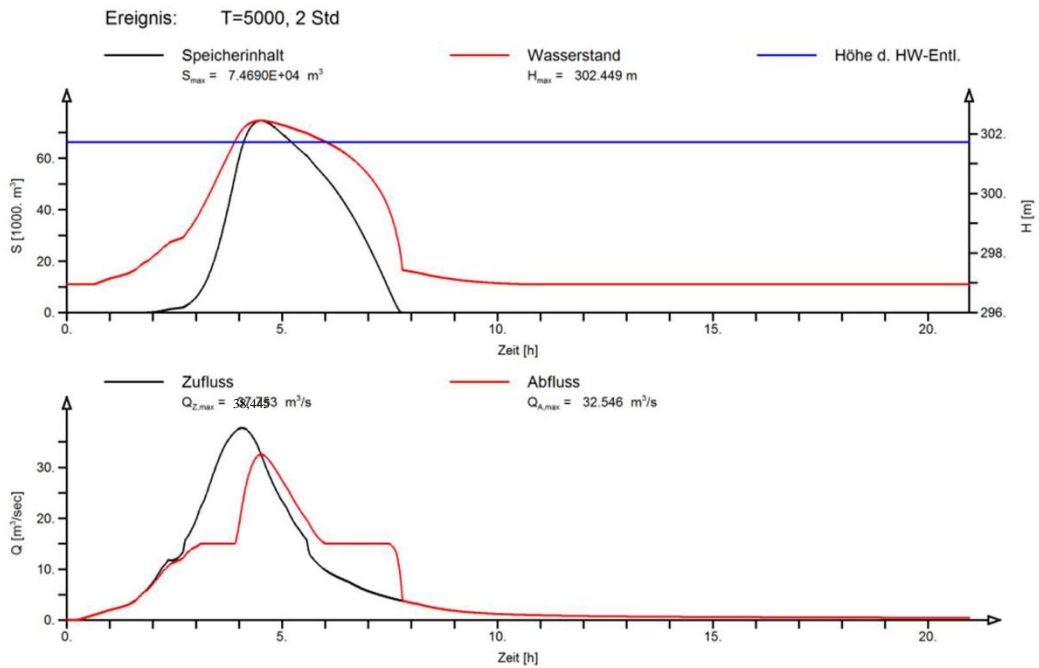


Abbildung 38: Retentionsraum Unteres Scheffzental – Wasserstandsganglinien HQ₅₀₀₀

Der maximale Wasserstand bei HQ₅₀₀₀ wird im Hochwasserrückhaltebecken Unteres Scheffzental beim Bemessungshochwasserzufluss BHQ₂ mit 302,45 m+NN erreicht. Das gespeicherte Volumen beträgt dabei ca. 74.690 m³. Die überflutete Fläche ist in Plan 2.1 dargestellt. Die Einstau-dauer beträgt ca. 7 Stunden.

Die maximale Abflussspitze beträgt hier 32,55 m³/s und resultiert aus dem 2-stündigen Niederschlagsereignis.

Hochwasserschutz Scheffzental Erläuterungsbericht
zur Genehmigungsplanung

Hochwasseranalyse - Programm: S E E R E T Version:7.0 IWG - HM3_VAR1_4_B.SEE und
ZUFLUSS_T5000_US_VAR1_2H.WEL Berechnet am: 15. Jan 2020 um: 14:41:09 *

Zuflussganglinie: Gewaesser : Scheffzental
Gewaesserstelle : Knoten: 5
Ereignis : T=5000, 2 Std
Zeitschritt [h] : 0.010

Anfangs-Wasserstand [m] : 296.950

| Zeit [h] | QZ [cbm/sec] | QA [cbm/sec] | QH [cbm/sec] | H [m] | DS [cbm] | S [cbm] |
|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|--------------|-------------------|
| 4.41 | 34.603 | 32.071 | 17.109 | 302.44 | 92.09 | 7.4283E+04 |
| 4.42 | 34.435 | 32.161 | 17.195 | 302.44 | 82.79 | 7.4366E+04 |
| 4.43 | 34.248 | 32.247 | 17.270 | 302.44 | 72.98 | 7.4439E+04 |
| 4.44 | 34.042 | 32.307 | 17.341 | 302.44 | 63.46 | 7.4503E+04 |
| 4.45 | 33.838 | 32.377 | 17.400 | 302.44 | 53.55 | 7.4556E+04 |
| 4.46 | 33.629 | 32.430 | 17.448 | 302.45 | 44.10 | 7.4600E+04 |
| 4.47 | 33.419 | 32.472 | 17.487 | 302.45 | 34.98 | 7.4635E+04 |
| 4.48 | 33.207 | 32.505 | 17.516 | 302.45 | 26.16 | 7.4661E+04 |
| 4.49 | 32.991 | 32.528 | 17.535 | 302.45 | 17.53 | 7.4679E+04 |
| 4.50 | 32.776 | 32.541 | 17.545 | 302.45 | 9.266 | 7.4688E+04 |
| 4.51 | 32.560 | 32.546 | 17.547 | 302.45 | 1.281 | 7.4690E+04 |
| 4.52 | 32.340 | 32.542 | 17.539 | 302.45 | -6.523 | 7.4683E+04 |
| 4.53 | 32.119 | 32.530 | 17.524 | 302.45 | -14.07 | 7.4669E+04 |
| 4.54 | 31.897 | 32.510 | 17.501 | 302.45 | -21.36 | 7.4648E+04 |
| 4.55 | 31.677 | 32.482 | 17.469 | 302.45 | -28.30 | 7.4619E+04 |
| 4.56 | 31.454 | 32.446 | 17.431 | 302.45 | -35.06 | 7.4584E+04 |
| 4.57 | 31.230 | 32.403 | 17.385 | 302.44 | -41.61 | 7.4543E+04 |
| 4.58 | 31.007 | 32.354 | 17.333 | 302.44 | -47.87 | 7.4495E+04 |
| 4.59 | 30.782 | 32.297 | 17.272 | 302.44 | -53.96 | 7.4441E+04 |
| 4.60 | 30.560 | 32.235 | 17.210 | 302.44 | -59.72 | 7.4381E+04 |
| 4.61 | 30.350 | 32.169 | 17.142 | 302.44 | -64.98 | 7.4316E+04 |
| 4.62 | 30.142 | 32.099 | 17.070 | 302.44 | -69.96 | 7.4246E+04 |
| 4.63 | 29.932 | 32.023 | 16.992 | 302.43 | -74.80 | 7.4171E+04 |
| 4.64 | 29.725 | 31.943 | 16.909 | 302.43 | -79.39 | 7.4092E+04 |
| 4.65 | 29.515 | 31.858 | 16.823 | 302.43 | -83.89 | 7.4008E+04 |
| 4.66 | 29.309 | 31.769 | 16.733 | 302.43 | -88.13 | 7.3920E+04 |

Zuflusssumme: SUMZ = 0.4273E+06 Wasserstand: HANF = 296.95
Abflusssumme: SUMA = 0.4273E+06 HMAX = 302.45
Anfangsfuellung: SANF = 0.000 HEND = 296.95
Fuellung am Ende: SEND = 0.000 Volumen: SMAX = 7.4690E+04
Differenz: SEND - SANF = 0.000

Tabelle 21: Abfluss Becken Unteres Scheffzental bei BHQ₂, T = 5000J Planung

4.3 Freibordbemessung

Oberes Scheffzental

Das Becken Oberes Scheffzental ist auf der gesamten Dammlänge als überströmbarer Damm ausgebildet. Die Festlegung eines Freibordes entfällt somit.

| | |
|---|-------------|
| Bachsohle | 303,80 m+NN |
| Gewöhnliches Stauziel, HQ _{100, Klima} | 305,73 m+NN |
| Kronenhöhe | 305,75 m+NN |
| ZH1 (HQ _{200, Klima}) | 305,78 m+NN |
| ZH2 (HQ _{10 00}) | 305,87 m+NN |

Unteres Scheffzental

Da der Rückhalt durch die Talauffüllung sichergestellt wird und nicht durch einen klassischen Damm, erfolgt keine Dimensionierung eines Freibordes. Ein schlagartiges Versagen dieser ca. 200 m mächtigen Talabspernung ist auszuschließen (siehe Kapitel 4.2.3.1).

| | |
|---|--------------------------|
| Bachsohle | 296,95 m+NN |
| Gewöhnliches Stauziel, HQ _{100, Klima} | 300,19 m+NN |
| Staulinie HQ ₁₀₀₀ | 301,73 m+NN |
| ZH2 (HQ ₅₀₀₀) | 302,45 m+NN |
| Kronenhöhe | ca. 302,96 – 304,29 m+NN |

4.4 Geologische Verhältnisse

Das Einzugsgebiet des Scheffzentials liegt geographisch/geologisch an einer typischen Schichtstufe des Landschaftsraums. Es umfasst Vorland, Hangstufe und Höhenlage des Glemswaldes. Dabei werden geologisch alle Keuperschichten vom Gipskeuper bis zum Stubensandstein durchschnitten. Die Bodenverhältnisse sind bestimmt durch geringe Lößauflagen über dem Keuper. In der breiten Zone am Hangfuss der Schichtstufe stehen tonreiche Mischböden aus Gipskeuper und bunten Mergeln an, die teils stark mit plattigen Feldsteinen des Kieselsandsteins durchsetzt sind. Zur Eignung der Talaue als Retentionsraum wurden hydro-geologische Erkundungen im Talraum vorgenommen.

Die nachfolgenden Ergebnisse sind diesen Untersuchungen (Geotechnik Südwest, 1997 und 2002) entnommen:

Das Scheffzental liegt in der Zone III A des Wasserschutzgebietes Nr. 148, „Tiefbrunnen Blauacker und Tiefbrunnen Rauns“ der Stadt Ditzingen.

Im Hinblick auf eine Nutzung der Talaue als Retentionsraum sind die

- *Durchlässigkeit der Deckschichten und deren*
- *Rückhaltevermögen von im Wasser gelösten Stoffen*

von Bedeutung. Ein Eintrag von Schadstoffen aus möglicherweise verunreinigtem Oberflächenwasser in die tieferliegenden Aquifere sollte ausgeschlossen sein.

Im Oberen Scheffzental wurde die Mächtigkeit und Stratigraphie der quartären Deckschichten anhand von 15 linienhaft angeordneten Rammkernsondierungen bestimmt. Die Quartärmächtigkeit liegt demnach bei 2,8 – 5,7 m, wobei sich nach ihrer Genese die Einteilung der Schichten in

Lößlehmüberdeckung und unterlagernde Talauablagerungen ergab. Bei den Talauablagerungen können zwei Horizonte unterschieden werden: An der Basis ein grobklastischer Aufarbeitungshorizont mit Lettenkeupergeröllen und darüber feinkörnige Anmoorablagerungen. Die flächig ausgebildeten Lößlehm- und Anmoorablagerungen sind gemäß DIN 18130, Teil 1 als schwach bis sehr schwach durchlässig einzustufen. Der unterlagernde Aufarbeitungshorizont ist aufgrund seines Grobanteiles (Kies, Steine) durchlässig bis stark durchlässig.

Im Unteren Scheffzental wurden 14 linienhaft angeordnete Rammkernsondierungen durchgeführt. Die Quartärmächtigkeit liegt hier bei 3,0 – 4,7 m entlang der Talachse des Beutenbachs. Bei den Talauablagerungen können zwei Horizonte unterschieden werden: An der Basis ein grobklastischer Aufarbeitungshorizont und darüber feinkörnige Ablagerungen mit Anteilen an organischem Material. Die flächig ausgebildeten Talauablagerungen sind gemäß DIN 18130, Teil 1 als schwach bis sehr schwach durchlässig einzustufen. Der unterlagernde grobklastische Horizont ist als durchlässig bis schwach durchlässig zu bezeichnen.

Aus Sicht der Gutachten ist ein Eintrag von gelösten Schadstoffen in die tiefer gelegenen Aquifere bei einer Nutzung als Hochwasserrückhalteraum nicht zu erwarten.

4.5 Wasserfassungen

Im Bereich des Scheffzentals existieren Wasserfassungen, die aufgrund der geplanten Nutzung des Talraumes als Retentionsraum erhoben und im Hinblick auf den Grundwasserschutz bewertet wurden. Der Bericht der CDM Consult GmbH ist den Antragsunterlagen als Anlage 4 beigelegt.

Dabei wurde dem ehemaligen Glaserbrunnen und dem ehemaligen Beutenbachbrunnen ein höheres Gefährdungspotential für das Grundwasser zugeordnet. Es wird empfohlen, für beide die vertikale Infiltrationsmöglichkeit in den Untergrund zu untersuchen und ggf. durch Injektionen abzudichten.

5 BESCHREIBUNG DER GEPLANTEN ANLAGE

5.1 Wasserbauliche Maßnahmen im Oberen Scheffzental

Zur Reaktivierung des Retentionsraumes im Oberen Scheffzental ist eine abgestimmte Regelung der Zuflüsse zum Beutenbach erforderlich. Die durchzuführenden wasserbaulichen Maßnahmen beinhalten im Wesentlichen die Reaktivierung des Scheffzengrabens. Ziel der geplanten Maßnahmen ist die schadensfreie Überleitung der Hochwasserabflüsse in den Rückhalteraum im Talteiefpunkt. Die vorgesehenen baulichen Eingriffe sind in Plan 7.1 zusammengestellt.

5.1.1 Wasserteiler

Aus naturschutzfachlichen Gründen wird der am Herdweg verlaufende Beutenbach als Hauptgewässer beibehalten. Bis zu einer Mindestwassermenge von 100 l/s im Aischbach (Gemarkung Gerlingen) wird der Abfluss wie bisher in den Beutenbach weitergeleitet. Sobald der Wasserstand von 30 cm im Aischbach bei der Ausleitungsstelle in das neue Scheffzengrabenbett überschritten wird, erfolgt eine dosierte Einleitung einer Teilwassermenge in den neu zu gestaltenden Scheffzengraben im Taltiefpunkt.

Der Wasserteiler zur Überleitung eines Teilabflusses in den neuen Scheffzengraben wird als Einlaufbauwerk in Anlehnung an den Vorschlag der LUBW bei Verbindungsgewässern (LUBW, 2006) gestaltet. Dabei wird der Einlaufbereich aufbauend auf Erfahrungen aus Modellversuchen der Universität Stuttgart ausgeführt (Abbildung 39). Über eine definierte Steinanordnung wird der Übergang vom Aischbach in den Scheffzengraben unter Berücksichtigung ökologischer und hydrologischer Kriterien hergestellt. Die Überlaufhöhe wird zur Sicherstellung des Mindestabflusses im Aischbach / Beutenbach mit 30 cm über der Aischbachsohle angeordnet und liegt bei

307,59 m+NN. Die Böschungen werden mittels sauber gespaltenen Natursteinen ausgeführt (Plan 7.6).

Dimensionierung des Einlaufbereichs

Die hydraulische Bemessung des Einlaufbereiches basiert auf Modelluntersuchungen. Die hieraus entwickelten Bemessungsmethoden sind in Teil 2 des Leitfadens „Durchgängigkeit für Tier in Fließgewässern“ der LUBW zusammengefasst, welche hier als Grundlage dienen (LUBW, 2006).

Zunächst ist der Umrechnungsfaktor für die Abmessungen vom Modell in die Natur zu ermitteln. Die Modellparameter sind in Abbildung 39 zusammengestellt. Der betrachtete Modellabfluss beträgt $Q_M = 70$ l/s.

$$f_h = \left[\frac{Q_N}{Q_M} \right]^{2,5} = \left[\frac{100}{70} \right]^{2,5} = 1,15$$

Daraus ergibt sich für die Abmessungen:

Gerinnebreite: $B_{ges} = f_h \cdot B_{ges;M} = 1,15 \cdot 1,76 = 2,03\text{m}$

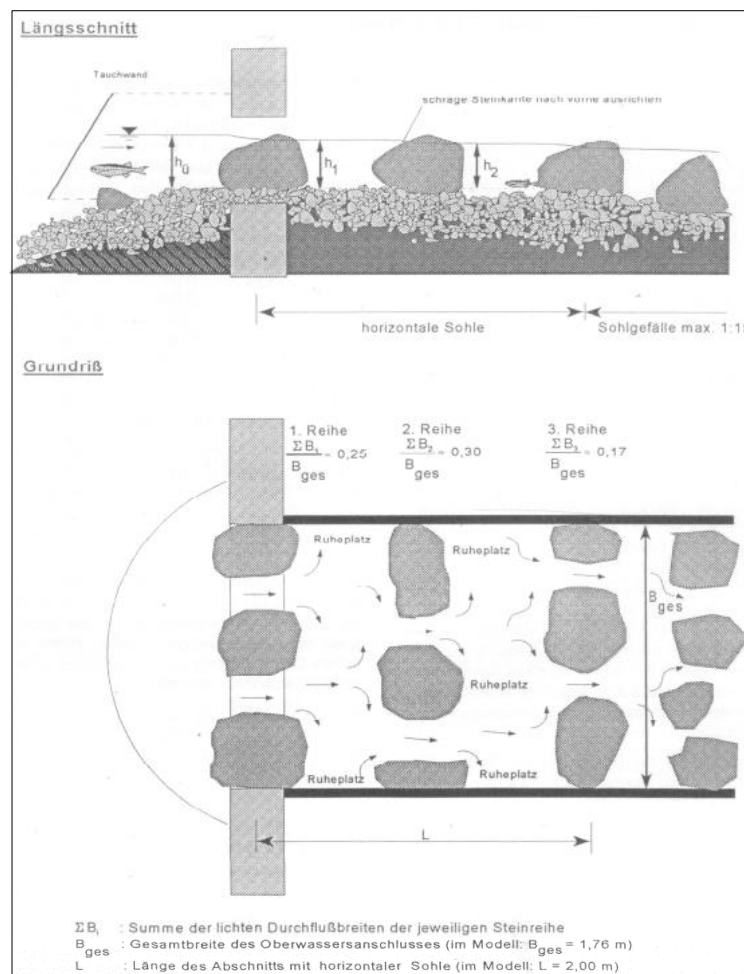


Abbildung 39: Steinanordnung am oberwasserseitigen Einlaufbereich eines Verbindungsgewässers (LUBW, 2006)

Länge des Abschnittes mit horizontaler Sohle: $L_N \pm f_h \pm L_M \pm 1,15 \pm 2 \pm 2,30\text{m}$.

Die lichten Durchflussbreiten werden nach Abbildung 39 wie folgt ermittelt:

$$\begin{aligned} & \pm B_1 \pm 0,25 B_{\text{ges}} \pm 0,25 \pm 2,03 \pm 0,51\text{m} \\ & \pm \pm 0,3 B \pm 0,61\text{m} \\ & \pm B^2 \pm 0,17 B^{\text{ges}} \pm 0,35\text{m} \\ & B^3 \pm \pm \text{ges} \end{aligned}$$

Die Wassertiefen ergeben sich wie folgt:

$$\begin{aligned} h_{\text{ti}} & \pm f_h \pm h_{\text{ti}, M} \pm 1,15 \pm 0,27 \pm 0,31\text{m} \\ h_1 & \pm f_h \pm h_{1M} \pm 1,15 \pm 0,24 \pm 0,28\text{m} \\ h_2 & \pm f_h \pm h_{2, M} \pm 1,15 \pm 0,21 \pm 0,24\text{m} \end{aligned}$$

5.1.2 Scheffzengraben

Zusätzlich zu dem bestehenden Beutenbach soll der Scheffzengraben im Taltiefpunkt reaktiviert werden. Hierzu wird der neue Scheffzengraben unter Schonung der Vegetation auf dem vorhandenen Grabengrundstück in einer Breite von 1,3 bis 2 m und einer Tiefe von 60 cm variierend hergestellt (Pläne 7.2 und 7.3). Durch das in Kapitel 5.1.1 erläuterte Auslaufbauwerk wird die Abflussmenge im Scheffzental auf die Leistungsfähigkeit des neuen Grabens begrenzt. Im Normalfall beträgt die Zuleitungsmenge 100 l/s. Auf gesonderte Sohlsicherungsmaßnahmen wird deshalb verzichtet. Im Hochwasserfall übert der Abfluss über die gesamte Talbreite aus, so dass keine erhöhten Schubspannungen im Grabenbett erwartet werden. Nach Abklingen der Hochwasserwelle wird der neue Scheffzengraben im Taltiefpunkt zur vollständigen Entleerung des Retentionsraumes Oberes Scheffzental benötigt.

5.1.3 Streichwehre, Flutmulde

Bei Hochwasserereignissen übersteigen die Zuflussmengen des Schnatzgrabens und des Aischbachs die Abflusskapazität des Beutenbachs bei Weitem. Damit die Hochwasserwelle kontrolliert dem Retentionsraum Oberes Scheffzental zugeführt wird und Überflutungen des Herdwegs vermieden werden, erfolgt die Hochwasserüberleitung in den Talraum durch abgesenkte, befestigte Böschungen an verschiedenen Stellen. Insgesamt ist die Ausbildung von 4 Streichwehren mit einer Gesamtlänge von 70 m vorgesehen. Die Lage der Überleitungen wurde unter Berücksichtigung der vorhandenen Gehölze festgelegt.

Die Überlaufschwelle werden aus kleinteiligen, gestellten Steinsätzen erstellt. Als Steinmaterial soll Muschelkalk zum Einsatz kommen. Ein Regelschnitt der Streichweherschwelle ist in Plan 7.4 dargestellt.

Um möglichst große Abflussanteile bereits beim Zulauf in das Scheffzental dem Taltiefpunkt zuführen zu können, ist im Bereich des Aischbachs eine Überlaufschwelle von 40 m vorgesehen. In diesem Bereich werden zudem auf einer Länge von ca. 80 m Sohlschalen aus Beton zurückgebaut. Die Sohlsicherung erfolgt künftig durch eine Schroppenlage (Plan 7.1).

Unmittelbar nach dem Zusammenfluss von Schnatzgraben und Aischbach wird zudem eine Flutmulde in Kombination mit einem Streichwehr zur kontrollierten Überleitung angeordnet (Plan 7.5). Zur Verhinderung von Erosionserscheinungen werden die Sohle und der untere Böschungsbereich der Flutmulde durch den Einbau von Schotterrasen gesichert.

5.2 Retentionsraum Oberes Scheffzental

5.2.1 Grundablass

Der Retentionsraum wird unregelmäßig betrieben. Als Grundablass wird ein Korbbogenprofil gewählt.

gewähltes Profil: Vario-sec MP 200
Durchlasslänge: 10,6 m

Aus statischen Gründen ist zur Gründung des Stahlfertigteildurchlasses eine durchgehende Bodenplatte erforderlich. Um im Grundablass eine durchlaufende Gewässersohle zu erhalten, die die Durchgängigkeit für substratgebundene Lebewesen gewährleistet, wird die Bodenplatte ca. 40 cm tief eingebunden. Der Sohlaufbau über der Betonplatte wird als Sohlsicherung mit drei Kornfraktionen ausgeführt (UM, 1993).

Die Fläche der Durchlassöffnung beträgt $A = \text{ca. } 4,49 \text{ m}^2$. Der bestehende Feldwegdamm wird um 20 cm auf 305,75 m+NN erhöht. (Pläne 3.2 und 5.1). Das ausreichende Höhenniveau wird mittels Betonsteinen fixiert. Diese werden in aufgefüllten Betonfundamenten versetzt. Über die Auffüllhöhe im Betonfundament kann die Überlaufschwelle auch nachträglich nivelliert werden (Plan 5.2).

Ermittlung der Abflusskurven

Die hydraulische Simulation des Abflussverhaltens erfolgt mit Hilfe des Programms HEC-RAS Version 4. Das Programm wurde vom Hydrologic Engineering Center des USACE entwickelt und ist ein anerkanntes Berechnungsprogramm, das auch im Rahmen der hydraulischen Berechnungen für die landesweite Erstellung von Hochwassergefahrenkarten in Baden-Württemberg eingesetzt wird. Es dient zur Wasserspiegellagenberechnung und zur Bestimmung von Schlüsselkurven von stationärem Abfluss in Gerinnen mit beliebigen Querschnitten, wobei sowohl strömende als auch schiefende Fließzustände behandelt werden können. Hydraulisch wird dem Programm ein eindimensionaler Berechnungsansatz zu Grunde gelegt und ein numerisches Verfahren zur Lösung verwendet, welches auf der Sekantenmethode basiert.

Das Wasserspiegelberechnungsprogramm ermöglicht für jedes Querprofil eine Unterteilung in Teilquerschnitte mit unterschiedlicher Rauheit. Darüber hinaus können Brücken, Verdolungen und Wehranlagen modelliert werden. Die Überströmung oder der Einstau dieser Bauwerke wird mittels gesonderter hydraulischer Gleichungen als Druck- oder Wehrabfluss ermittelt.

Da das Wasserspiegelberechnungsprogramm HEC in den USA entwickelt wurde, greift es anstelle der Strickler Beiwerte auf die Manning'schen Reibungsbeiwerte zurück. Die Umrechnung der Werte ist in Tabelle 22 zusammengestellt.

| Strickler Beiwert $k_{st} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$ | Manning'scher Reibungsbeiwert $n=1/k_{st}$ |
|---|--|
| 5 | 0,20 |
| 10 | 0,10 |
| 15 | 0,06 |
| 20 | 0,05 |
| 25 | 0,04 |
| 30 | 0,03 |
| 40 | 0,025 |
| 50 | 0,02 |

Tabelle 22: Umrechnung Strickler Beiwerte in Manning'sche Reibungsbeiwerte

Zur Ermittlung der Abflusskurve am Kontrollbauwerk wurde die Wasserspiegellagenberechnung für verschiedene Abflüsse durchgeführt. Die Ergebnisse der Berechnung am Kontrollbauwerk sind in Abbildung 40 und Tabelle 23 zusammengefasst. Dadurch werden die hydraulischen Verhältnisse am Kontrollbauwerk abgebildet. Diese Werte wurden gemäß den Erfordernissen des hydrologischen Berechnungsprogramms aufbereitet und als Eingangsdaten für die hydrologischen Berechnungen angesetzt.

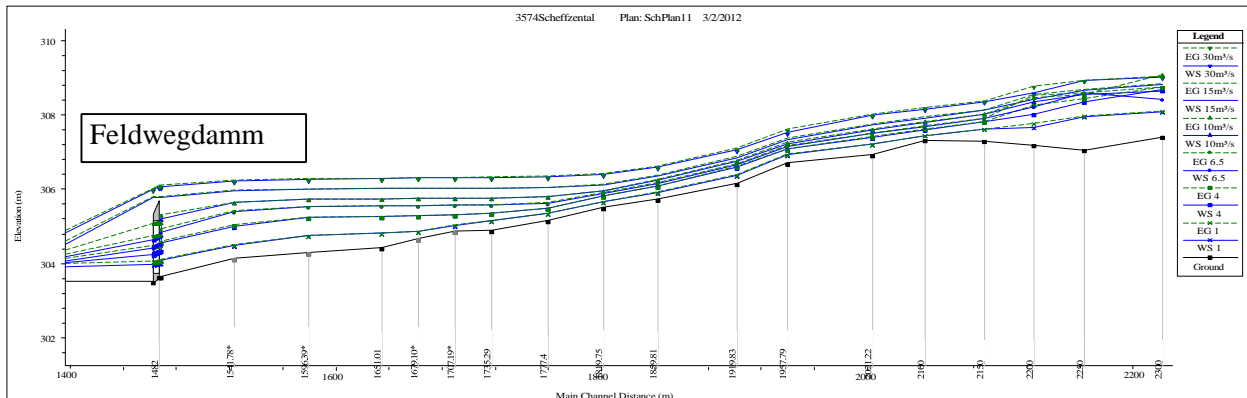


Abbildung 40: Längsschnitt durch das HRB Oberes Scheffzental

| Fluss km | Wasserstand (m+NN) | Q Gesamt (m³/s) |
|----------|--------------------|-----------------|
| 1+487 | 303,80 | 0,0 |
| 1+487 | 304,13 | 1,0 |
| 1+487 | 304,62 | 4,0 |
| 1+487 | 304,95 | 6.5 |
| 1+487 | 305,32 | 10,0 |
| 1+487 | 305,82 | 15,0 |
| 1+487 | 306,12 | 30,0 |

Tabelle 23: Grundablasskurve Oberes Scheffzental

Daraus ergibt sich die in Abbildung 41 dargestellte Kennlinie für das Kontrollbauwerk. Der Grundablass ist in Plan 6.2 dargestellt.

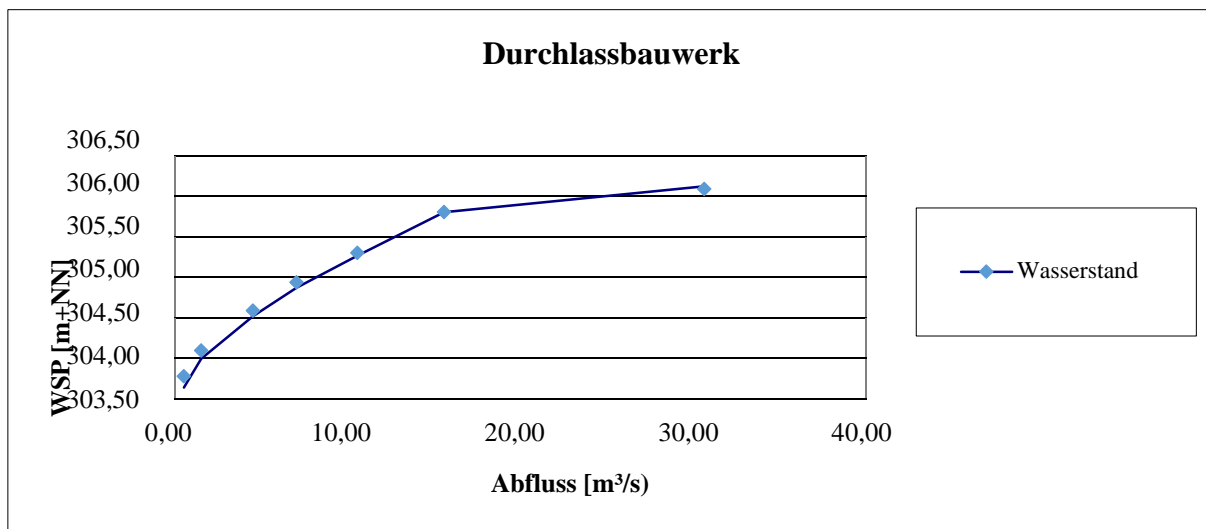


Abbildung 41: Kennlinie Kontrollbauwerk Oberes Scheffzental

5.2.2 Hochwasserentlastungsanlage

Die Hochwasserentlastung wird als überströmbarer Damm ausgebildet. Die Überströmbreite beträgt 30 m. Die Neigung der luftseitigen Dammböschung wird mit 1:10 angelegt. Das Deckwerk wird mit Steinen als Steinsatz ausgebildet. Es wird im überströmbareren Dammbereich mit Oberböden angedeckt und begrünt.

Um Erosionen zwischen Damm und Deckwerk zu verhindern, muss die Hochwasserentlastungsanlage filterfest aufgebaut werden. Der Aufbau erfolgt in zwei Lagen, wobei als erste Schicht ein Filtervlies vorgeschlagen wird.

- anstehendes Gelände
- Filtervlies
- 20 cm Schottertragschicht 4/63
- Deckwerk 30 cm aus unregelmäßigen Steinen
- Humusierung und Begrünung

Die Hochwasserentlastungsanlage ist in Plan 5.2 dargestellt.

Ermittlung der Kennlinie der Hochwasserentlastungsanlage

Als hydraulischer Ansatz zur Berechnung der Leistungskurve der Hochwasserentlastungsanlage wurde die Wehrformel nach Poleni herangezogen.

Wehrformel nach Poleni

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot B \cdot h^{3/2} \cdot 0,57$$

Unter Berücksichtigung der Überfallbreite von 30 m lässt sich der Abfluss über die Hochwasserentlastungsanlage aus der Überströmhöhe ermitteln.

| Beckenwasserstand [m+NN] | h [m] | Q _{HWEA} [m³/s] |
|-----------------------------|-------|--------------------------|
| 305,75 | 0,00 | 0,00 |
| 305,85 | 0,10 | 1,60 |
| 306,00 | 0,25 | 6,33 |
| 306,10 | 0,35 | 10,48 |
| 306,20 | 0,45 | 15,28 |
| 306,28 | 0,53 | 19,53 |
| 306,30 | 0,55 | 20,64 |
| 306,40 | 0,65 | 26,52 |

Tabelle 24: Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental

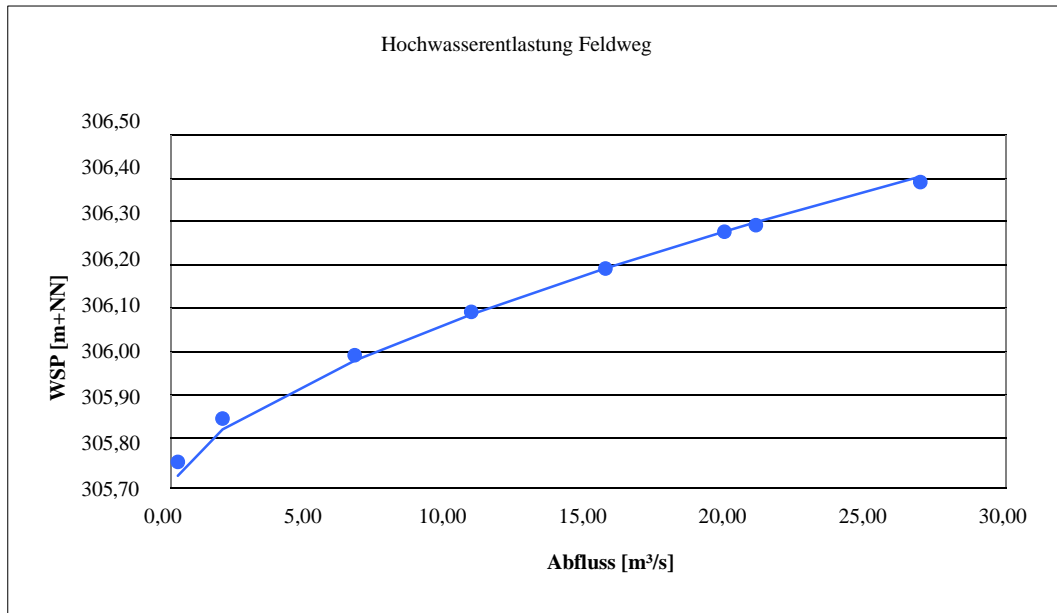


Abbildung 42: Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental

| | Beckenwasserstand [m+NN] | Q _{zu, ges} [m³/s] | Q _{ab, ges} [m³/s] | Q _{ab, HWEA} [m³/s] |
|--------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| HQ _{100, Klima} | 305,73 | --- | --- | --- |
| HQ _{200, Klima} | 305,78 | 15,82 | 14,35 | 0,07 |
| HQ ₁₀₀₀ | 305,87 | 19,56 | 19,29 | 2,03 |

Tabelle 25: Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Oberes Scheffzental

Dimensionierung des Deckwerks

Die hydraulische Bemessung des überströmbaren Damms wird nach den Bemessungsmethoden Band 90 „Überströmbare Dämme und Dammscharten“ der LUBW durchgeführt (LfU, 2004). Gemäß den Vorgaben der DIN 19700 (Teil 12, Nr. 8.2) wird bei „sehr kleinen Becken“ auf die Anwendung der (n-1)-Regel verzichtet. Für den Nachweis wird demnach der Grundablass in Ansatz gebracht. Als Bemessungsabfluss wird der Abflussanteil des BHQ₂ = HQ₁₀₀₀ über die Hochwasserentlastungsanlage angesetzt.

Eingangsdaten:

Bemessungsabfluss: 2,03 m³/s (aus Tabelle 25)
 Überströmbreite: 30 m
 Spezifischer Abfluss: 0,07 m³/sm
 Böschungsneigung: 1:10

Der Nachweis für die Rampe wurde mit folgenden gewählten Parametern durchgeführt:

Deckwerk: D_s = 0,30 m
 Hydraulische Rauheit: k ≤ 0,33d_s für unregelmäßige Steine

Die mittlere Fließgeschwindigkeit berechnet sich wie folgt:

$$v_m = \frac{1}{\sqrt{8}} \sqrt{8 g R \tan \alpha}$$

Für unregelmäßige Steinformen gilt nach Scheuerlein:

$$\frac{1}{\sqrt{0,425 + 2,025 \sin k}} \cdot 3,2 \cdot \log y$$

mittlere Fließgeschwindigkeit: 0,72 m/s
Abflusstiefe: 0,10

Der Nachweis der Auftriebssicherheit und der Gleitsicherheit wird gemäß den Formeln der Bemessungsvorgaben der LUBW ausgeführt (LfU, 2004).

Auftriebssicherheit: $\sigma_A = 2,32 > 1,0$

Gleitsicherheit: $\sigma_G = 2,69 > 1,3$

5.3 Retentionsraum Unteres Scheffzental

5.3.1 Dammbauwerk

Die künstlich aufgefüllte Böschung der Siemensstraße soll künftig die Funktion eines Hochwasserschutzdamms übernehmen (Plan 3.1). Damit der bestehende Straßendamm die Funktion als Hochwasserschutzdamm übernehmen kann, ist der Auftrag einer Dichtungsschicht gemäß den Vorgaben der geotechnischen Untersuchung erforderlich. Hierzu wird ein Dichtungskörper aus bindigem und gemischtkörnigem Material in einer Stärke von 50 cm vorgeschüttet. Dabei ist der Einbau in Lagen von 30 cm vorzunehmen und zu verdichten. Zur Gründung ist ein Bodenaustausch erforderlich. Die 0,5 – 1,2 m mächtige, anstehende Auffüllung ist auszutauschen und durch grobkörniges Material zu ersetzen. Die Böschung wird mit einer Neigung von 1:2,5 angelegt. Der Wartungsweg wird auf einer Berme der Dammböschung als Schotterrasen ausgebildet.

Standsicherheitsberechnungen und detaillierte Einbauhinweise sind den geotechnischen Gutachten zu entnehmen.

Die Lage und die Gestaltung des Dammbauwerks sind den Plänen 2.1 und 3.1 zu entnehmen. Die Regelschnitte sind in den Plänen 4.1 und 4.2 dargestellt. **Der Dammverlauf wurde im Bereich des Flurstücks 2389/1 minimal angepasst. Dies hat aus geotechnischer Sicht keinen Einfluss auf die bisher durchgeführten Standsicherheitsnachweise.**

Das Dammbauwerk stellt ein technisches Bauwerk dar. Gemäß DIN 19700-11 6.2.1.1 dürfen Böschungen, Kronen- und Deichbereiche nicht mit Bäumen bepflanzt werden.

5.3.2 Kontrollbauwerk

Die Aktivierung des vorhandenen Retentionsvolumens erfolgt durch ein Kontrollbauwerk, das dem Verdolungseinlauf an der Siemensstraße vorgeschaltet wird. Das Bauwerk wird als Mönchs- bauwerk in Stahlbeton ausgeführt und dient sowohl als Grundablass sowie als Hochwasserentlastungsanlage. Die Abmessungen im Grundriss betragen 9 x 4 m als liches Maß.

Die Grundablassöffnung beträgt $B = 3,0$ m und $H = 2,5$ m. Das Becken wird gesteuert betrieben. Aus Sicherheitsgründen erhält das Kontrollbauwerk seitlich eine zweite Öffnung $B = 3,0$ und $H = 2,5$ m (n-1-Regel). Beide Öffnungen sind mit einer Schütztafel zu versehen. Der Abfluss aus dem Becken kann durch die Anpassung der Grundablassöffnung mittels der Schütztafel nachjustiert werden. Der zweite Durchlass wird verschlossen. Er dient bei Ausfall des eigentlichen Grundablasses zur Entleerung des Beckens nach dem Abfluss der Hochwasserwelle.

Die Böschungen im Anschluss an das Bauwerk werden mit Gabionenwänden gesichert. Zur Energieumwandlung werden in die mit Blocksteinen gesicherte Sohle herausragende Störsteine eingebracht.

Zur Sicherung gegen eine Verklauung des Grundablasses wird direkt an der Grundablassöffnung ein Raumrechen vorgesehen und gemäß den Arbeitsempfehlungen der DIN 19700 konzipiert (LUBW, 2007). Optional kann noch ein Grobrechen in Form von Palisaden vorgeschaltet werden. **Somit entspricht das Bauwerk dem Stand der Technik.**

Das Rechenbauwerk ist als in Fließrichtung flachgeneigter Rechen konzipiert. Die Gitterstäbe werden mit einem Abstand von 12 cm vorgesehen. Der Rechen wird 1,0 m vor dem Kontrollbauwerk angebracht und mit horizontalen Rechenstäben nach oben abgeschlossen. Die gesamte Oberfläche des Raumrechens beträgt mit 30,85 m² mindestens das 4-fache der vollständig geöffneten Grundablassöffnung ($A = 7,5 \text{ m}^2$). Somit ist ein ausreichender Abflussquerschnitt auch bei einer Teilverklauung sichergestellt. Der Rechen ist im Sohlenbereich nach unten offen. Die Öffnungshöhe des Schlupfs beträgt 20 cm. Die Öffnungsfläche erfüllt mit 0,72 m² und einem Anteil von ca. 10 % der Grundablassöffnung die Anforderungen des gültigen Regelwerks. Nach DIN 19700-12 sind max. 75 % zulässig (LUBW, 2007).

Eine Rechenreinigungsanlage wird nicht vorgesehen. Bei Wasserkraftanlagen mit einem Stababstand der Rechen zwischen 12 bis 20 mm ist eine automatische Rechenreinigungsanlage zwingend erforderlich und Stand der Technik. Als Beispiel für Hochwasserrückhaltebecken ist diese Technik ungeeignet, da die hydraulische Belastung (z.B. kompletter Einstau) ungleich höher ist. Gemäß der Arbeitshilfe zur DIN 19700 sind die Raumrechen, wie hier vorgesehen, Stand der Technik. Es gibt keinerlei Empfehlungen zum Einsatz von Rechenreinigungsanlagen bei Hochwasserrückhaltebecken. Auch die Frage der Entsorgung des Rechengutes ist nicht umsetzbar. Üblicherweise wird das Räumgut in das Gewässer zurückgeführt. Für diesen Fall wäre der Rechen entbehrlich. Im Einstaufall ist die Rechenreinigungsanlage komplett überstaut und wirkungslos. Lediglich in der hochwasserfreien Zeit und unter Vernachlässigung der Frage der Räumgutentsorgung wäre ein Einsatz denkbar. Aus den genannten Gründen und insbesondere aufgrund der fehlenden Wirtschaftlichkeit wurde dieser Vorschlag nach eingehender Prüfung verworfen.

Durch die genannten baulichen Vorkehrungen und einer Reinigung der Rechenbauwerke in regelmäßigen Abständen und nach dem Einstaufall soll einer möglichen Verklauung des Grundablasses begegnet werden.

Damit das oben offene Kontrollbauwerk nicht zu einer Tierfalle wird, ist es im Bereich der Einbindung in die Böschung mit einer Abgrenzungsvorkehrung zu versehen. Ebenso sind Wasserbausteine aus Muschelkalk auszuwählen, die im Sohlbereich ohne Lückensystem eingebracht werden sollen. Die Metallelemente des Kontrollbauwerkes werden in gedeckten Farben vorgesehen.

Besondere Vorkehrungen müssen zur Gründung des Kontrollbauwerkes eingeplant werden, da der anstehende Boden nicht geeignet ist. Unter der Gründungssohle ist der Austausch einer ca. 0,3 m dicken Schicht erforderlich. Die Aushubsohle liegt voraussichtlich unterhalb der Grundwasseroberfläche. Der Grundwasserspiegel ist während der Bauzeit um mindestens 50 cm unter die Aushubsohle abzusenken. Die Baugrube wird mit Spundwänden umschlossen, die z.T. als Unterströmschutz oder verlorene Schalung verbleiben oder teilweise nach Fertigstellung des Trogbauwerkes wieder gezogen werden.

Das Kontrollbauwerk ist Plan 6.1.1 und 6.1.2 zu entnehmen.

Ermittlung der Abflusskurven

Zur Ermittlung der Abflusskurve am Kontrollbauwerk wurde die Wasserspiegellagenberechnung für verschiedene Abflüsse durchgeführt. Die Programmbeschreibung ist dem Kapitel 5.2.1 zu entnehmen. Die Ergebnisse der Berechnung am Kontrollbauwerk sind in Abbildung 43 und Tabelle 26 zusammengefasst. Diese Werte wurden gemäß den Erfordernissen des hydrologischen Berechnungsprogramms aufbereitet und als Eingangsdaten für die hydrologischen Berechnungen angesetzt.

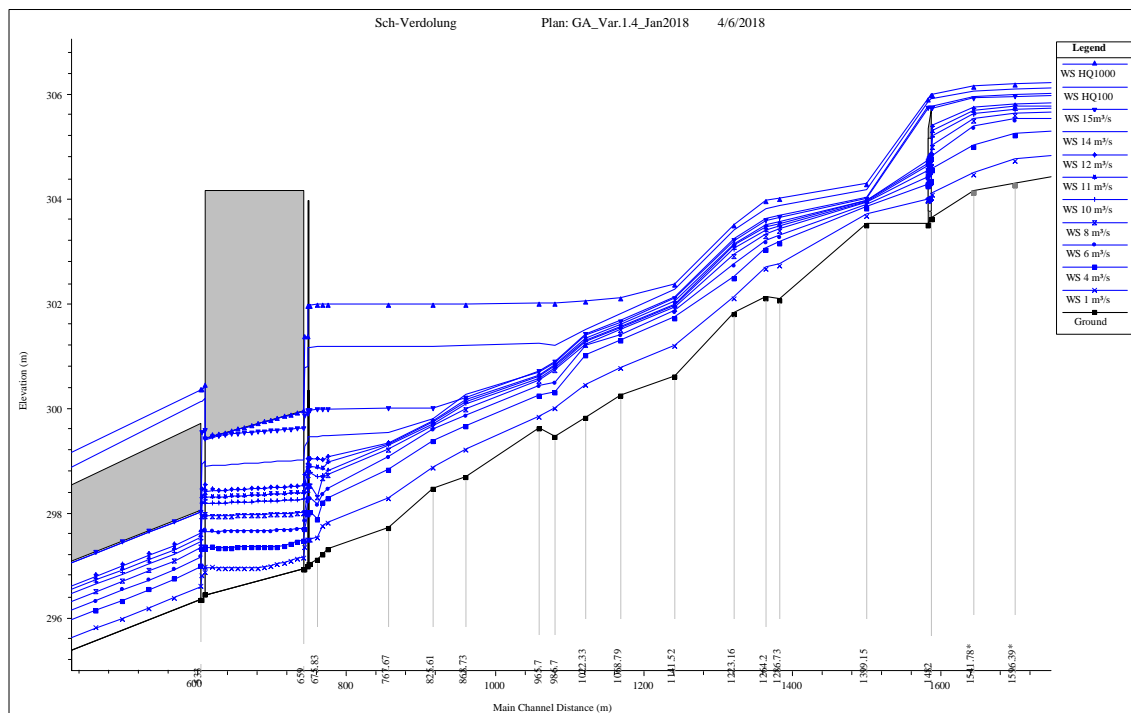


Abbildung 43: Längsschnitt durch das Untere Scheffzental

| Fluss km | Sohlhöhe [m+NN] | Wasserstand [m+NN] | Q Gesamt [m³/s] |
|----------|-----------------|--------------------|-----------------|
| 0+667 | 296,95 | 296,05 | 0,0 |
| 0+667 | 296,95 | 297,50 | 1,0 |
| 0+667 | 296,95 | 297,87 | 3,0 |
| 0+667 | 296,95 | 298,16 | 5,0 |
| 0+667 | 299,61 | 298,41 | 7,0 |
| 0+667 | 296,95 | 298,78 | 10,0 |
| 0+667 | 296,95 | 299,05 | 12,0 |
| 0+667 | 296,95 | 299,98 | 15,0 |
| 0+667 | 296,95 | 302,00 | 15,0 |

Tabelle 26: Grundablasskurve Unteres Scheffzental

Daraus ergibt sich die in Abbildung 44 dargestellte Kennlinie für das Kontrollbauwerk. Der Grundablass ist in Plan 6.1.1 dargestellt.

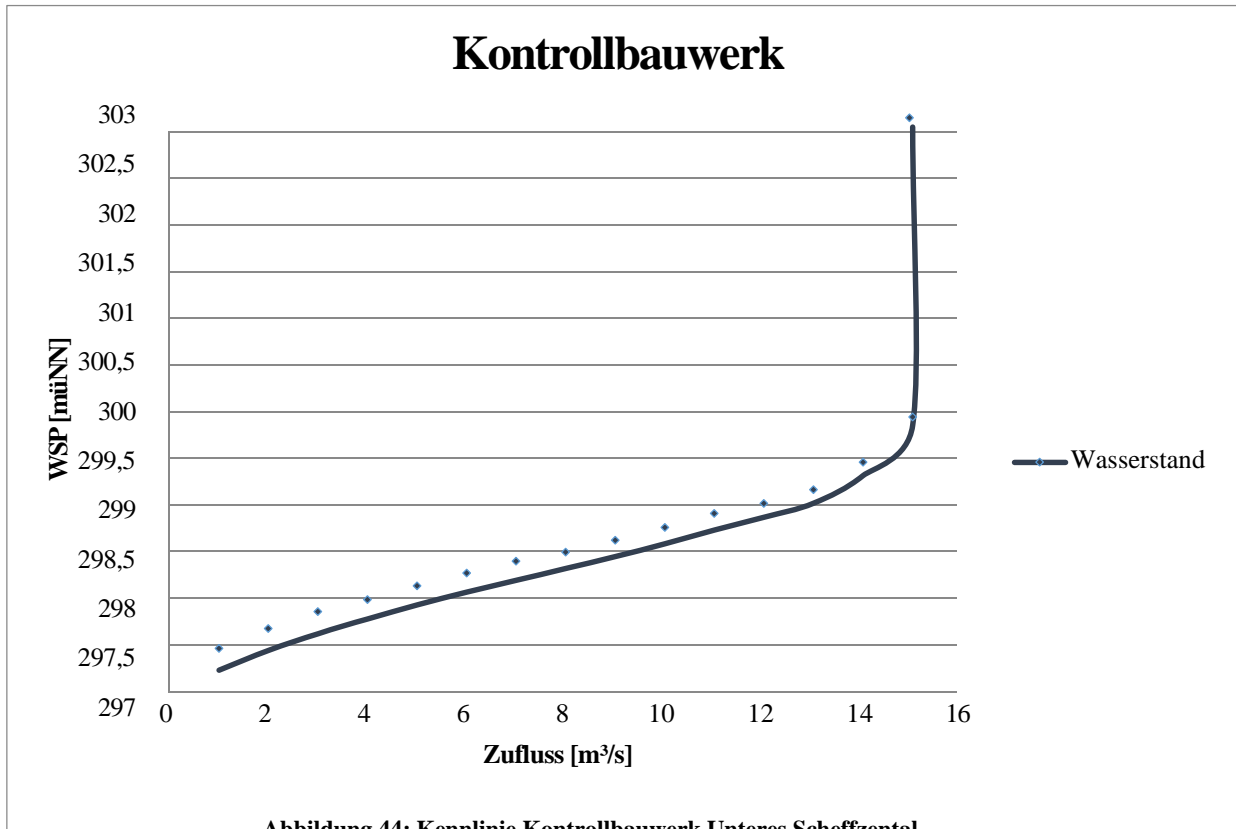


Abbildung 44: Kennlinie Kontrollbauwerk Unteres Scheffzental

5.3.3 Hochwasserentlastungsanlage

Die Hochwasserentlastungsanlage ist in dem Plan 6.1.1 dargestellt.

Ermittlung der Kennlinie der Hochwasserentlastungsanlage

Als hydraulischer Ansatz zur Berechnung der Leistungskurve der Hochwasserentlastungsanlage wurde die Wehrformel nach Poleni herangezogen.

Wehrformel nach Poleni

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot B \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

$$\cdot 0,65$$

Unter Berücksichtigung eines Abzuges an den Bauwerksecken wird die Überfallbreite des Kontrollbauwerkes mit 15 m angesetzt. Die Leistungskurve der Hochwasserentlastungsanlage wird aus der Überströmhöhe ermittelt.

| Beckenwasserstand [m+NN] | h [m] | Q _{HWEA} [m³/s] |
|-----------------------------|-------|--------------------------|
| 301,73 | 0,00 | 0,00 |
| 301,84 | 0,11 | 1,00 |
| 301,95 | 0,22 | 3,00 |
| 302,04 | 0,31 | 5,00 |
| 302,12 | 0,39 | 7,00 |
| 302,22 | 0,49 | 10,00 |
| 302,38 | 0,65 | 15,00 |
| 302,45 | 0,72 | 17,55 |

Tabelle 27: Leistungskurve Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental

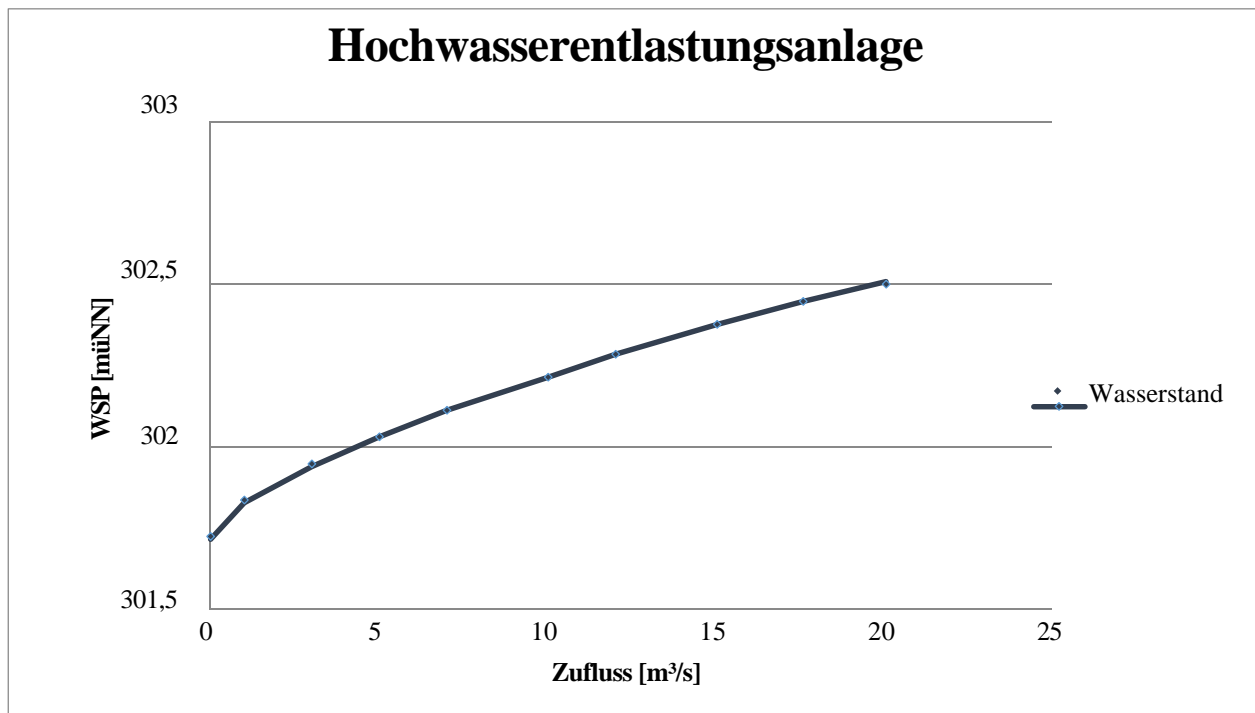


Abbildung 45: Kennlinie Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental

| | Beckenwasserstand [m+NN] | Q _{zu,ges} [m³/s] | Q _{ab, ges} [m³/s] | Q _{ab, HWEA} [m³/s] |
|--------------------------|--------------------------|----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| HQ _{100, Klima} | 300,19 | --- | --- | --- |
| HQ ₁₀₀₀ | 301,73 | --- | --- | --- |
| HQ ₅₀₀₀ | 302,45 | 37,75 | 32,55 | 17,55 |

Tabelle 28: Abflusswerte Hochwasserentlastungsanlage Unteres Scheffzental

6 GRUNDERWERB

Der Bau der Retentionsräume erfordert die dauerhafte bzw. temporäre Inanspruchnahme von Grundstücken während der Baumaßnahme.

Die erforderlichen Grundstücke sind im Grundstücksplan und im Grundstücksverzeichnis in Anlage 2 dargestellt. Dabei wird unterschieden in:

- Grunderwerb mit vorrangig bautechnischem Aspekt Grunderwerb
- mit vorrangig landschaftsplanerischem Aspekt
- Flächeninanspruchnahme während der Bauzeit

7 BAUAUSFÜHRUNG

Regelungen zur Bauzeit und zur Bauausführung sind dem Landschaftspflegerischen Begleitplan zu entnehmen.

8 KOSTENZUSAMMENSTELLUNG

Die Ermittlung der Kosten wurde auf Grundlage einer Massenermittlung vorgenommen. Die Kosten beinhalten die Baukosten inkl. der gesetzlichen Mehrwertsteuer mit Stand vom April 2020. Aufgrund des Baubeginns frühestens in 2026, wurde für eine realistische Abschätzung der Baukosten ein Baupreisindex berücksichtigt. Baunebenkosten wie z.B. Planungskosten, Grunderwerbskosten und Gebühren sind nicht enthalten.

Zusammengefasste Ergebnisse der Kostenberechnung:

Oberes Scheffzental

| | |
|------------------------|-----------------------|
| Baukosten netto | 369.841,87 EUR |
| Baupreisindex 46,0 % | <u>170.127,26 EUR</u> |
| | 539.969,13 EUR |
| 19 % Mehrwertsteuer | <u>102.594,13 EUR</u> |
| Gesamtbaukosten brutto | 642.563,26 EUR |

Unteres Scheffzental

| | |
|------------------------|-----------------------|
| Baukosten netto | 657.854,45 EUR |
| Baupreisindex 46,0 % | <u>302.613,05 EUR</u> |
| | 960.467,50 EUR |
| 19 % Mehrwertsteuer | <u>182.488,82 EUR</u> |
| Gesamtbaukosten brutto | 1.142.956,32 EUR |

Maßnahmen aus LBP (Anlage 5), Prof. Schmid | Treiber | Partner

Kosten nach Angabe des LBP.

| | |
|---|----------------------|
| Kosten aus LBP netto (Stand 16.12.2021) | 117.053,00 EUR |
| Baupreisindex 46,0 % | 53.844,38 EUR |
| Zusätzliche Maßnahmen Stadt Stuttgart | <u>28.425,00 EUR</u> |
| | 199.322,38 EUR |
| 19 % Mehrwertsteuer | <u>37.871,25 EUR</u> |
| Gesamtsumme Brutto | 237.193,63 EUR |

Gesamtbaukosten Hochwasserschutz Scheffzental (inkl. Mehrwertsteuer, zzgl. Baunebenkosten)

2.022.713,21 EUR

9 AUSWIRKUNG DER GEPLANTEN ANLAGE

9.1 Auswirkung im Scheffzental

Die zu erwartenden Auswirkungen der Hochwasserschutzmaßnahme werden qualitativ beschrieben. Dabei werden verschiedene Abfluss Szenarien in Abhängigkeit der vorhandenen Wassermenge berücksichtigt. Die Auswirkungen der Maßnahme aus naturschutzfachlicher Sicht sind dem Umweltbericht in Anlage 5 zu entnehmen.

Niedrigwasserabfluss

Bei Abflüssen bis 100 l/s stellt sich gegenüber der heutigen Situation keinerlei Veränderung ein. Der Abfluss wird vollständig über den Beutenbach abgeleitet.

Mittlere Abflüsse

Bei Abflüssen von 100 l/s bis zu kleineren Hochwasserereignissen (noch keine Ausuferung aus dem Beutenbach) wird, gegenüber der heutigen Situation, der Scheffzengraben Wasser führen. Die Abgabemenge in den Scheffzengraben orientiert sich an der Leistungsfähigkeit des neu herzustellenden Scheffzengrabens. Weiträumige Ausuferungen im Taltiefpunkt sind nicht zu erwarten. Durch die Wasserführung entstehen im Bereich des Scheffzengrabens Verhältnisse zur Entwicklung standorttypischer und gewässerbezogener Biotopstrukturen.

Kleinere Hochwasserereignisse

Betrachtet wird der Abflussbereich zwischen 5 und 7 m³/s. Diese Abflüsse sind bei Starkregenereignissen und Entlastung der Regenüberlaufbecken in Stuttgart und Gerlingen zu erwarten. Bei Auftreten dieser Abflüsse kommt es zu gezielten Ausuferungen in den Taltiefpunkt des Scheffzentials. Aufgrund der vorgesehenen Flutmulden und der Böschungsabsenkungen findet diese Entlastung in den Taltiefpunkt gegenüber der heutigen Situation früher statt. Auf der anderen Seite fließt das in das Obere Scheffzental ausufernde Hochwasser aufgrund der vergrößerten Leistungsfähigkeit des Feldweges deutlich schneller ab. Rückstaueffekte sind für diesen Abflusszustand nicht zu erwarten.

Im Unteren Scheffzental ist die Leistungsfähigkeit des Beutenbachs noch nicht überschritten. Die Situation ist gegenüber dem heutigen Zustand unverändert.

5-jährliches bis 100-jährliches Hochwasserereignis

Die Situation beim Auftreten des 5-jährlichen Hochwasserereignisses in Bestand und Planung bleibt nahezu unverändert. Im Oberen Scheffzental wird die Einstauhöhe aufgrund des vergrößerten Feldwegdurchlass tendenziell geringer sein. Ebenso wird die Einstauzeit oberhalb des Feldwegdamms kürzer als im heutigen Zustand sein.

Im Oberen Scheffzental kommt es zu einer breiträumigen Überströmung des Feldwegdamms, wobei diese aufgrund der Erhöhung des Weges etwas später eintritt. Aufgrund der vergrößerten Abflussmöglichkeiten werden auch in diesen Hochwasserfällen die Entleerung des Retentionsraums und der Abfluss des Wassers schneller als heute stattfinden.

Im Unteren Scheffzental beginnt der Einstau des Beckens. Es treten gegenüber der heutigen Situation höhere Wasserstände (Stauerhöhung bei $HQ_{1000} = 1,06$ m, $HQ_{100} = 0,22$ m) auf. Diese Erhöhung der Wasserspiegellage wirkt sich etwa auf eine Länge von 350 m bzw. 180 m aus. In diesem Abflussabschnitt greift die Optimierung der Retentionsvolumina.

Das Rückhaltebecken füllt sich bis zur Höhe des Kontrollablaufbauwerks auf ein Niveau von 301,73 m+NN. Die Stauhöhe im Unteren Scheffzental beträgt dann ca. 4,80 m. Im Ausgangszustand wären aber bei dem 50-jährlichen Hochwasserabfluss weiträumige Überflutungen im Stadtgebiet Ditzingen unterhalb des Bahndamms zu erwarten. Diese Flächen sind zukünftig bis zum 1000-jährlichen Hochwasserabfluss geschützt. Die Einstaudauer beträgt beim HQ₁₀₀₀ ca. 6 Stunden.

Hochwasserereignisse > HQ₁₀₀₀

Für diese Katastrophenereignisse ist die Sicherheit der Hochwasserschutzbauten zu gewährleisten. Im Oberen Scheffzental wird die Situation unverändert sein. Im Unteren Scheffzental staut der Wasserspiegel auf ein Niveau von 302,45 m+NN bei einem HQ₅₀₀₀. Die Einstaudauer des Beckens wird mit ca. 7 Stunden angegeben.

9.2 Auswirkungen am Verdolungsauslauf im Stadtgebiet Ditzingen

Durch die vorgesehene Planung wird die Überflutung des Stadtgebiets Ditzingen über den Stadtpark bis zum HQ₁₀₀₀ unterbunden. Dies bedeutet eine gravierende Verbesserung der Hochwassersituation für alle Unterlieger. Das Kontrollbauwerk ist vom Verdolungseinlauf abgerückt und hydraulisch entkoppelt. Die Verdolungsöffnung nördlich der Bahn wird nicht verschlossen.

Durch die Maßnahmen tritt bis HQ₁₀₀₀ kein Druckabfluss in der Verdolung auf. Das Hochwasser fließt deshalb unschädlich durch die Verdolung ab. Bei Abflüssen größer als HQ₁₀₀₀ ergeben sich die gleichen Abflussverhältnisse wie heute beim HQ₅₀₀.

10 ZUSAMMENFASSUNG

Die Städte Stuttgart, Ditzingen und Gerlingen haben zur Umsetzung des gemarkungsübergreifende Hochwasserschutzkonzepts für das Scheffzental den „Zweckverband Hochwasserschutz Scheffzental“ gegründet.

Ziel des Hochwasserschutzkonzepts ist der Schutz des Stadtgebietes Ditzingen bis zum 1000-jährlichen Hochwasserabfluss. HQ₁₀₀₀ = 25,37 m³/s wird dabei auf 15,0 m³/s gedrosselt.

Zur Optimierung der Retentionsräume wird im Oberen Scheffzental ein bestehender Feldweg erhöht und entsprechend gesichert. Im Unteren Scheffzental erfolgt der Neubau eines Kontrollbauwerkes.

| | WSP [m+NN] | Q _(zu) [m ³ /s] | Q _(ab) [m ³ /s] | S [m ³] |
|-----------------------------|------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------|
| Oberes Scheffzental | | | | |
| HQ _{100, Klima} | 305,73 | 15,35 | 14,14 | 17.331 |
| HQ _{200, Klima} | 305,78 | 15,79 | 14,98 | 17.902 |
| HQ ₁₀₀₀ | 305,87 | 19,37 | 19,35 | 19.345 |
| Unteres Scheffzental | | | | |
| HQ _{100, Klima} | 300,18 | 20,13 | 15,00 | 18.047 |
| HQ ₁₀₀₀ | 301,73 | 25,37 | 15,00 | 52.428 |
| HQ ₅₀₀₀ | 302,45 | 38,45 | 32,55 | 74.690 |

Tabelle 29: Ergebniszusammenstellung

11 **UNTERSCHRIFTEN**


Verfasser Unterlagen



i.V. **Thomas Grafmüller**

aufgestellt und geprüft

Karlsruhe, 19.02.2026
INROS LACKNER SE



i.A. **Veronika Knöller**

geprüft

Karlsruhe, 19.02.2026
INROS LACKNER SE

Vorhabensträger



Michael Makurath

Oberbürgermeister, Verbandsvorsitzender

Ditzingen, den **19.02.2026**
