

Hochwasserschutz Markt Altdorf

Bauabschnitt 3: Altdorf Nord

Hydraulische Berechnungen

Verzeichnis der Unterlagen

Erläuterungsbericht

Anhang 1.1: Übersichtskarte verwendeter Vermessungsdaten

Anhang 1.2: Wasserspiegellagen- und Differenzenpläne

Anhang 1.3: Kalkulationstabelle Freibordberechnung

Anhang 1.4: Querschnitte Sickerwasserberechnung

Erläuterungsbericht

1.	Hydraulische Berechnung der Wasserspiegellagen	1
1.1	Allgemeine Angaben	1
1.1.1	Ziel der Untersuchungen	1
1.1.2	Eingesetzte Software zur hydraulischen Berechnung	1
1.2	Grundlagen.....	1
1.2.1	Lage des Untersuchungsgebiets	1
1.2.2	Hydrologische Angaben und Abflusssituation	3
1.2.3	Verwendete Unterlagen, Daten und Modelle	4
1.2.4	Grundlagen der hydraulischen Wasserspiegellagenberechnung	4
1.3	Erstellung des hydraulischen Modells	6
1.3.1	Bestehendes Modell und Modellanpassungen.....	6
1.3.2	Rauheiten im Gewässer und im Vorland	7
1.4	Durchgeführte hydraulische Berechnungen	8
1.4.1	Überblick	8
1.4.2	Aktualisierter Istzustand	8
1.4.3	Planzustand HQ_{100}	9
1.4.4	Planzustand $HQ_{100+Klima}$	10
1.4.5	Vergleich zwischen Ist- und Planungszuständen bei HQ_{100}	11
1.4.6	Bilanzierung des Retentionsraums.....	12
2.	Freibordermittlung	12
2.1	Grundlagen.....	13
2.1.1	Wellenauflauf.....	15
2.1.2	Windstau	16
2.1.3	Sicherheitszuschlag	16
2.1.4	Eisstau.....	16
2.2	Ergebniszusammenstellung und Festlegung der Freibordhöhe	16
3.	Grundwasserhydraulische Berechnungen	17
3.1	Berechnungsannahmen	17
3.1.1	Querschnitte	17
3.1.2	Bodenschichtung	18
3.1.3	Wasserdurchlässigkeit	19

3.1.4	Randbedingungen	20
3.2	Berechnung der Sickerwassermengen	20
3.2.1	Berechnungsmethoden	20
3.2.2	Potenzialverteilung und Sickerwasserlinie	21
3.2.3	Sickerwassermengen	21
3.3	Bemessung der Sickerwasserfassung	22
3.3.1	Dimensionierung der landseitigen Dränageleitungen.....	22
4.	Dimensionierung der Pump- und Schopferwerke	24
4.1	Schachtpumpwerk 1	24
4.2	Schachtpumpwerk 2	26
4.3	Pumpwerk 3	28
4.4	Schopferwerk Mühlbachmündung	30
4.4.1	Pumpensumpfvolumen und Strombedarf	31
4.4.2	Notstromaggregat.....	33

1. Hydraulische Berechnung der Wasserspiegellagen

1.1 Allgemeine Angaben

1.1.1 Ziel der Untersuchungen

Der Markt Altdorf wird von der Pfettrach, einem Fließgewässer II. Ordnung durchflossen. Bei Hochwasserführung des Gewässers sind bebaute Bereiche durch Überschwemmungen gefährdet. Davon betroffen sind vor allem die tiefliegenden Bereiche entlang der Pfettrach.

Um Schäden durch Überschwemmungen künftig zu vermeiden, soll der Hochwasserschutz für den Markt Altdorf neu aufgestellt werden. Das dafür erforderliche Gesamtvorhaben wurde in drei Bauabschnitte unterteilt. Im ersten Bauabschnitt wurde im Jahr 2004 das Alte Wehr bei Fl.km 1+837 durch den Neubau einer Schlauchwehranlage mit dem Ziel ersetzt, die Abflussverhältnisse an der Pfettrach deutlich zu verbessern. Der Bauabschnitt 2 „Altdorf Süd“ wurde 2012 nach einer Bauzeit von insgesamt 6 Jahren fertiggestellt. Neben der Errichtung von Hochwasserschutzbauwerken wurden dabei auch große Bereiche an der Pfettrach ökologisch aufgewertet.

In den vorliegenden Unterlagen wird der Bauabschnitt 3 „Altdorf-Nord“ behandelt. Damit soll der Hochwasserschutz für den Markt Altdorf im Bereich nördlich des Schlauchwehrs komplettiert werden. Neben dem Schutz der unmittelbar angrenzenden Bebauung soll damit auch eine Überströmung der Bahnhofstraße verhindert werden, in deren Folge eine Hinterströmung der mit den Bauabschnitten 1 und 2 bereits hergestellten Schutzbauwerke auftreten kann.

Die Hochwasserschutzbauwerke sollen so gestaltet werden, dass ein 100-jährliches Bemessungshochwasser einschließlich eines Klimazuschlags von 15 % schadlos abgeleitet werden kann. Um die dafür benötigte Höhe der Schutzbauwerke festlegen zu können, wurden hydraulische Berechnungen der Wasserspiegellagen durchgeführt, deren Ergebnisse nachfolgend erläutert werden.

1.1.2 Eingesetzte Software zur hydraulischen Berechnung

Die Berechnung der Wasserspiegellagen wurden mit einem 2-dimensionalen hydraulischen Modell durchgeführt. Zum Einsatz kam das Programmpaket HYDRO_AS-2D, das einen Standard in der bayrischen Wasserwirtschaftsverwaltung darstellt. Bei HYDRO_AS-2D handelt es sich um ein numerisches Berechnungsprogramm zur 2-dimensionalen, stationären und instationären, hydraulischen Berechnung von Wasserspiegellagen.

Durch die 2-dimensionale Berechnung können Strömungsverhältnisse und Überflutungsvorgänge genauer ermittelt werden, als bei einer 1-dimensionalen Berechnung. Eine getrennte Berechnung von Flussschlauch und Vorländern entfällt. Die komplexen Strömungsinteraktionen zwischen Flussschlauch und Vorland sowie mögliche Rückstau- oder andere (2-dimensionale) Fließeffekte werden implizit berücksichtigt.

1.2 Grundlagen

1.2.1 Lage des Untersuchungsgebiets

Die Marktgemeinde Altdorf liegt Landkreis Landshut im Regierungsbezirk Niederbayern. Der Ort grenzt im Südosten unmittelbar an das Stadtgebiet von Landshut an. Die Pfettrach durchfließt Altdorf entsprechend der Darstellung in Abbildung 1.1 auf einer Länge von ca. 2,3 km in Nord-Süd-Richtung und mündet nach einer weiteren Fließstrecke von ca. 4,3 km im Stadtgebiet von Landshut in die Kleine Isar.

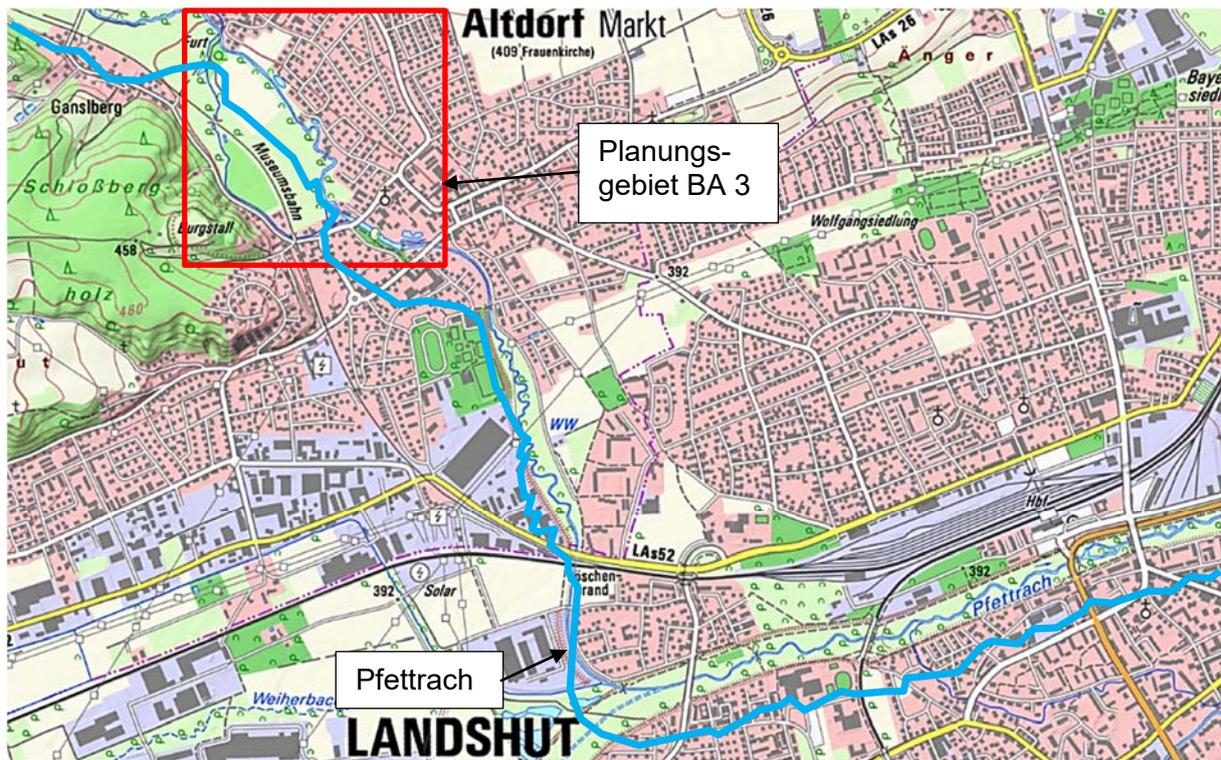


Abbildung 1.1: Verlauf der Pfettrach in Altdorf und Landshut (Quelle: Bayernatlas)

Die Abbildung 1.2 zeigt den Planungsbereich für den BA 3 des Hochwasserschutzes. Er erstreckt sich von der Ausleitung des Mühlbachs auf der Höhe des Ortsteils Ganslberg bis zum Schlauchwehr in Altdorf, an dem die Pfettrach zum Hirschauerweiher aufgestaut wird.



Abbildung 1.2: Planungsbereich der Hochwasserschutzmaßnahmen (Quelle: Bayernatlas)

Eine Überflutungsgefährdung ergibt sich bei Hochwasserführung der Pfettrach nicht nur für die Anlieger am Gewässer selbst sondern auch durch den Mühlbach, der Teile des Hochwassers abführt und innerhalb des Planungsgebiets nördlich der Bahnhofstraße wieder in die Pfettrach mündet (vgl. Abbildung 3.3). Dieser Situation muss im Rahmen der Bearbeitung ein besonderes Augenmerk gewidmet werden.



Abbildung 1.3: Mündung des Mühlbachs in die Pfettrach nördlich der Bahnhofstraße

1.2.2 Hydrologische Angaben und Abflusssituation

Nach den Angaben des Hochwassernachrichtendienstes Bayern (HND)¹ umfasst das oberirdische Einzugsgebiet der Pfettrach bis zu dem bei Fkm 1,41 (ca. 400 m unterstrom des Schlauchwehrs) liegenden Pegel Altdorf / Pfettrach eine Fläche von 110,16 km².

Der Pegel Altdorf/Pfettrach wird seit 2013 betrieben. Weitere Pegel im Oberlauf der Pfettrach existieren nicht. Im Zeitraum 1977 bis 2013 bestand an der Pfettrach der Vorgängerpegel Löschenbrand / Pfettrach. Die Aufzeichnungen der Pegelstände wurden dort am 29. März 2012 beendet. Die Zeitreihen der beiden Pegel wurden zusammengefasst und werden nun als Pegel Altdorf / Pfettrach (Messstellenummer 16924707) veröffentlicht.

Für die Abflüsse am Pegel Altdorf werden vom HND folgende Angaben zu den Hauptwerten gemacht:

Tabelle 1.1: Abflusshauptwerte am Pegel Altdorf (Jahresreihe 1977-2012)

Abfluss	NQ	MNQ	MQ	MHQ	HQ
[m ³ /s]	0158	0,322	0,706	19,7	52,3

Für den Vorgängerpegel Löschenbrand wurden vom LfW im Jahr 1998 Abflusskennwerte berechnet. Dabei ergab sich ein HQ₁₀₀ von 95 m³/s, wobei die zugrunde gelegte Jahresserie 20 Werte umfasste (Reihe 1977-1996). Regelmäßige Durchflussmessungen am neuen Pegel

¹ <https://www.hnd.bayern.de>

Altdorf liegen digital seit Januar 2012 vor. Durch Kombination mit dem Vorgängerpegel und Verlängerung der Jahresserie bis 2019 standen 43 Jahreshöchstwerte für eine Überarbeitung der statistischen Auswertung zur Verfügung. Auf Basis dieser Jahresserie wurde vom LfU im Jahr 2020 eine neue Pegelstatistik aufgestellt.

Tabelle 1.2 enthält die statistischen Hochwasserabflüsse des HND, die anhand der neuen Pegelstatistik ermittelt wurden:

Tabelle 1.2: Statistische Abflusskennwerte

Jährlichkeit (HQ _T)	Abfluss [m ³ /s]	Jährlichkeit (HQ _T)	Abfluss [m ³ /s]
HQ ₁	11,4	HQ ₂₀	47,5
HQ ₂	19,3	HQ ₅₀	62,2
HQ ₅	29,4	HQ ₁₀₀	74,8
HQ ₁₀	38,1		

Die Schutzbauwerke sollen für die Abflüsse bemessen werden, die in der Pfettrach einem 100-jährlichen Hochwasser zuzüglich eines Klimazuschlags von 15 % zu erwarten sind. Das Bemessungshochwasser HQ_{100+Klima} weist somit einen Abfluss von **86 m³/s** auf.

Im Untersuchungsgebiet wird auf der Höhe der Ortschaft Ganslberg der Mühlbach aus der Pfettrach ausgeleitet. Der Bach kreuzt den Bahndamm der ehemaligen Zugverbindung zwischen Landshut und Rottenburg an der Laaber, welche inzwischen als Museumsbahn genutzt wird. Danach folgt er der Ganslbergerstraße bzw. der Bahnhofstraße, kreuzt den Bahndamm erneut und mündet unmittelbar oberhalb der Brücke an der Bahnhofstraße wieder in die Pfettrach. Aus dem Mühlbach wird im Bereich der Bahnhofstraße vor der Brücke der Zufahrt zum Grundstück Fl. Nr. 137/4 der Fehlbachgraben ausgeleitet. Er fließt auf kurzer Länge nach Norden und mündet dort wieder in die Pfettrach (vgl. Abbildung 1.2). Die Bäche liegen teilweise innerhalb des zu schützenden Bereichs und müssen nicht zuletzt deshalb bei den hydraulischen Berechnungen berücksichtigt werden.

Das im Jahre 2004 fertiggestellte Schlauchwehr staut Pfettrach zum Hirschauer Weiher auf. Die Stauwurzel liegt oberstrom der Hirschauer Brücke (Brücke im Verlauf der Bahnhofstraße). Das Schlauchwehr wird automatisch anhand des Wasserstands geregelt und wird bei Hochwasserführung der Pfettrach gelegt.

1.2.3 Verwendete Unterlagen, Daten und Modelle

Für die hydraulischen Berechnungen wurden folgende Unterlagen verwendet:

- ▷ bestehendes Berechnungsmodell der Pfettrach, erstellt vom WWA Landshut (Stand 2008)
- ▷ relevante Luftbilder und topographische Karten für das Untersuchungsgebiet
- ▷ Laserscandaten (2011)
- ▷ neue Vermessungsdaten gemäß Übersichtskarte in Anhang 1.1

1.2.4 Grundlagen der hydraulischen Wasserspiegellagenberechnung

Die hydrotechnischen Berechnungen werden zweidimensional, stationär-ungleichförmig mit dem Programm HYDRO_AS-2D durchgeführt. Ausgangspunkt für die zweidimensionale

mathematische Modellierung sowohl von Strömungsvorgängen in natürlichen Fließgewässern als auch für die Wasserspiegellagenberechnung und Flutwellenausbreitung sind die 2d-tiefengemittelten Strömungsgleichungen, die auch als Flachwassergleichungen bekannt sind.

In kompakter Vektorform lauten die 2d- Strömungsgleichungen²:

$$\frac{\partial \mathbf{w}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{f}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{g}}{\partial y} + \mathbf{s} = \mathbf{0}$$

wobei

$$\mathbf{w} = \begin{bmatrix} H \\ uh \\ vh \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{f} = \begin{bmatrix} uh \\ u^2 h + 0.5 gh^2 - v h \frac{\partial u}{\partial x} \\ uvh - v h \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{g} = \begin{bmatrix} vh \\ uvh - v h \frac{\partial u}{\partial y} \\ v^2 h + 0.5 gh^2 - v h \frac{\partial v}{\partial y} \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{s} = \begin{bmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{bmatrix}$$

Hierbei bezeichnet $H = h + z$ den Wasserspiegel über einem Bezugsniveau, u und v sind die Geschwindigkeitskomponenten in x - und y -Richtung. Der Quellterm \mathbf{s} enthält Ausdrücke für das Reibungsgefälle I_R (mit den Komponenten I_{Rx} und I_{Ry}) und für die Sohlneigung (I_{Sx} , I_{Sy}).

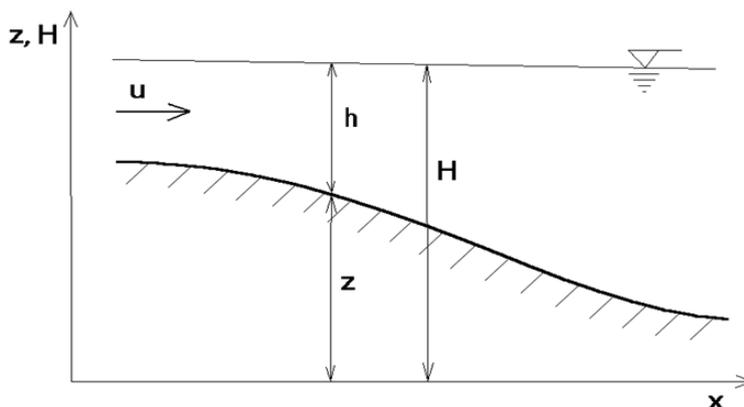


Abbildung 1.4: Systematik

Die Sohlneigung in x - und y -Richtung ist durch den jeweiligen Gradienten des Sohl-niveaus z definiert:

$$I_{Sx} = -\frac{\partial z}{\partial x}, \quad I_{Sy} = -\frac{\partial z}{\partial y}$$

Die Berechnung des Reibungsgefälles erfolgt nach der Darcy-Weisbach-Formel:

$$I_R = \frac{\lambda |\mathbf{v}| |\mathbf{v}|}{2gh}$$

Der Widerstandsbeiwert λ wird dabei über die Manning-Strickler-Formel bestimmt:

² Nujic M., Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Nr. 64 / (1999).

Der Modellumfang ist großzügig gewählt, um stationäre Strömungsverhältnisse vor bzw. nach dem Untersuchungsgebiet zu erhalten und somit aussagekräftige Berechnungen der Wasserspiegellagen zu gewinnen.

Zur Aktualisierung des Modells im Bereich des Planungsgebiets wurden Laserscandaten aus dem Jahr 2011 implementiert. Zusätzlich wurden Daten von terrestrischen Vermessungen übernommen, die im Zuge der Projektbearbeitung durchgeführt wurden (vgl. Übersichtskarte in Anhang 1.1). Dabei wurde auch die neu vermessene Gewässersohle der Pfettrach oberstrom des Schlauchwehres berücksichtigt. Obwohl die dabei festgestellten Schlammablagerungen im Rahmen der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen entfernt werden sollen, wurde die Oberkante der Kolmationsschicht im hydraulischen Berechnungsmodell als Sohlniveau der Pfettrach angesetzt, um zu berücksichtigen, dass sich mittel- bis langfristig wieder neue Sedimente ablagern werden.

Die aktuell vorhandene Bebauung wurde nach den Angaben der digitalen Flurkarte in das 2D-Modell eingebaut und als nicht durchströmbare Netzelemente modelliert. Die Geometrie der Hirschauer Brücke wurde anhand aktueller Bestandspläne überarbeitet. Zudem wurde das Schlauchwehr gemäß den Bestandsplänen mit sehr feiner Netzvermaschung als 2D-Absturz modelliert und in allen Berechnungen als gelegt angenommen. Bei der Aktualisierung wurde festgestellt, dass der Flusslauf der Pfettrach unmittelbar oberstrom der Brücke an der Bahnhofstraße nicht realitätsgetreu abgebildet war. Dieser wurde anhand des Luftbilds, der aktuellen Laserscandaten (2011) und der terrestrischen Vermessungsdaten von 2021 angepasst.



Abbildung 1.6: Bereich der Modellaktualisierung durch Laserscandaten (roter Umring)

1.3.2 Rauheiten im Gewässer und im Vorland

Das hydraulische Berechnungsnetz besteht aus ca. 181.000 Berechnungsknoten und ca. 340.000 Netzelementen, denen jeweils ein Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler ent-

sprechend der aus dem Ursprungsmodell übernommenen Materialien zugewiesen wurde (vgl. Tabelle 1.2).

Die Materialien wurden in den ländlichen Bereichen analog zum Ursprungsmodell verteilt. Die im Untersuchungsgebiet gelegenen Gebäude wurden im Zuge der Modellaktualisierung gemäß ihrer hydraulischen Wirkung als nicht durchströmte Elemente abgebildet. Die Zwischenräume in der Ortslage wurden mit den Materialien für Straßen („Material 2“) und normales Vorland („Material 4“) belegt. Im Bereich des Hirschauer Weihers wurde der Flussschlauch der Pfettrach als „Stehendes Gewässer“ mit einem Rauheitsbeiwert von $30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ definiert.

Für die Überprüfung der Hochwasserschutzmaßnahmen wurden die Hochwasserschutzwände mit der Materialeigenschaft „disable“ als undurchlässig gestaltet.

Tabelle 1.2: Zuordnung von Rauheitsbeiwerten und Materialien

Materialname	$k_{\text{st}} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$	Materialname	$k_{\text{st}} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$
Material 2	40	Gehölz	10
Material 3	15	Fließgewässer	16
Material 4	10	Sohlrampe-1	28
Material 5	25	Steg 1	30
Material 6	14	Steg 2	40
Material 8	12	unbelegt	20
Material 9	20	FS-Pfettrach	28
Material 14	10	Stehendes-Gewässer	30
Material 17	12		

1.4 Durchgeführte hydraulische Berechnungen

1.4.1 Überblick

Die Berechnungen erfolgten grundsätzlich stationär mit den im Kapitel 1.2.2 angegebenen Abflüssen. Für die Ermittlung des Überschwemmungsgebiets wurde ein 100-jährlicher Abfluss (HQ_{100}) von $74,8 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt. Um die erforderliche Höhe der Hochwasserschutzbauwerke festlegen zu können, wurde ein Bemessungshochwasserabfluss $HQ_{100+\text{Klima}}$ in Höhe von $86 \text{ m}^3/\text{s}$ verwendet.

Die Berechnungen erfolgten für den aktualisierten Istzustand und den Planungszustand. Im Planzustand erfolgen die Berechnungen für ein HQ_{100} und ein $HQ_{100+\text{Klima}}$ separat. Anschließend wurden die Wasserspiegellagen des Istzustands mit denen des Planungszustands verglichen und die Auswirkungen der geplanten Maßnahme auf die Hochwassersituation anhand eines Differenzenplans der Wasserspiegellagen veranschaulicht.

1.4.2 Aktualisierter Istzustand

Mit dem aktualisierten Modell wurde in einen ersten Schritt eine Wasserspiegellagenberechnung für den Istzustand durchgeführt. Die ermittelten Wasserspiegellagen wurden mit dem Geländemodell verschnitten, um die Wassertiefen des Überschwemmungsgebiets zu ermitteln. Das berechnete Überschwemmungsgebiet mit den zu erwartenden Wassertiefen ist im Lageplan H 100 im Anhang 1.2 dargestellt. Abbildung 1.7 zeigt Ausschnitte aus diesem Plan.

Wie die Darstellungen belegen, besteht eine erhebliche Überflutungsgefährdung für die bebauten Bereiche entlang der Pfettrach. Außerdem wird ersichtlich, dass die Schutzbauwerke in den unterstrom gelegenen Bereichen des Bauabschnitts 2 hinterströmt werden, so dass auch dort noch eine relevante Gefährdung besteht.

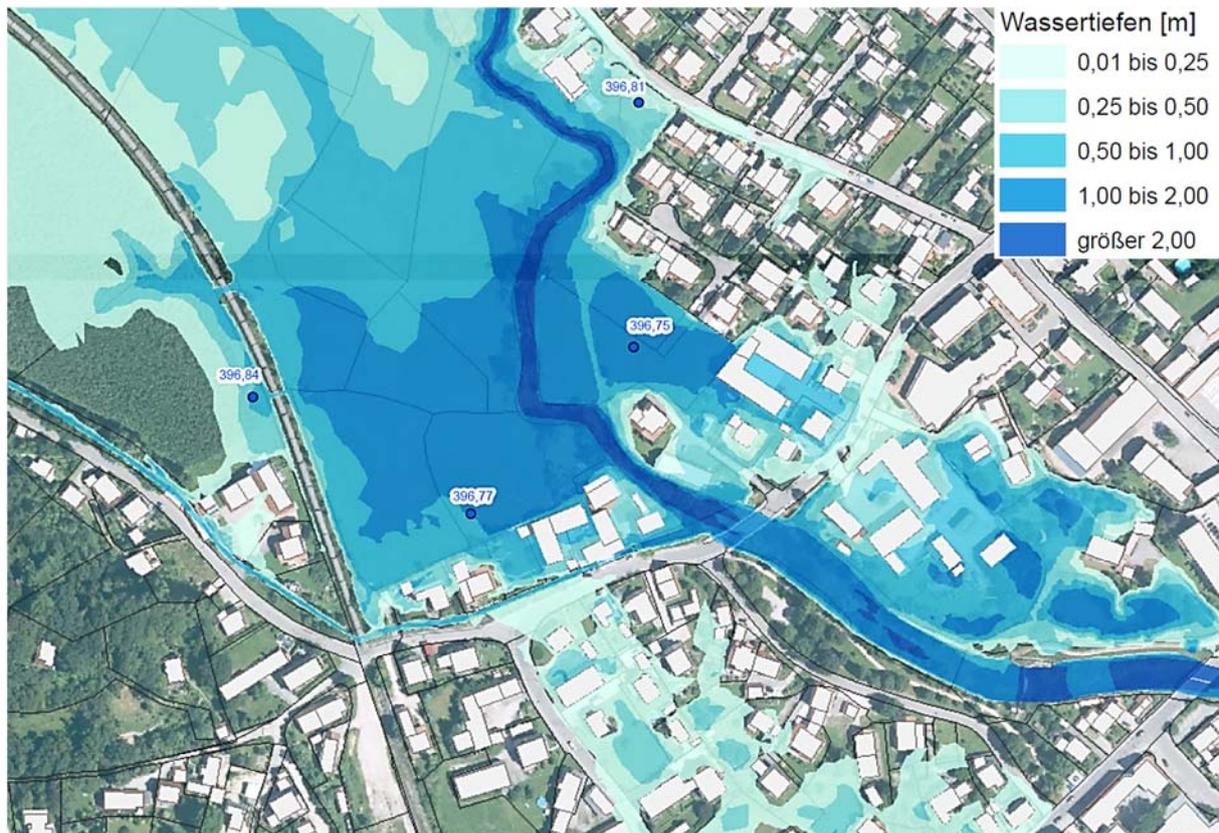


Abbildung 1.7: Wassertiefen des Istzustands bei HQ_{100}

1.4.3 Planzustand HQ_{100}

Im Modell des Planungszustands wurden gegenüber dem Istzustand folgende Veränderungen vorgenommen:

- ▷ Die geplante Hochwasserschutzbauwerke (rote Linien in den folgenden Abbildungen) wurden mit Hilfe von „disable“- Elementen in das Modell integriert.
- ▷ Der Abflussquerschnitt unterstrom der Hirschauer Brücke wurde bereichsweise am linken bzw. rechten Pfettrachufer aufgeweitet. Am linken Ufer wurde außerdem die Zufahrtsrampe für Unterhaltsarbeiten an der Pfettrach eingebaut.
- ▷ Oberstrom der Hirschauer Brücke wurde der Abflussquerschnitt am linken Pfettrachufer über eine Länge von ca. 85 m erheblich aufgeweitet. Dabei wurde eine bestehende Engstelle der Pfettrach im Bereich des Grundstücks Fl. Nr. 84 auf eine Breite von ca. 30 m erweitert. Die zwei Gebäude auf dem Grundstück wurden als rückgebaut angenommen.
- ▷ Die Mühlbachquerung unter dem Bahndammes im Bereich des geplanten Sielbauwerks am Nordwestrand des Untersuchungsgebiets wurde als undurchlässig eingebaut.
- ▷ Rauheitsparameter in den veränderten Bereichen wurden entsprechend angepasst.

Mit dem angepassten Modell wurde eine Wasserspiegellagenberechnung für den Planzustand bei einem 100-jährlichen Hochwasser (HQ_{100}) mit einem Abfluss von $74,8 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt.

Das dabei berechnete Überschwemmungsgebiet mit den zu erwartenden Wassertiefen ist im Lageplan H 101 im Anhang 1.2 dargestellt. Abbildung 1.8 zeigt Ausschnitte aus diesem Plan.

Im Ergebnis der Berechnung zeigt sich, dass die vorhandene Bebauung durch die geplanten Maßnahmen geschützt werden kann. Bei ausreichender Höhe der Schutzbauwerke können auch Hinterströmungen vermieden werden, so dass auch die Bebauung südlich des Planungsgebiets geschützt ist. Im nach wie vor überfluteten Retentionsbereich oberstrom des ausgebauten Pfettracherinnes bewirken die geplanten Maßnahmen zur Vergrößerung des Hochwasserabflussquerschnitts eine Absenkung der Hochwasserspiegellage. Dadurch werden zukünftig auch Überflutungen des Aicher Wegs mit den in der Folge davon zu erwartenden Hochwasserschäden vermieden.

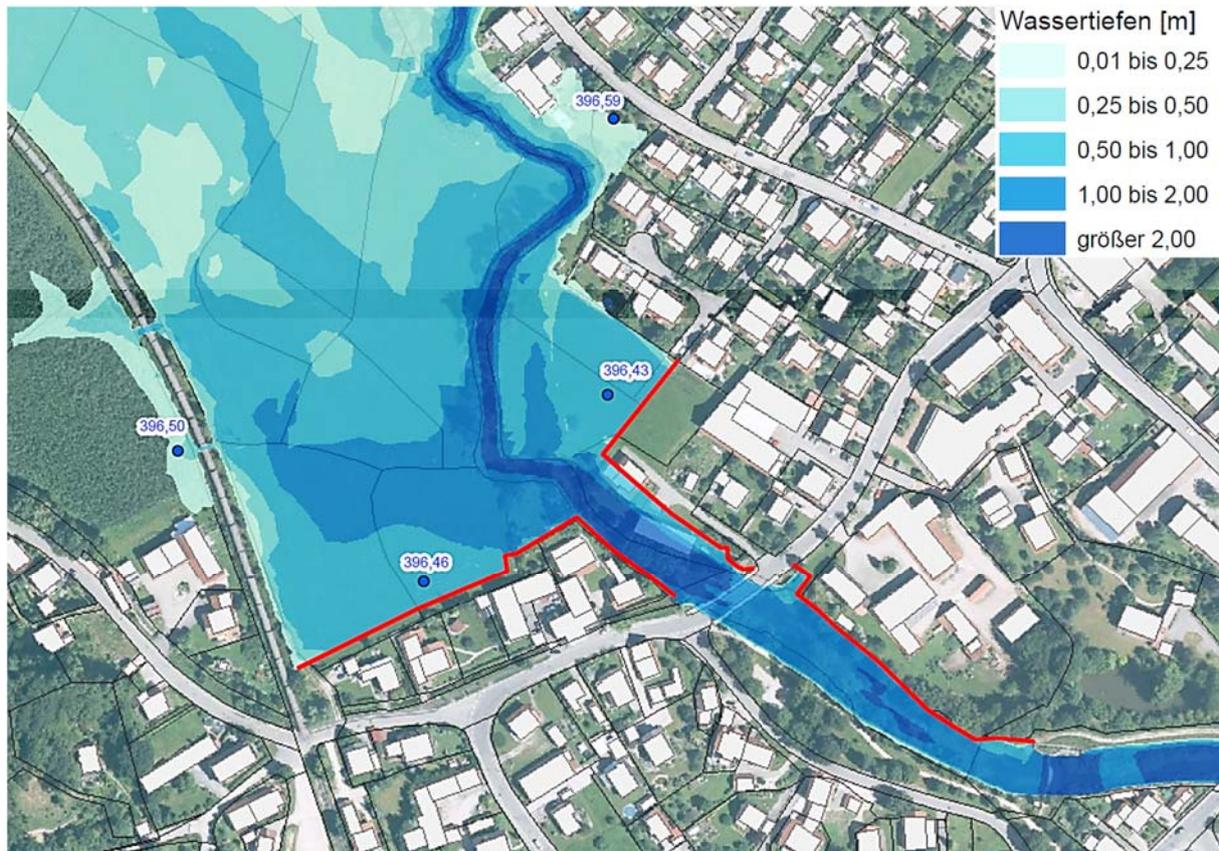


Abbildung 1.8 Wassertiefen des Planzustands bei HQ_{100}

1.4.4 Planzustand $HQ_{100+Klima}$

Wie beschrieben, erfolgt die Dimensionierung und konstruktive Gestaltung der Schutzbauwerke für das Bemessungshochwasser $HQ_{100+Klima}$ mit einem Abfluss von $86 \text{ m}^3/\text{s}$. Das dafür berechnete Überschwemmungsgebiet mit den zu erwartenden Wassertiefen ist im Lageplan H 102 im Anhang 1.2 dargestellt. Abbildung 1.9 zeigt einen Ausschnitt aus diesem Plan.

Aufgrund des höheren Abflusses ist die Hochwasserspiegellage ca. 15 cm höher als bei einem HQ_{100} . Der Umgriff des Überschwemmungsgebiets ändert sich dadurch nur geringfügig. Werden die Schutzbauwerke mit der geplanten Höhe gebaut, können Überflutungen mit Auswirkungen für bebaute Bereiche auch in diesem Fall verhindert werden. Dabei ist zu berücksichtigen, dass der uferbegleitende Weg am rechten Pfettrachufer zwischen der Hirschauer Brücke und dem Schlauchwehr im Zuge der Wiederherstellung zum Abschluss der Baumaßnahmen um ca. 0,2 m angehoben werden soll, um Ausuferungen in diesem Bereich zu vermeiden.

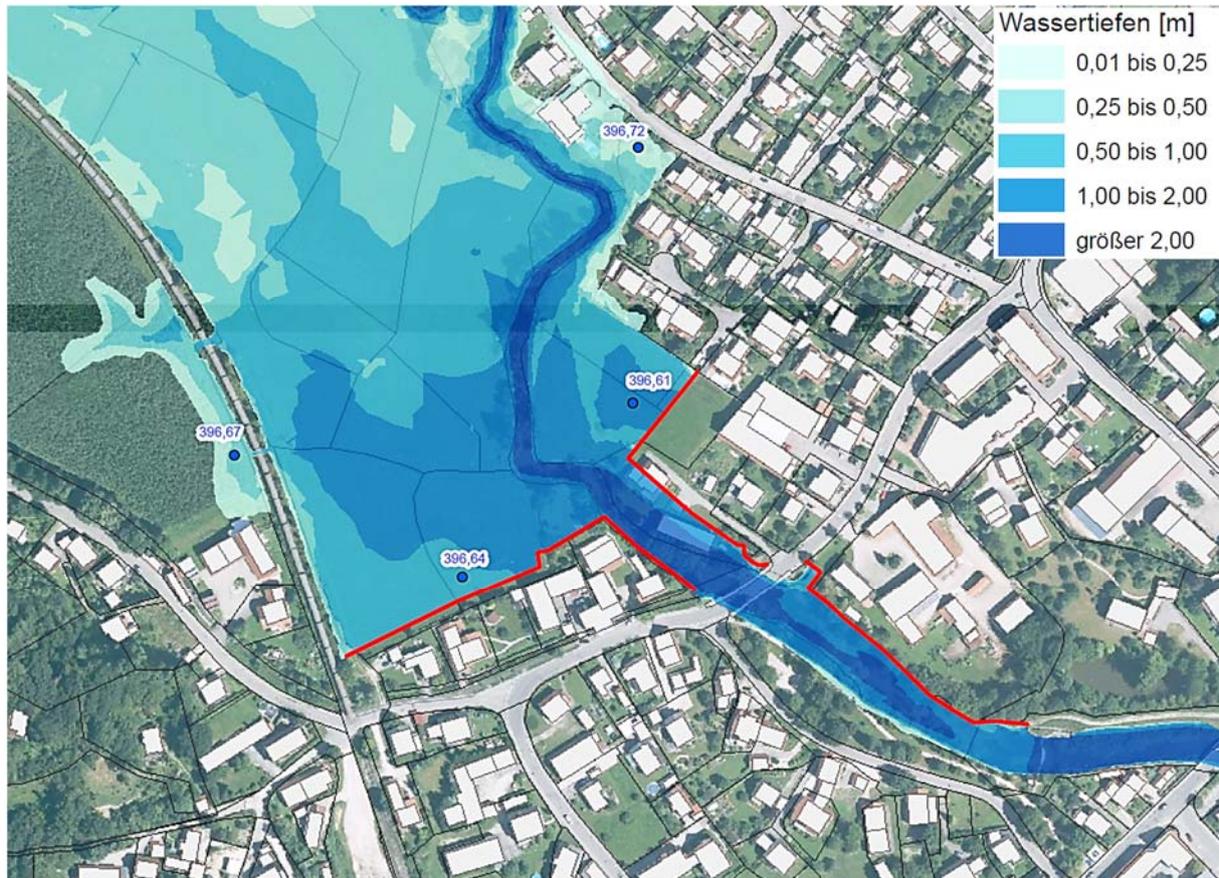


Abbildung 1.9 Wassertiefen des Planzustands bei $HQ_{100+Klima}$

1.4.5 Vergleich zwischen Ist- und Planungszuständen bei HQ_{100}

Um die Auswirkungen der Planungsmaßnahmen auf die Hochwasserspiegellage der Pfettrach im Untersuchungsgebiet zu ermitteln, wurden Wasserspiegellagedifferenzen zwischen Ist- und Planungszustand (jeweils für HQ_{100}) ausgewertet. Dafür wurden die maximalen Wasserspiegellagen der gesamten Simulationsdauer herangezogen. Um der allgemeinen Rechengenauigkeit und der bestehenden Unschärfe der verwendeten Grundlagendaten Rechnung zu tragen, wurden die berechneten Differenzen ab Beträgen plus / minus 2 cm dargestellt.

Eine Plandarstellung der Differenzen der Wasserspiegellagen kann dem Lageplan H 103 im Anhang 1.2 entnommen werden. Abbildung 1.10 zeigt einen Ausschnitt aus diesem Plan.

Die landseitig der geplanten Schutzlinie dargestellten Differenzen entsprechen den Wassertiefen des Istzustand. Sie ergeben sich, weil diese Bereiche im zukünftigen Planzustand nicht mehr überschwemmt werden.

Im verbleibenden Überschwemmungsgebiet bewirken die geplanten Maßnahmen sowohl Anstiege als auch Absenkungen der Hochwasserspiegellage. Mit einem Anstieg ist vor allem im weitgehend verbauten Bereich ober- und unterstrom der Hirschauer Brücke zu rechnen. Aufgrund der Wirkung der Schutzwände ergeben sich daraus jedoch keine nachteiligen Auswirkungen für die bestehende Bebauung. Im nach wie vor überfluteten Retentionsbereich oberstrom des ausgebauten Pfettrachgerinnes kommt es dagegen großflächig zu einer Absenkung der Hochwasserspiegellage. Dadurch werden zukünftig auch Überflutungen des Aicher Wegs mit den in der Folge davon zu erwartenden Hochwasserschäden vermieden.

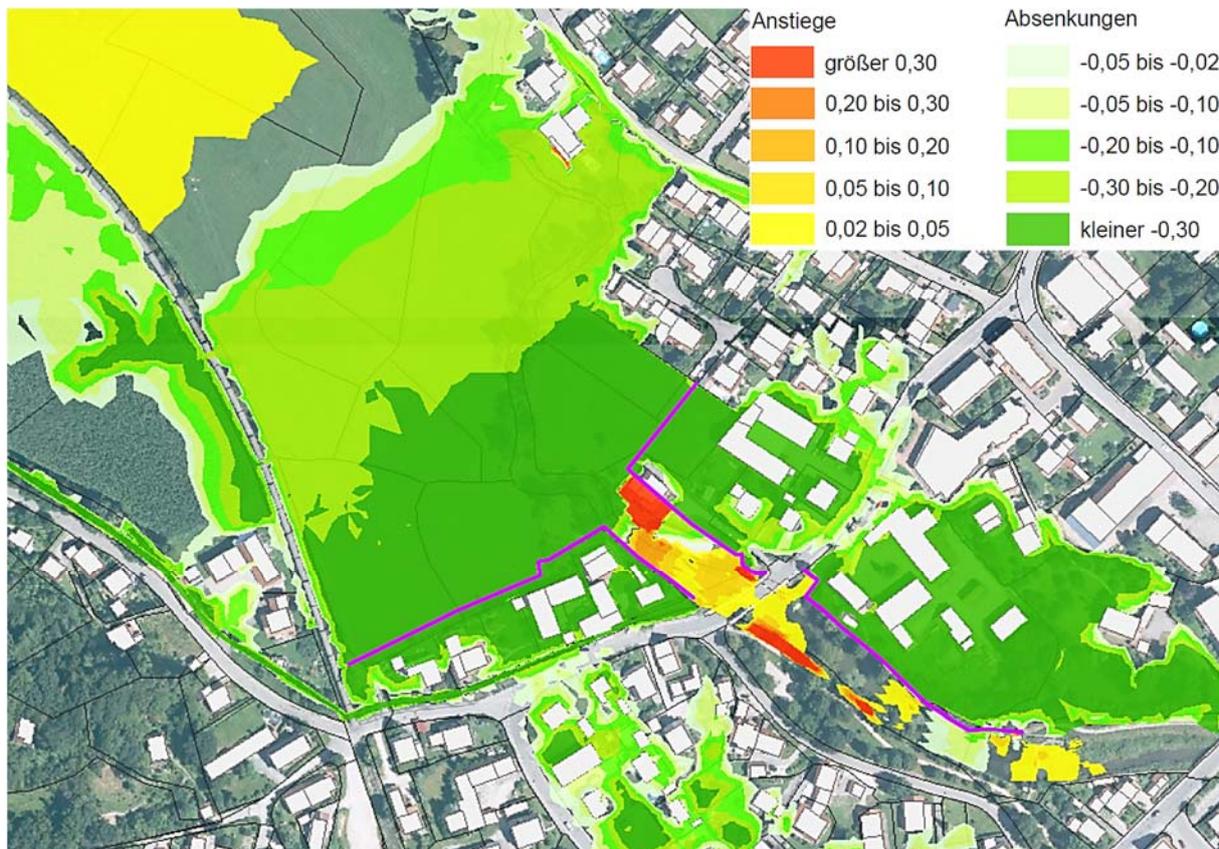


Abbildung 1.10 Wasserspiegellagedifferenz zwischen Plan- und Istzustand bei HQ₁₀₀

1.4.6 Bilanzierung des Retentionsraums

Da die Flächen landseitig der geplanten Schutzwände zukünftig bis zum Bemessungshochwasser nicht mehr überflutet werden, ergibt sich gegenüber dem Istzustand in der Bilanz ein Verlust an Retentionsvolumen von 48.994 m³. Ein Ausgleich dieses Verlustes ist nicht vorgesehen, da es sich bei den Flächen, die zukünftig nicht mehr überflutet werden, ausschließlich um bebaute Gebiete handelt, welche keine Rückhalteflächen im eigentlichen Sinne darstellen.

2. Freibordermittlung

Nach den Vorgaben der DIN 19712 ergibt sich die Höhe einer Hochwasserschutzanlage aus der Wasserspiegellage des Bemessungshochwassers zuzüglich Freibord. Der Freibord ist dabei der vertikale Abstand zwischen der Bauwerksoberkante und dem Bemessungshochwasserstand. Er ist das Maß für die Gewährleistung der Bauwerkssicherheit, vor allem gegenüber einem Versagen infolge Überströmung.

Nach DIN 19712 setzt sich das Freibordmaß zusammen aus den rechnerisch ermittelten Anteilen für Windstau und Wellenauflauf sowie ggf. zusätzlichen Sicherheitsaufschlägen. Ein Freibordnachweis kann entfallen, wenn Wellenauflauf und Windstau keine den Mindestfreibord überschreitende Größe erwarten lassen.

Für überströmungsfest ausgebildete Hochwasserschutzwände ist nach DIN 19712 ein Mindestfreibord von 0,2 m einzuhalten. Aufgrund der teilweise sehr exponierten Lage der Schutzwände muss allerdings erwartet werden, dass der Mindestfreibord bereichsweise nicht aus-

reichend ist. Deshalb wurde eine Freibordberechnung durchgeführt, deren Ergebnisse nachfolgend erläutert werden.

2.1 Grundlagen

Die Bemessung des Freibordes erfolgt auf der Grundlage des DVWK- Merkblattes 246/1997 „Freibordbemessung an Stauanlagen“. Dabei setzt sich das erforderliche Freibord aus dem Wellenauflauf, dem Windstau und ggf. dem Eisstau, sowie einem erforderlichen Sicherheitszuschlag zusammen und wird wie folgt berechnet:

$$f = h_{Au} + h_{Wi} + h_{Si}(+h_{Ei})$$

mit f: Freibordhöhe [m]
 h_{Au}: Wellenauflauf [m]
 h_{Wi}: Windstau [m]
 h_{Ei}: Eisstau [m]
 h_{Si}: Sicherheitszuschlag [m]

Für die Ermittlung des Wellenaufbaus und des Windstaus müssen folgende Eingangsgrößen ermittelt werden:

▷ Streichlänge

Als Streichlänge wird die horizontale Strecke in Windrichtung bezeichnet, auf der durch auf die Wasseroberfläche übertragene Windschubspannungen, Wellen und Wasserspiegellagenänderungen erzeugt werden. Beim Überschwemmungsgebiet an der Pfettrach beträgt die ungünstigste und damit maßgebende Windrichtung Nord-West, woraus sich die in nachfolgender Skizze dargestellte Unterteilung in insgesamt 8 Sektoren mit den dazugehörigen Streichlängen und Winkeln ergibt.

Unter den gegebenen Bedingungen wurden die Streichlängen nur in dem Bereich ermittelt, in dem die mittlere Wassertiefe Werte $\geq 0,5$ m erreicht und in dem geringe Fließgeschwindigkeiten (< 1 m/s) auftreten (vgl. violette Linie in Abbildung 2.1). Zudem kann durch die vorhandene Baumreihe an der Ausleitung des Mühlbachs aus der Pfettrach mit Beschattungseffekten auf die unterstrom liegende Überschwemmungsfläche gerechnet werden.

Die für die Bemessung relevanten Angaben sind in der Tabelle 2.1 zusammengestellt.

Tabelle 2.1: Eingangsdaten Freibordbemessung

Sektor	Winkel ⊙	Streichlänge S _i	mittlere Tiefe d _i
[-]	[grad]	[m]	[m]
1	54,7	53,39	0,92
2	80,5	168,64	0,75
3	90,7	301,50	0,56
4	103,1	301,50	0,68
5	112,1	301,50	0,69
6	127,8	240,39	1,22
7	145,7	130,14	1,46
8	180	32,62	1,12

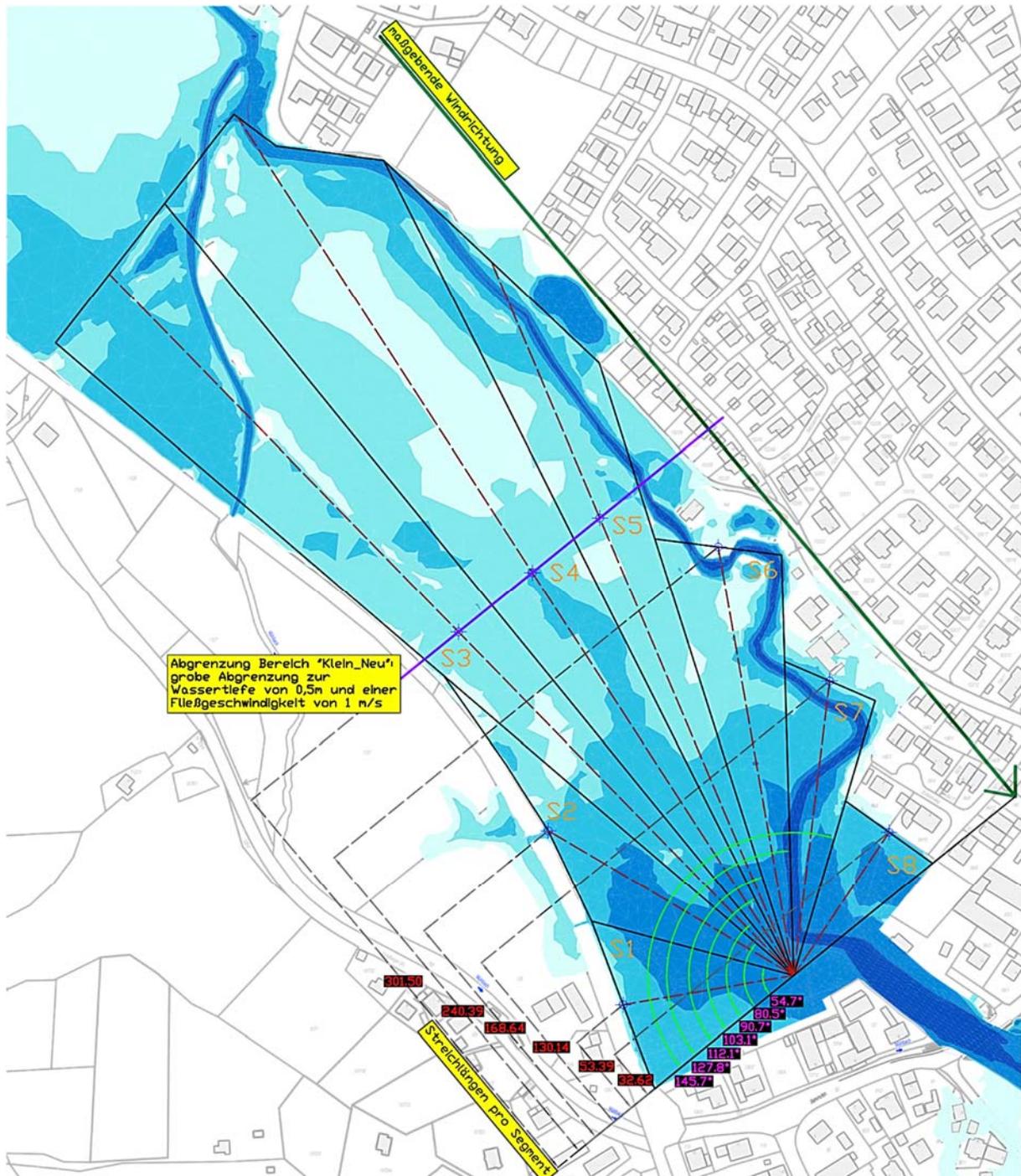


Abbildung 2.1 Überschwemmungsgebiet mit Sektoreneinteilung für die Freibordberechnung

▷ **Bemessungswindgeschwindigkeit**

Da über die Windgeschwindigkeiten keine meteorologischen Daten vorhanden sind, wird die Geschwindigkeit nach Tabelle 1 des DVWK-Merkblattes angenommen zu einem Stundenmittel der Windgeschwindigkeit von $w_{10,60} = 21$ m/s. Dies entspricht einer angenommenen Windgeschwindigkeit eines Wiederkehrintervalls von 25 Jahren.

▷ **Ausreifezeit T_{wi}**

Über die Ausreifezeit und den daraus resultierenden Umrechnungsfaktor nach Tabelle 2 des DVWK-Merkblattes wird die Windgeschwindigkeit für die Ausreifezeit ermittelt. Die Ausreifezeit ist die Zeit, nach der die Wellenkennwerte nicht mehr zunehmen.

$$T_{Wi} = 10 * S$$

mit S: Streichlänge [km]

Die Windgeschwindigkeit für die in diesem Fall maßgebende Ausreifezeit von $T_{wi} = 10$ min beträgt:

$$w_{10,10} = W_{10} * 1,2$$

$$w_{10,10} = 25,20 \text{ m/s}$$

mit w_{10} : Stundenmittel der Windgeschwindigkeit [m/s]

1,2: Faktor zur Umrechnung des Stundenmittels auf andere Ausreifezeiten (hier für $T_{wi} = 10$ min) [-]

▷ Wellenkennwerte

Mittlere Wellenhöhe h_{we}

Die mittl. Wellenhöhe wird für jeden Sektor separat nach folgender Gleichung berechnet:

$$\overline{h_{We,i}} = \frac{w_{10}^2 * 0,16}{g} * \left(1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{S_i^*}]^2} \right) * \tanh \left(0,625 * \frac{(d_i^*)^{0,8}}{1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{S_i^*}]^2}} \right)$$

mit w_{10} : mittlere Windgeschwindigkeit [m/s]

S_i : Streichlänge des jeweiligen Sektors [m]

d_i : Tiefe des jeweiligen Sektors [m]

Mittlere Wellenperiode T_{we}

$$\overline{T_{We}} = \frac{6,2 * w_{10} * \Pi}{g} * \left(\frac{g * \overline{h_{We}}}{w_{10}^2} \right)^{0,625}$$

mit w_{10} : mittlere Windgeschwindigkeit [m/s]

h_{we} : mittlere Wellenhöhe [m]

Mittlere Wellenlänge l_{we}

$$\overline{l_{We}} = \frac{g * \overline{T_{We}}^2}{2 * \Pi} * \tanh \left(\frac{2 * \Pi * d}{\overline{l_{We}}} \right)$$

mit T_{we} : mittlere Wellenperiode [m]

d: mittlere Wassertiefe am Absperrbauwerk [m]

2.1.1 Wellenauflauf

An Staumauern treten im Regelfall infolge der nahezu vertikalen Stauwand schwingende Wellen auf. An Staudämmen kommt es in der Regel zum Auflauf brandender Wellen. Die Ermittlung der Auflaufhöhe berücksichtigt Überschreitungswahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Typ des Absperrbauwerkes. Bei glatten senkrechten bzw. nahezu senkrechten Wänden, entspricht die Auflaufhöhe der Wellenhöhe $h_{Au,x\%} = h_{We,x\%}$. Somit wird der Wellenauflauf durch die empirische Beziehung nach BATTJES berechnet:

$$h_{We,x\%} = \sqrt{-\frac{4}{\pi} * \ln\left(\frac{x}{100}\right) * \overline{h_{We}}} = K_{h_{We}} * \overline{h_{We}}$$

- mit $h_{Au,x\%}$: Wellenauflauf mit bestimmter Überschreitungswahrscheinlichkeit [m]
 $k_{h_{We}}$: Umrechnungsfaktor in Abhängigkeit der Überschreitungswahrscheinlichkeit für die Wellenhöhe[-] (gewählt: 2,2; gem. Tabelle 4 in DVWK-Merkblatt 246)
 x : Überschreitungswahrscheinlichkeit in %
 h_{We} : mittlere Wellenhöhe mit bestimmter Überschreitungswahrscheinlichkeit [m]

Nach der o.a. Gleichung ergibt sich ein Wellenauflauf schwingender Wellen von 0,29 m.

2.1.2 Windstau

Die Berechnung des Windstaus erfolgt nach der Zuiderseeformel:

$$h_{Wi} = \frac{w_{10}^2 * S * \cos \beta}{4861110 * d}$$

- mit h_{Wi} : Windstauhöhe [m]
 w_{10} : mittlere Windgeschwindigkeit [m/s]
 S : maximale Streichlänge [m]
 β : Winkel zwischen der maßgebenden Windrichtung und der angesetzten Streichlänge [-]
 d : mittlere Wassertiefe [m]

Daraus ergibt sich eine maximale Windstauhöhe h_{Wi} von 0,043 m (in Sektor 4).

2.1.3 Sicherheitszuschlag

Es wird kein Sicherheitszuschlag angenommen, da die bereits getroffenen Annahmen schon nach auf der sicheren Seite liegenden Bedingungen gewählt wurden.

2.1.4 Eisstau

Da die Überflutungsfläche keinen Dauerstau hat und nur bei Hochwasserereignissen kurzfristig eingestaut wird, kann davon ausgegangen werden, dass sich keine Eisdecke ausbildet, die zum Eisstau führen kann. Die Höhe des Eisstaus wird daher zu Null gesetzt.

2.2 Ergebniszusammenstellung und Festlegung der Freibordhöhe

Nach den Ergebnissen der Berechnung ergeben sich für die HWS-Wandabschnitte, die an die Überflutungsflächen angrenzen und senkrecht zu maßgebenden Windrichtung stehen folgendes erforderliche Freibordmaß:

$$f_{erf} = h_{Au} + h_{Wi} = 0,29 \text{ m} + 0,04 \text{ m} = 0,34$$

Somit wird ein Freibord für das Bemessungsereignis von 86 m³/s (HQ100+Klima) von 0,35 m angesetzt. Berechnungsdetails sind im Anhang 1.3 dieses Berichts zu finden. Für die Ab-

schnitte der Schutzwand, die parallel zur Fließrichtung entlang der Pfettrach oberstrom bzw. unterstrom der Brücke angeordnet sind, kann ein Nachweis für Wind- und Wellenstau gemäß DVWK-Merkblatt entfallen, da die Streichlängen hier sehr gering sind. In diesen Bereichen erfolgt der Ansatz eines Mindestfreibords gemäß den Empfehlungen in DIN 19712 für überströmungssichere Hochwasserschutzwände in Höhe von 0,2 m.

3. Grundwasserhydraulische Berechnungen

3.1 Berechnungsannahmen

Nachfolgend werden die grundwasserhydraulischen Berechnungen erläutert, die zur Bestimmung des Sickerwasserandrangs in den Dränagen landseitig der Hochwasserschutzwände durchgeführt wurden. Für die Berechnungen wurden vertikal ebene, zweidimensionale Strömungsmodelle aufgestellt. Die Berechnungen erfolgten auf der sicheren Seite stationär mit Ansatz der Wasserspiegellage des Bemessungshochwassers. Auf instationäre Berechnungen mit Ansatz einer Hochwasserganglinie wurde verzichtet, da dadurch kein relevanter Genauigkeitsgewinn erreicht werden kann. Als Modellsoftware wurde das von der Firma GGU entwickelte Programm FLOW2D eingesetzt. Das Modell benutzt ein Finite-Elemente-Verfahren.

3.1.1 Querschnitte

Für die Bestimmung der Sickerwassermengen wurden 4 Querschnitte betrachtet. Die Querschnitte wurden so gewählt, dass sie möglichst repräsentativ für einen Teilabschnitt der Schutzlinie sind und eine Schlussfolgerung auf die zu erwartenden Wassermengen erlauben. Für die Berechnung der Gesamtwassermenge pro Teilabschnitt wurde die Gesamtstrecke anteilmäßig den jeweiligen Querschnitten zugeordnet. Die Lage der Schnitte und die zugeordneten Strecken sind in Abbildung 3.1 dargestellt.



Abbildung 3.1 Lage der Querschnitte für die Sickerwasserberechnungen

3.1.2 Bodenschichtung

Die Festlegung der Bodenschichten in den Modellen erfolgt auf der Grundlage des geotechnischen Berichts, der den Entwurfsunterlagen als Anlage 3 beiliegt.

Nach den Ergebnissen der dafür erstellten Baugrundaufschlüsse steht in den Flussauen an der Geländeoberkante eine bindige Deckschicht aus Bachsedimenten bis zu einer Tiefe von 1,9 m an. Dabei handelt es sich überwiegend um Tone und Schluffe mit organischen Beimengungen.

Im Bereich um die Brücke an der Bahnhofstraße (KRB2) bzw. oberstrom der Brücke am rechtsseitigen Pftetrachufer (KRB3&4) wurden in dieser Höhenlage bis zu einer Tiefe von 2,6 m vor allem Auffüllungen angetroffen. Dabei handelt es sich um schluffige, tonige und sandige Kiese. Bei 2 von 10 Kernbohrungen wurden Lößlehme in Form von plastischen Tonen bzw. mittelplastischen Schluffen erbohrt. Diese sind in einem Tiefenbereich zwischen 0,6 und 2,6 m anzutreffen. Da diese Bodenschicht nur sehr punktuell angetroffen wurden und sich nur geringfügig von den Bachsedimenten unterscheidet, werden die beiden Bodenarten in den Modellen zu einem Material zusammengefasst.

Auf den oberflächennahe Untergrund unter den Deckschichten bzw. Auffüllungen folgen quartäre Talkiese aus sandigem, meist schwach schluffigem bzw. schwach tonigem Kies. Gemäß den Profilen der Kernbohrungen reichen die quartären Kiese bis in eine Tiefe von mind. 4 m unter GOK. Unter den quartären Talkiesen besteht der tiefere Untergrund aus Sedimenten der Oberen Süßwassermolasse, die sich aus sandigen, meist schwach schluffigen Kiesen zusammensetzen. Die Untergrenze dieser Schicht reicht bis in für die Bauwerke nicht mehr interessante Tiefen.

Die Bodenschichtung sowie die Durchlässigkeiten (k_f -Wert) und Randbedingungen sind exemplarisch in Abbildung 3.2 dargestellt. Die Tiefen der einzelnen Schicht sowie die Schichtenabfolgen orientieren sich an den nächstgelegenen Bodenaufschlüssen des jeweiligen charakteristischen Querschnitts und variieren somit zwischen den betrachteten Querschnitten.

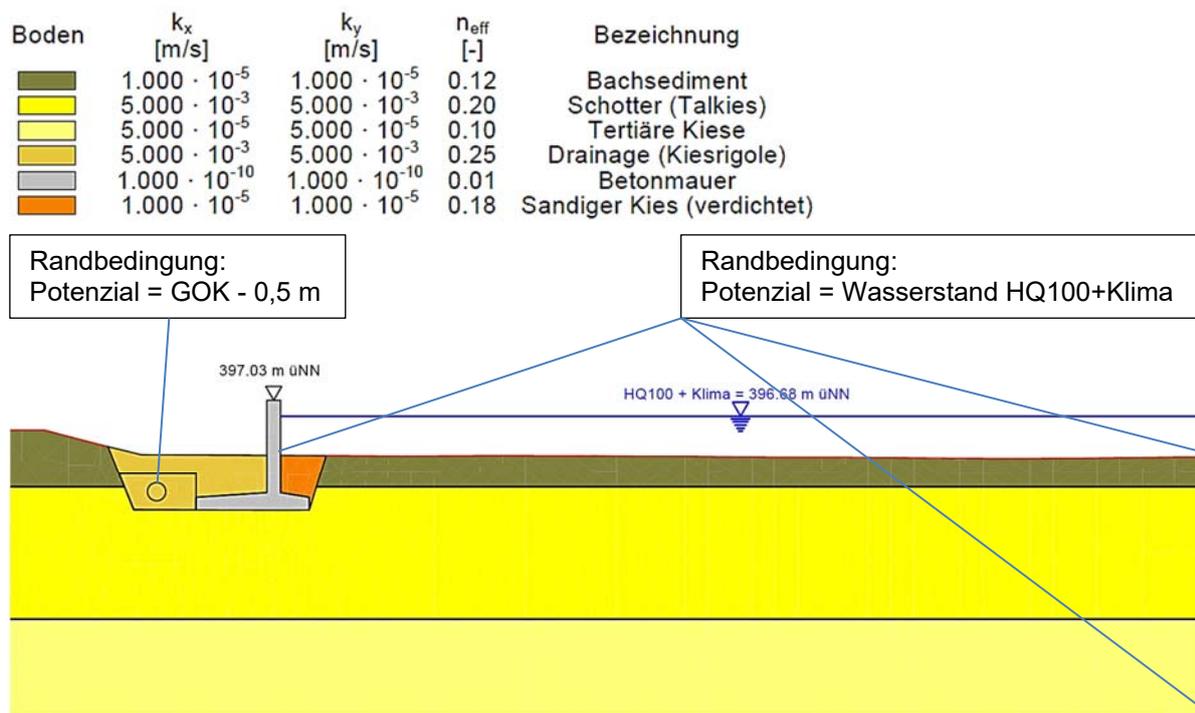


Abbildung 3.2 exemplarische Darstellung der Bodenschichtung und der Randbedingungen

3.1.3 Wasserdurchlässigkeit

▷ Hochwasserschutzwände aus Beton

Die Hochwasserschutzwände sind aus wasserundurchlässigem Beton und werden deshalb in den Modellen mit einem k_f -Wert von $1 \cdot 10^{-10}$ m/s abgebildet.

▷ Bachsediment

Oberflächennah wurde bereichsweise organischer Boden, Oberboden bzw. Mutterboden und Ton und Schluff mit organischen Bestandteilen angetroffen. Diese Böden werden zusammenfassend als Bachsedimente bezeichnet. Für die Berechnungen relevant sind vor allem die bindigen Deckschichten, da diese wasserseitig sowie landseitig der Schutzwände vorkommen und mit Ausnahme von Querschnitt 7 in allen charakteristischen Querschnitten angetroffen wurden.

Laut geotechnischem Bericht liegt der Durchlässigkeitsbeiwert für diese Bodenschicht zwischen $1 \cdot 10^{-5}$ m/s und $1 \cdot 10^{-9}$ m/s. Für die Berechnungen im Bereich des Querschnitt 2 ein Mittelwert von $1 \cdot 10^{-7}$ m/s angesetzt. Allerdings muss davon ausgegangen werden, dass auch wasserseitig der Winkelstützwand im Bereich des Querschnitts 9 und 11 stellenweise kiesige Auffüllungen auftreten, deren Durchlässigkeitsbeiwerte höher sind. Somit wurde für diese beiden Bereiche ein höherer k_f -Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s für die oberste Bodenschicht berücksichtigt, um den dadurch ggf. höheren Wasserandrang abbilden zu können.

▷ Auffüllung

Bei diesen Böden handelt es sich um schluffige, tonige und sandige Kiese. Die Untersuchungen haben ergeben, dass Feinkornanteile zwischen etwa 10 und 25 % zu erwarten sind. Für die Berechnung wird ein Wert von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s für die Bereiche dieser Bodenschicht angenommen. Dieser Wert liegt innerhalb des im Bericht angegeben empfohlenen Bereichs der Durchlässigkeitsbeiwerte.

▷ Schotter (Talkiese)

Es handelt sich überwiegend um schwach schluffige, schwach tonige bis schluffige bzw. tonige sandige Kiese. Die Kornverteilung lässt für dieses Material hohe Durchlässigkeitsbeiwerte von $1 \cdot 10^{-2}$ m/s bis $5 \cdot 10^{-5}$ m/s erwarten. Für die Berechnung der Sickerwassermengen wird ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $5 \cdot 10^{-3}$ m/s angesetzt. Dieser Wert liegt auf der sicheren Seite, so dass die Drainageleitungen und Schachtpumpwerke zur Ableitung des Wassers ausreichend groß ausgelegt werden.

▷ Tertiäre Kiese

Für die anstehenden tertiären Kiese unter der homogenen Schotter Schicht wurde ein Durchlässigkeitsbeiwert von $5 \cdot 10^{-5}$ m/s angesetzt. Dieser Wert stützt sich auf Bodengutachten früherer Bauvorhaben (HWS Altdorf BA2 und Schlauchwehr). Durch die stellenweise hohe Lagerungsdichte bzw. teilweise verbackene Bodenstruktur und den dadurch geringeren effektiven Porenraum liegt die Durchlässigkeit trotz ähnlicher Korngrößenverteilung nur im mittleren Durchlässigkeitsbereich im Vergleich zu den quartären Talkiesen.

▷ Drainage (Kiesrigole)

Die Drainagen landseitig der Schutzwand wurden als stark wasserdurchlässige Kiesrigole ($k_f = 5 \cdot 10^{-3}$ m/s) implementiert. Das Material der geplanten Kiesrigole hat somit die gleiche Wasserdurchlässigkeit wie die anstehenden Talkiese. Dies stellt eine ausreichend gute Zufluss des anfallenden Sickerwasser zu den Drainagerohren sicher.

▷ Schwachdurchlässiges Material (sandiger Kies)

Im Bereich des charakteristischen Querschnitts 7 in dem der Abflussquerschnitt der Pfettrach deutlich vergrößert werden muss, stehen unter der geplanten GOK aufgrund der Abgrabung wasserseitig der Winkelstützwand direkt die stark durchlässigen quartären Talkiese an. Um eine erhöhte Infiltration in die Schotterschicht im Hochwasserfall und die dadurch einhergehende erhöhte Unterströmung der HWS Wand zu reduzieren, wird wasserseitig der Winkelstützwand ein Bodenschicht von schwachdurchlässigem Material mit einer Mächtigkeit von ca. 50 cm eingebaut. Für die Berechnung wird hierfür ein sandiges Kiesgemisch mit einer Durchlässigkeit von $1 \cdot 10^{-5}$ m/s angesetzt.

▷ Kolmationsschicht

Im Bereich der Pfettrach Sohle ist mit einer erhöhten Schlammablagerung aufgrund des Aufstaus durch das Schlauchwehr und die dadurch stark reduzierten Fließgeschwindigkeiten der Pfettrach zu rechnen. Diese als geringmächtig angesetzte Kolmationsschicht aus feinem Sedimenten wird berücksichtigt um eine entsprechend leicht reduzierte Infiltration an der Pfettrach Sohle in die Schicht der Talkiese abbilden zu können. Dieser Ansatz liegt durch einen sehr für die Berechnung konservativ angenommen Durchlässigkeitsbeiwert von $1 \cdot 10^{-4}$ m/s auf der sicheren Seite.

3.1.4 Randbedingungen

Für jeden Randknoten wasserseitig des Schutzbauwerks bis auf Höhe des Bemessungswasserspiegels wurde der Bemessungswasserspiegel als Potential angesetzt. Dies gilt auch für die Knoten am rechten Modellrand des jeweiligen betrachteten Querschnitts. Das Potential in der Sickerwasserdränage wurde auf die Höhe der Drucklinie gesetzt, die zum Abfließen des Wassers in der Dränageleitung erforderlich ist. Die Höhe der Drucklinie wurde so festgelegt, dass der luftseitige Wasserspiegel auch in Geländetiefpunkten nicht bis zur Geländeoberkante ansteigt. Diese Vorgehensweise stellt sicher, dass es bei abfallendem Gelände hinter dem Schutzbauwerk nicht zu Wasseraustritt im Hinterland kommt.

3.2 Berechnung der Sickerwassermengen

3.2.1 Berechnungsmethoden

Die Berechnungen mit stationären, zweidimensionalen numerischen Modellen durchgeführt, in denen die Höhen des anstehenden Geländes, die Hochwasserschutzwände, die Bodenschichtung, sowie die relevanten grundwasserhydraulischen Eigenschaften der einzelnen Schichten berücksichtigt wurden.

Für die Bestimmung der Potenzialverteilung sowie der Durchsickerung und Unterströmung wurde das EDV-Programm Flow2D eingesetzt, das von der Firma GGU GmbH, Braun-schweig entwickelt wurde. Das Programm benutzt ein Finite-Elemente-Verfahren. Dabei wird der Grundwasserkörper in diskrete dreiecksförmige Zellen zerlegt. Die Knoten, an denen die Wasserdruckhöhen berechnet werden, liegen am Rand der Zellen. Das Modell basiert auf dem Gesetz von DARCY und dem Prinzip der Erhaltung der Massen, das heißt die Summe aller in die Zellen ein- und austretender Wassermengen ist gleich Null. Nähere Informationen zum Modell, die über die nachfolgenden Erläuterungen hinaus gehen, können den Handbüchern der Software entnommen werden.

3.2.2 Potenzialverteilung und Sickerwasserlinie

Die Ergebnisse zeigen eine erwartungsgemäß hohe Durchströmung in den Bereichen der Winkelstützmauern mit anstehenden Talkiesen. Da die Winkelstützwände nur bis in eine geringe Tiefe einbinden, führt dies nur zu einem geringen Potenzialabbau im Bereich der Unterströmung. Der Potenzialabbau ist in den Bereichen in denen die Bohrfahlwand in die tertiären Bodenschichten einbindet deutlich höher. Somit ist in diesen Bereichen auch die zu fassende Sickerwassermenge geringer.

Der Austritt von Sickerwasser über die Geländeoberkante soll durch die Sickerwasserdräna- gen (Dränleitungen in Kiesrigolen) verhindert werden. Durch die Anbindung der Kiesrigolen an die durchlässigen quartären Talkiese ist gewährleistet, dass das Sickerwasser den Dränage- rohren zuströmt und abgeführt werden kann. Da ein Einstau bis über den Rohrscheitel zuge- lassen wird, erfolgt der Abfluss in den Dränagerohren teilweise unter Druck. Der Verlauf der Potenziallinien ist in Abbildung 3.3 exemplarisch für den Querschnitt 7 dargestellt.

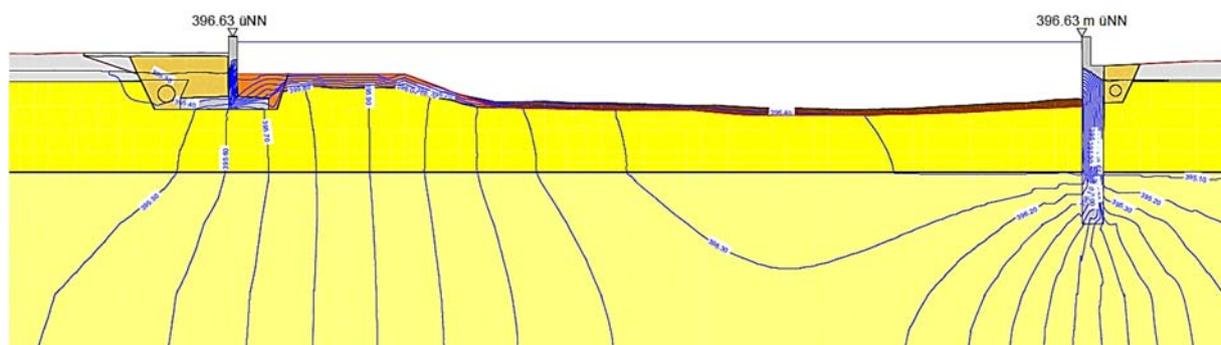


Abbildung 3.3 Potezialverlauf im Querschnitt 7

Darstellungen aller vier charakteristischen Querschnitte sind im Anhang zu finden. An dieser Stelle ist anzumerken dass die aktuelle konstruktive Gestaltung der Hochwasserschutzmauern teilweise von der Darstellung in den vier Querschnitten abweicht. Hintergrund hierfür ist dass sich aus statischen Gründen andere konstruktive Erfordernisse für die Hochwasserschutzmauern ergeben haben. Allerdings ist zu betonen, dass sich dadurch keine relevanten Änderungen in der Einbindungstiefe der HWS-Wände ergeben außer im Querschnitt 9. Nichtsdestotrotz führt dies in allen betrachteten bzw. charakteristischen Querschnitten zu keinen ausschlaggebenden Veränderungen der Unterströmungssituation und somit auch zu keinen Abweichungen der anfallenden Sickerwassermenge.

3.2.3 Sickerwassermengen

Die Ergebnisse der Sickerwasserberechnungen sind nachfolgend zusammengestellt.

Tabelle 3.1: Berechneter Sickerwasseranfall in den Dräna- gen landseitig der Schutzwände

Querschnitt (Plan Nr.)	Uferseite von Pforttrach	Angesetzte Dränagelänge [m]	Sickerwasseranfall Q_s [l/(s*m)]	Abfluss Q [l/s]
2 (GGU-1)	links	156	0,052	8,0
7 (GGU-2)	links	74	0,807	59,7
7 (GGU-2)	rechts	56	0,045	2,5
9 (GGU-3)	-	57	0,526	30,0
11 (GGU-4)	-	150	0,794	119,1

Da die Werte mit stationären Berechnungen ermittelt wurden und davon auszugehen ist, dass das maßgebende Hochwasserereignis relativ schnell abläuft, liegen die angegebenen Werte auf der sicheren Seite.

3.3 Bemessung der Sickerwasserfassung

3.3.1 Dimensionierung der landseitigen Dränageleitungen

Die Dränageleitungen werden in geringem Abstand unmittelbar landseitig der Hochwasserschutzbauwerke angeordnet. Zur Gewährleistung einer guten Anströmung werden die Leitungen in Kiesrigolen verlegt, die an wasserführenden durchlässigen Bodenschichten angeschlossen werden. Die Rigole wird mit einem Trenn- und Filtervlies vor dem Eintrag von Feinteilen aus dem angrenzenden Boden geschützt.

Die Dimensionierung der Dränageleitungen erfolgte unter der Annahme eines stationär gleichförmigen Abflusses mit der Prandtl-Colebrook-Gleichung. Um die bei Dränageleitungen im Vergleich mit glatten Vollrohren höheren Verluste zu berücksichtigen wurden die Berechnungen mit einer betriebliche Rauheit von $k_b = 2 \text{ mm}$ durchgeführt

Die Abbildungen 3.4 bis 3.6 enthalten Angaben zu den Dränagen. Weiterführende Angaben können den Lageplänen und Schnitten in Anlage 11 dieser Unterlagen entnommen werden.

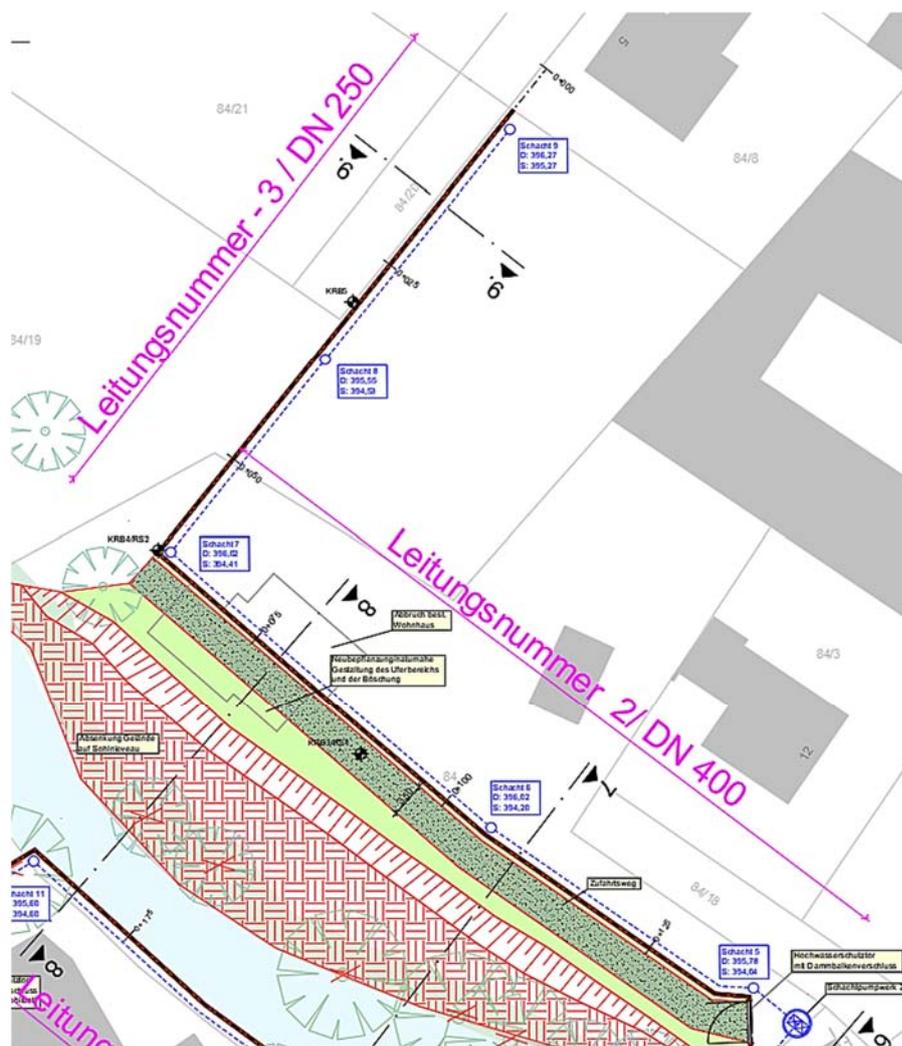


Abbildung 3.4 Angaben zu den Dränagen Nr. 2 und Nr. 3



Abbildung 3.5 Angaben zur Dränagen Nr. 1

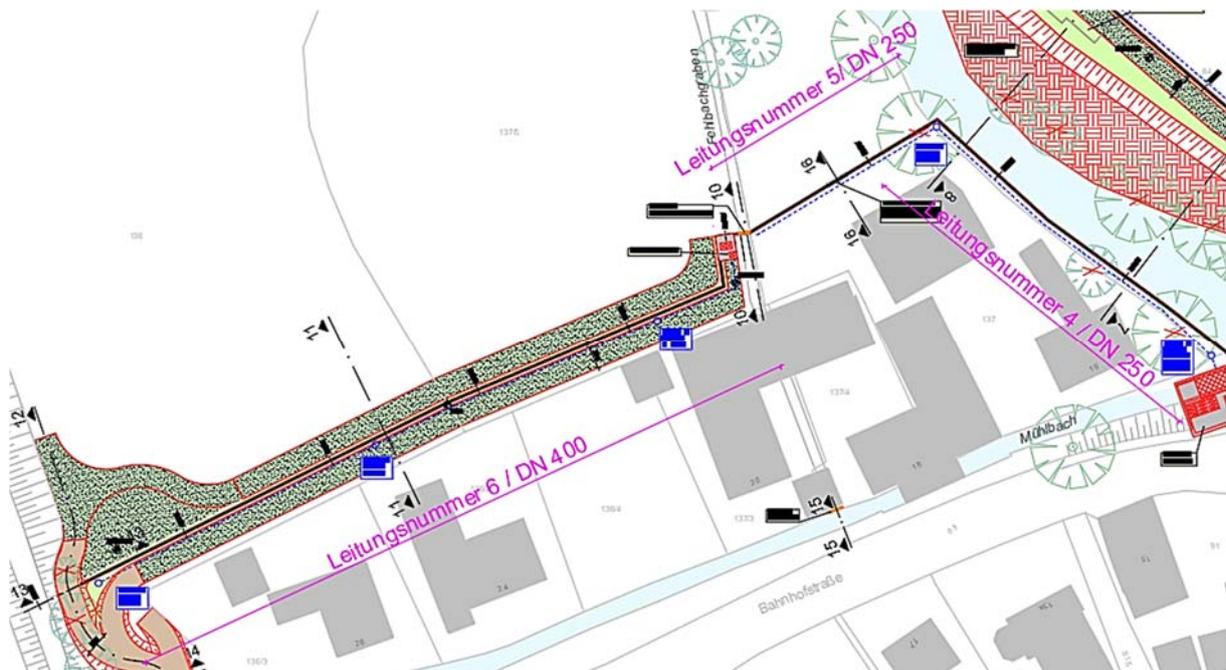


Abbildung 3.6 Angaben zu den Dränagen Nrn. 4 - 6

Die Ergebnisse der Leitungsdimensionierung sind in der Tabelle 3.2 zusammengestellt. Im Abschnitt 1 ergibt sich ein nur geringer Sickerwasseranfall von 8 l/s, der über die Leitung Nr. 1 dem Schachtpumpwerk 1 zugeführt wird. Im Abschnitt 2 führen die Leitungen Nr. 2 und 3 eine Sickerwassermenge von insgesamt rund 90 l/s in das Schachtpumpwerk 2 ab. Im Abschnitt 3 erfolgt eine Aufteilung der Dränagezuflüsse auf zwei Pumpwerke. Die Dränleitung Nr. 6 führt eine Wassermenge von rund 94 l/s in das Pumpwerk 3 an der Durchführung des Fehlbachgrabens ab. Über die Leitungen Nr. 4 und 5 wird eine Sickerwassermenge von insgesamt etwa 28 l/s in das Schöpfwerk an den Mühlbachmündung abgeleitet.

Tabelle 3.2: Ergebnisse der Dimensionierung der Dränageleitungen

Leitungsnummer	Anfallende Wassermenge [l/s]	Gefälle [%]	Länge Dränleitung [m]	Nennweite Dränleitung	Vollfullungsleistung [l/s]
1	8,0	0,5	156	DN 200	22,5
2	59,7	0,5	74	DN 400	142,3
3	30,0	0,5	57	DN 250	40,7
4	2,5	0,3	56	DN 250	31,5
5	25,4	0,3	32	DN 250	31,5
6	93,7	0,5	118	DN 400	142,3

Die Nennweiten der Leitungen wurden so festgelegt, dass die zu erwartenden Sickerwassermengen mit ausreichenden Sicherheitsreserven abgeführt werden können.

4. Dimensionierung der Pump- und Schopfwerte

4.1 Schachtpumpwerk 1

Gemäß Tabelle 3.2 muss im Schachtpumpwerk 1 beim Bemessungsereignis eine Sickerwassermenge von $Q = 8,0$ l/s gefördert werden. Um zusätzliche Sicherheiten (z.B. für die Förderung von breitflächig über die Gelandoberkante zuflieendes Niederschlagswasser) zu gewährleisten, wird eine Pumpleistung von 20 l/s gewählt. Unter Beachtung der (n-1)-Regel werden zwei Pumpen installiert. Im Regelfall werden die Pumpen im Wechselbetrieb betrieben. Allerdings wird das Pumpwerk so gestaltet, dass bei hohen Zuflussmengen beide (i.d.R. funktionsfähige) Pumpen auch parallel betrieben werden können.

Nachstehend erfolgt die Ermittlung der notwendigen Förderhöhe der Pumpen sowie deren Strombedarf und die Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens:

▷ Förderhöhe h_{man} :

Niedrigster Wasserspiegel im Pumpwerk:	393,27 m NN
HQ _{100+Klima} in Pfettrach:	395,50 m NN
Sicherheitszuschlag:	0,5 m
Geodätischer Höhenunterschied:	$h_{geo} = 395,50 - 393,27 + 0,5 = 2,73$ m
Druckleitung 1: Durchfluss	20 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 100
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge (pauschal)	1,0 m
Fließgeschwindigkeit	2,55 m/s
Rohrreibungszahl	0,029
Reibungsverlusthöhe	$h_{v1} = 0,01$ m
Druckleitung 2: Durchfluss	20 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 200
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge	1,5 m

	Fließgeschwindigkeit	0,64 m/s
	Rohrreibungszahl	0,0025
	Reibungsverlusthöhe	$h_{v2} = 0,004 \text{ m}$
Druckleitung 3:	Durchfluss	20 l/s
	Leitungsquerschnitt	DN 200
	Wandrauheit	0,03 mm
	Leitungslänge	15,0 m
	Fließgeschwindigkeit	0,64 m/s
	Rohrreibungszahl	0,018
	Reibungsverlusthöhe	$h_{v3} = 0,028 \text{ m}$
	Druckverlust im Pumpwerk (pauschal)	$h_{PW} = 1,0 \text{ m}$
	Manometrische Förderhöhe:	$h_{\text{man}} = h_{\text{geo}} + h_{v1} + h_{v2} + h_{v3} + h_{PW}$
		$h_{\text{man}} = 2,73 + 0,01 + 0,004 + 0,028 + 1,0$
		$h_{\text{man}} = 3,78 \text{ m}$

▷ **Strombedarf N:**

Mit der Förderhöhe von 3,78 m und einer Förderleistung von 20 l/s je Pumpe ermittelt sich der Strombedarf einer Pumpe zu:

$$N = \frac{Q * FH}{102 * \eta_P * \eta_M} = \frac{20 * 3,78}{102 * 0,7 * 0,9} = 1,2 \text{ kW}$$

mit	Q	Pumpleistung im Betriebspunkt [l/s]
	η_P	Wirkungsgrad der Pumpe [-]; gewählt: 0,7
	η_M	Wirkungsgrad des Motors [-]; gewählt: 0,9

Für den Parallelbetrieb beider Pumpen ergibt sich unter Berücksichtigung einer erhöhten Leistung beim Anlaufen einer Pumpe (Faktor 1,3) ein Strombedarf von 2,8 kW.

▷ **Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens V_{erf} :**

Obwohl die zum Einsatz vorgesehenen Tauchmotoren grundsätzlich auch höhere Werte zulassen, wird eine Schalthäufigkeit von 10 gewählt, um die Lebensdauer der Schalt- und Regelungstechnik nicht einzuschränken. Das Pumpvolumen ist das Volumen zwischen Ein- und Ausschaltzeitpunkt der Pumpe im Sammelschacht. Um das maximal erforderliche Pumpensumpfvolumen im Wechselbetrieb zu erhalten, wird von stark schwankenden Zulaufmengen ausgegangen. Dies wird erreicht, wenn $Q_Z = 0,5858 * Q_P$. Damit ergibt sich das maximal erforderliche Pumpvolumen zu:

$$T_s = \frac{60}{n * z}$$

$$V_{\text{erf}} = \frac{60 * Q_Z * (Q_P - Q_Z)}{n * Q_P - Q_Z} * T_s = \frac{60 * 0,0117 * (0,02 - 0,0117)}{2 * 0,02 - 0,0117} * \frac{60}{10 * 2} = 0,62 \text{ m}^3$$

mit	V_{erf}	erforderliches Stauvolumen [m ³]
	Q_P	Förderstrom der Pumpe [m ³ /s]
	Q_Z	Bemessungszulauf zur Pumpe [m ³ /s]
	T_s	Schaltperiodendauer [s]
	n	Anzahl der Pumpen [-]
	z	zulässige Schaltspiele je Stunde [1/h]

Bei den geplanten Abmessungen des Pumpensumpfes errechnet sich die Wasserspiegeldifferenz zu:

$$h = \frac{V_{erf}}{A} = \frac{0,62}{0,75^2 * \pi} = 0,35m$$

Der Einschaltwasserspiegel wird anhand der Höhe des Zulaufs der Sickerwasserdränage bemessen, um ein Rückstau in die Dränageleitung selbst zu verhindern. Ausgehend von einer Höhle des Zulaufs von 393,72 m uNN wird ein Einschaltspiegel von 393,62 m uNN gewählt, wobei ein Sicherheitsmaß von 10 cm berücksichtigt wurde. Bei einem maximalen saugseitigen Wasserstand von 35 cm ergibt sich somit ein Ausschaltwasserspiegel von 393,27 m uNN. Damit muss die Sohle des Pumpensumpfs unter Berücksichtigung eines herstellerseitig vorgegebenen Mindestwasserstands von 0,3 m auf einer Höhle von mindestens 392,97 m uNN angeordnet werden.

Bedingt durch die Leitungsführung und die Abmessungen der Formteile wird die Sohle des Pumpensumpfs auf 392,89 m uNN festgelegt. Falls sich Zulaufmengen von mehr als 20 l/s ergeben, schalten die Pumpen in Parallelbetrieb. Wenn zwei Pumpen zusammen in eine Druckleitung fördern, so ist die Gesamtfördermenge zwar größer als die bei Einzelbetrieb bzw. Wechselbetrieb, jedoch nicht doppelt so größ. Der Grund hierfür liegt in den mit der Fließgeschwindigkeit quadratisch anwachsenden Verlusthöhen. Unter der Annahme, dass bei Parallelbetrieb 80% der doppelten Pumpleistung erbracht werden kann, können somit maximal 32 l/s gefördert werden. Das Pumpensumpfvolumen ist dafür ausreichend größ.

4.2 Schachtpumpwerk 2

Gemäß Tabelle 3.2 muss im Schachtpumpwerk 2 beim Bemessungsereignis eine Sickerwassermenge von $Q = 90$ l/s gefördert werden. Unter Beachtung der (n-1)-Regel werden zwei Pumpen installiert. Im Regelfall werden die Pumpen im Wechselbetrieb betrieben. Allerdings wird das Pumpwerk so gestaltet, dass bei hohen Zuflussmengen beide (i.d.R. funktionsfähige) Pumpen auch parallel betrieben werden können. Damit besteht auch eine ausreichende Sicherheit für ggf. zusätzliche anfallende Niederschlagswassermengen, die den Dränleitungen breitflächig über die Gelandoberflachen zulaufen könnten.

Um den Aufwand für Beschaffung, Wartung und Unterhalt zu minimieren, werden die die gleichen Pumpen wie im Schachtpumpwerk 3 verwendet (Fördermenge von 100 l/s im Betriebspunkt). Nachstehend erfolgt die Ermittlung der notwendigen Forderhohle der Pumpen sowie deren Strombedarf und die Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens:

▷ Forderhohle h_{man} :

Niedrigster Wasserspiegel im Pumpwerk:	393,53 m uNN
HQ _{100+Klima} in Pfettrach:	396,31 m uNN
Sicherheitszuschlag:	0,5 m
Geodätischer Höhenunterschied:	$h_{geo} = 396,31 - 393,53 + 0,5 = 3,28$ m
Druckleitung 1: Durchfluss	100 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 200
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge (pauschal)	1,0 m
Fließgeschwindigkeit	3,18 m/s

	Rohrreibungszahl	0,024
	Reibungsverlusthöhe	$h_{v1} = 0,062 \text{ m}$
Druckleitung 2:	Durchfluss	200 l/s
	Leitungsquerschnitt	DN 300
	Wandrauheit	0,4 mm
	Leitungslänge	8,0 m
	Fließgeschwindigkeit	2,83 m/s
	Rohrreibungszahl	0,024
	Reibungsverlusthöhe	$h_{v2} = 0,26 \text{ m}$
	Druckverlust im Pumpwerk (pauschal)	$h_{PW} = 1,0 \text{ m}$
Manometrische Förderhöhe:		$h_{\text{man}} = h_{\text{geo}} + h_{v1} + h_{v2} + h_{v3} + h_{PW}$
		$h_{\text{man}} = 3,28 + 0,062 + 0,26 + 1,0$
		$h_{\text{man}} = 4,6 \text{ m}$

▷ **Strombedarf N:**

Mit der Förderhöhe von 4,6 m und einer Förderleistung von 100 l/s je Pumpe ermittelt sich der Strombedarf einer Pumpe zu:

$$N = \frac{Q * FH}{102 * \eta_P * \eta_M} = \frac{100 * 4,6}{102 * 0,7 * 0,9} = 7,16 \text{ kW}$$

mit	Q	Pumpleistung im Betriebspunkt [l/s]
	η_P	Wirkungsgrad der Pumpe [-]; gewählt: 0,7
	η_M	Wirkungsgrad des Motors [-]; gewählt: 0,9

Für den Parallelbetrieb beider Pumpen ergibt sich unter Berücksichtigung einer erhöhten Leistung beim Anlaufen einer Pumpe (Faktor 1,3) ein Strombedarf von 16,5 kW.

▷ **Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens V_{erf} :**

Obwohl die zum Einsatz vorgesehenen Tauchmotoren grundsätzlich auch höhere Werte zulassen, wird eine Schalthäufigkeit von 10 gewählt, um die Lebensdauer der Schalt- und Regelungstechnik nicht einzuschränken. Das Pumpvolumen ist das Volumen zwischen Ein- und Ausschaltzeitpunkt der Pumpe im Sammelschacht. Um das maximal erforderliche Pumpensumpfvolumen im Wechselbetrieb zu erhalten, wird von stark schwankenden Zulaufmengen ausgegangen. Dies wird erreicht, wenn $Q_Z = 0,5858 * Q_P$. Damit ergibt sich das maximal erforderliche Pumpvolumen zu:

$$T_s = \frac{60}{n * z}$$

$$V_{\text{erf}} = \frac{60 * Q_Z * (Q_P - Q_Z)}{n * Q_P - Q_Z} * T_s = \frac{60 * 0,0527 * (0,06 - 0,0527)}{2 * 0,06 - 0,0527} * \frac{60}{10 * 2} = 2,78 \text{ m}^3$$

mit	V_{erf}	erforderliches Stauvolumen [m ³]
	Q_P	Förderstrom der Pumpe [m ³ /s]
	Q_Z	Bemessungszulauf zur Pumpe [m ³ /s]
	T_s	Schaltperiodendauer [s]
	n	Anzahl der Pumpen [-]
	z	zulässige Schaltspiele je Stunde [1/h]

Bei den geplanten Abmessungen des Pumpensumpfes errechnet sich die Wasserspiegeldifferenz zu:

$$h = \frac{V_{erf}}{A} = \frac{2,78}{1,25^2 * \pi} = 0,57m$$

Der Einschaltwasserspiegel wird anhand der Höhe des Zulaufs der Sickerwasserdränage bemessen, um ein Rückstau in die Dränageleitung zu verhindern. Ausgehend von einer Höhle des Zulaufs von 394,01 m uNN wird ein Einschaltwasserspiegel von 393,91 m uNN gewählt, wobei ein Sicherheitsmaß von 10 cm berücksichtigt wurde. Bei einem maximalen saugseitigen Wasserstand von 57 cm ergibt sich somit ein Ausschaltwasserspiegel von 393,34 m uNN. Damit muss die Sohle des Pumpensumpfs unter Berücksichtigung eines herstellerseitig vorgegebenen Mindestwasserstands von 0,42 m auf einer Höhle von mindestens 392,92 m uNN angeordnet werden.

Bedingt durch die Leitungsführung und die Abmessungen der Formteile wird die Sohle des Pumpensumpfs jedoch auf 392,54 m uNN festgelegt. Sobald sich Zulaufstrome von mehr als 90 l/s für dieses Schachtpumpwerk ergeben, schalten die Pumpen in Parallelbetrieb. Wenn zwei Pumpen zusammen in eine Druckleitung fördern, so ist die Gesamtforderungsmenge zwar größer als die bei Einzelbetrieb bzw. Wechselbetrieb, jedoch nicht doppelt so größ. Der Grund hierfür liegt in den mit der Fließgeschwindigkeit quadratisch anwachsenden Verlusthöhen. Unter der Annahme, dass bei Parallelbetrieb 80% der doppelten Pumpleistung erbracht werden kann, können somit maximal 144 l/s gefördert werden. Der Ein- und Ausschaltwasserspiegel der zweiten Pumpe im Parallelbetrieb wurden so gewählt, dass dieser jeweils 10 cm über dem der ersten Pumpe liegt. Das bemessene Pumpensumpfvolumen ist dafür ausreichend größ.

4.3 Pumpwerk 3

Das Pumpwerk 3 dient zur Ableitung des Sickerwassers, das in der Dränageleitung Nr. 6 landseitig der Hochwasserschutzwand des Abschnitts 3 zwischen dem Bahndamm im Westen und dem Fehlbachgraben im Osten gefasst wird. Gemäß Tabelle 3.2 ist hier bei einem Bemessungshochwasser mit einem Sickerwasserandrang von ca. 94 l/s zu rechnen.

Zusätzlich muss die Regenwassermenge abgeleitet werden, die in dem kleinen Einzugsgebiet des Fehlbachgrabens im Bereich zwischen dem Mühlbach und der Hochwasserschutzwand anfällt und über den Graben abfließt (Grundstücke Fl. Nrn.137/3 und 137/4). Unterstellt man ein gleichzeitig mit einem Bemessungshochwasser auftretendes 5-jährlichen Regenereignis mit einer Dauerstufe von 1,5 h und einer Niederschlagsabflussspende von 58,3 [l/s*ha] (KOSTRA 2010R) ergibt sich bei einer abflusswirksamen Entwässerungsfläche von ca.800 m² ein Abfluss von rund 5 l/s im Fehlbachgraben.

Das Pumpwerk wird deshalb für eine Forderungsmenge von 100 l/s ausgelegt. Unter Beachtung der (n-1)-Regel werden zwei Pumpen installiert. Im Regelfall werden die Pumpen im Wechselbetrieb betrieben. Bei hohen Zuflussmengen können beide Pumpen auch parallel betrieben werden. Damit besteht auch eine ausreichende Sicherheit für ggf. zusätzliche anfallende Niederschlagswassermengen, die den Dränleitungen breitflächig über die Gelandoberflachen zulaufen könnten.

Das Pumpwerk 3 wird mit einem rechteckiger Grundriss gestaltet und gemäß den näheren Angaben in den Plänen in Anlage 11 in die Hochwasserschutzwand integriert. Nachstehend erfolgt die Ermittlung der notwendigen Forderhohle der Pumpen sowie deren Strombedarf und die Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens:

▷ **Förderhöhe h_{man} :**

Niedrigster Wasserspiegel im Pumpwerk:	394,32 m üNN
HQ _{100+Klima} in Pfettrach:	396,65 m üNN
Sicherheitszuschlag:	0,5 m
Geodätischer Höhenunterschied:	$h_{\text{geo}} = 396,65 - 394,32 + 0,5 = 2,83 \text{ m}$
Druckleitung 1: Durchfluss	100 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 200
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge (pauschal)	1,0 m
Fließgeschwindigkeit	3,18 m/s
Rohrreibungszahl	0,024
Reibungsverlusthöhe	$h_{v1} = 0,06 \text{ m}$
Druckleitung 2: Durchfluss	200 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 300
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge	0,7 m
Fließgeschwindigkeit	2,83 m/s
Rohrreibungszahl	0,022
Reibungsverlusthöhe	$h_{v2} = 0,021 \text{ m}$
Druckverlust im Pumpwerk (pauschal)	$h_{\text{PW}} = 1,0 \text{ m}$
Manometrische Förderhöhe:	$h_{\text{man}} = h_{\text{geo}} + h_{v1} + h_{v2} + h_{v3} + h_{\text{PW}}$
	$h_{\text{man}} = 2,83 + 0,06 + 0,02 + 1,0$
	$h_{\text{man}} = 3,91 \text{ m}$

▷ **Strombedarf N:**

Mit der Förderhöhe von 3,91 m und einer Förderleistung von 100 l/s je Pumpe ermittelt sich der Strombedarf einer Pumpe zu:

$$N = \frac{Q * FH}{102 * \eta_P * \eta_M} = \frac{100 * 3,91}{102 * 0,7 * 0,9} = 6,1 \text{ kW}$$

mit	Q	Pumpleistung im Betriebspunkt [l/s]
	η_P	Wirkungsgrad der Pumpe [-]; gewählt: 0,7
	η_M	Wirkungsgrad des Motors [-]; gewählt: 0,9

Für den Parallelbetrieb beider Pumpen ergibt sich unter Berücksichtigung einer erhöhten Leistung beim Anlaufen einer Pumpe (Faktor 1,3) ein Strombedarf von 14 kW.

▷ **Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens V_{erf} :**

Obwohl die zum Einsatz vorgesehenen Tauchmotoren grundsätzlich auch höhere Werte zulassen, wird eine Schalthäufigkeit von 10 gewählt, um die Lebensdauer der Schalt- und Regelungstechnik nicht einzuschränken. Das Pumpvolumen ist das Volumen zwischen Ein- und Ausschaltzeitpunkt der Pumpe im Sammelschacht. Um das maximal erforderliche Pumpensumpfvolumen im Wechselbetrieb zu erhalten, wird von stark schwankenden

Zulaufmengen ausgegangen. Dies wird erreicht, wenn $Q_Z = 0,5858 * Q_P$. Damit ergibt sich das maximal erforderliche Pumpvolumen zu:

$$T_s = \frac{60}{n * z}$$

$$V_{erf} = \frac{60 * Q_Z * (Q_P - Q_Z)}{n * Q_P - Q_Z} * T_s = \frac{60 * 0,0527 * (0,06 - 0,0527)}{2 * 0,06 - 0,0527} * \frac{60}{10 * 2} = 2,78 \text{ m}^3$$

mit	V_{erf}	erforderliches Stauvolumen [m ³]
	Q_P	Förderstrom der Pumpe [m ³ /s]
	Q_Z	Bemessungszulauf zur Pumpe [m ³ /s]
	T_s	Schaltperiodendauer [s]
	n	Anzahl der Pumpen [-]
	z	zulässige Schaltspiele je Stunde [1/h]

Bei den geplanten Abmessungen des Pumpensumpfes errechnet sich die Wasserspiegeldifferenz zu:

$$h = \frac{V_{erf}}{L * B} = \frac{2,78}{2,5 * 3,35} = 0,33 \text{ m}$$

Bei der Festlegung des Einschaltwasserspiegel wird darauf geachtet, dass der Wasserstand im Pumpwerk nicht bis über die Einlaufhöhe der Einleitung des Fehlbachgrabens ansteigt, da sonst der Überfall des anstauenden Regenwassers im Fehlbachgraben in das Pumpwerk verhindert würde. Ausgehend von einer angesetzten Höhe der Schachtsohle von 393,90 m üNN und eines vorgegebenen Mindestwasserstands von 0,42 m, liegt der Ausschaltwasserspiegel auf 394,32 m üNN. Bei einem maximalen saugseitigen Wasserstand von 33 cm ergibt sich somit ein Einschaltwasserspiegel von 394,65 m üNN.

Sobald sich Zulaufmengen von mehr als 90 l/s ergeben, schalten die Pumpen in den Parallelbetrieb. Wenn zwei Pumpen zusammen in eine Druckleitung fördern, ist die Gesamtfördermenge zwar größer als die bei Einzelbetrieb bzw. Wechselbetrieb, jedoch nicht doppelt so groß. Unter der Annahme, dass bei Parallelbetrieb 85% der doppelten Pumpleistung erbracht werden kann, können maximal 153 l/s gefördert werden. Der Ein- und Ausschaltwasserspiegel der zweiten Pumpe im Parallelbetrieb wurden so gewählt, dass dieser jeweils 10 cm über dem Ein- und Ausschaltwasserspiegel der ersten Pumpe im Wechselbetrieb liegt. Das bemessen Pumpensumpfvolumen ist dafür ausreichend groß.

4.4 Schöpfwerk Mühlbachmündung

Unmittelbar oberstrom der Hirschauer Brücke mündet der Mühlbach in die Pfettrach. Im Mündungsbereich wird ein Schöpfwerk mit Siel errichtet, das folgende Funktionen hat:

- ▷ In hochwasserfreien Zeiten soll der Mühlbach wie bisher im freien Gefälle in die Pfettrach abfließen. Bei Hochwasser muss der Mühlbach dagegen abgesperrt werden, um einen Rückstau der Pfettrach in den geschützten Bereich zu verhindern. Das soll durch die Anordnung eines Sielbauwerks gewährleistet werden, das in Abhängigkeit von der Wasserspiegellage in der Pfettrach gesteuert wird.
- ▷ Die bei Hochwasser im Einzugsgebiet des Mühlbachs westlich der Bahnlinie entstehenden Abflüsse müssen mit Pumpen in die Pfettrach gefördert werden.

Geplant ist die Installation von drei Pumpen mit einer Förderleistung von jeweils 275 l/s Damit können folgende Fälle abgedeckt werden:

- ▷ Unter Beachtung der (n-1)-Regel kann eine Abflussmenge von 0,55 m³/s vom Mühlbach in die Pfettrach geschöpft werden. Damit reicht die Pumpleistung des Schöpfwerks aus, um die Wassermenge zu fördern, die im Einzugsgebiet des abgetrennten Mühlbachs bei einem 5-jährlichem Regenereignis mit einer maßgebenden Dauerstufe von 1,5 h anfallen kann (incl. Basisabfluss in Höhe von 80 l/s und Sickerwasserzufluss aus den Dränleitungen Nr. 4 und 5 in Höhe von insgesamt 28 l/s).
- ▷ Für sehr seltene Fälle, in denen diese Förderleistung nicht ausreicht, wird die dritte Pumpe zugeschaltet. Die dann mögliche Fördermenge von ca. 0,75 m³/s liegt in der Größenordnung des Zuflusses im Einzugsgebiet des abgetrennten Mühlbachs, der bei einem 5-jährlichem Regenereignis mit einer maßgebenden Dauerstufe von 1,5 h anfallen kann.

4.4.1 Pumpensumpfvolumen und Strombedarf

Nachstehend erfolgt die Ermittlung der notwendigen Förderhöhe der Pumpen sowie deren Strombedarf und die Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens:

▷ Förderhöhe h_{man} :

Niedrigster Wasserspiegel im Pumpwerk:	393,47 m üNN
HQ _{100+Klima} in Pfettrach:	396,39 m üNN
Sicherheitszuschlag:	0,5 m
Geodätischer Höhenunterschied:	$h_{geo} = 396,39 - 393,47 + 0,5 = 3,42$ m
Druckleitung 1: Durchfluss	275 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 400
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge (pauschal)	1,0 m
Fließgeschwindigkeit	2,19 m/s
Rohrreibungszahl	0,02
Reibungsverlusthöhe	$h_{v1} = 0,012$ m
Druckleitung 2: Durchfluss	750 l/s
Leitungsquerschnitt	DN 700
Wandrauheit	0,4 mm
Leitungslänge	6,0 m
Fließgeschwindigkeit	1,95 m/s
Rohrreibungszahl	0,018
Reibungsverlusthöhe	$h_{v2} = 0,03$ m

Gesamter Druckverlust im Schöpfwerk (Anlagenelemente) 3,66 m

Manometrische Förderhöhe: $h_{man} = h_{geo} + h_{v1} + h_{v2} + h_{pW}$
 $h_{man} = 3,42 + 0,012 + 0,03 + 1,0$
 $h_{man} = 4,46$ m

▷ Strombedarf N:

Mit der Förderhöhe von 4,46 m und einer Förderleistung von 275 l/s je Pumpe ermittelt sich der Strombedarf einer Pumpe zu:

$$N = \frac{Q * FH}{102 * \eta_P * \eta_M} = \frac{275 * 4,46}{102 * 0,7 * 0,9} = 19,1 \text{ kW}$$

mit Q Pumpleistung im Betriebspunkt [l/s]
 η_P Wirkungsgrad der Pumpe [-]; gewählt: 0,7
 η_M Wirkungsgrad des Motors [-]; gewählt: 0,9

Für den Parallelbetrieb aller drei Pumpen ergibt sich unter Berücksichtigung einer erhöhten Leistung beim Anlaufen einer Pumpe (Faktor 1,3) ein Strombedarf von 63 kW.

▷ **Ermittlung des erforderlichen Pumpensumpfvolumens V_{erf} :**

Obwohl die zum Einsatz vorgesehenen Tauchmotoren grundsätzlich auch höhere Werte zulassen, wird eine Schalthäufigkeit von 10 gewählt, um die Lebensdauer der Schalt- und Regelungstechnik nicht einzuschränken. Das Pumpvolumen ist das Volumen zwischen Ein- und Ausschaltzeitpunkt der Pumpen in der Pumpenkammer. Um das maximal erforderliche Pumpensumpfvolumen zu erhalten, wird von einem Szenario ausgegangen in dem die maximale Förderkapazität von ca. 0,75 m³/s erreicht werden muss sowie eine stark vereinfachte Pumpensteuerung gewählt wurde, bei der die drei Pumpen parallel laufen, sobald der Zufluss größer als der Bemessungszufluss von 0,55 m³/s ist. Damit ergibt sich das maximal erforderliche Pumpvolumen zu:

$$T_s = \frac{60}{n * z}$$

$$V_{\text{erf}} = \frac{60 * Q_Z * (Q_P - Q_Z)}{n * Q_P} * T_s = \frac{60 * 0,55 * (0,75 - 0,55)}{0,75} * \frac{60}{3 * 10} = 17,6 \text{ m}^3$$

mit V_{erf} erforderliches Stauvolumen [m³]
 Q_P gesamter Förderstrom der drei Pumpen [m³/s]
 Q_Z Bemessungszufluss zur Pumpe [m³/s]
 T_s Schaltperiodendauer [s]
 n Anzahl der Pumpen [-]
 z zulässige Schaltspiele je Stunde [1/h]

Bei den geplanten Abmessungen des Pumpensumpfes errechnet sich die Wasserspiegeldifferenz zu:

$$h = \frac{V_{\text{erf}}}{L * B} = \frac{17,6}{7,5 * 4,7} = 0,46 \text{ m}$$

Der Einschaltwasserspiegel wird anhand der Höhe des Zulaufs der Sickerwasserdränage im Schacht 10 bemessen, um einen Rückstau in den Schacht 10 und somit in die Dränageleitung selbst zu verhindern. Ausgehend von einer Höhe des Zulaufs von 394,42 m üNN wird ein maximaler Einschaltwasserspiegel der drei Pumpen von 394,42 m üNN gewählt. Ausgehend von einer angesetzten Höhe der Pumpensockel von 392,84 m üNN und eines herstellerseitig vorgegebenen Mindestwasserstands von 0,63 m, liegt der Ausschaltwasserspiegel der letzten laufenden Pumpe auf 393,47 m üNN. Der Ausschaltwasserspiegel der zwei anderen Pumpen wird pauschal auf 0,5 m über dem ersten Ausschaltspiegel gesetzt, also auf 393,97 m üNN. Bei einem maximalen saugseitigen Wasserstand von 46 cm ergibt sich somit ein Einschaltwasserspiegel der ersten Pumpe von 393,93 m üNN.

Sobald sich Zulaufströme von mehr als 550 l/s ergeben, schalten die Pumpen in Parallelbetrieb, wobei die zwei weiteren Pumpen bei einem Wasserspiegel von 343,32 m üNN bzw. 343,42 m üNN zugeschaltet werden. Die Wasserspiegeldifferenz von 10 cm zwischen den Einschaltwasserspiegeln ist so gewählt, um ein gleichzeitiges Anlaufen von zwei

Pumpen zu verhindern und somit den Strombedarf deutlich zu reduzieren. Unter der Annahme, dass bei Parallelbetrieb 90% der dreifachen Pumpleistung erbracht werden kann, können somit ca. 750 l/s gefördert werden. Das bemessen Pumpensumpfvolumen ist auch ausreichend groß für andere Szenarien wie z.B. Wechselbetrieb der drei Pumpen.

4.4.2 Notstromaggregat

Um das Schöpfwerk auch noch bei Hochwasser und gleichzeitigem Stromausfall betreiben zu können, ist die Installation eines Notstromaggregats vorgesehen.

Unter Berücksichtigung des etwa 1,3-fachen Strombedarfs beim Anlaufen einer Pumpe bei bereits laufenden zwei Pumpen errechnet sich die Leistung des Stromaggregats zu:

$$N_A = \frac{N_{PN}}{0,8} = \frac{19,1 * 1,3 + 19,1 * 2}{0,8} = 79 \text{ kVA}$$

mit N_A .. Leistung des Stromerzeugers [kVA]
 N_{PN} .. Nennleistung der Pumpen [kW]
0,8 .. Wirkungsgrad $\cos \varphi$ des Stromerzeugers

Es wird ein Stromaggregat mit 80 kVA Leistung installiert.

Eching am Ammersee, den 06.07.2022

Anhang 1.1

Übersichtskarte verwendeter Vermessungsdaten

Anhang 1.2

Wasserspiegellagen- und Differenzenpläne

Planverzeichnis

Plan Nr.	Bezeichnung	Maßstab
H100	Wassertiefen HQ ₁₀₀ Istzustand	1 : 1.500
H101	Wassertiefen HQ ₁₀₀ Planungszustand	1 : 1.500
H102	Wassertiefen HQ _{100+Klima} Planungszustand	1 : 1.500
H103	Differenzen der Wasserspiegellagen Planungszustand -Istzustand HQ ₁₀₀	1 : 1.500

Anhang 1.3

Freibordberechnung

Anhang 1.4

Querschnitte Sickerwasserberechnung