

Anlage 1

Erläuterungsbericht

Planfeststellung

Auftraggeber:

Gemeinde Sigmaringendorf
Hauptstraße 9
72517 Sigmaringendorf

Bearbeitung:

Kovacic Ingenieure GmbH
Winterlingerstraße 9
72488 Sigmaringen

Ansprechpartner:

Frank Müller
Ela Muche

Aufgestellt:
Dezember 2021

Kovacic Ingenieure
Beratende Ingenieure

Anerkannt:

Inhaltsverzeichnis

1.0 ERLÄUTERUNG..... 3

1.1 Veranlassung 3

1.2 Planunterlagen..... 3

1.3 Bestehende Verhältnisse..... 4

1.3.1 Aktuelle Situation 4

1.3.2 Lage des Vorhabens 5

1.3.3 Grundwasser 5

1.3.4 Altlasten..... 6

1.3.5 Naturschutzgebiete..... 6

1.3.6 Einzugsgebiet 6

1.3.7 Überflutungsgefahr 7

1.4 Voruntersuchungen10

1.4.1 Geotechnische Untersuchung10

1.4.2 Artenschutzrechtliche Untersuchungen.....11

1.4.3 Starkregenrisikomanagement11

1.4.4 Hydrologische Berechnung13

1.4.5 Kosten-Nutzen-Analyse16

1.4.6 Hydraulische Kanalberechnung.....16

1.5 Art und Umfang des Vorhabens19

1.5.1 Vorbemerkung19

1.5.2 Gewählte Lösung.....20

1.5.3 Untersuchte Varianten21

1.6 Stauanlagenbemessung24

1.6.1 Festlegung der Dammkronenhöhe24

1.6.2 Klassifizierung der Anlage nach DIN 1970024

1.6.3 Ermittlung des erforderlichen Freibords25

1.6.4 Ermittlung der Extremfaktoren f500 und f5.00026

1.6.5 Nachweis der Hochwasserentlastungsanlage (HWBF 1, HQ500)27

1.6.6 Festlegung des Stauziels28

1.6.7 Nachweis der Anlagensicherheit (HWBF 2, HQ5.000)28

1.6.8 Nachweis des Hochwasserrückhalteriums (HWBF 3, HQ100)29

1.6.9 Nachweis der Trag- und Standsicherheit.....31

1.7 Anlagenkonstruktion und -gestaltung32

1.7.1 Abgrabungen im Staubereich32

1.7.2 Absperrbauwerk33

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

1.7.3 Grundablass (Regel- und Drosselabgabe)	35
1.7.4 Betriebsauslass (Notentleerung Stauraum)	39
1.7.5 Hochwasserentlastung 1 (Notentlastung)	40
1.7.6 Hochwasserentlastung 2 (Stauzielhaltung)	41
1.7.7 Auslaufbauwerk (Energievernichtung)	43
1.7.8 Mess- und Steuereinrichtungen	44
1.8 Anlagenbetrieb	44
1.9 Probestau	45
1.10 Pflege und Wartung	45
1.11 Auswirkung des Vorhabens	46
1.11.1 Abfluss	46
1.11.2 Einstau	47
1.11.3 Anlieger	49
1.11.4 Grundwasser	50
1.11.5 Arten - & Naturschutz	50
1.11.6 Bodenschutz	50
1.12 Baustelleneinrichtung und Bauablauf	51
1.13 Rechtsverhältnisse	53
1.13.1 Unterhaltungspflicht Gewässer und Bauwerk	53
1.13.2 Beweissicherung	53
1.13.3 Privatrechtliche Verhältnisse	54

1.0 ERLÄUTERUNG

1.1 Veranlassung

In der Ortschaft Sigmaringendorf im Bereich Hüttenbergweg kam es in der Vergangenheit immer wieder zu Schäden durch Hochwasserereignisse, sodass die Gemeinde Sigmaringendorf die Planung eines Hochwasserschutzes beauftragte.

Die Ursache für die Überflutungen sind die über einen Tobel zufließenden Wassermengen bei Starkregen in Verbindung mit der begrenzten hydraulischen Aufnahmekapazität des vorhandenen Einlaufbauwerks sowie die Leistungsfähigkeit der Ableitungskanäle im Hüttenbergweg.

Die Gemeinde Sigmaringendorf beantragt mit vorliegender Unterlage die Planfeststellung zum angedachten Hochwasserschutz Hüttenbergweg. Geplant ist ein Hochwasserrückhaltebecken mit einem Gesamtstauraum von 2.180 m³. Der Absperrdamm hat eine Länge von ca. 40 m und eine Höhe von ~6,10 m, wodurch das Bauwerk als mittleres Becken eingestuft wird. Die Bemessung erfolgt gemäß der DIN 19700 anhand der Hochwasserbemessungsfälle 1 bis 3. Mit der Anlage kann ein 40-jährig wiederkehrendes Hochwasserereignis schadlos abgeleitet werden. Derzeit finden Überflutungen bereits mit Wiederkehrzeiten von ca. 2 Jahren statt.

1.2 Planunterlagen

Die Planung basiert auf folgenden Grundlagen:

- Kataster (Stand: Mai 2021)
- Luftbilder (Stand: September 2020)
- Digitales Geländemodell (Stand: Juni 2019)
- Schutzgebiete (Stand: März 2021)
- Vermessung Gelände und erhaltenswerte Bäume (Stand: 2020/2021)
- Regenspenden KOSTRA-DWD 2010R (Stand: 2020)

Alle Höhen sind in m üNNH im Höhensystem DHHN 2016 angegeben.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Ergänzt wurden folgende Untersuchungen von Extern:

- Geotechnische Untersuchung durch das Büro Dr. Ebel & Co (Stand: Februar 2021)
- Statische Vorbemessung Varianten durch das Büro Dr. Ebel & Co (Stand: Februar 2021)
- Landschaftspflegerischer Begleitplan und artenschutzrechtliche Prüfung durch das Büro 365° (Stand: November 2020)
- Starkregenrisikomanagement durch das Büro Winkler & Partner
- Hydrologische und hydraulische Berechnung sowie Nutzen-Kosten-Analyse durch das Büro Winkler & Partner (Stand: April 2020)

1.3 Bestehende Verhältnisse

1.3.1 Aktuelle Situation

Der Tobel westlich der Bebauung Hüttenbergweg führt bei größeren Niederschlagsereignissen erhebliche Mengen Oberflächenwasser aus der Gewann „An der Braunhalde“ ab. Um das aus dem Außengebiet zufließende Wasser in die Lauchert abführen zu können erbaute die Gemeinde Sigmaringendorf im Jahre 1960 im Hüttenbergweg einen Regenwasserkanal DN 400 bis DN 600. Seither haben Starkregenereignisse wiederholt zu Überschwemmungen und damit zu erheblichen Schäden geführt.

Erste Überlegungen das Einlaufbauwerk sowie die Ableitungskanäle leistungsfähiger zu gestalten wurden aufgrund des unverhältnismäßig hohen Kostenaufwandes verworfen. Daher wurde 2009 durch das Büro Kovacic untersucht, ob durch eine Hochwasserrückhaltung die Ableitungsmenge auf ein schadloses Maß begrenzt werden kann, sodass die bestehende Ableitung DN 600 in die Lauchert einschließlich der entsprechenden Kreisstraßen- und Bahnlinienquerung erhalten bleiben kann. Der Bau einer solchen Rückhaltung wurde jedoch vorerst zurückgestellt, bis es 2017 erneut zu Überflutungen kam.

Im Jahre 2018 wurde das Einlaufbauwerk saniert und damit eine hydraulisch günstigere Einlaufsituation geschaffen. Dies verbessert bereits die Ableitung bei kleineren Starkregenereignissen. Ein ausreichender Hochwasserschutz kann damit jedoch deutlich nicht erreicht werden.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

2018 wurde dann ein Starkregenrisikomanagement durch das Ingenieurbüro Winkler und Partner durchgeführt. Dieses hat hier massive Überflutungsprobleme bestätigt.

2020 erfolgte eine Nutzen-Kosten-Analyse durch das Ingenieurbüro Winkler und Partner. Da es in der Vergangenheit aber bereits oft zu Überflutungen gekommen ist hatten die betroffenen Eigentümer bereits zahlreiche Objektschutzmaßnahmen durchgeführt und ferner auch keine hochwertigen Kellerausstattungen installiert. In der Folge sind die Schadenssummen trotz der regelmäßigen Überschwemmungen soweit begrenzt, dass ein Nutzen-Kosten-Verhältnis > 1 entsprechend Anforderung an eine Fördermöglichkeit nicht einzuhalten war¹. Hierzu sind die baulichen Aufwendungen in diesem felsigen Tal schlicht zu hoch. Der Gemeinderat hat daraufhin entschieden, auch ohne Förderung den hier beantragten Hochwasserschutz zu realisieren.

1.3.2 Lage des Vorhabens

Der geplante Hochwasserdamm liegt in einem Tobel im nördlichen Bereich von Sigmaringendorf, etwa 100 m westlich der Bebauung am Hüttenbergweg. Über diesen Tobel wird die Hochfläche in Richtung des ehemaligen Standortübungsplatzes der damaligen Graf-Stauffenberg-Kaserne Sigmaringen entwässert. Durch die dort verbreitet vorliegenden bindigen Parabraunerden² und die intensive landwirtschaftliche Nutzung mit hohem Maisanteil in Kombination mit der Topografie kommt es hier zu regelmäßigen Quellaustritten und bei stärkeren Regnen zu hohen Oberflächenabflüssen. Im Tobel hat sich daher ein unbenannter Wasserlauf mit temporärer Wasserführung eingestellt. Der Wassergraben ist als Gewässer mit untergeordneter Bedeutung eingestuft. Im Siedlungsbereich ist der Graben bis zur Mündung in die Lauchert verdolt.

1.3.3 Grundwasser

Die Maßnahme liegt außerhalb eines Wasserschutzgebietes. Das nächste Wasserschutzgebiet befindet sich über 1 km nordöstlich des Projektgebietes.

¹ Winkler und Partner (20.04.2020): Nutzen-Kosten-Untersuchung

² LGRB (2021): maps.lgrb-bw.de, aufgerufen am 11.11.2020

1.3.4 Altlasten

Ein konkreter Verdacht auf ein Vorkommen von Altlasten besteht derzeit nicht.

1.3.5 Naturschutzgebiete

Im Projektgebiet sind mehrere Offenland- und Waldbiotope ausgewiesen (siehe Abbildung 1). Andere naturschutzrechtliche Gebiete sind nicht vorhanden.

Schutzgebiete

LUBW



Abbildung 1: Offenland- und Waldbiotope, Quelle: LUBW

1.3.6 Einzugsgebiet

An der Südseite des Tals verläuft ein kleiner Graben, welcher abschnittsweise wasserführt. Dieser wird gespeist durch ein etwa 0,43 km² großes, ländlich geprägtes Einzugsgebiet. Etwa 93 % der Einzugsgebietsfläche wird landwirtschaftlich genutzt, wobei die Ackerfläche überwiegt³.

³ Winkler & Partner (2020): Nutzen-Kosten-Untersuchung, S. 3 ff

1.3.7 Überflutungsgefahr

Bei Starkregen sammelt sich das Wasser im Tobel. Durch die steil abfallenden, bewaldeten Tobelränder kommt es bei Starkregen und den damit häufig verbundenen Gewitterstürmen und Hagelschlägen zu großen Mengen an Geäst und Geröll. Trotz vorgelagertem Pfahlrechen und Sedimentfallen kommt es dabei immer wieder zu Verklausungen am Einlaufbauwerk.

In der Vergangenheit ist es nach Aussage der Anwohner etwa alle 3 Jahre zu einem Überlauf am Grabeneinlauf DN 400 gekommen. Das Wasser fließt dann zum Teil oberirdisch dem Hüttenbergweg zu. Der oberirdische Abfluss überflutet die Reihengaragen und schießt teilweise über die Mauer hinweg. Dabei kam es über den außenliegenden Kellerabgang bereits mehrfach zu Überflutungen. Ein Teil des Wassers fließt auch auf der tiefliegenden Straßenseite ab. In der Folge sind dabei auch die Einfamilienhäuser auf der linken Straßenseite überflutet worden. Die Anwohner haben zwischenzeitlich Probleme, überhaupt eine Elementarschadensversicherung gegen Überflutungsschäden abschließen zu können. Mittlerweile haben die Besitzer von Haus 20 im Hüttenbergweg eigenständig die bestehende Mauer erhöht (siehe Abbildung 2). Diese reicht allerdings nicht aus um das Gebäude vor einer Flutung bei größeren Abflussereignissen zu schützen. Abbildung 3 zeigt die Überflutungsproblematik.



Abbildung 2: Private Hochwasserschutzmauer zum Schutz von Haus 20 im Hüttenbergweg, Quelle: Kovacic Ingenieure 10.03.2021

T6121 Hochwasserschutz Mitterberges



Abbildung 3: Überflutungsproblematik, links: Berechnete Überflutungsflächen für verschiedene Jährlichkeiten von Winkler&Partner 2020 ergänzt mit Fotonummer; Ober/Mitte/Unten Hochwasserereignis 2008, Aufnahmezeitpunkt siehe Nummerierung, Aufnahme Gemeinde Sigmaringendorf 2009.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Als besonders problematisch wurde damals die Einlaufsituation westlich der Gebäude 27 und 29 gesehen, da das zufließende Wasser im ursprünglichen Einlaufbauwerk durch die drei vorgelagerten Kaskaden stark abgebremst und verwirbelt wurde.

2018 wurde daher das Einlaufbauwerk erneuert, sodass ein hydraulisch günstiger Ablauf in die Kanalisation sichergestellt werden kann (siehe *Abbildung 4*). Dennoch ist das Einlaufbauwerk nur begrenzt leistungsfähig.



Abbildung 4: Einlaufbauwerk Hüttenberg links: Altbestand vor 2018, rechts: Neu seit 2018 (noch ohne Pfahlrechen), Aufnahme Büro Kovacic

Das Einlaufbauwerk auf Höhe Gebäude 24, nördlich des bestehenden Forstweges hat nach Angaben der Anwohner bisher immer gut funktioniert. Es ist allerdings nicht gesichert (kein Grobrechen), sodass der Abfluss im Rahmen der üblichen Wartung durch den Bauhof sichergestellt werden muss.

1.4 Voruntersuchungen

1.4.1 Geotechnische Untersuchung

Es wurden geotechnische Untersuchungen durch die Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Wasserwirtschaft mbH Dr. Ebel & Co durchgeführt und darauf aufbauend ein Gutachten erstellt (siehe Anlage 13).

Die geographische und geologische Situation im Projektbereich wird ausführlich im Geotechnischen Gutachten geschildert.

Zur Erkundung der Baugrundsituation wurden 6 Baggerschürfen, 7 Rammsondierungen und 3 Spiralbohrungen – teils in Kombination - ausgeführt. Des weiteren wurden zwei Sondierkanäle mit Grundwasserbeobachtungsröhren bestückt.

Gemäß der Erkundungen beträgt die natürliche Stärke des humosen Oberbodens etwa 0,1 - 0,2 m. Darunter wurden in allen Schürfen Schwemmlehm erschlossen. Dieser wird im Zuge von Niederschlagsereignissen aus den angrenzenden Hochgebieten in das Tal geschwemmt und bildet dort nun eine mächtige akkumulierte Schicht aus. Der darunterliegende Jura-Kalkstein wurde nur in einem Schurf erreicht. Die Rammdiagramme zeigen, dass die Felsoberfläche in Tiefen zwischen 3 bis 5,5 m ansteht. In den steilen Talflanken steht abweichend der Fels annähernd bis zur Geländeoberfläche an.

Weder in den Baggerschürfen noch in den Grundwasserbeobachtungsröhren wurde ein Grundwasserzulauf beobachtet. Die Schwemmlahmschicht ist ein gering durchlässiger, wasserhemmender Untergrund. Das Einsickern von Niederschlagswasser ist in nur in stark sandigen Abschnitten oder über biogene Grobporen möglich. Über die darunter anstehende, klüftige Jurasteinoberfläche dagegen kann Wasser verstärkt versickern. Der Grundwasserspiegel wird auf etwa 570,00 m üNN, also etwa 20 m unter Gelände, erwartet. Der Karstwasserspiegel weist ein Gefälle in südliche Richtung auf und korrespondiert mit der Donau.

1.4.2 Artenschutzrechtliche Untersuchungen

Im Zuge der Erstellung eines landschaftspflegerischen Begleitplans wurde durch das Büro 365° freiraum + umwelt eine Bestandsbeschreibung, Bewertung und Konfliktanalyse sowie eine artenschutzrechtliche Prüfung durchgeführt (siehe Anlage 16 bis 18).

Die Untersuchung zeigt, dass im Bereich der Maßnahme verschiedenste Schutzgebiete vorhanden sind. Vom Vorhaben direkt betroffen sind im Bereich des zu errichtenden Damms ein nach § 30 BNatSchG /§ 33 NatSchG geschützte Offenlandbiotop (Nr. 179214375815), welches sich teilweise mit einem geschützten Waldbiotop (Nr. 279214371151) überschneidet. Der Eingriff in die geschützten Biotope ist funktional gleichartig mindestens im Verhältnis 1:1 auszugleichen.

Die artenschutzrechtliche Prüfung ergab, dass durch den Bau- und den Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens keine erheblichen Beeinträchtigungen zu erwarten sind. Es sind jedoch verschiedene Vermeidungs-, Minimierungs- und Kompensationsmaßnahmen zu berücksichtigen. U.a. wurden einige, größere Einzelbäume als sehr erhaltenswürdig ausgewiesen. Diese wurden im Zuge der Entwurfsvermessung mit aufgenommen und werden bei der Planung des Absperrbauwerks berücksichtigt.

1.4.3 Starkregenrisikomanagement

Ende November 2018 wurde durch das Büro Winkler und Partner das Starkregenrisikomanagement für die Gemeinde Sigmaringendorf fertiggestellt. Am 05.12.2018 gab es eine Infoveranstaltung, bei welcher die Ergebnisse vorgestellt wurden. Die Präsentation wird auf der Homepage der Gemeinde Sigmaringendorf als Download zur Verfügung gestellt. Abbildung 5 zeigt einen Auszug der Überflutungstiefenkarte und Abbildung 6 zeigt einen Auszug der Fließgeschwindigkeitkarte.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

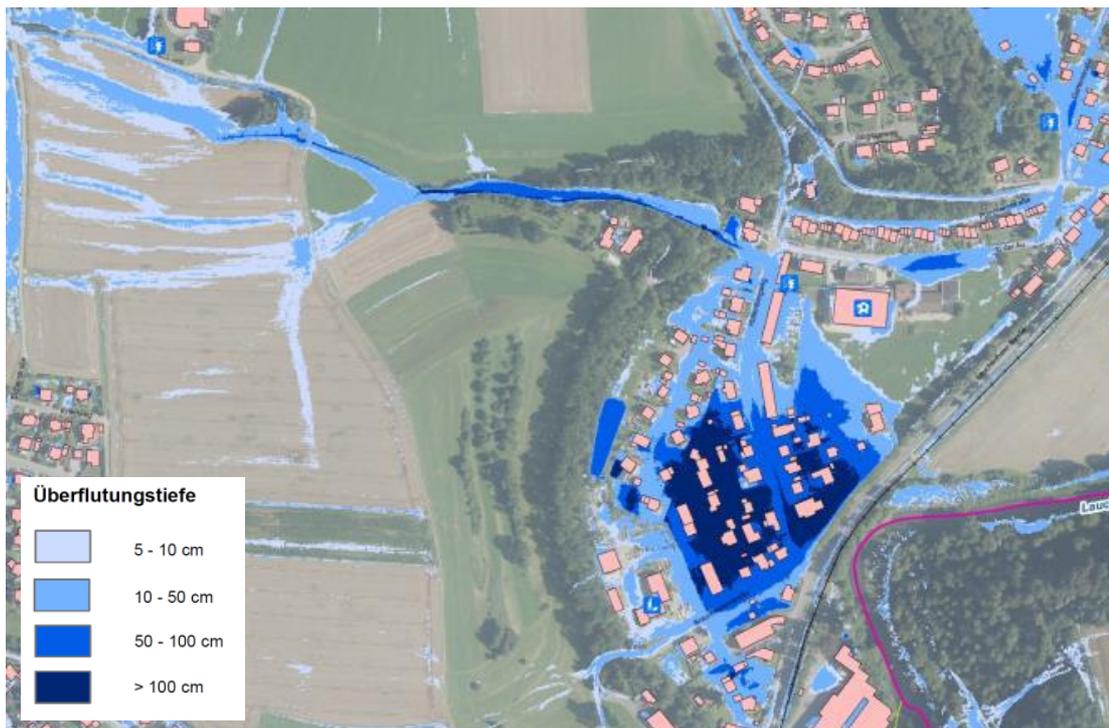


Abbildung 5: Überflutungstiefenkarte aus dem Starkregenrisikomanagement, Winkler & Partner (2020)

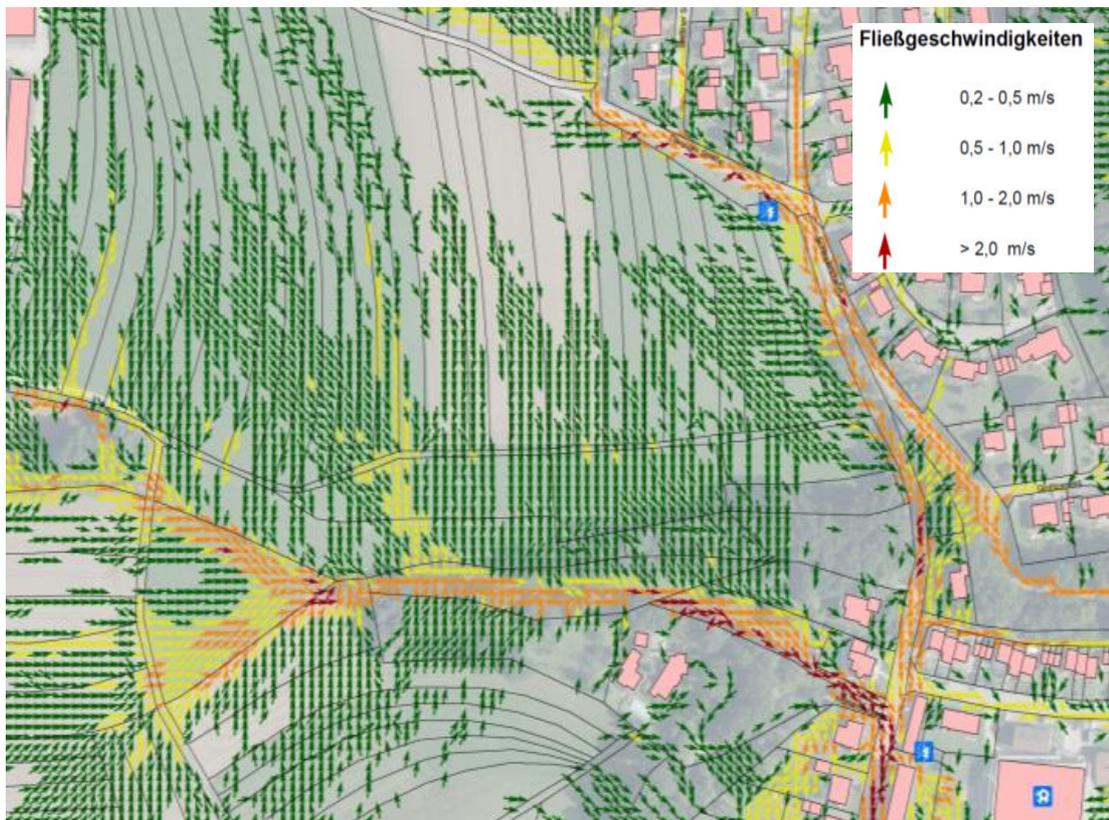


Abbildung 6: Fließgeschwindigkeitenkarte aus dem Starkregenrisikomanagement, Winkler & Partner (2020)

1.4.4 Hydrologische Berechnung

Zur Ermittlung der Zuflussganglinien bei verschiedenen Hochwasserjährlichkeiten wurde durch das Ingenieurbüro Winkler & Partner, im Zuge der Kosten-Nutzen-Analyse, ein vereinfachtes hydrologisches Modell aufgestellt. Näheres zur Software und zum Modellaufbau wird im beiliegenden Bericht erläutert (siehe Anlage 15).

„Es wurden Bemessungsabflüsse basierend auf 12 Niederschlagsdauern ($D = 15$ min, 30 min, 1, 2, 4, 6, 9, 12, 18, 24, 48 und 72 Stunden) für die Jährlichkeiten $T=10$, $T=50$ und $T=100$ berechnet⁴. Die Zuflussganglinien sind in Abbildung 7 bis Abbildung 9 dargestellt. Maßgeblich, mit der höchsten Abflussspitze, ist dabei die Dauerstufe 1 h. Für den Nachweis des Hochwasserrückhalteraaumes wurden die Dauerstufen 15 Minuten bis 4 Stunden ausgewertet.

Folgende maximalen Abflussspitzen werden bei der hier maßgebenden Regendauerstufe erreicht:

- HQ10 $\sim 1,536 \text{ m}^3/\text{s}$
- HQ50 $\sim 2,616 \text{ m}^3/\text{s}$
- HQ100 $\sim 3,129 \text{ m}^3/\text{s}$

„Beim Vergleich der Abflüsse und erforderlichen Rückhalteräume ergaben sich für die unterschiedlichen Berechnungsansätze große Unterschiede. Eine hydrologische Berechnung mit dem IHW-Paket unter Verwendung der Niederschlagsdaten des Deutschen Wetterdienstes (KOSTRA-DWD-2010R) und Standardparameter (C1-Wert von 0,02) zeigt im Vergleich zu den Berechnungen mit dem Modell aus der Starkregengefahrenkarte deutlich niedrigere Abflussspitzen und -volumina [...]. Durch eine Erhöhung des Parameters C1 von 0,02 auf 0,05 ergeben sich ähnliche Ergebnisse wie bei der Simulation des seltenen Szenarios⁵. Bei einer Besprechung mit dem Regierungspräsidium Tübingen und der unteren Wasserbehörde wurde abgestimmt, den Parameter C1 auf 0,05 festzulegen.

⁴ Winkler & Partner (2020): Nutzen-Kosten-Untersuchung, S. 3

⁵ Winkler & Partner (2020): Nutzen-Kosten-Untersuchung, S. 4

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

„Da beim seltenen Szenario eine hohe Vorbodenfeuchte und verschlammter Boden angesetzt wird, wurde für die weitere Untersuchung vereinbart, dass vereinfacht davon ausgegangen werden kann, dass die berechnete Abflussspitze beim seltenen Szenario aufgrund der ungünstigen Bodenbedingungen eine statistische Wiederkehrzeit von rund 100 Jahren aufweist⁶“.

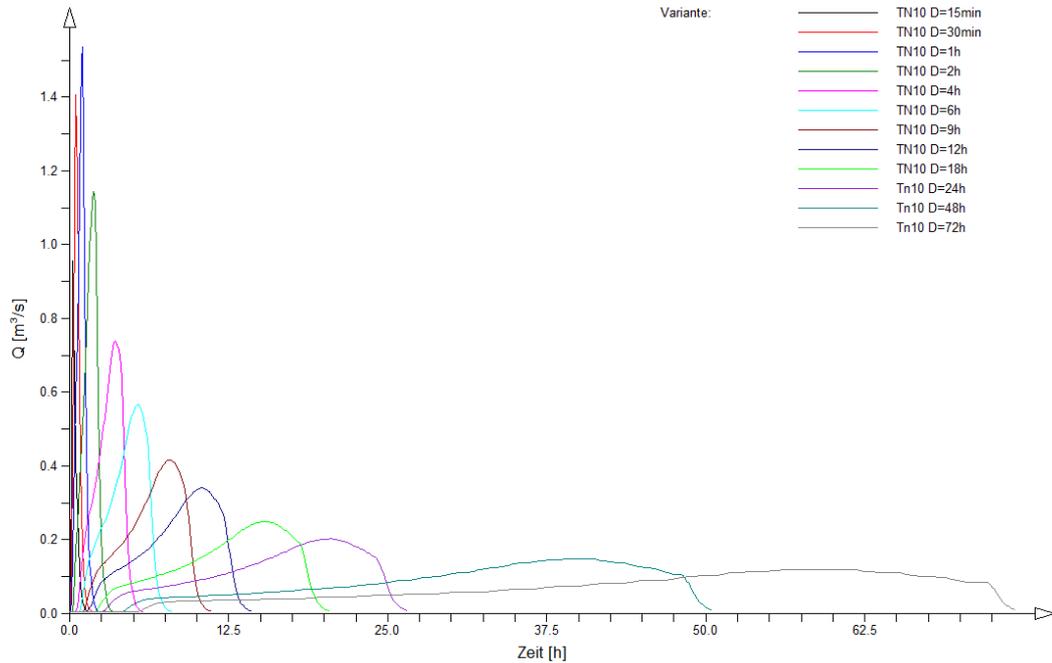


Abbildung 7: Zuflussganglinie am HRB-Standort für HQ10, Winkler & Partner (2020)

⁶ Winkler & Partner (2020): Nutzen-Kosten-Untersuchung, S. 6

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

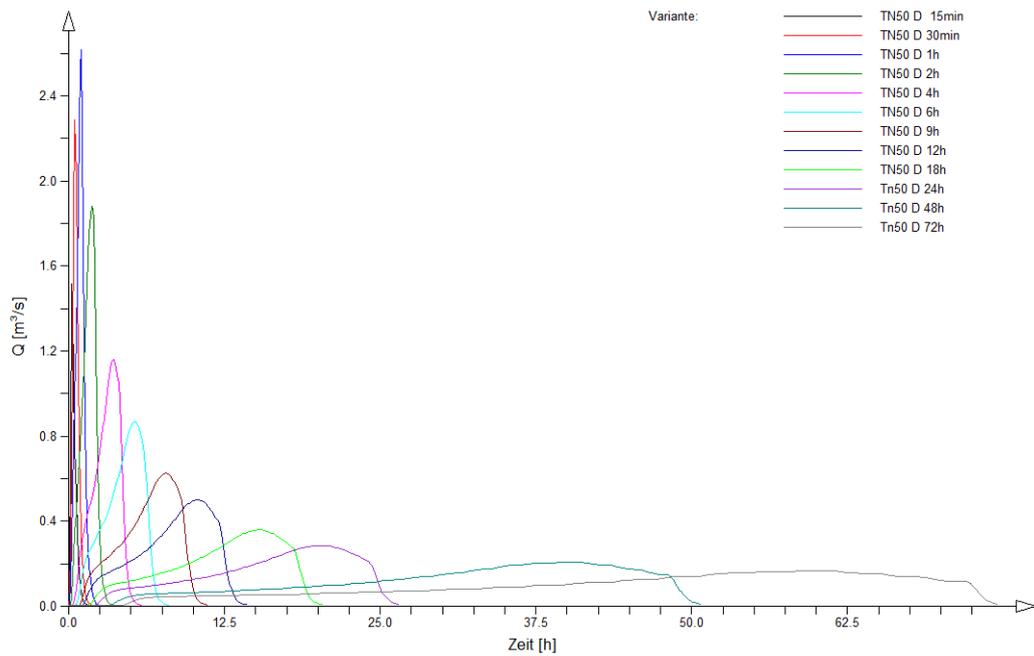


Abbildung 8: Zuflussganglinie am HRB-Standort für HQ50, Winkler & Partner (2020)

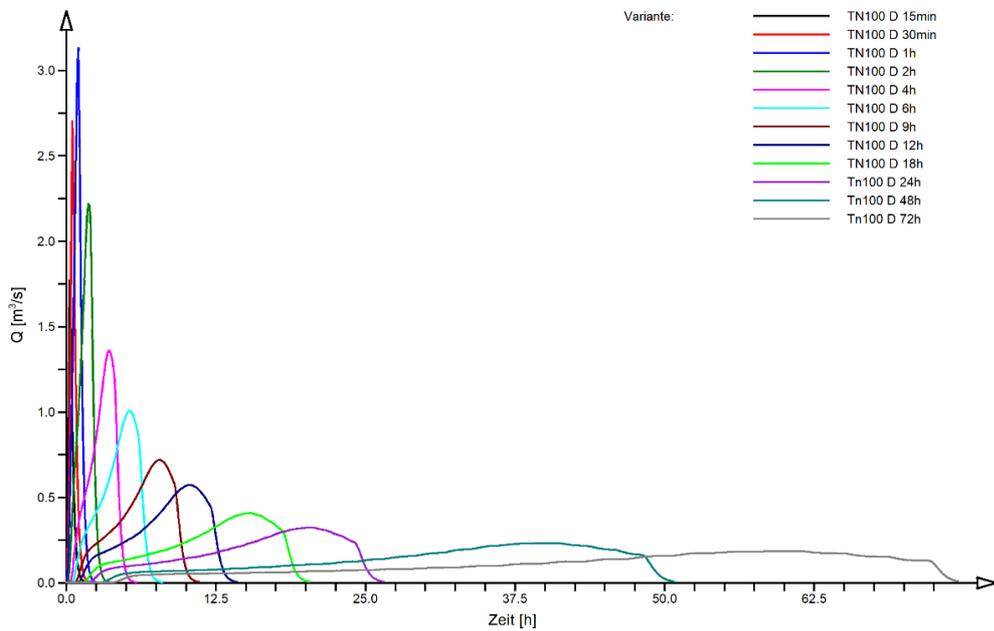


Abbildung 9: Zuflussganglinie am HRB-Standort für HQ100, Winkler & Partner (2020)

1.4.5 Kosten-Nutzen-Analyse

Auf Grundlage der hydrologischen und hydraulischen Berechnungen wurde durch das Ingenieurbüro Winkler & Partner eine Nutzen-Kosten-Untersuchung durchgeführt um die Wirtschaftlichkeit sowie die Förderfähigkeit der Hochwasserschutzmaßnahme zu prüfen.

Es wurden die hochwasserbedingten Schäden, die während der Nutzungsdauer der Hochwasserschutzmaßnahmen vermieden werden (Projektnutzenbarwert) mit den Kosten für den Hochwasserschutz (Projektkostenbarwert) verglichen⁷. Das Gutachten ist in Anlage 15 beigelegt.

Tabelle 1: Hochwasserbedingte Schäden

Hochwasserabflüsse	Betroffene Gebäude	Schadenshöhe in Euro
HQ10	32	84.000,-
HQ50	58	241.000,-
HQ100	63	289.000,-
HQextrem	83	596.000,-

Für einen HQ100-Schutz ergibt sich ein Projektnutzenbarwert von 621.000,- Euro. Um ein Nutzen-Kosten-Verhältnis von 1,0 zu erhalten ist ein maximaler Projektkostenbarwert von 731.000,- Euro zulässig und damit maximale Brutto-Baukosten von 488.000,- Euro. Die Kostenschätzung im Zuge der Vorplanung ergab wesentlich höhere Baukosten, wodurch eine Förderfähigkeit entfällt.

1.4.6 Hydraulische Kanalberechnung

Um eine kostenintensive Querung der Landesstraße L455 sowie der Bahnlinie zu vermeiden, muss der Gesamtabfluss auf die hydraulische Leistungsfähigkeit der bestehenden Querung DN 600 begrenzt werden.

Für den Nachweis wurde daher eine eindimensionale, hydraulische Kanalnetzberechnung durchgeführt. Ziel ist es den maximal möglichen Drosselabfluss des geplanten Hochwasserrückhaltebeckens bestimmen zu können.

⁷ Winkler & Partner (2020): Nutzen-Kosten-Untersuchung, S. 1

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Zur Anwendung kam das Programm ++Systems mit dem Aufsatz Kanal++ von der tandler.com GmbH. Die Überrechnung erfolgt hydrodynamisch und berücksichtigt somit Einstau, Druckabfluss, Gegengefälle, Überlaufbauwerke, etc. Jeder Haltung wurde eine betriebliche Rauheit k_b von 0,7 mm zugeordnet. Die betriebliche Rauheit eines Schachtbauwerks wird für jeden Schacht separat durch die Software ermittelt und ergibt sich aus der Ausbildung des Schachtgerinnes und weiteren Sondereffekten. Auf Grundlage der KOSTRA-Daten wurden verschiedene Modellregenstaffeln generiert (Euler Typ II).

Es werden nur der Kanalbelastungsgrad ausgewertet und welche Überstaumengen an den einzelnen Schächten auftreten. Es wurden keine Abflussvorgänge für Überstauwassermengen auf der Geländeoberfläche simuliert.

Berechnet wurde der komplette Sammler im Hüttenbergweg und in der Braunhalterstraße bis zum Auslauf in die Lauchert (siehe auch Übersichtslageplan 5.1). Berücksichtigt wurde dabei auch das Sickerbecken oberhalb des Bauhof, in welches das Baugebiet Sturren III entwässert. Der Regenwasserkanal in der Braunhalterstraße dient rein zur Ableitung der Beckendrosselabgabe von 70 l/s^8 , die Straßenflächen sowie die Bauhoffläche sind an den Mischwasserkanal angeschlossen⁹. Dem Regenwasserkanal im Hüttenbergweg wird das Niederschlagswasser von zwei Außengebieten zugeleitet (Einlauf R58810 $\sim 42,0 \text{ ha}$, Einlauf R58070 $\sim 1,10 \text{ ha}$). Beide Gebiete wurden vereinfacht mit einer mittleren Undurchlässigkeit von 20% und einer mittleren Neigung von 7% angesetzt. Zusätzlich ist an den Regenwasserkanal im Hüttenbergweg am Ortsende ein kleiner Teil des Weges angeschlossen ($0 \sim 0,05 \text{ ha}$, angesetzt mit 90% Versiegelung). Die Entwässerung der innerörtlichen Straßenfläche erfolgt über den Mischwasserkanal.

Im Bestand sind nahezu alle Haltungen im Hüttenbergweg überlastet. Bereits bei einem 2-jährigen Modellregen kommt es zu einem Rückstau und zu einem Überstau im Einlaufbereich R58810 von $\sim 40 \text{ m}^3$ (siehe Abbildung 10), wobei dieser noch knapp im Einlaufbereich zurückgehalten werden kann. Die Anwohner

⁸ Büro Ellendt (2017): Antrag auf wasserrechtliche Genehmigung für die Erschließung des Baugebietes "Sturren III"

⁹ Büro Jerg (2019): Neubau Bauhof

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

bestätigten, dass es etwa alle 3 Jahre zu einem Überstau am Einlaufbauwerk kommt.

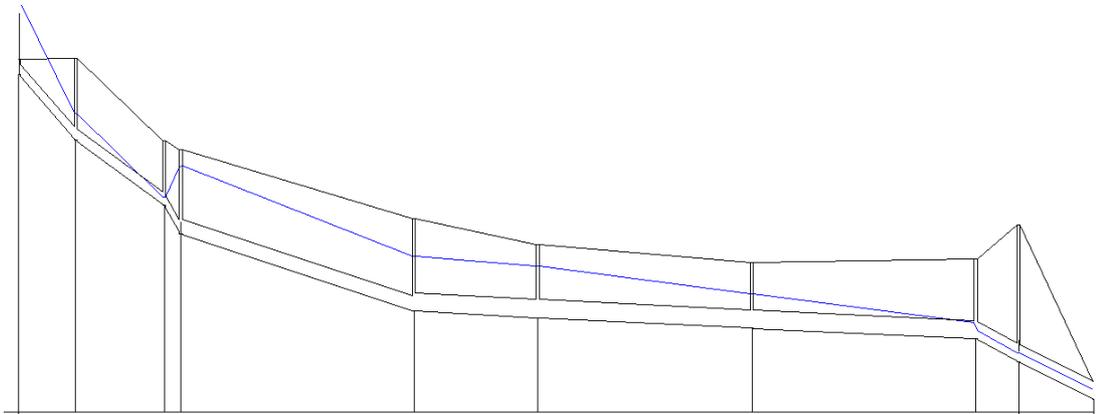


Abbildung 10: Hydraulischer Längsschnitt Bestandsberechnung mit einem 2-jährigen Modellregen, Kovacic Ingenieure (2021)

Bei 20-jährigen Modellregen wurde ein Überstau von $\sim 360 \text{ m}^3$ errechnet (siehe Abbildung 11).

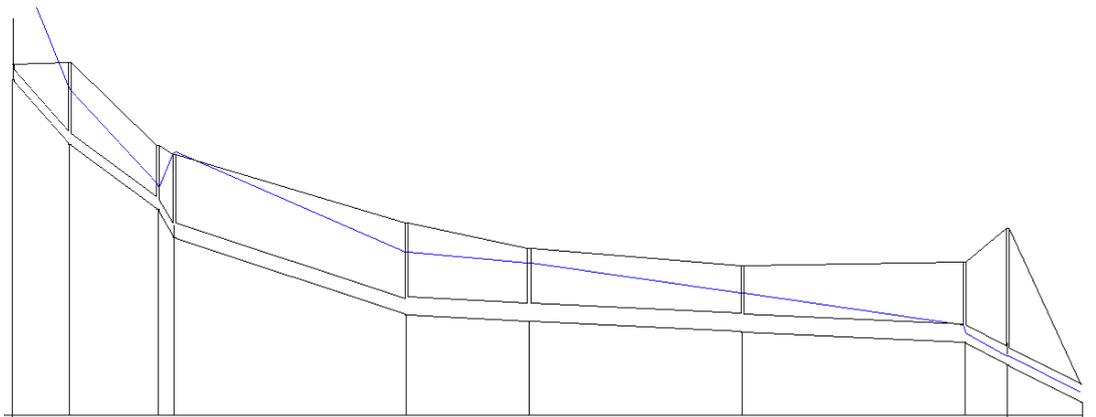


Abbildung 11: Hydraulischer Längsschnitt Bestandsberechnung mit einem 20-jährigen Modellregen, Kovacic Ingenieure (2021)

Der Zulauf aus dem Teilgebiet, welches am Einlauf R58070 in das Kanalnetz einleitet, beträgt bei einem 20-jährigen Modellregen etwa 110 l/s. Die Leistungsfähigkeit der Kanäle von Schacht R58020 bis R56290 ist aufgrund des Gefälles von $\sim 0,5\%$ auf etwa 500 l/s begrenzt.

Im Zuge der Planungskonzeption wurde untersucht, wie hoch die maximale Drosselabgabe des Hochwasserrückhaltebeckens sein darf, sodass bei einem 20-jährigen Modellregen keine Überstauungen aus dem Kanalnetz erfolgen. Es zeigte sich, dass bereits bei einem Drosselabfluss von 700 l/s ein Rückstau ausge-

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

hend von den Haltungen im Hüttenbergweg zu erwarten ist (siehe Abbildung 12).

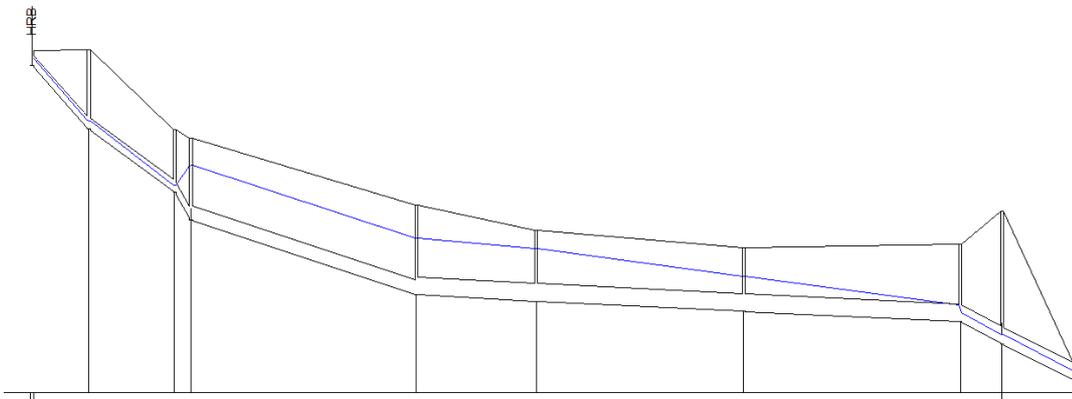


Abbildung 12: Hydraulischer Längsschnitt Planungskonzeption mit HRB-Drosselabgabe von 700l/s bei einem 20-jährigen Modellregen, Kovacic Ingenieure (2021)

Bei einer größeren Drosselabgabe würde der Rückstau zu Schachtüberstauungen führen. Die Haltungen DN 400 zu Beginn sind aufgrund ihres Gefälles ausreichend leistungsfähig um 700 l/s abführen zu können.

Das bestehende Einlaufwerk R58810 nimmt allerdings wesentlich weniger Wasser auf, sodass dies im Zuge der Hochwasserschutzplanungen berücksichtigt werden muss.

1.5 Art und Umfang des Vorhabens

1.5.1 Vorbemerkung

Ziel der Hochwasserschutzkonzeption ist es, den Hochwasserabfluss durch eine Retention zeitlich verzögert und gedrosselt abzuleiten. Anzustreben ist daher möglichst weite Teile des Einzugsgebietes einzubeziehen. Dies lässt sich ausschließlich mit einem Damm innerhalb des bestehenden Tobels erreichen. Gleichzeitig ist ein großes Volumen bei gleichzeitig geringer räumlicher Ausdehnung anzustreben.

Aufbauend auf die geotechnische Untersuchung wurde das Büro Dr. Ebel & Co. damit beauftragt bei der bautechnischen Optimierung der Hochwasserschutzmaßnahme mitzuwirken. Im Rahmen der Vorplanung wurden mehrere Varianten untersucht (siehe hierzu Kapitel 1.5.3) die hinsichtlich des Eingriffes in die

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Schutzgüter und der Wirtschaftlichkeit vergleichend geprüft wurden. Ziel war es eine wirtschaftliche Lösung zu finden und den Eingriff in die bestehenden Biotope möglichst gering zu halten.

Der Tobel weist ein Längsgefälle von ca. 7 % (bzw. 1:14) auf, was die Konstruktionsmöglichkeiten des Absperrbauwerks stark einschränkt. So ist die zulässige Bauwerkshöhe bei Ausführung eines reinen Erddammes aus Sicht Grundbruch- und Gleitgefahr begrenzt. Ziel ist es dabei, möglichst steile Dammböschungen zu realisieren, da ansonsten wasserseitig der Stauraum reduziert wird und sich luftseitig unverhältnismäßig lange Böschungen ergeben. Für den gewählten Beckenstandort wurde aufbauend auf die geotechnischen Untersuchungen durch das Büro Dr. Ebel & Co. untersucht, welche Dammhöhe bei beidseitigen Böschungsneigungen von 1:2 standsicher ausgeführt werden kann. Die erdstatische Vorbemessung ergab eine maximale Kronenhöhe von 595,50 m üNN. Um die Standsicherheit zu gewährleisten ist zusätzlich zur Einbringung von Bindemitteln der Einbau von 3 Lagen Geogitter erforderlich¹⁰. In der Ausführungsstatik konnte die Vorplanung bestätigt werden (siehe Anlage 14).

1.5.2 Gewählte Lösung

Um die Hochwasserproblematik bei Starkregen zu lösen, wird etwa 100 m westlich der Bebauung am Hüttenbergweg ein Damm mit einer Länge von ~50 m und einer Höhe von max. 6,10 m errichtet. Der Damm wird beidseitig mit Böschungsneigungen von 1:2 geschüttet und erhält keine zusätzliche Innen- oder Oberflächenabdichtung. Die Dichtheit und Standsicherheit wird durch starke Verdichtung von bindigem, verbessertem Erdmaterial inkl. mehrerer Lagen Geogitter erreicht. Die Krone wird bis zum Entlastungsbauwerk befahrbar mit 3 m Breite ausgeführt, sodass die Fußbreite des Dammes max. 24 m beträgt.

Über einen Grundablass und anschließendem Ableitungskanal wird der Regel- und Drosselabfluss (max. 700 l/s) direkt der bestehenden Regenwasserkanalisation im Hüttenbergweg zugeleitet.

Die Entlastungswassermenge wird über ein Tosbecken beruhigt und anschließend über den bestehenden Tobelgraben dem bestehenden Einlaufbauwerk zugeleitet. Mit der gewählten Lösung kann ein Schutzgrad von ~HQ 40 erreicht werden. Für die Hochwasserentlastung werden zwei technische Bauwerke kombiniert: Ein

¹⁰ Dr. Ebel & Co (2021): Geotechnisches Gutachten, S. 7 ff

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Stauschild, welches bei Überschreitung des Bemessungszuflusses das Stauziel während der Entlastung hält und ein Überfallschacht, welcher als Notentlastung bei Versagen des Stauschildes (z.B. durch Verklausung) fungiert.

Ein zusätzlicher Betriebsauslass kann im Falle einer Verklausung des Grundablasses manuell geöffnet werden um den Stauraum nach einem Einstauereignis zu entleeren. Hierzu ist ein Öffnen „mit Augenmaß“ erforderlich, in dem das Abflussverhalten (=Auslauf in das Tosbecken) visuell geprüft wird. Mit einer durchschnittlichen Drosselleistung von etwa 100 l/s ist eine Entleerung in 6 Stunden erreicht. Bei Volleinstau entspricht dies etwa 10 cm in 15 Minuten. Ein zu schnelles Entleeren muss umgekehrt verhindert werden.

1.5.3 Untersuchte Varianten

Im Zuge der Vorplanung wurden verschiedene Standorte als auch Anlagenkonstruktionen untersucht. Die sogenannte Nullvariante ist aufgrund der sehr regelmäßigen Überflutungen der Unterlieger hier nicht zu betrachten.

Standort

In der Hochwasserstudie von 2009 war ein Beckenstandort zu Beginn des Tobels – etwa 300 m westlich der gefährdeten Bebauung am Hüttenbergweg – und damit deutlich weiter oberhalb des gewählten Standorts angedacht. Die Zugänglichkeit und der Bau sind hier einfacher zu verwirklichen. Der Damm kann an dieser Stelle jedoch nur etwa die Hälfte des Einzugsgebietes abfangen. Das erst unterhalb dieses Standorts in den Tobel entwässernde Einzugsgebiet ist nach Starkregenrisikomanagement so groß, dass mit diesem Standort im Wesentlichen nur eine Dämpfung der Welle, aber keine relevante Reduzierung der Überflutungshäufigkeiten zu erzielen wäre. Hinzu kommt, dass bei diesem Standort das derzeitige Einlaufbauwerk, welches sich nach zahlreichen Beobachtungen als eine wesentliche Schwachstelle im bisherigen Hochwasserschutzkonzept erwiesen hat, weiterhin in Betrieb bleiben müsste. Durch die steil abfallenden, bewaldeten Tobelränder kommt es bei Starkregen und den damit häufig verbundenen Gewitterstürmen und Hagelschlägen zu großen Mengen an Geäst und Geröll. Trotz vorgelagertem Pfahlrechen und Sedimentfallen kommt es dabei immer wieder zu Verklausungen am Einlaufbauwerk. Aus diesem Grund wurde der finale Dammstandort weiter abwärts verschoben und eine Drosselableitung bis zum Anschluss an die leistungsfähige Verdolung unter Umgehung des bisherigen Ein-

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

laufbauwerks umgesetzt. Mit dem finalen Dammstandort lassen sich 95 % des Einzugsgebietes abfangen. Dies erhöht die Effektivität der Rückhaltung deutlich.

Absperrbauwerk

Die Ausführung eines Wandkörpers in Form einer Spundwand (wie z.B. in Abbildung 13) wurde als Alternative zu einem Erddamm diskutiert. Dadurch hätten größere Bauwerkshöhen und damit mehr Retentionsvolumen generiert werden können. Unter anderem wäre so ein hundertjähriges Ereignis rückhaltbar gewesen. Der Spundwandkörper wäre dabei in den anstehenden Fels einzubringen, was sich hier durch die erforderlichen Auflockerungsbohrungen für das Einrammen der Spundwanddielen als aufwändig und kostenintensiv herausstellte. Nach intensiver Diskussion hat sich der Gemeinderat gegen diese Variante entschieden. Hauptargument war, dass ein Starkregenereignis 2021 in weiten Teilen der Gemeinde zu Überflutungen geführt hat. Es bestand die Sorge, dass eine Bindung der Finanzmittel für nur eine Maßnahme am Ende keine Freiräume zur Behebung der weiteren Problemstellen lässt.



Abbildung 13: Vergleichsprojekt zur Veranschaulichung: Spundwand mit luftseitig stützendem Erdkörper, Dr. Ebel & Co. Ingenieurgesellschaft 2021

Dammkonstruktion

Neben der beantragten Ausführung als homogener Erddamm mit bindiger Dammschüttung kommen grundsätzlich auch in Frage: Dammschüttung mit durchlässigerem Material und im Gegenzug Abdichtung wasserseitig z.B. mittels Folie oder ein Zonendamm mit innenliegendem Stützkörper.

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse wird hier eine Ausführung mit steiler Böschung gewählt. Eine wasserseitige Folienabdichtung würde hier eine Gleit-

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

schicht für die durchwurzeltete Deckschicht erzeugen. Damit drohen sog. Tapetenrutsche mit dann frei liegender Abdichtungsfolie. Dazu konnte aus anderen Baumaßnahmen im Gemeindegebiet bereits bindiger Aushub gewonnen werden. Die geforderte Abdichtung ist damit bereits erfüllt. Gemäß Empfehlung des Erdstatikers wird hier daher verzichtet. Ein Zonendamm hingegen ist in der Baukonstruktion wesentlich aufwändiger und aufgrund der unterschiedlichen Materialien auch anfälliger gegen Erdbeben. Auch hier erfolgte daher nach Empfehlung des Erdstatikers keine weitere Betrachtung.

Hochwasserentlastung

Anzustreben wäre grundsätzlich die Ausbildung eines vollständig überströmbaren Bauwerks, da dann kein Freibord vorzusehen ist¹¹. So könnte der Vollstau auf Dammkrone angesetzt werden und es würde sich ein größeres Retentionsvolumen ergeben. Der gesamte luftseitige Damm müsste dann aber so gestaltet werden, dass er bei Überströmung nicht erodiert. Die steilste dafür mögliche Böschungsneigung ergibt sich bei Ausführung mit Matratzen zu 1:4. Aufgrund des bestehenden Tobellängsgefälles von ~7 % würde sich selbst bei einer Neigung von 1:4 eine unverhältnismäßig lange Scharte ergeben. Daher wird aus wirtschaftlicher und ökologischer Sicht (Flächenverbrauch) eine Entlastung über ein platzsparendes, auch im Hochwasserfall kontrollierbares technisches Bauwerk realisiert.

Bei der gewählten Hochwasserentlastung kommt u.a. eine mechanische Stauklappe zum Einsatz. Alternativ wurde untersucht, die Hochwasserentlastung als Überfallbauwerk nur mit einer Schwelle ohne Mechanik auszubilden. Im Ergebnis führt dies entweder zu großen Überfallhöhen oder zu langen Überfallschwellen.

- Kurzes Überlaufbauwerk mit entsprechend großer Überfallhöhe: Die Überfallhöhe muss zum Freibord aufaddiert werden. Die Dammkrone ist jedoch bei einem Damm in Erdbauweise aus erdstatischer Sicht begrenzt. Entsprechend muss die Überfallhöhe vom Regelstauziel (je nach Bemessungsfall) abgezogen werden. Im Ergebnis hätte dann bei gleicher Dammgeometrie deutlich weniger Wasser rückgehalten werden können. Das eigentliche Ziel der Hochwasserschutzmaßnahme, ein möglichst weitgehender Schutz der Unterlieger, wäre damit deutlich eingeschränkt worden.

¹¹ DIN 19700-11

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

- Langes Überfallbauwerk und damit moderate Überfallhöhe: Untersucht wurde eine Anordnung sowohl in Längsachse des Damms, als auch quer zum Damm integriert in die südliche Hangkante. Bei beiden Varianten kann nur ein sog. einseitiger Überfall realisiert werden. Somit sind Anlagenlängen von ca. 25 m erforderlich. Bei einer Anordnung im Hang bestehen die Herausforderungen, dass hier eine lange horizontale Anlage in einer bewegten Topografie und Geologie installiert werden muss. Zugleich erfordert diese Anordnung entsprechend große Abflussrinnen. Eine Kontrollmöglichkeit im Hochwasserfall ist nahezu nicht möglich. Dazu kann es hier durch Geröll und Geäst aus dem Hangbereich zu Verklausungen kommen. Durch umstürzende Bäume bei Windwurf droht sogar ein Gesamtausfall. Bei Anordnung in der Dammlängsachse hätte hier ferner in Kombination mit der Sammelrinne ein großes Betonbauwerk erfordert, wodurch sich gegenüber der Ausführungsvariante dann keine Kostenvorteile mehr ergeben.

1.6 Stauanlagenbemessung

1.6.1 Festlegung der Dammkronenhöhe

Aus dem geologischen Gutachten geht hervor, dass die Standsicherheit eines Erddammes maximal bis zu einer Dammhöhe von 595,50 m üNN gewährleistet werden kann¹². Es wurde somit eine Dammhöhe von 595,50 m üNN festgelegt.

1.6.2 Klassifizierung der Anlage nach DIN 19700

Die Gründungssohle des Absperrbauwerks liegt auf etwa 589,40 m üNN, die Dammoberkante auf 595,50 m üNN, sodass die Höhe des Absperrbauwerks etwa 6,10 m beträgt. Aufgrund der Höhe des Absperrbauwerks von knapp über 6,0 m wird das Becken gemäß DIN 19700-12 als mittleres Bauwerk eingestuft, während der Gesamtstauraum mit ~2.000 m³ das Becken eher in den Bereich „sehr kleine Becken“ einordnet¹³. Es muss jedoch der ungünstigste Fall angesetzt werden. Die Stauanlage wird als Trockenbecken im Hauptschluss errichtet und dient ausschließlich dem Hochwasserschutz.

¹² Dr. Ebel & Co (12.02.2021): Geotechnisches Gutachten, S. 12

¹³ DIN (2004): DIN 19700-12 - Stauanlagen - Teil 12 Hochwasserrückhaltebecken, S. 4

1.6.3 Ermittlung des erforderlichen Freibords

„Der Freibord f ist der lotrechte Abstand zwischen der Krone des Absperrbauwerks und dem höchsten Stauziel“¹⁴. Die Ermittlung der erforderlichen Freiborde erfolgt gemäß dem DVWK-Merkblatt 246/1997¹⁵. Die Freibordhöhe f beinhaltet im Bemessungsfall den Wellenauflauf h_{Au} , den Windstau h_{Wi} und den Eisstau h_{Ei} , wobei der Eisstau h_{Ei} bei Trockenbecken entfallen kann¹⁶.

Berechnet werden müssen zwei Freibordmaße (f_1 für den HWBF1 und f_2 für den HWBF2):

- Freibord f_1 für den Hochwasserbemessungsfall 1 wird wie folgt berechnet:
$$f_1 = h_{Au} + h_{Wi}$$
- Freibord f_2 für den Hochwasserbemessungsfall 2 wird wie folgt berechnet:
$$f_2 = h_{Au} + h_{Wi} + h_{Si}$$

Für die Berechnung von Freibord f_2 für den Hochwasserbemessungsfall 2 muss zusätzlich ein Sicherheitszuschlag h_{Si} vorgesehen werden, wenn dies aufgrund der verbleibenden Risiken und Gefahren als notwendig erachtet wird. Für Baden-Württemberg gilt hier in der Regel ein Zuschlag $h_{Si} \geq 0,5$ m als sinnvoll¹⁷.

Zur Bestimmung der Windgeschwindigkeit liegen keine meteorologischen Gutachten vor, weshalb der entsprechende Wert dem DVWK-Merkblatt 246 entnommen wurde. Die Stauanlage befindet sich auf rund 600,00 m üNN in einem windgeschützten Tobel, weshalb ein Stundenmittel der Windgeschwindigkeit $w_1 = 18$ m/s angesetzt wurde¹⁸. In Baden-Württemberg kann die Bemessungsgeschwindigkeit für die Ermittlung des Freibordmaßes f_2 um 50% reduziert werden, sodass $w_2 = 9$ m/s angewendet wurde¹⁹. Weiterhin wurde der Koeffizient der Überschreitungswahrscheinlichkeit für Erddämme mit $k_x = 2,4$ berücksichtigt²⁰.

¹⁴ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 21

¹⁵ DVWK (2004): DVWK-Merkblatt 246/1997 Freibordbemessung an Stauanlagen

¹⁶ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 22

¹⁷ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 22

¹⁸ DVWK (1997): Merkblatt 246 – Freibordbemessung an Stauanlagen; S. 5 – Tab.1

¹⁹ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 21

²⁰ DVWK (1997): Merkblatt 246 – Freibordbemessung an Stauanlagen; S. 11f – Tab.6

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Für die Freibordberechnung ist die Ermittlung der maßgeblichen Streichlänge erforderlich. Wind aus Westen trifft annähernd senkrecht ($\sim 71^\circ$) auf den Damm und stellt die ungünstigste und damit maßgeblichste Situation dar. Gemäß der Spektralmethode nach KYLOW II²¹ wurde eine Unterteilung von 5 Sektoren vorgenommen, die sich daraus ergebenden Streichlängen und Winkel zwischen Absperrbauwerk und Sektorengrenzen sind in Abbildung 14 dargestellt.

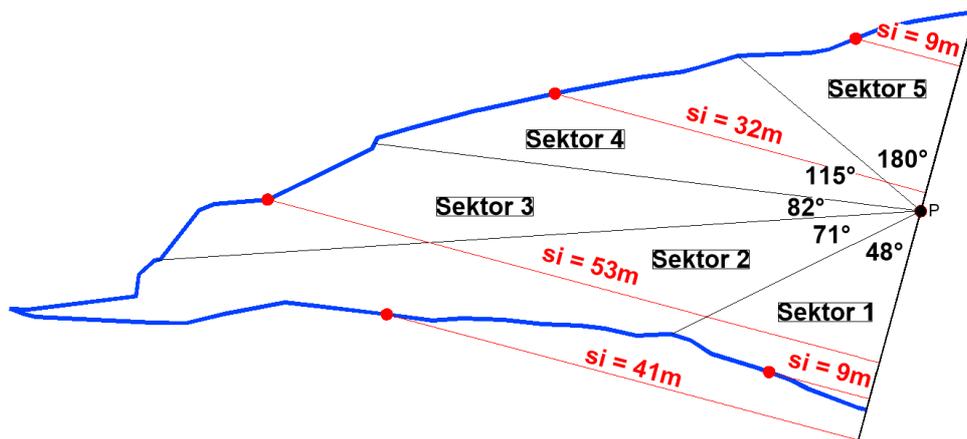


Abbildung 14: Stauoberfläche mit Sektorenunterteilung, Streichlängen und Winkeln, Kovacic Ingenieure (2021)

Die maximale Wassertiefe am Absperrbauwerk beträgt ca. 5,0 m (595,31 m üNN bei HWBF1 – 590,30 m üNN Sohle Einlauf Grundablass), die mittlere Wassertiefe ergibt sich mit $\sim 2,0$ m.

Die vollständige Berechnung inkl. der angesetzten Parameter und Eingangswerte liegt als Anlage 3.5 bei.

Es ergeben sich folgende Freibordmaße:

$$F1 = 0,19 \text{ m}$$

$$F2 = 0,60 \text{ m}$$

1.6.4 Ermittlung der Extremfaktoren f500 und f5.000

Die Nachweisführung des Hochwasserbemessungsfalles 1 und 2 sind der Extremhochwasserabflüsse HQ 500 und HQ 5.000 erforderlich. Hochwasserabflüsse höherer Jährlichkeiten werden wie folgt errechnet:

²¹ DVWK (1997): Merkblatt 246 – Freibordbemessung an Stauanlagen; S. 7

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

$$HQ_{T_n} = HQ_{100} * f_{T,g}^{22}.$$

HQ_{T_n} = Hochwasserabfluss der Wiederkehrzeit T_n

$f_{T,g}$ = Häufigkeitsfaktor

Die Häufigkeitsfaktoren wurden über die Pegel­daten der Lauchert ermittelt. Am Pegel 27 (Standort Lauchertal) ergeben sich folgende Hochwasserabflüsse²³:

$$HQ_{100} = 32,97 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HQ_{500} = 42,10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HQ_{5.000} = 55,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

Damit errechnen sich folgende Faktoren:

$$f_{500} = HQ_{500}/HQ_{100} = 42,10 \text{ m}^3/\text{s} / 32,97 \text{ m}^3/\text{s} = 1,28$$

$$f_{5.000} = HQ_{5.000}/HQ_{100} = 55,80 \text{ m}^3/\text{s} / 32,97 \text{ m}^3/\text{s} = 1,69$$

Für die Nachweise werden die ermittelten Faktoren aufgerundet.

Es wurden keine zusätzlichen Erhöhungen berücksichtigt, da im Zuge der hydrologischen Berechnung durch die Kalibrierung des C1-Wertes eine ausreichende Sicherheit eingerechnet wurde.

1.6.5 Nachweis der Hochwasserentlastungsanlage (HWBF 1, HQ500)

Für die Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage wird bei mittleren Becken der Hochwasserabfluss HQ500 (BHQ1) festgelegt²⁴:

$$HQ_{500} = BHQ_3 = HQ_{100} * 1,3 = 3,13 \text{ m}^3/\text{s} * 1,3 = 4,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Beim Nachweis der Hochwasserentlastungsanlage wird das Zusammentreffen von Hochwasserabfluss und Stör- bzw. Revisionsfall abgebildet. Dem entsprechend muss die n-1-Regel eingehalten werden. Diese besagt, dass die leistungsfähigste Öffnung nicht angesetzt werden darf²⁵. Die leistungsfähigste Öffnung im Hochwasserentlastungsfall ist das Stauschild.

²² LfU (2005): Festlegung Bemessungshochwasser, S.33

²³ LUBW (2021): Abfrage über BW-Abfluss

²⁴ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 19

²⁵ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 19

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Der Betriebsauslass wird in der Berechnung nicht angesetzt, da dieser immer geschlossen bleibt und nur bei einer Verklausung des Grundablasses zur Entleerung des Stauraumes genutzt werden soll.

Die Anlage muss demnach, zur Einhaltung der n-1-Regel, ohne das Stauschild und ohne den Betriebsauslass einen Abfluss von 4,07 m³/s abführen können. Für den Nachweis muss ein Freibord f1 von 0,19 m eingehalten werden.

Bei ZH1 = 595,31 m üNNH (ZH3-f1) leistet der 0,72 m³/s. Die Hochwasserentlastung 1 (Überfallschacht) muss daher min. 3,35 m³/s leisten können (4,07 m³/s – 0,72 m³/s. Entsprechend wird eine Überfallhöhe h_ü von 44 cm erforderlich, wodurch sich eine Oberkantenhöhe der HWE1 von 594,87 m üNNH ergibt. Die HWE 1 leistet bei einer Überfallhöhe h_ü von 44 cm etwa 3,38 m³/s.

In Summe führen Grundablass und HWE1 somit 4,10 m³/s ab. Der HQ500-Abfluss von 4,07 m³/s wird somit bei Einhaltung des Freibords f1 von 0,19 m ohne das Stauschild und ohne den Betriebsauslass bewältigt. Damit ist der Nachweis erfüllt.

1.6.6 Festlegung des Stauziels

Die Dammkrone wurde in Kapitel 1.6.1 mit 595,50 m üNNH festgelegt. In Kapitel 1.6.3 wurden die Freibordmaße für den Hochwasserbemessungsfall 1 und 2 ermittelt (f1 = 0,19 m, f2 = 0,60 m).

Der Nachweis der Hochwasserentlastungsanlage in Kapitel 1.6.5 ergab eine OK HWE1 von 594,87 m üNNH. Um das Stauziel und damit das Rückhaltevolumen nicht noch weiter zu reduzieren soll für den Nachweis der Anlagensicherheit das Stauziel von 594,87 m üNNH gehalten werden.

1.6.7 Nachweis der Anlagensicherheit (HWBF 2, HQ5.000)

Für den Nachweis der Anlagensicherheit wird bei mittleren Becken der Hochwasserabfluss HQ5.000 (BHQ2) zugrunde gelegt²⁶:

$$HQ5.000 = BHQ2 = Hq_{100} * 1,7 = 3,13 \text{ m}^3/\text{s} * 1,7 = 5,32 \text{ m}^3/\text{s}$$

²⁶ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 20

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Die Stauanlage muss diesen Zufluss ohne globales Versagen überstehen, das bedeutet, dass die Standsicherheit des Absperrbauwerks nicht gefährdet sein darf. Die n-1-Regel ist in diesem Nachweis nicht anzuwenden²⁷. Dennoch wird der Betriebsauslass in der Berechnung nicht angesetzt, da dieser immer geschlossen bleibt und nur bei einer Verklausung des Grundablasses zur Entleerung des Stauraumes genutzt werden soll.

Grundsätzlich dürften für den Nachweis beide Hochwasserentlastungsanlagen sowie der Grundablass angesetzt werden. Bei Ansatz der HWE 1 würde jedoch eine erforderliche Überfallhöhe zu einer weiteren Reduzierung des Stauziels führen. Aus diesem Grund wird für den Nachweis nur die HWE 2 (Stauschild) angesetzt und so ausreichend bemessen, sodass diese die Entlastungswassermenge selbstständig bewältigen kann. Mit dem Stauschild kann somit ein Stauziel von 594,87 m üNN gehalten werden.

Die Anlage muss demnach, ohne die HWE1 und ohne den Betriebsauslass einen Abfluss von 5,32 m³/s abführen können. Für den Nachweis muss ein Freibord f2 von 0,60 m eingehalten werden.

Bei Hochwasserstauziel ZH2 = 594,87 m üNN leistet der Grundablass 0,71 m³/s. Das Stauschild muss daher min. 4,61 m³/s leisten können. Das Stauschild wird ausreichend bemessen um min. 4,61 m³/s bei einer Stauzielhaltung von 594,87 m üNN abführen zu können (siehe hierzu Kapitel 1.7.6). Ein HQ5.000-Abfluss von 5,32 m³/s wird somit bei Einhaltung des Freibords f2 von 0,60 m durch Kombination von Grundablass und Stauschild bewältigt. Damit ist der Nachweis erfüllt.

1.6.8 Nachweis des Hochwasserrückhalteraums (HWBF 3, HQ100)

Die Bemessung des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes orientiert sich am Hochwasserschutzgrad der Anlage.

Zur Ermittlung der Retentionswirkung kam das IWG-Softwarepaket zum Einsatz. Eingangswerte für die Simulation des Hochwasserrückhalteraumes sind wie folgt:

²⁷ LUBW(2007): Arbeitshilfe zur DIN19700, S. 20

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

- Zuflussganglinien für T=10, 50 und 100 (D = 15, 30 min, 1, 2, 4 Stunden) aus dem hydrologischen Modell von Winkler & Partner (siehe Kapitel 1.4.4)
- Höhe Grundablass = 590,30 m üNNH
- Anfangswasserstand im Speicher = 590,30 m üNNH
- Höhe Hochwasserentlastung = 594,87 m üNNH (Stauziel)
- Speicherinhaltsganglinie (siehe Anlage 3.1)
- Abflusskurve Grundablass ohne und mit Schieber (siehe Anlage 3.2)
- Abflusskurve Betriebsauslass komplett offen (siehe Anlage 3.3)
- Abflussleistung HWE bei 594,87 m üNNH $\sim 4,86 \text{ m}^3/\text{s}$ (siehe Kapitel 1.7.6)

Bei einem Stauziel von 594,87 m üNNH könnte im Staubereich ein maximales Rückhaltevolumen von $\sim 1.880 \text{ m}^3$ erreicht werden. Durch eine Abgrabung im Staubereich (siehe Kapitel 1.7.1) werden nochmal etwa 300 m^3 aktiviert, sodass das geplante Rückhaltevolumen $\sim 2.180 \text{ m}^3$ beträgt.

Die Simulation des Rückhalteranges erfolgt mit den Ganglinien HQ10, 50 und 100. Die Ergebnisse der Simulation liegen sowohl tabellarisch als auch in Diagrammform als Anlage 3.6 bei.

Bei der Simulation werden jeweils unterschiedlich lange Regenereignisse betrachtet. Kurze Gewitterregen weisen dabei die höchste Regenintensität in mm/min auf. Durch die Fließzeiten des Wassers auf der Geländeoberfläche erzeugen diese aber nicht die höchsten Zuflussspitzen. Entsprechend können Hochwasserabflüsse aus kurzen Gewitterregen mit Dauerstufe 15 Minuten auch bei Ereignissen mit 100-jährlicher Wiederkehrzeit ohne Überlauf der Rückhaltung beherrscht werden. Bei Ereignissen mit 30-minütiger Regendauer werden Hochwasserabflüsse von Regen mit 50-jähriger Wiederkehrzeit ohne Notüberlauf beherrscht. Bei 60-minütigen Regen kommt es bei einem 50-jährig wiederkehrenden Ereignis zu einem Anspringen der Notentlastung mit etwa 1.530 m^3 . Bei Regen der Wiederkehrzeit 10 Jahre wird der Retentionsraum in der ungünstigsten Regendauerstufe zu rund 60 % gefüllt.

10-jährlich wiederkehrend: Gesamtabfluss 3.902 m^3 . Welle wird vollständig zurückgehalten. Es bleibt eine Reserve von rund 38 %.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

50-jährlich wiederkehrend: Gesamtabfluss 6.816 m³. Rund 78 % der Zuflusswelle wird zurückgehalten.

100-jährlich wiederkehrend: Gesamtabfluss 8.214 m³

Demnach kann das erreichte Schutzziel zu etwa 40 Jahren abgeschätzt werden.

Bei Ereignissen, bei denen der Notüberlauf planmäßig anspringt, verbessert sich der Hochwasserschutz trotz Notentlastung erheblich:

- es wird mehr Wasser geordnet der Dole im Hüttenbergweg entsprechend deren Leistungsfähigkeit zugeführt. Der bestehende „Flaschenhals“ – das heutige Einlaufbauwerk - wird umgangen.
- Auch bei Anspringen des Notüberlaufs werden 2.180 m³ zurückgehalten. Somit fließt der Bebauung wesentlich weniger Wasser unkontrollierbar zu.
- die Vorwarnzeiten steigen erheblich. Bei einem Jahrhundertregen findet eine Notentlastung erst 50 Minuten nach Regenbeginn statt. Ohne Rückhaltedamm kommt es bereits 15 Minuten nach Regenbeginn zu einem Überlauf des bestehenden Einlaufbauwerks. Damit können insbesondere Personenschäden vermieden werden.

1.6.9 Nachweis der Trag- und Standsicherheit

Der Nachweis der Trag- und Standsicherheit wurde durch das Büro Dr. Ebel erbracht und liegt als Anlage 14 bei.

Auf die Betrachtung eines gleichzeitig zu einem voll eingestauten Becken auftretenden Bemessungserdbebens kann bei Trockenbecken nach DIN 19700-11:2004-07 Abschnitt 7 verzichtet werden. Dennoch wurde in der statischen Berechnung in Anlage 14 eine Gleichzeitigkeit untersucht, um die Mehraufwendungen in Bezug zu einer Eintrittswahrscheinlichkeit zu setzen. Hierzu wäre ein sehr aufwändiger Betonsporn im Fels zu gründen, welcher mit Stahlprofilen in den Dammkörper eingebunden wird.

Im Nachgang wurde noch berechnet, bis zu welchem Einstauziel ein Bemessungserdbecken ohne diese zusätzliche Maßnahme standsicher wäre: 592,50 m üNNH (gemäß Mail Büro Ebel 22.11.2021).

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Eintrittswahrscheinlichkeit des Bemessungserdbebens: 10 % Wahrscheinlichkeit für ein Auftreten in 50 Jahren; Dauer ca. 1 Minute.

Eintrittswahrscheinlichkeit Überschreitung Wasserstand 592,50 m üNNH: ca. 2-jährlich wiederkehrend, wenige Minuten, 10-jährlich wiederkehrend 1,5 Stunden, 50-jährlich wiederkehrend 2,1 Stunden und 100-jährlich wiederkehrend 3 Stunden.

Daraus lässt sich mit grober Näherung abschätzen, dass dieser Wasserstand in 100 Jahren etwa 40 Stunden lang überschritten wird. Daraus kann sich die Wiederkehrzeit einer Überlagerung Erdbeben zu Teileinstau auf mindestens 592,50 m üNNH zu 1 Mio. Jahren abgeschätzt werden. In der Abwägung mit der Lebensdauer der Anlage und der Wahrscheinlichkeit eines Überlastfalls wird auf die in Anlage 14 errechneten Erdbebensicherung verzichtet.

1.7 Anlagenkonstruktion und -gestaltung

1.7.1 Abgrabungen im Staubereich

Aus der geotechnischen Untersuchung geht hervor, dass sich der im Tobel abgelagerte Schwemmlehm grundsätzlich als Dammmaterial eignen würde. Es würde sich daher anbieten durch Aushub im Staubereich Material für den Dammkörper bzw. Stützkörper und gleichzeitig Retentionsvolumen zu gewinnen.

Die Abgrabung wurde wie folgt festgelegt:

Spätestens ab Erreichen eines Zuflusses von >700 l/s staut das Rückhaltebecken ein. Eine Ausuferung des Tobelgrabens kann bei diesem Abfluss zugelassen werden. Vereinfacht wurde, über Manning-Strickler, errechnet welche Wassertiefen sich im Tobelgraben bei einem Abfluss von 700 l/s ergeben. Der Graben hat ein Sohlgefälle von $\sim 6,9\%$, Böschungsneigung von $\sim 1:1$ bis $1:3$ und kaum Sohlbreite (Dreiecksprofil). Damit ergibt sich eine Fließtiefe von ~ 50 cm. Der bestehende Tobelgraben hat eine Tiefe von ~ 80 cm, daher wird die Böschungsoberkante um ~ 30 cm abgetragen. Ab der neuen Böschungsoberkante wird das Gelände Richtung Norden mit einer Steigung von 2% modelliert. Um dies zu erreichen erfolgt auf einer Fläche von ~ 640 m² ein Abtrag von ~ 300 m³. Die nördliche Böschung wird mit gleicher Neigung wie im Bestand auf die geplante Geländeober-

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

kante verlängert. Durch die Abgrabung werden rund 300 m³ Retentionsraum bzw. Dammschüttung gewonnen, die Abgrabungstiefen liegen größtenteils im Bereich < 1,00 m. Die Flächen des Staubereichs liegen nicht im Eigentum der Gemeinde. Deren landwirtschaftliche Nutzbarkeit wird durch verlängerte Böschungen im nördlichen Bereich um etwa 140 m² reduziert.

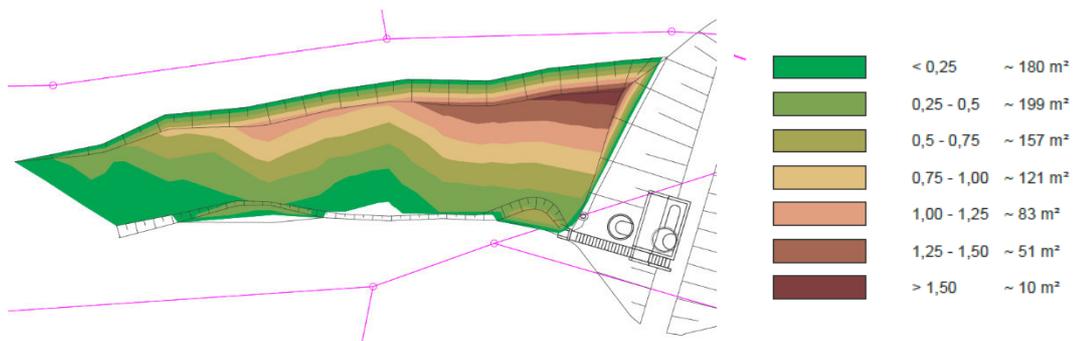


Abbildung 15: Abgrabungstiefen im Staubereich, Darstellung Kovacic Ingenieure GmbH

1.7.2 Absperrbauwerk

Das Absperrbauwerk wird als homogener Erddamm ausgeführt. Beidseitig wird der Damm mit einer Böschungsneigung von 1:2 hergestellt. Die Wahl der relativen steilen Böschungsneigungen ist auf die vorhandene Topographische Situation zurückzuführen. Vor allem luftseitig würden flachere Böschungsneigungen zu unverhältnismäßig langen Böschungsbereichen führen.

Das Material für den Damm (~ 2.000 m³) muss gewissen Anforderungen entsprechen. Um Transportwege und Kosten gering zu halten, wurde vorab geprüft, ob Aushubmaterial anderer Baustellen in der Gemeinde eingebaut werden kann. In Abstimmung mit dem Büro Dr. Ebel wurde Material zweier Baustellen (Baugebiet Ringelnatzweg, Baugebiet Grubbühl ~ 600 m³) als geeignet eingestuft. Das Material wird bis zum Einbau im Bereich der ehemaligen Tennisplätze fachgerecht und abgedeckt bereits gelagert. Zusätzliches Dammmaterial (~300 m³) wird durch die Abgrabung im Staubereich gewonnen.

Die Dammgründung liegt – abhängig von der Abgrabung im Staubereich – zwischen 0,2 und 1,5 m unter Bestands Gelände. Nach dem Abtrag des Oberbodens (0,15 bis 0,2 m) wird der darunter anstehende Unterboden mit einem hydraulischen Bindemittel auf Kalk-Zement-Basis verbessert. Die Einfrosttiefe beträgt 50

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

cm. Im luftseitigen Böschungsfuß wird ein Drainkeil aus gebrochenem und gewaschenem Kies der Körnung 8/16 vorgesehen. Die Dammfußdrainage muss mit einem Geotextil entsprechend Bodentypen A, B und C nach technische Lieferbedingungen für Geotextilien und Geotextil verwandte Produkte an Wasserstraßen gesichert werden. Damit sind die Drainagewirkung (Wasserdurchlässigkeit), die Verhinderung einer Suffosion sowie die Langlebigkeit des Textils sichergestellt. Der gelagerte Rohboden wird aufgenommen, eingebaut, durch Zugabe eines hydraulischen Bindemittels aufbereitet und verdichtet.

Aus erosionsschutztechnischer, vegetationsökologischer und ästhetischer Hinsicht wird auf eine Wiederanddeckung mit Oberboden verzichtet. Auf den verdichteten, stabilisierten Dammkörper wird eine etwa 20 cm dicke Unterbodenschicht aufgetragen. Um einen Erdrutsch zu verhindern, wird der verdichtete Dammkörper vor dem Auftrag leicht angeraut. Angesät wird mit einer, für den eher mageren Untergrund geeigneten, artenreichen und gebietsheimischen Mischung speziell zur Böschungssicherung. Für den mittel- und langfristigen Erosionsschutz sind arten- und kräuterreiche Mischungen aufgrund des differenzierten Wurzelwerks und der größeren Toleranz gegenüber Trockenheit und Nährstoffarmut besser geeignet als die artenarmen Standard-Rasenansaat. Aufgrund der natürlichen Keimruhe benötigen viele Kräuterarten je nach Witterung mehrere Wochen bis zur Keimung. Daher werden bei der Verwendung von Wiesenmischungen routinemäßig schnell keimende Ammengräser ergänzt. Damit Der Grundablass wird als Öffnungen mit manuellem Schieber ausgeführt. wird zusätzlich eine kurzfristige Erosionssicherheit der Böschungen gewährleistet. Des Weiteren entwickeln sich die mehrjährigen Gräser und Kräuter im Schutz der Ammengräser besser. Verunkrauteter Oberboden gefährdet die Entwicklung und Etablierung einer artenreichen Pflanzengesellschaft. Die Begrünung erfolgt im Anspritzverfahren. Dabei wird das Saatgut mit einem Kleber, einem Startdünger und einem Schutzmulch vermischt und verflüssigt, sodass es sich mit einem Hochdruckschlauch weit spritzen lässt. Damit wird ein gleichmäßiges Aufbringen gewährleistet und ein Abspülen der Samen durch Regen verhindert. Der Schutzmulch verhindert die Sedimentationsauswaschung und bietet zusätzlichen Erosionsschutz. Des Weiteren gewährleistet dieser, aufgrund seiner hohen Wasserspeicherkapazität, eine kontinuierliche Feuchtigkeit für die in dem Mulch eingebetteten Samen.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Der Absperrdamm soll im Süden höhengleich an die Flanken des Tobels anschließen. Im Norden ist der Anschluss an den bestehenden Forstweg geplant. Dieser ist für die Ausführung und auch die spätere Unterhaltung entsprechend auszubauen. Dies bedeutet ebenfalls einen Eingriff und wurde vorab mit der zuständigen Forstbehörde abgestimmt. Die Dammkronenlänge bis zum Anschluss an den Forstweg beträgt ~ 50 m. Die Kronenbreite des Dammes beträgt 3 m, sodass dieser für die Unterhaltung befahren werden kann. Der Weg endet an der südlichen Talflanke. Eine Nutzung als Wirtschaftsweg für landwirtschaftlichen Verkehr ist aufgrund der fehlenden Durchgängigkeit nicht vorgesehen. Da es sich nicht um eine öffentliche Straße handelt, wird der Weg mit einer wassergebundenen Wegedecke ausgeführt und nicht asphaltiert.

1.7.3 Grundablass (Regel- und Drosselabgabe)

Der Grundablass dient der völligen Entleerung des Retentionsraums.

Hydraulische Berechnung Grundablass ohne Schieber:

Gemäß der universellen Fließformel nach BOLLRICH²⁸ wird die Fließgeschwindigkeit v im Druckrohr wie folgt errechnet²⁹:

$$v = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} * \sqrt{2 * g * d * I}$$

Der Widerstandsbeiwert λ (für hydraulisch raues Verhalten) ist dabei nur von der relativen Rauheit k/d abhängig und errechnet sich wie folgt³⁰:

$$\lambda = 1/(-2,0 \lg \left(\frac{2,51v}{d * \sqrt{2 * g * d * I}} + \frac{k/d}{3,71} \right)^2)$$

Vereinfacht wird der Widerstandsbeiwert λ auch bei Teilfüllung des Rohrs gemäß der Formel angesetzt. Bis zur Rohrfüllung werden damit die Reibungsverluste überschätzt und somit die Entleerung unterschätzt. Insofern liegt dieser Ansatz auf der sicheren Seite. Da bei Starkregen sehr schnell eine Vollfüllung des Grundablasses erreicht wird, gilt diese Rechenvereinfachung nur für eine kurze Zeitspanne.

²⁸ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 153 ff

²⁹ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 180

³⁰ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 180

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Die Vollfüllung im Rohr wird gemäß der Kontinuitätsgleich mit $Q = v * A$ errechnet. Auf Grundlage von Teilfüllungstabellen kann Q_{teil} und damit auch v_{teil} bestimmt werden.

In den Berechnungen geht das Gefälle I als Energiegefälle IE ein, wobei dieses die Verluste im Druckrohr berücksichtigt. Demnach ist bei der Berechnung des Energiegefälles IE

$$I_E = \frac{h_E}{L} = \frac{(\Delta h - h_v)}{L}$$

die Gesamtverlusthöhe h_v ³¹

$$h_v = h_r + \sum h_{v,\delta}$$

zu berücksichtigen, welche sich aus Reibungsverlusthöhe h_r ³²

$$h_r = \lambda * \frac{l}{d} * hg \quad \text{mit} \quad hg = \frac{v^2}{2g}$$

sowie örtlichen Einzelverlusthöhen (z.B. durch Einbauten)³³

$$h_{v,\delta} = \zeta * hg \quad \text{mit} \quad hg = \frac{v^2}{2g}$$

Zusammensetzt.

Folgende Verluste wurden bei den Berechnungen ohne Schieber berücksichtigt:

- Einlaufverlust: Das Einlaufbauwerk wird möglichst strömungsgünstig ausgeführt, sodass hier ein Verlustbeiwert ζ von 0,50 angesetzt wurde³⁴.
- Auslaufverlust: Der Auslauf erfolgt frei von Rückstau, sodass hier der Verlust zu vernachlässigen ist.

Hydraulische Berechnung Grundablass mit Schieber:

Die Drosselung mittels Schieber erfolgt beim Grundablass zu Beginn der Rohrleitung. In diesem Fall geht in die Gesamtverlusthöhe h_v auch die Verlusthöhe durch den Schieber ein. Der Verlust durch die Schieberarmatur wird anhand der Schieberausführung und der Öffnungshöhe ermittelt³⁵.

³¹ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 154

³² Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 156

³³ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 189

³⁴ Schneider (2016): Bautabellen für Ingenieure, 13.14

³⁵ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 211

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Der Durchflussvorgang in der Schieberöffnung zu Beginn der Rohrleitung kann mit dem eines Schiebers in einer Rohrleitung etwa gleichgesetzt werden. Der maßgebliche Abfluss Q_s aus der Schieberöffnung wird über die Fließgeschwindigkeit in der Schieberöffnung v_s ³⁶

$$v_s = v * \frac{A}{A_s}$$

und der Schieberöffnungsfläche A_s errechnet, wobei A_s anhand einer Kreisabschnittsberechnung über den Winkel α ermittelt wird³⁷.

Technische Daten Grundablass:

- Einlaufsohlhöhe = 590,30 m üNN
- Auslaufsohlhöhe = 585,87 m üNN
- Länge = 40,80 m
- Gefälle = 10,85 %
- Stahlbeton mit wandverstärkter Ausführung, Sandrauheit $k = 0,1$ mm

Dimensionierung und Schiebereinstellung Grundablass:

Der Grundablass soll bei Volleinstau max. 700 l/s (siehe Kapitel 1.4.6) abführen. Damit ist sichergestellt, dass parallel zur Befüllung der Anlage bereits eine möglichst schnelle Entleerung stattfindet. Damit wird ein maximaler Hochwasserschutz erzielt, weil so der Retentionsraum zum Zeitpunkt des Eintreffens des Wellenscheitels noch eine möglichst große Speicherkapazität aufweist.

Für die hydraulische Bemessung wird zunächst der Grundablass ohne Schieber einbauten dimensioniert. Angestrebt wird, dass der Grundablass nur im Dammbereich als Druckrohr fungiert. Ab Schacht R58840 erfolgt eine Aufweitung und damit ein Betrieb als Freispiegelkanal, da dieser Abschnitt nur eine geringe Erdüberdeckung aufweist. Für die Bemessung als Druckleitung ist somit der Kanalabschnitt vom Einlaufbauwerk Grundablass bis zum R58840 maßgebend. Gemäß der oben beschriebenen Berechnungsansätze ergibt sich bei Wahl einer Ausführung in DN 400 (ohne Schieber) ein maximaler Druckabfluss (bei 594,87 m üNN) von 880 l/s. Somit gilt: $Q_{\max, GA} = 880 \text{ l/s} > Q_{\max, \text{soll}} \sim 700 \text{ l/s}$.

³⁶ Bollrich (2013): Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. S. 207

³⁷ Schneider (2016): Bautabellen für Ingenieure, 2.3

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Damit wird zur Abflussregelung ein zusätzlicher Drosselschieber erforderlich. Im zweiten Schritt ist daher die Öffnungshöhe des Schiebers zu bestimmen. Die Berechnung der Abflussleistung ohne und mit Schieber bei verschiedenen Wasserständen zwischen 590,30 m üNNH und 595,50 m üNNH erfolgt iterativ. Bei einer Schieberöffnung von 0,30 m ergibt sich bei einem Stauziel von 594,87 m üNNH ein Drosselabfluss von $Q_{\max} \sim 710$ l/s.

Beide Berechnungen (ohne und mit Schieber) sowie das Leistungsdiagramm sind in Anlage 3.2 dokumentiert.

Ausstattung Grundablass:

Mit dem Schieber kann der Drosselabfluss bei Bedarf nachjustiert werden. Dies dient sowohl der Kompensation von Maßtoleranzen und Unsicherheiten bei der Festlegung des Einlaufverlustbeiwerts, als auch einer möglichen späteren Anpassung z.B. als Folge einer weiteren Hochwasserrückhaltung oder bei späterer Aufweitung der Kanalisation im Hüttenbergweg. Er kann bei Bedarf auch zur temporären Abflussreduzierung z.B. aufgrund von Bauarbeiten an der Verdolung im Hüttenberg Verwendung finden. Gleichzeitig ist sicherzustellen, dass eine möglichst große Schieberöffnung und damit ein möglichst großer Abflussquerschnitt verbleibt: Dieser ist Voraussetzung, dass die Anlage möglichst verklausungsarm arbeitet. Ein Grundablass in deutlich größerer Nennweite hätte hier eine Öffnungshöhe von wenigen Zentimetern erfordert, wodurch keine ausreichende Betriebssicherheit gewährleistet wäre.

Da das bestehende Einlaufbauwerk unterhalb des geplanten Hochwasserrückhaltedamms wesentlich weniger als 700 l/s aufnehmen kann, muss der Grundablass an den bestehenden Regenwasserkanal Hüttenbergweg angebunden werden. Im Anschluss an den eigentlichen Grundablass wird daher ein etwa 46 m langer Kanal DN 500 hergestellt, der kurz nach dem bestehenden Einlaufbauwerk an den bestehenden Kanal angeschlossen wird. Damit wird die Schwachstelle „Einlaufbauwerk“ umgangen. Das Einlaufbauwerk selbst dient dann nur noch dazu den Zufluss aus dem Zwischengebiet unterhalb des Dammes (siehe hierzu auch Übersichtslageplan 5.1) sowie die Entlastungswassermenge im überplanmäßigen Betrieb aufzunehmen.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Der Einlaufbereich soll durch eine vorgelagerte Holzpfahlreihe vor Verlegung und Beschädigung durch Treibgut geschützt werden. Der Grundablass erhält zudem einen räumlichen Rechen. Im Starkregenfall wird mit einem erheblichen Sediment- und Geröllanfall, durch Ausspülung der Ackerflächen im Einzugsgebiet, gerechnet. Um eine Verlandung des Einlaufbauwerks zu vermeiden, werden im Zulaufbereich zwei Aufweitungen vorgesehen, sodass sich dort Sediment und Geröll absetzen kann. Die Zugänglichkeit zum Einlaufbauwerk (für z.B. Reparaturen und Reinigungen) wird durch eine Treppe hergestellt. Hieran lässt auch eine Latte für Wasserstandsmessungen befestigen.

Ökologische Durchgängigkeit Grundablass:

Eine ökologische Durchgängigkeit ist im hiesigen Fall nicht zu gewährleisten, da der Tobel nur temporär Wasser führt und das Gewässer daher bereits im Rahmen der Vorantragskonferenz als untergeordnet ohne Anforderung an eine ökologische Durchgängigkeit definiert wurde.

1.7.4 Betriebsauslass (Notentleerung Stauraum)

Zusätzlich zum Grundablass wird ein Betriebsauslass mit Anschluss an den Überfallschacht (HWE 1) hergestellt. Dieser dient dazu, den Stauraum nach einem Einstauereignis zu leeren, wenn der Grundablass verklaust sein sollte.

Hydraulische Berechnung Betriebsauslass ohne Schieber:

Die hydraulische Berechnung des Betriebsauslasses erfolgt ebenfalls nach BOLLRICH (siehe Kapitel 1.7.3).

Technische Daten Betriebsauslass:

- Einlaufsohlhöhe = 590,75 m üNN
- Auslaufsohlhöhe = 590,40 m üNN
- Länge = 3,25 m
- Gefälle = 10,78 %
- Stahlbeton mit wandverstärkter Ausführung, Sandrauheit $k = 0,1$ mm

Dimensionierung Betriebsauslass:

Bei Wahl einer Ausführung in DN 400 kann der Betriebsauslass bei einem maximalen Druckabfluss (bei 594,87 m üNN) etwa 1.310 l/s abführen. Im Bedarfs-

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

fall einer Notentleerung ist das Wasser kontrolliert abzulassen. Hierzu erfolgen Regelungen im Alarm- und Einsatzplan. Die Dimensionierung mit DN 400 stellt sicher, dass keine unplanmäßig überschnelle Entleerung möglich ist, da ein zu schnelles Entleeren statisch problematisch werden kann.

Die Berechnungen des Betriebsauslasses (komplett offen) sowie das Leistungsdiagramm sind in Anlage 3.3 dokumentiert.

1.7.5 Hochwasserentlastung 1 (Notentlastung)

Hochwasserentlastung (HWE) 1 dient zur Notentlastung im Falle einer Verklauung des Stauschildes (HWE 2). Die Anlage wird als Standard Schacht DN 2500 ausgeführt (siehe Abbildung 16).



Abbildung 16: Beispielprojekt Kovacic Ingenieure GmbH 07.05.2009

Hydraulische Berechnung HWE 1:

Bei Überschreitung des Stauziels von 594,87 m üNHN findet auf gesamter Schachtwandlänge von $U = 2 \cdot \pi \cdot r = 7,85$ m ein freier Überfall statt. Die Berechnung erfolgt als vollkommener Überfall nach POLENI³⁸:

$$Q_{\ddot{u}} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2} \quad \rightarrow \quad h_{\ddot{u}} = \left(\frac{Q_{\ddot{u}}}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3}$$

Der Überfall erfolgt über eine scharfkantige, waagrechte Kante, sodass der Überfallbeiwert μ mit 0,50 angesetzt wurde.

Die Berechnung und das Leistungsdiagramm liegen als Anlage 3.4 bei.

Ausstattung HWE 1:

Abweichend zur Abbildung 16 erhält der Schacht keine Betondecke, sondern nur eine auf Stahlstützen gelagerte Gitterrostabdeckung. Innen liegend auf der Zustromseite befindet sich der Schieber für den Betriebsauslass (siehe Bauwerksplan 10.1). Über entsprechende Schachtgerinnemodellierung wird das im Schacht abstürzende Wasser in den anschließenden Kanal DN 1400 umgelenkt. Eine sorgfältige Ausführungsplanung und Umsetzung des Schachtgerinnes sind hier daher erforderlich.

1.7.6 Hochwasserentlastung 2 (Stauzielhaltung)

Hochwasserentlastung 2 wird als Stauschild ausgeführt und dient zur Stauzielhaltung im Entlastungsfall. Hier erfolgt die Beckenentlastung ebenfalls erst ab Erreichen eines Wasserspiegels > 594,87 m üNHN.

Hydraulische Berechnung HWE 2:

Für den Nachweis der Abflussleistung des Stauschildes sind nachzuweisen:

- Überfallkante
- Öffnung (gemäß Diagramm Hersteller)
- Rechteckgerinne vor dem Stauschild (2,2 m langen Betonplatte siehe Anlage 10.1).

³⁸ Schneider (2016): Bautabellen für Ingenieure, 13.34

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Überfallkante:

Die Stauschildlänge und damit die Überfalllänge wurden zu 6,0 m gewählt, damit das Bauwerk nicht zu groß wird. Die HWE 2 muss gemäß Kapitel 1.6.6 bei Hochwasserstauziel ZH2 = 594,87 m üNNH min. 4,61 m³/s abführen können. Gemäß der Überfallformel nach POLENI ergibt sich eine erforderliche Überfallhöhe von min. 0,65 m³⁹:

$$h_{\ddot{u}} = \left(\frac{Q_{\ddot{u}}}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{4,61}{\frac{2}{3} \cdot 0,5 \cdot 6 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}} \right)^{2/3} = 0,65 \text{ m}$$

Die Überfallkante wird auf 594,20 festgelegt (h_ü ~ 0,67m, Q_ü ~ 4,86 m³/s).

Öffnung:

Für die Berechnung der Leistung des Stauschildes werden die Abflussmenge, Überlauflänge und die Stauhöhe zugrunde gelegt. Gemäß Abbildung 17 kann das Stauschild max. 5,5 m³/s leisten.

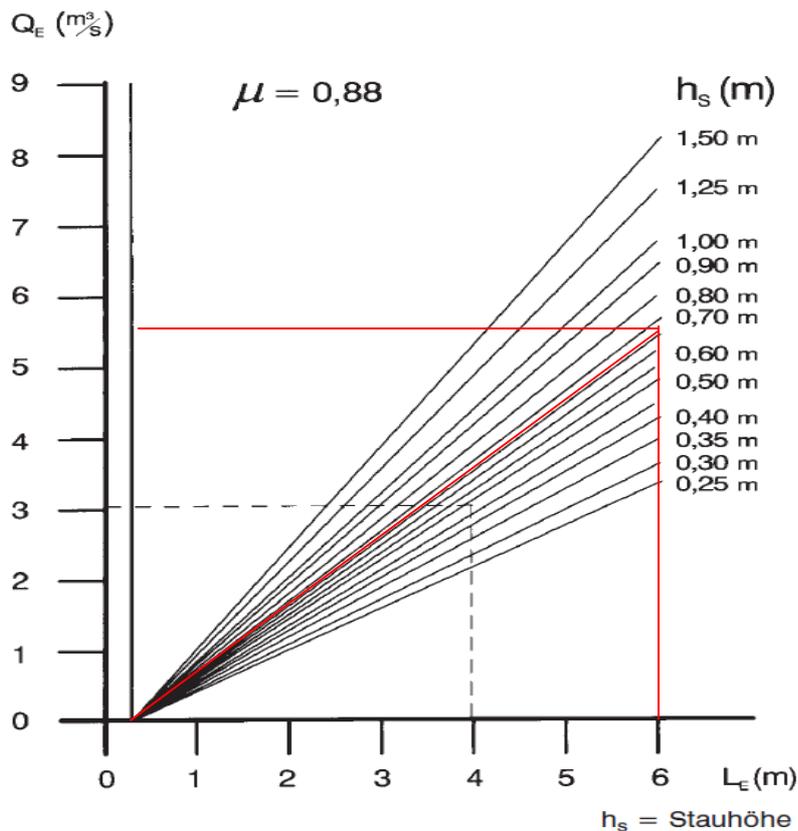


Abbildung 17: Bemessungsdiagramm Stauschild ohne Rückstau vom Vorfluter gemäß APA

³⁹ Schneider (2016): Bautabellen für Ingenieure, 13.34

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Rechteckgerinne vor dem Stauschild:

$$\text{Es gilt: } Q = k_{St} \times r_{hy}^{2/3} \times \sqrt{I_E} \times A$$

$$4,61 \text{ m}^3/\text{s} = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \times \left(\frac{A}{l_u}\right)^{2/3} \times \sqrt{I_E} \times b \times h$$

Bei der zuvor ermittelten Überfallhöhe von 65 cm ergibt sich das erforderliche Energiegefälle I_E zu 0,07 ‰. Bei einer Gerinnelänge von 2,2 m ergibt sich somit vereinfacht eine Wasserspiegeldifferenz zwischen Beginn Gerinne und Ende von unter 1 mm. Das Betongerinne wird somit nicht maßgebend.

Ausstattung HWE 2:

Das Stauschild ist mit einem Gegengewicht ausgestattet, welches das Schild gegen die starre Überlaufschwelle drückt. Erst wenn der Wasserstand im Becken das Stauziel erreicht, ist der vom Wasser ausgehende Druck dem des Gegengewichts gleich. Wird der Druck von der Beckeninnenseite größer, öffnet das Stauschild und das Wasser fällt in den Schacht und wird über den Kanal DN 1400 zum Tosbecken abgeleitet.

1.7.7 Auslaufbauwerk (Energievernichtung)

Für die Ableitung der Entlastungswassermenge wurde ein DN 1400 Rohr gewählt. Bei einem Überfall in die beiden Entlastungsschächte entstehen Verwirbelungen, wodurch das Wasser mit deutlich niedrigeren Fließgeschwindigkeiten abgeleitet wird.

Im Auslaufbereich des Bauwerks wird zur Energieumwandlung eine Art Tosbecken ausgebildet. Das Tosbecken wird eben ohne Schwelle ausgeführt. Die Länge des Tosbeckens l wird vereinfacht ermittelt gemäß $l \geq 8,5 \cdot h_u^{40}$. Der Unterwasserstand h_u im anschließenden Gerinne wurde nach Manning Strickler errechnet. Das anschließende Gerinne wird mit einer Breite von $\sim 2,40$ m, Böschungsneigungen von 1:1,5 und einem Gefälle von 5% hergestellt. Im HWBF 2 ($Q \sim 5300$ l/s) stellt sich in diesem Bereich ein Fließtiefe von $\sim 0,55$ m ein. Die Länge des Tosbeckens sollte demnach $l \geq 8,5 \cdot 0,55 \geq 4,70$ m betragen.

⁴⁰ Schneider (2016): Bautabellen für Ingenieure, 13.37

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Das Tosbecken wird mit einer Breite von 3 m bis 2,10 m und einer Länge von 5,0 m ausgeführt. Die Sohle wird mittels in Magerbeton eingesetzter Wasserbausteine erosionsstabil ausgebildet.

1.7.8 Mess- und Steuereinrichtungen

Es ist keine Steuerung des Beckenabflusses über eine Messtechnik vorgesehen. Die Dimension und Schieberstellung des Grundablasses wird so gewählt, dass dieser bei Volleinstau maximal 700 l/s abführt.

Zur optischen Kontrolle des Einstaus wird im Zulaufbereich über die gesamte Höhe eine Pegellatte installiert.

Daneben werden Setzungskontrollen über Stangen-Extensometer sowie Sedimentkontrollmarken zur Überwachung der Ablagerungen im Retentionsraum vorgesehen.

1.8 Anlagenbetrieb

Alle Anlagen und Einrichtungen sind vom Betreiber jederzeit funktionsfähig zu erhalten. Für das Hochwasserrückhaltebecken werden eine Betriebsvorschrift und ein Betriebsplan aufgestellt, der die hochwasserbezogene Betriebsweise regelt.

Der planmäßige Betrieb umfasst den Einstau und das Entleeren des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraaumes bis zum BHQ3 (~HQ40). Bei Abflussereignissen, die das Bemessungsereignis überschreiten (> BHQ3), geht der planmäßige Betrieb in den außerplanmäßigen Betrieb über. Das Hochwasser wird dabei über die Hochwasserentlastungsanlage und den Grundablass abgeführt. Beim außerplanmäßigen Betrieb kann es im Unterlauf der Stauanlage zu Überschwemmungen kommen. Diese Situation kommt statistisch betrachtet einmal in 40 Jahren vor. Ein absoluter Hochwasserschutz ist nicht möglich. Durch die Überschreitung des Regelabflusses wird die Hochwasserschutzwirkung geringer und kann im Extremfall vollständig verlorengehen. Die Unterlieger werden über die verbleibende Hochwassergefahr mit den damit verbundenen Auswirkungen informiert.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Nach § 5 Abs. 2 Nr. 2 Landeskatastrophenschutzgesetz (LKatSG) sind Kommunen des Weiteren verpflichtet, eigene Alarm- und Einsatzpläne zu erstellen und zu pflegen sowie diese mit den Katastrophenschutzbehörden abzustimmen⁴¹. In einem Alarm- und Einsatzplan werden Aufgaben und Verantwortlichkeiten definiert und notwendige Informationen zusammengefasst, die für die reibungslose Bewältigung verschiedener Hochwasserszenarien erforderlich sind (Bedienungsanleitungen, Durchsagen, Telefonlisten).

1.9 Probestau

Der Tobel führt nur temporär und nur bei Starkregenereignissen Wasser. Ein Einstau für einen Probestau kann somit kaum geplant werden. In Abstimmung mit der Genehmigungsbehörde wurde ein Probestau als nicht realisierbar gewertet und entfällt somit für die Anlage.

1.10 Pflege und Wartung

In der Betriebsvorschrift sind Wartungs- und Instandhaltungsanweisungen sowie Dienstanweisungen mit aufzunehmen. Die Stauanlage ist regelmäßig durch den Stauwärter und den Betriebsbeauftragten zu besichtigen. Der Stauwärter hat die Pflicht die Anlage zu überwachen und gemäß der Dienstanweisung Instand zu halten. Der Zustand und die Funktion der Anlagenteile sind regelmäßig zu kontrollieren um Mängel und Störungen umgehend zu beseitigen. Das Stauschild ist nach Vorgaben des Herstellers durch geschultes Personal zu warten.

Im Zulaufbereich werden mit der Zeit erhebliche Mengen Sediment- und Geröll anfallen. Dies geht nicht nur zu Lasten des Bewuchses im Staubereich, sondern reduziert auch das Retentionsvolumen. Aus diesem Grund werden nach Fertigstellung der Maßnahme Höhenfestpunkte im Staubereich definiert, sodass Sedimentablagerungen geprüft werden können (siehe hierzu Sonderplan 9.3). Eine Sedimententnahme wird am 5% Retentionsverlust empfohlen, also bei einer Sedimentdicke von \varnothing 18 cm (Retentionsvolumen $\sim 2.180 \text{ m}^3$, davon 5% ergibt ein Sedimentvolumen von 109 m^3 . Der Bereich in dem eine Sedimentation erfolgt und Höhenfestpunkte definiert werden beträgt $\sim 600 \text{ m}^2$.)

⁴¹ WBW (2006): In 5 Schritten zum Hochwasseralarm- und Einsatzplan

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Die Begrünung erfolgt gemäß Kapitel 1.7.2 naturnah mit einer heimischen, artenreichen Mischung und einer Ergänzung mit Ammengräsern für eine schnelle Begrünung. Empfohlen wird eine mindestens zweijährige Pflegebegleitung durch einen Fachkundigen. Im 1. Jahr sind in Abhängigkeit des Wuchsbildes mehrere Schröpfschnitte der Ammengräser erforderlich. Das Schnittgut ist zu entfernen. Die Schröpfschnitte und die Entfernung des Schnittgutes sind wichtig um die Keimung der mehrjährigen, lichtliebenden Kräuterarten anzuregen. Im 2. Jahr ist die Mahd in Absprache mit der Pflegebegleitung auf einen regelmäßigen Turnus festzulegen (z.B. 1. Mahd Ende Mai, 2. Mahd September). Das Mähgut ist grundsätzlich zu entfernen, da durch Mulchen der Fläche mit der Zeit der Kräuteranteil in der Wiese reduziert wird (Lichtmangel und Nährstoffanreicherung Gräser), was wiederum Auswirkungen auf Artenvielfalt und Wurzelhorizonte hat.

1.11 Auswirkung des Vorhabens

1.11.1 Abfluss

Der vorhandene Graben ist ein temporär wasserführendes (vor allem bei Starkregen) Gewässer 2. Ordnung. Das dem Tobel von Westen zufließende Wasser wird im Regelbetrieb über den Grundablass und den weiterführenden Kanal direkt der bestehenden Grabenverdolung im Hüttenbergweg zugeführt und über diese in die Lauchert abgeleitet. Der Grabenabschnitt unterhalb des Dammbauwerks führt künftig nur noch im überplanmäßigen Betrieb, also im Überlastfall bei Abflüssen > HQ40 relevante Wassermengen. In allen anderen Fällen leitet er nur noch den Abfluss aus dem Zwischeneinzugsgebiet unterhalb des geplanten Hochwasserdamms und oberhalb des vorhandenen Einlaufbauwerks ab.

Bei Volleinstau des Hochwasserrückhaltedamms und damit maximalem Druckabfluss leistet der Grundablass rund 700 l/s. Die Anlage wird aufgrund der hier nicht gegebenen Vorwarnzeiten ungesteuert betrieben. Damit ist eine konstante, nicht angesteuerte Drosselöffnung gegeben (siehe Kapitel 1.7.3).

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

1.11.2 Einstau

Aus dem N-A-Modell von Winkler & Partner sind folgende Abflüsse (maßgebliche Dauerstufe 1h) einschließlich deren zeitlichen Verlauf bekannt:

- HQ10 ~ 1,536 m³/s
- HQ50 ~ 2,616 m³/s
- HQ100 ~ 3,129 m³/s

Die sich einstellenden Betriebszustände der Ereignisse HQ10, 50 und 100 für die maßgebliche Dauerstufe können der Tabelle 2 bis Tabelle 4 entnommen werden.

Tabelle 2: Betriebszustände bei HQ10 (siehe auch Anlage 3.6)

Zeit	Zufluss	Abfluss	Einstau	Bemerkung
0 min	4 l/s	4 l/s	0 m ³	Regenbeginn
10 min	40 l/s	38 l/s	0 m ³	Beginn Rückstau innerhalb Graben
15 min	155 l/s	150 l/s	2 m ³	Beginn Ausuferung
60 min	1.536 l/s	655 l/s	1.091 m ³	Zuflussscheitel
75 min	663 l/s	674 l/s	1.361 m ³	maximale Beckenfüllung und damit maximaler Abfluss
145 min	4 l/s	4 l/s	0 m ³	Becken vollständig entleert

Tabelle 3: Betriebszustände bei HQ50 (siehe auch Anlage 3.6)

Zeit	Zufluss	Abfluss	Einstau	Bemerkung
0 min	4 l/s	4 l/s	0 m ³	Regenbeginn
10 min	112 l/s	107 l/s	2 m ³	Beginn Ausuferung
55 min	2.525 l/s	693 l/s	1.509 m ³	nahezu Vollfüllung erreicht
60 min	2.616 l/s	2.234 l/s	2.056 m ³	Hochwasserentlastung aktiv
65 min	2.234 l/s	2.247 l/s	2.195 m ³	maximale Hochwasserentlastung
85 min	600 l/s	709 l/s	2.181 m ³	Hochwasserentlastung endet
155 min	4 l/s	4 l/s	0 m ³	Becken vollständig entleert

Tabelle 4: Betriebszustände bei HQ100 (siehe auch Anlage 3.6)

Zeit	Zufluss	Abfluss	Einstau	Bemerkung
0 min	4 l/s	4 l/s	0 m ³	Regenbeginn
10 min	145 l/s	138 l/s	2 m ³	Beginn Ausuferung
50 min	2.685 l/s	689 l/s	1.996 m ³	nahezu Vollfüllung erreicht
55 min	3.009 l/s	2.395 l/s	2.198 m ³	Hochwasserentlastung aktiv
60 min	3.129 l/s	3.125 l/s	2.199 m ³	maximale Hochwasserentlastung
90 min	513 l/s	709 l/s	2.125 m ³	Hochwasserentlastung endet
160 min	4 l/s	4 l/s	0 m ³	Becken vollständig entleert

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Um das Einstauverhalten weiter zu beschreiben folgt eine Auswertung der Berechnungen für andere Dauerstufen der Ereignisse HQ10 und HQ100, siehe hierzu Tabelle 5 und Tabelle 6.

Tabelle 5: Einstauverhalten bei HQ10 für verschiedene Dauerstufen

HQ10	15 min	30 min	120 min	240 min
Zuflussspitze	956 l/s	1.405 l/s	1.144 l/s	738 l/s
Abflussspitze	585 l/s	635 l/s	669 l/s	612 l/s
Entlastung aktiv	nein	nein	nein	nein
max. Einstau	208 m ³	707 m ³	1.256 m ³	472 m ³
Ereignisdauer*	40 min	1 h	2 h 15 min	3 h 55 min
Einstaudauer	45 min	1 h 05 min	2 h 55 min	4 h 10 min

Tabelle 6: Einstauverhalten bei HQ100 für verschiedene Dauerstufen

HQ100	15 min	30 min	120 min	240 min
Zuflussspitze	1.772 l/s	2.703 l/s	2.217 l/s	1.360 l/s
Abflussspitze	658 l/s	1.382 l/s	2.215 l/s	1.352 l/s
Entlastung aktiv	nein	ja	ja	ja
max. Einstau	1.028 m ³	2.190 m ³	2.192 m ³ /s	2.186 m ³
Ereignisdauer*	55 min	1 h 10 min	2 h 30 min	4 h 20 min
Einstaudauer	1 h 10 min	1 h 45 min	3 h 15 min	4 h 55 min

**Als Ereignisdauer wird hier die Zeitspanne angesetzt, in der mehr als 100 l/s zufließen.*

Die Auswertung zeigt, dass sehr kurze Gewitterregen auch bei einem 100-jährlich wiederkehrenden Regenereignis vollständig gepuffert werden. Die Einstaudauern liegen bei mehrstündigen Ereignissen im Bereich der Regendauer. Bei kurzen Gewitterregen liegen sie bei etwa 1 Stunde.

In der hydrologischen Untersuchung wurden die Zuflussganglinien für die Hochwasserjährlichkeiten 10, 50 und 100 jeweils in der Regendauerstufe 15 min, 30 min, 60 min, 120 min und 4 Stunden bestimmt. Für die Eingriffsbilanzierung ist zusätzlich auch eine Einschätzung der Einstauhäufigkeit von Interesse. Hierzu sind zunächst die zu erwartenden Hochwasserabflüsse bei kleineren Ereignissen abzuschätzen. Bekannt sind hier die Abflussverhältnisse HQ100 : HQ50 : HQ10.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

Anhand einer Auswertung ähnlich strukturierter Einzugsgebiete in derselben Raumschaft konnte mit dem Triebwerkskanal Stark ein Vorfluter identifiziert werden, welcher nahezu dasselbe Verhältnis HQ100 : HQ50 : HQ10 aufweist. Vereinfacht kann über das dort bekannte Verhältnis HQ10 : HQ5 : HQ2 eine zur Abschätzung des Einstauverhaltens ausreichende Näherung für die jeweiligen Abflussspitzen getroffen werden. Somit können vereinfacht angesetzt werden:

- HQ5 ~ 1,14 m³/s (0,36 * HQ100)
- HQ2 ~ 0,64 m³/s (0,20 * HQ100)
- HQ1 ~ 0,8 x HQ2 ~ 0,51 m³/s ⁴² (0,16 * HQ100)

Auf Grundlage der Zuflussganglinie HQ100 für die Dauerstufe 1h und der ange-setzten Faktoren wurden vereinfacht Zuflussganglinien für HQ1, HQ2 und HQ5 generiert. Das Einstauverhalten aus dieser Simulation ist in Tabelle 7 dargestellt.

Tabelle 7: Einstauverhalten bei HQ1, HQ2 und HQ5

	Zulauf max	Ablauf max	Speicher max	Wasserspiegel max	Wasser- stand max	Einstau Fläche
HQ1	0,511 m ³ /s	0,403 m ³ /s	158 m ³	591,96 m üNHN	1,66 m	158 m ²
HQ2	0,641 m ³ /s	0,451 m ³ /s	290 m ³	592,37 m üNHN	2,07 m	291 m ²
HQ5	1,140 m ³ /s	0,589 m ³ /s	966 m ³	593,63 m üNHN	3,33 m	969 m ²

Der hier angegebene maximale Wasserstand bezieht sich auf die Grabensohle. Eine Ausuferung fängt bei Überschreiten eines Wasserstands von 591,00 m üNHN an. Eine Grabenausuferung wird somit etwa halbjährlich wiederkehrend auftreten. Die räumliche Ausdehnung der Teileinstauungen können der Tabelle 7 entnommen werden.

1.11.3 Anlieger

Mit dem vorgesehenen Stauvolumen von ~ 2.180 m³ für das Hochwasserrück-haltebecken westlich der Bebauung Hüttenbergweg kann für die Anwohner der Hochwasserschutz erheblich gesteigert werden. Ein absoluter Hochwasserschutz kann durch die Maßnahme nicht gewährleistet werden.

⁴² LfU (2006): Arbeitshilfe für den Umgang mit Regenwasser – Regenrückhaltung, S.5

1.11.4 Grundwasser

Auswirkungen auf das Grundwasser oder den Grundwasserleiter durch den Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens sind nicht zu erkennen. Eine bedeutsame Infiltration des gespeicherten Wassers in den Grundwasserkörper bei Vollstau ist wegen der kurzen Einstauzeit nicht zu erwarten.

1.11.5 Arten - & Naturschutz

Im Bereich der Maßnahme sind einige Biotope ausgewiesen. Im Zuge einer naturschutzfachlichen Voruntersuchung wurden die betroffenen Schutzgebiete untersucht und besonders schützenswerte Tiere und Gehölze analysiert (siehe hierzu Anlage 18). So wurden im Nahbereich der Maßnahme mehrere Bäume als besonders erhaltenswert markiert. Zwei dieser Bäume lassen sich aufgrund der erforderlichen Zufahrt zur Dammunterhaltung nicht erhalten. Die anderen Bäume werden im Zuge der Bauausführung durch einen Bauzaun geschützt. Die Abgrabung im Staubereich erfolgt unter ökologischer Baubegleitung.

Von der Planung sind etwa 550 m² Biotopfläche betroffen, die etwa 150 m nördlich des Plangebietes 1:1 ausgeglichen werden. Der Antrag auf Ausnahme gemäß §30 Abs. 3 BNatSchG ist als Anlage 16 beigelegt. Des Weiteren wurde eine Umweltverträglichkeits-Vorprüfung durchgeführt (Anlage 17). Die Eingriffs- und Ausgleichsbilanzierung ist zusammen mit dem landschaftspflegerischen Begleitplan der Anlage 18 zu entnehmen.

Es wird darauf hingewiesen, dass Gehölzrodungen außerhalb der Vogelbrutzeit, also vom 01.10. bis 28./29.02 durchzuführen sind.

1.11.6 Bodenschutz

Im Zuge der naturschutzfachlichen Untersuchung wurden die Eingriffe in den Boden bewertet. Durch die Bautätigkeiten (Befahrung, Abgrabung, Stabilisierung, Auftrag und Modellierung) sind Eingriffe in den Boden erforderlich. Ober- und Unterboden werden abgetragen und getrennt gelagert. Der Oberboden ist fachgerecht in Mieten zu lagern und sofern möglich gleich seiner finalen Verwendung (Aufwertung landwirtschaftlicher Flächen) zuzuführen. Auf einen Oberbodenauftrag im Bereich der Maßnahme wird aus erosionsschutztechnischer, vegetationsökologischer und ästhetischer Hinsicht verzichtet. Der durch die Abgrabung gewonnene Unterboden wird für die Herstellung des Dammkörpers wiederver-

wendet. Ein Bodenschutzkonzept ist beauftragt und wird der Genehmigungsbehörde nachgereicht.

1.12 Baustelleneinrichtung und Bauablauf

Die Bauausführung ist in 2022 geplant. Folgender Bauablauf wird angestrebt (siehe hierzu auch Anlage 9.2):

1. Für die Herstellung des Erddammes sind im nördlichen Bereich vorab Bäume zu fällen und die Lichtraumprofile der Baustellenzufahrten freizuschneiden. Dies ist außerhalb der Brutzeit durchzuführen. Vorbehaltlich der Genehmigung werden im ersten Schritt somit die notwendigen Gehölzrodungen bis Ende Februar durchgeführt.
2. Anschließend erfolgt die Baustelleneinrichtung. Hierfür stehen zwei gemeindeeigene Flächen zur Verfügung: Befestigte Flächen im Bereich der Sporthalle (In der Au 7) oder beim Bauhof in der Braunhaldenstraße.
3. Dann ist die Ertüchtigung des bestehenden Maschinenwegs als Baustellenzufahrt bis zum Abzweig (siehe Abbildung 18) erforderlich. In der Bauphase 1 soll der südliche Weg (siehe roter Pfeil in der Abbildung) zur Materialandienung fungieren (siehe Sonderplan 9.2). Nach Abschluss der Bauarbeiten wird diese Zufahrt rückgebaut und der Weg rekultiviert. Der weitere Verlauf des bestehenden Maschinenwegs (siehe orangener Pfeil in der Abbildung) wird für die Bauphase 2 (Dammbau) ausgebaut und bleibt als Unterhaltungsweg dauerhaft erhalten.



Abbildung 18: Bestehender Maschinenweg, Aufnahme Kovacic März 2021

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

4. Im Zuge der Bauphase 1 wird der südliche Weg (roter Pfeil in Abbildung 18) als Baustellenzufahrt weiter ausgebaut. Dann erfolgt der Oberbodenabtrag im Bereich der Dammaufstandsfläche soweit für die temporäre Nutzung erforderlich. Überschüssiger Oberboden wird abgefahren und entsprechend LBP verwertet (siehe Anlage 18).
5. Im Zuge der Bauphase 1 erfolgt als nächstes der Bau des Grundablasses mit Anschluss an den bestehenden Kanal. Im Zuge dessen ist auch die Wasserleitung umzulegen. Hierfür erfolgt im Zuge der Ausführungsplanung eine Ortung zur Feststellung der exakten Lage. Für den Kanalbau wird der südliche Weg (roter Pfeil in Abbildung 18) als Baustellenzufahrt (4,0 m Breite für LKW) weiter ausgebaut. Aufgrund geringer Kanalüberdeckung und beengter Platzverhältnisse erfolgt keine Andienung über den Grünweg südlich Hüttenbergweg 27. Aushub und Oberboden, welcher im Zuge des Kanalbaus anfällt, wird parallel der Baustraße auf Flst. 1277/3 gelagert (Aushubmiete ~ 4 m Breite, Oberbodenmiete ~3 m Breite). Der Aushub wird zur Grabenverfüllung wiederverwendet, überschüssiges Material wird abgefahren. Der Oberboden wird wieder angedeckt. Details hierzu regelt das Bodenschutzkonzept. Maßgebend sind die dort getroffenen Festlegungen.
6. Ebenfalls über diese Baustraße angedient erfolgt anschließend der Bau der Betonbauwerke (Entlastungsbauwerk inkl. Tosbecken). Die Baustraße wird danach sukzessive rückgebaut.
7. Für die Bauphase 2 (Dammbau) wird der Maschinenweg (in Abbildung 18 oranger Pfeil) weiter ausgebaut. Der Weg wird später nicht rückgebaut, sondern bleibt als Unterhaltungsweg dauerhaft erhalten.
8. Im Zuge der Bauphase 2 erfolgt der Oberbodenabtrag im Abgrabungsbereich auf halber Talbreite. Dieser wird auf der anderen Talhälfte zwischen gelagert und nach der erfolgten Abgrabung wieder angedeckt. Die Abgrabung im nördlichen Talbereich erfolgt unter ökologischer Baubegleitung, sodass dies ohne Beschädigung des Wurzelwerkes der bestehenden Gehölze und Solitäre erfolgt.
9. Restlicher Oberbodenabtrag im Bereich spätere Dammaufstandsfläche. Abfuhr zum Zwischenlager für eine spätere Verwertung in der Landwirtschaft (siehe Anlage 18). Der Oberboden wird nicht auf den Dammflanken aufgetragen! Parallel Untergrundverbesserung Dammaufstandsfläche
10. Anschließend erfolgt der Bau der Gabionenwand.

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

11. Nach erfolgter halbseitiger Oberbodenabtragung im Staubereich (Schritt 8) erfolgt die Abgrabung im Staubereich. Parallel hierzu wird das Aushubmaterial direkt für den Dammbau verwendet. Lageweiser Aufbau mit Bindemittelzugabe und Verdichtung inkl. der Herstellung der Fußdrainage und Einbau der Geogitter. Eine Zwischenlagerung ist hier nicht erforderlich.
12. Nach Abschluss halbseitiger Aushub wird dort der Oberboden wiederangedeckt. Eventuell erforderliche Tiefenlockerungen ergeben sich aus dem Bodenschutzkonzept, welches dem Antrag nachgereicht wird. Entsprechend gelten bei abweichender Darstellung die Vorgaben aus dem Bodenschutzkonzept, da dieses zum Zeitpunkt der Antragsstellung noch nicht vorlag. Anschließend Oberbodenabtrag der anderen Talhälfte mit Zwischenlagerung auf der bereits wiederangedeckten Seite. B-Horizont wird parallel in den Damm eingebaut.
13. Nach Abschluss Aushub erfolgt anschließend der weitere Dammbau mit Material aus dem Zwischenlager.
14. Nach Fertigstellung des dichten Dammkörpers wird die Böschungsfäche aufgeraut und eine etwa 20 cm starke Schicht aus unbehandeltem Rohboden für die Ansaat aufgetragen. Die Ansaat erfolgt mit dem bauseits vorhandenen Saatgut mittels Anspritzbegrünung. Das Auflaufen der Begrünung ist nach etwa 6 Wochen zu prüfen. Erforderliche Schröpfschnitte sind durchzuführen.
15. Abschließend Stahlwasserbau: Einbau Stauschild, Schieber, Geländer und Gitterrostabdeckungen.

Ein zeitgleiches Arbeiten mehrerer Firmen ist nicht vorgesehen.

1.13 Rechtsverhältnisse

1.13.1 Unterhaltungspflicht Gewässer und Bauwerk

Die Unterhaltungspflicht für den Graben 2. Ordnung sowie das Dammbauwerk und den Stauraum obliegt der Gemeinde Sigmaringendorf.

1.13.2 Beweissicherung

Im Vorfeld der Bauarbeiten werden Beweissicherungsmaßnahmen vorgenommen sowie während und nach der eigentlichen Bauzeit weitergeführt. Dies betrifft im Besonderen die private Stützmauer Flurstück 1421/3, siehe hierzu auch Anlage

T6421 Hochwasserschutz Hüttenbergweg

14. Damit sind auftretende nachteilige Auswirkungen im Vorher-Nachher-Vergleich feststellbar. Baubegleitend erfolgen Bauwerksbeobachtungen, Erschütterungsmessungen im Zuge der Verdichtungsarbeiten sowie ein Rissmonitoring. Die umfangreichen Überwachungen dienen auch der Sicherstellung einer Standicherheit der Mauer im Hochwasserfall, da eine einstürzende Mauer eine Welle auslösen könnte. Grundsätzlich obliegt die Verkehrssicherung im Dauerbetrieb jedoch dem Eigentümer.

1.13.3 Privatrechtliche Verhältnisse

Für die Grundstücke, auf welchen der Hochwasserschutzdamm errichtet als auch die Abgrabung erfolgen soll, werden derzeit die entsprechenden Grunderwerbsverhandlungen zum Abschluss gebracht. Das Flurstück 1277/3 befindet sich bereits im Eigentum der Gemeinde.