
Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Konzeptionelle Bemessung und Planung von Überströmstrecken

Miriam MONSCHEIN

Vorgelegt zur Erlangung des
akademischen Grades einer Diplomingenieurin
der Studienrichtung Bauingenieurwesen

Graz, im März 2017

Betreuer der Masterarbeit:

DI Dr. Josef SCHNEIDER

Mitbetreuende Externe:

DI Dr. Gabriele HARB

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung)

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin oder einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im März 2017

.....

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich all jenen danken, die durch ihre fachliche und persönliche Unterstützung zum Gelingen dieser Masterarbeit beigetragen haben.

Die vorliegende Arbeit habe ich in Zusammenarbeit mit meiner Betreuerin Gabriele Harb von der Verbund AG geschrieben. Ich schätze mich sehr glücklich eine so sachkundige und wertvolle Unterstützung erhalten zu haben und bin ihr für ihre liebe und geduldige Bereitschaft ihr Wissen mit mir zu teilen sehr dankbar.

Besonders möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken, die mir das Studium ermöglicht, mich durchgehend liebevoll unterstütz haben und mir immer mit Rat und Tat zur Seite gestanden sind.

Meiner lieben Schwester will ich danken, dass sie mich so verständnisvoll und aufbauend auch durch die schwierigsten Phasen in meinem Studium begleitet hat.

Meinem Freund Oliver Pölzl sowie meinen Freunden, insbesondere Manuela Kljajic, Rita Hasenhütl und Alexander Stoißer, danke ich für die große emotionale Unterstützung und die vielen lustigen Momente, die mich über die gesamte Studiendauer motiviert haben.

Auch bei den Mitgliedern des Verkehrswesenzeichensaals möchte ich mich herzlich für die gemeinsame Zeit bedanken, die mein Studienleben sehr bereichert hat!

Kurzfassung

Die Wasserführung in Fließgewässern unterliegt naturgebundenen Schwankungen. Auf Grund menschlicher Eingriffe und Besiedelungen von hochwassergefährdeten Gebieten werden nun durch Abflussspitzen teilweise große Schäden verursacht. Das Fehlen von Retentionsräumen ist ein Grund der Verstärkung von Hochwasserereignissen stromabwärts. Durch das Bereitstellen von Retentionsräumen soll das Schadenspotential von zukünftigen Hochwassern verringert werden. Strecken an Begleitdämmen, die auf die Belastung einer Überströmung ausgelegt sind, sollen dem Fließgewässer die Möglichkeit zur Ausuferung geben. Diese Strecken werden Überströmstrecken genannt. Um bei extremen Hochwasserereignissen eine größere Wassermenge in das Umland ableiten zu können, besteht die Möglichkeit einen erodierbaren Damm an diesen Überströmstrecken anzuordnen. Dieser wird im Überlastfall ausgeschwemmt, wodurch sich ein größerer Querschnitt für die Abfuhr der Wassermassen bildet.

In der vorliegenden Arbeit werden die Prinzipien der Anwendung von Überströmstrecken sowie erodierbarer Dämme beschrieben und verschiedene Ausführungsvarianten dieser vorgestellt.

Im Anschluss daran erfolgt die Anwendung dieser theoretischen Grundlagen bei der Behandlung eines Projektes in Zusammenarbeit mit der VERBUND Hydro Power GmbH (VHP). Es werden unterschiedliche Abflussszenarien mit Hilfe von numerischer Strömungsmechanik (Computational Fluid Dynamics - CFD) in dem Projektgebiet simuliert. Aus den daraus gewonnenen Ergebnissen werden Empfehlungen zur Anordnung und Ausführung von Überströmstrecken wie auch erodierbaren Dämmen abgegeben.

Abstract

The flow of water in natural river systems follows natural-bound variations. Based on human activities and settlements in flood-prone areas, peaks of flows may cause great damages. The lack of retention areas is a reason for the boost of floods downstream. The damage potential of future floods should be decreased by providing retention areas. Zones at accompanying dykes, which are determined for overtopping should give rivers the possibility for overflowing. These zones are called overflow sections. To achieve a higher flow rate in case of an extreme flood there is the possibility to add a fuse plug embankment at these overflow sections. The fuse plug will be washed out in case of exceedance of the design flood. This results in a bigger profile and allows the water masses discharge.

The present thesis describes the principles of utilization of overflow sections as well as fuse plug embankments and presents several design variants of these. In a further step, the former mentioned theoretical basics are adapted in the execution of a project in cooperation with the VERBUND Hydropower GmbH (VHP). Different flow scenarios are simulated with the help of Computational Fluid Dynamics (CFD) in the project area. The obtained results create the base for recommendations concerning location and design of overflow sections and fuse plug embankments.

Inhaltsverzeichnis

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung).....	iii
Danksagung.....	iv
Kurzfassung.....	v
Abstract.....	vi
Inhaltsverzeichnis.....	vii
Abkürzungsverzeichnis.....	ix
1. Einleitung.....	1
1.1 Problemstellungen.....	2
1.2 Ziele.....	3
2. Deiche und Dämme.....	4
3. Überströmbare Dämme.....	5
3.1 Anforderungen an Überströmstrecken.....	6
3.2 Ausführungsvarianten von überströmbaren Dämmen.....	8
3.2.1 Grasbewuchs.....	8
3.2.2 Bodenstabilisierung.....	9
3.2.3 Geokunststoffe.....	11
3.2.4 Steinsatz.....	14
3.2.5 Steinschüttung.....	15
3.2.6 Raubettgerinne.....	16
3.2.7 Verbundene Rasengittersteine.....	17
3.2.8 Mastix- Schotter Deckwerk.....	18
3.2.9 Geogittermatratzen.....	19
3.3 Sicherung des Böschungsfußes.....	20
4. Erodierbare Dämme.....	22
4.1 Damm mit Dichtungskern.....	23
4.2 Damm aus Feinsand.....	26
4.3 Concrete Fuse Plug.....	28

4.4	Fuse Gate	30
5.	Dimensionierung von Überströmstrecken	32
5.1	Förderfähigkeit.....	32
5.2	Überfallbeiwert μ	34
5.3	Förderleistung.....	35
6.	Projektbezogene Anwendung	36
6.1	Projektgebiet.....	36
6.2	Ausgangswerte der Modellierung.....	38
6.3	Verwendete Software.....	39
6.4	Eingabeparameter für die Modellierung in Telemac-2D	40
6.5	Durchgeführte Berechnungen	41
6.6	Überblick- Ergebnisse der Modellierung.....	45
6.6.1	Bereich Obervogau	47
6.6.2	Bereich Spielfeld	49
6.7	Konzept der Überströmstrecken.....	51
6.8	Berechnung der Überfallmenge bei HQ_{100}	56
6.9	Überströmungen der einzelnen Retentionsräume	61
6.9.1	Retentionsraum R1	63
6.9.2	Retentionsraum R2	70
6.9.3	Retentionsraum R3	77
6.9.4	Retentionsraum R4	88
6.9.5	Retentionsraum R5	96
6.9.6	Retentionsraum R6	103
6.9.7	Retentionsraum R7	110
7.	Zusammenfassung und Ausblick	116
	Literaturverzeichnis	119
	Abbildungsverzeichnis	122
	Tabellenverzeichnis	128

Abkürzungsverzeichnis

d_{100}	größter Korndurchmesser [cm]
d_B	minimale Schüttstärke [cm]
DH_l	Dammhöhe links [m ü.A.]
DH_r	Dammhöhe rechts [m ü.A.]
HQ_1	Einjähriges Hochwasser
HQ_{100}	100-jährliches Hochwasser
HQ_{30}	30-jährliches Hochwasser
HQ_5	Fünfjähriges Hochwasser
$H_{\bar{u}}$	Überströmhöhe [m]
k	Durchlässigkeitskoeffizient [m/s]
KW	Kraftwerk
L	Wehrkronenlänge/ Länge der Überströmstrecke [m]
q	Abfluss pro Laufmeter [$m^3/s \cdot m^{-1}$]
Q_a	Normalabfluss
Q_{Str}	Überfallmenge [m^3/s]
q_{Str}	spezifische Förderleistung [$m^3/s \cdot m^{-1}$]
WSP	Wasserspiegel [m]
Δh_1	Höhenunterschied der Wasserspiegel zwischen HQ_{100} und HQ_1 [m]
Δh_2	Höhenunterschied der Wasserspiegel zwischen HQ_{100} und HQ_5 [m]
μ	Überfallbeiwert
v	Abminderungsfaktor für Schräganströmung: $v = 0,95$

1. Einleitung

In Fließgewässern unterliegt die Wasserführung natürlichen Schwankungen. Durch menschliche Eingriffe wurden, beispielsweise mit Flussbegradigungen, massive Veränderungen im Abflussgeschehen vorgenommen. Weiters entstanden Besiedlungen in Gebieten mit hoher Hochwassergefährdung. Die Auswirkungen dieser Entwicklungen werden bei extremen Hochwasserereignissen besonders drastisch demonstriert. Obwohl sich diese statistisch gesehen nicht häufig ereignen, gehören sie dennoch zum gewöhnlichen Abflussgeschehen. Das Fehlen von natürlichen Retentionsräumen führt schließlich zu einem Anstieg des Hochwasserscheitels bei einer gleichzeitigen Beschleunigung der fließenden Welle. Dadurch tritt eine Verstärkung des Hochwasserereignisses stromabwärts ein.

Um das Schadenspotential von zukünftigen Hochwassern zu verringern wird versucht, Retentionsräume gezielt zur Verfügung zu stellen. Dies soll durch Strecken an Begleitdämmen ermöglicht werden, die durch Überströmung im Überlastfall, ab einem festgelegten Durchfluss, dem Fließgewässer die Möglichkeit zur Ausuferung bieten. Eine so genannte Überströmstrecke muss der Belastung durch Überströmung standhalten können und ermöglichen, dass das Wasser in dafür vorgesehene Bereiche im Hinterland abfließen kann. Voraussetzung für diese Bereiche ist, dass das abgeleitete Wasser wieder dem Vorfluter zugeführt werden kann.

Eine zusätzliche Erhöhung des Abflusses bei besonders starken Hochwasserereignissen kann durch Kombination von einem erodierbaren Damm mit einer Überströmstrecke ermöglicht werden. Dies bedeutet, dass im Falle eines Hochwassers durch die Kräfte des ansteigenden Wasserstandes im Fließgewässer ein bestimmter Abschnitt des Begleitdamms freigespült wird und ein größerer Querschnitt für die Abfuhr des Wassers in Retentionsräume zur Verfügung steht.

In der vorliegenden Arbeit werden unterschiedliche mögliche Ausführungsvarianten von Überströmstrecken, sowie die Funktionsweise und der Aufbau erodierbarer Dämme erläutert.

Für ein Projektgebiet in der Steiermark erfolgt weiters eine numerische Modellierung unterschiedlicher Abflussgeschehnisse durch das finite Elemente Computerprogramm „TELEMAC–2D“, entwickelt von einem Konsortium bestehend aus:

- Artelia (Frankreich)
- Bundesanstalt für Wasserbau (Deutschland)
- Centre d'études techniques maritimes et fluviales, CETMEF (Frankreich)
- Daresbury Laboratory (Großbritannien)
- Electricité de France (Frankreich)
- HR Wallingford Ltd (Großbritannien),

in Kombination mit dem Visualisierungsprogramm Blue Kenue des Canadian Hydraulic Center. Anhand dieser Ergebnisse soll die konzeptionelle Berechnung der Überströmstrecken sowie Varianten zur Anordnung und Ausführung von Überströmstrecken entwickelt werden.

1.1 Problemstellungen

Zur Sicherung der Oberflächen von Überströmstrecken gegen die hydraulische Beanspruchung stehen etliche Ausführungen zur Auswahl. Welche Art der Oberflächensicherung in einem bestimmten Anwendungsfall zu wählen ist, kann erst nach genauer Betrachtung der einzelnen Möglichkeiten entschieden werden. Darüber hinaus ist ein System zur Berechnung der Überströmstrecken erforderlich, um die benötigte Länge der Strecken für einen bestimmten Überlastfall, zu ermitteln. Da in dem zu betrachtenden Gebiet große Überfallsmengen an den Überströmstrecken erwartet werden, erfolgt die Überlegung, zusätzlich erodierbare Dämme anzuordnen, um die auftretenden Überfallsmengen auf kürzeren Überströmstrecken abführen zu können. Erodierbare Dämme sind jedoch derzeit noch nicht sehr gebräuchlich, da die Entwicklung dieser erst in den letzten Jahrzehnten begonnen hat. Dadurch bestehen Unsicherheiten in deren Planung sowie Anwendung.

1.2 Ziele

Ein grundlegender Überblick unterschiedlicher Varianten von Oberflächensicherungen bei Überströmstrecken aus verschiedenen Quellen soll gegeben werden. Dadurch soll ermöglicht werden, für das im Zuge der Arbeit behandelte Projekt Vorschläge zur Ausführung der notwendigen Überströmstrecken zu machen. Um die benötigten Längen der Überströmstrecken ermitteln zu können, soll ein System zur konzeptionellen Berechnung dieser vorgestellt werden. Da zusätzlich die Anwendung erodierbarer Dämme angedacht wird, sollen unterschiedliche Funktionsweisen dieser recherchiert und vorgestellt werden. Dadurch sollen die Voraussetzungen für den Entscheidungsvorgang, ob und wie erodierbare Dämme im zu behandelnden Projektgebiet eingesetzt werden, gegeben sein.

2. Deiche und Dämme

Als Deich wird ein Bauwerk, das längsseitig des Fluss- oder Meeresufers verläuft, bezeichnet. In Österreich wird dafür auch der Begriff „Hochwasserschutzdamm“ verwendet.

Normgemäß jedoch ist ein Damm ein künstlich aufgeschüttetes oder natürlich entstandenes Bauwerk, das quer zur Fließrichtung steht. Es behindert den Abfluss und wirkt in der Regel aufstauend.

Deiche befinden sich, im technischen Sprachgebrauch, an natürlichen Gewässern um vorübergehende Gefahren, wie Hochwässer, abzuwehren. Wohingegen sich ein Damm an natürlichen als auch künstlichen Gewässern, wie zum Beispiel Stauanlagen, befinden kann. Dämme können jedoch auch als Leitdamm zur Lenkung des Wassers in natürlichen Gewässern fungieren (BMLFUW, 2007).

Deiche stehen nicht unter ständiger Belastung durch Wasserdruck und Durchströmung, sondern nur bei Auftreten eines Hochwasserereignisses oder einer Sturmflut. Wogegen Dämme ständig durch Wasserdruck bzw. Durchströmung belastet werden. (Wasser- und Bodenverband „Barthe-Küste“, 2017).

Prinzipiell wird der Aufbau von Deiche und Dämme in drei Zonen gegliedert (BMLFUW, 2007):

- Stützkörper
- Dichtung
- Filter und Drainage.

Die Querschnittsform wird hauptsächlich durch folgende Parameter bestimmt (BMLFUW, 2007):

- Kronenbreite
- Deich-/ Dammhöhe
- Böschungsneigung
- Anordnung von Bermen.

Die Deich- bzw. Dammoberflächen können wasser- und landseitig durch unterschiedliche Angriffe belastet werden (BMLFUW, 2007):

- Starkregen
- Wellen und Wasserströmung
- Überströmungen
- Eisgang, Eisstau
- Wühltiere
- Befahren
- Reiten.

Im Folgenden wird auf die Sicherung der luftseitigen Böschungsoberfläche gegen die Beanspruchung durch Überströmungen bei Hochwasserereignissen eingegangen.

3. Überströmbare Dämme

Hochwasserereignisse zählen zu natürlichen Ereignissen, deren Wiederkehrzeit und Ausmaß nicht exakt vorhergesagt werden kann. Aufgrund der Länge der Aufzeichnungen, Auswahl der Stichproben, Veränderungen der umliegenden Landnutzung, Messfehler und Berechnungsfehler kommt es zu großen Unsicherheiten bei der Festlegung des Bemessungshochwassers. Aus diesem Grund, und für Extremereignisse, werden bei Sperrenbauwerken grundsätzlich Entlastungseinrichtung vorgesehen, um bei Ereignissen, die größer als das Bemessungsereignis sind, das Bauwerk vor möglichen Schäden zu schützen. Auch bei Hochwasserschutzdeichen finden Entlastungseinrichtungen Verwendung. Bei unkontrollierter Überströmung von Dämmen ist innerhalb kurzer Zeit mit einem möglichen Erosionsbruch zu rechnen. Binnen Sekunden können große Wassermassen in das Hinterland einströmen und große Schäden verursachen. Eine mögliche Entlastungseinrichtung sind Überströmstrecken. Diese ermöglichen im Extremfall eine gezielte Überflutung ausgewiesener Bereiche im Hinterland und erschließen somit Retentionsräume (BMLFUW, 2006).

Durch die bewusste Ausuferung stellt sich der Wasserstand stromabwärts nach einer Überströmstrecke in etwa auf den Bemessungswasserstand ein. Im Längsverlauf des Flusses erweist sich somit die Anordnung einer Überströmstrecke nach größeren Zubringern als sinnvoll. Ein weiterer ausschlaggebender Punkt bei der Anordnung solcher Entlastungseinrichtungen, ist die Geländeform des

Hinterlandes. Es muss gewährleistet sein, dass durch beispielsweise Altarme, der Abfluss und die Rückgabe ermöglicht und nicht durch Mulden oder ähnliches behindert werden (BMLFUW, 2006).

3.1 Anforderungen an Überströmstrecken

Die geplante Ableitung von Wasser über die Oberfläche eines Dammes ist zwingend damit verbunden, Sicherungsmaßnahmen an der Oberfläche sowie am Dammfuß vorzusehen. Die Oberflächenbeschaffenheit, speziell die Rauigkeit, der luftseitigen Böschung ist ausschlaggebend für die hydraulischen Verhältnisse und Turbulenzen des Abflusses. Durch ausreichend lange Überströmstrecken mit maximalen Fließhöhen von 30cm, soll das Entstehen großer Sohlschubspannungen vermieden werden. Der Schutz vor Erosion ist je nach Substrat anzupassen und soll möglichst gegen die Wasserseite über den Kronenbereich herabgezogen werden (BMLFUW, 2006).

Um die Funktionsweise von Überströmstrecken zu gewährleisten, definierte Bieberstein (2004) folgende Anforderungen an Deckwerke von Überströmstrecken:

- ausreichende Dauerhaftigkeit / Langzeitstabilität
- zuverlässig hohe Wasserdurchlässigkeit
- Erosionsstabilität
- Plastizität (wegen möglicher Setzungsdifferenzen)
- Fugenlosigkeit
- mäßig rau (hydraulische Forderung)
- Möglichkeit zur Begrünung

Haselsteiner et al. (2014) haben zur Veranschaulichung der unterschiedlichen hydraulischen Verhältnisse und Beanspruchungen in der folgenden Abbildung 1 einen überströmbaren Damm unter Zuhilfenahme der Energielinie in mehrere Bereiche eingeteilt und diese wie folgt beschrieben:

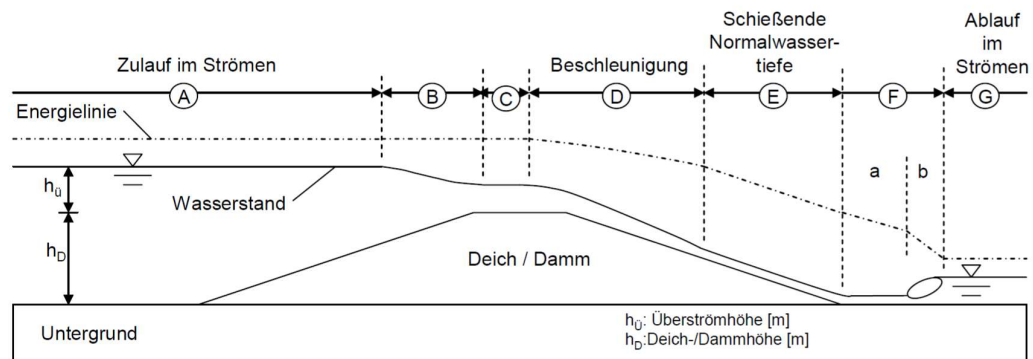


Abbildung 1 Hydraulische Verhältnisse an einem überströmbaren Damm; wobei h_U = Überströmhöhe, h_D = Dammhöhe; Beschreibung der Bereiche A-F siehe Fließtext. (Haselsteiner et al., 2014)

- Bereich A: Zuströmbereich, Energieverluste sind vernachlässigbar
- Bereich B: Einschnürung erfolgt
- Bereich C: Bereich über der Dammkrone, konstanter Wasserspiegel stellt sich ein
- Bereich D: Beschleunigungsbereich an der Deichböschung
- Bereich E: Grenzverhältnisse wurden erreicht, schießender Abfluss stellt sich ein
- Bereich F: Hohe Energieverluste aufgrund des Neigungswechsels (a), im Idealfall bildet sich ein Wechsellagerungsbereich von Schießen auf Strömen aus, wodurch auf kurzer Strecke eine große Menge Energie umgewandelt wird (b). Es ist zu überprüfen, ob die Ausbildung eines Tosbeckens notwendig ist.

3.2 Ausführungsvarianten von überströmbaren Dämmen

Die Wahl der konstruktiven Ausführung hängt von den jeweiligen Randbedingungen und den voraussichtlichen hydraulischen Beanspruchungen ab. Eine Abflachung der Böschungsneigung auf 1:10 bis 1:20 wird in jedem Fall empfohlen. Zusätzlich zur Erosionssicherung der Oberfläche der überströmbaren Bereiche muss ein seitliches Überschwappen des Wassers beidseitig der Überströmstrecke verhindert werden (BMLFUW, 2006).

3.2.1 Grasbewuchs

Eine äußerst wirtschaftliche und natürliche Variante zur Oberflächensicherung stellt eine gute, dauerhafte, geschlossene und dichte Grasnarbe dar. Allerdings kann diese Ausführungsvariante nur bei geringer hydraulischer Beanspruchung mit niedrigen Überflutungshöhen und einer Böschungsneigung von 1:5 oder flacher und kurzer Überflutungsdauer zum Einsatz kommen. Der Widerstand der Grasnarbe kann durch die Wahl der Grassorte stark beeinflusst werden. Regelmäßige Kontrollen des Bewuchses sind notwendig um Unregelmäßigkeiten (Kanten, Vertiefungen, ...) zu entdecken und zu korrigieren, damit beim Eintreten von Überströmungen der Erosion keine Angriffsflächen geboten werden (BMLFUW, 2006).

In Abbildung 2 ist eine Darstellung einer Oberflächensicherung durch Grasbewuchs mit zusätzlicher Sicherung durch Grobsteinen im Kronenbereich ersichtlich.

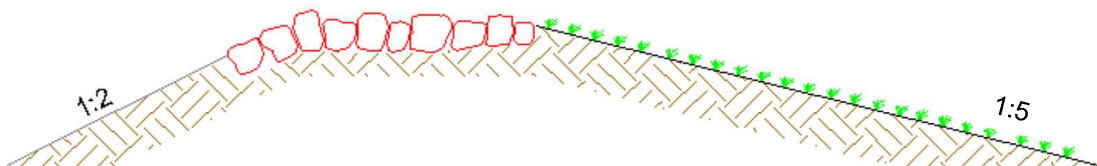


Abbildung 2 Überströmstrecke gesichert durch Grasbewuchs (grün dargestellt) und Grobsteinen im Kronenbereich (rot gekennzeichnet) (BMLFUW, 2006)

3.2.2 Bodenstabilisierung

Zweschper (2003) hat die Verwendung von Bodenstabilisierungen bei überströmbaren Dämmen erklärt und überprüft. Aus seiner Arbeit ist zu entnehmen, dass bei einer Bodenstabilisierung durch Einmischen eines Bindemittels (meist Feinkalke), eine dauerhafte Erhöhung der Tragfähigkeit, Festigkeit, Raumbeständigkeit, der Wasserunempfindlichkeit und der Frostbeständigkeit erreicht wird. Zweschper (2003) empfiehlt bei kleineren Dämmen einen homogenen Dammkörper, allerdings ist es auch möglich nur die landseitige Böschung eine stabilisierte Schicht mit ausreichender Stärke aufzubringen. Unterschiedliche Ausführungsvarianten sind Abbildung 3 zu entnehmen. In jedem Fall wird empfohlen aus Gründen der Landschaftsverträglichkeit eine Schicht Oberboden auf die landseitige Böschung aufzutragen, um eine angemessene Begrünung vornehmen zu können. Dieser Schicht kommen allerdings nicht nur optische Vorteile zu, sie dämpft zusätzlich die Auswirkungen von Austrocknung aber auch Frost auf den stabilisierten Dammkörper. Im Falle einer Überströmung ist allerdings davon auszugehen, dass diese Schicht durch die hydraulischen Beanspruchungen abgetragen wird. Darüber hinaus ist es wahrscheinlich, dass es durch einen ungleichmäßigen Abtrag der Oberbodenschicht zu Abflusskonzentrationen auf dem stabilisierten Dammkörper kommt, der dieser Beanspruchung unbedingt standhalten können muss (Zweschper, 2003).

Bei der Planung einer Oberflächensicherung mittels Bodenstabilisierung sind die Eigenschaften des anstehenden Untergrundes im Hinblick auf die Durchsickerung unbedingt zu prüfen. Wird eine hohe Durchlässigkeit festgestellt, besteht die Gefahr, dass der Untergrund ausgespült wird.

Von dem LfU Baden-Württemberg Ref. 41 (2004) wird eine Neigung im Bereich von 1:6 bei Überströmstrecken mittels Bodenstabilisierung als sinnvoll erachtet sowie ein maximaler spezifischer Abfluss von $q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$ empfohlen.

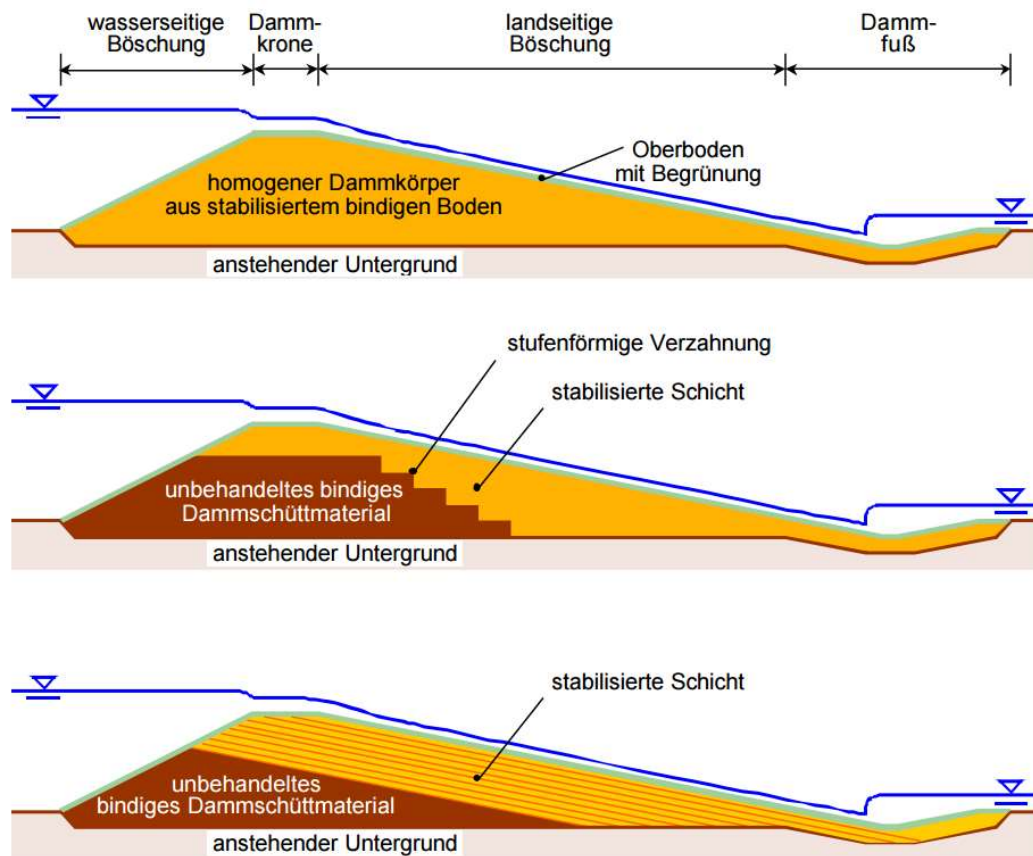


Abbildung 3 Prinzipskizzen von Dammaufbauten mit Bodenstabilisierung als Überströmsicherung: Homogener Dammkörper aus stabilisiertem bindigen Boden; Damm bestehend aus unbehandeltem bindigen Dammschüttmaterial durch stufenförmiger Verzahnung mit stabilisierter Bodenschicht verbunden; Damm aus unbehandeltem bindigen Dammschüttmaterial mit aufgebauter stabilisierter Schicht (Zweschper, 2003)

3.2.3 Geokunststoffe

Die Ausführungsarten von Geokunststoffen bei überströmbaren Dämmen sind äußerst vielfältig. Haselsteiner et al. (2014) beschreiben die Eigenheiten und unterschiedlichen Varianten:

Vliese, Geogitter oder mit Geogitter kombinierte Vliese weisen eine hohe Zugfestigkeit auf, wodurch mit Geokunststoffen verstärkte oder eingepackte Erdkörper äußerst stabil werden in Bezug auf Überströmung und Durchströmung. Die Durchlässigkeit hierbei muss hoch genug sein, um Wasserdruck auf die Konstruktion zu verhindern. Darüber muss durch genügend Filterstabilität, das Erodiere von Bodenteilchen verhindert werden können. Die zusätzliche Beachtung der globalen Standsicherheit beinhaltet die Möglichkeit zu verhindern, dass die gesamte Konstruktion an einer Gleit- oder Bruchfläche abrutscht.

In Bezug auf die linienhafte Sicherung von Dämmen längs des Flusses, stellen Fugenstöße der Geokunststoffe Schwachstellen dar. Eine ausreichende Überlappung ist einzuhalten, eventuell ist auch eine konstruktive Sicherung durch beispielsweise Klettbänder sinnvoll. Im Kronenbereich ist es zweckdienlich, Geokunststofflagen zu führen oder Geoschläuche anzuordnen. Um die Gefahr der Kolkbildung im Bereich des landseitigen Dammfußes zu verhindern, können Bodenpackungen, die mit Geokunststoffen ummantelt sind, angeordnet werden. Zusätzlich kann es bei größerer hydraulischer Belastung notwendig werden, Konstruktionen zur Energieumwandlung zu errichten. Um schon auf der Böschung einen großen Teil der Energie umzuwandeln, ist eine kaskadenartige Ausbildung von Vorteil.

Da Geokunststoffe sensibel auf UV-Strahlung reagieren, ist es notwendig sie mit einer Vegetationsdecke vor dieser zu schützen. Der Bewuchs dieser Schicht sollte sich aber unbedingt auf Rasensorten beschränken, da Gehölze die Kunststoffe durch deren Wurzeln beschädigen können. Bei Erwartung von verstärktem Wühltierbefall ist es empfehlenswert Kiesschichten oder Drahtgitter als Sperrschichten einzubauen.

In der folgenden Abbildung 4 sind unterschiedliche Konstruktionsmöglichkeiten von überströmbaren Dämmen mit Geokunststoffen aufgeführt. Haselsteiner et al. (2014) erklären die einzelnen Systeme wie folgt:

Beispiel A - Schlaufen: stellt eine Sicherung durch Ausbildung von Schlaufen aus Vlies, oder mit Geogitter verstärktem Vlies, dar. Die Wirkung wird durch waagrechtes Einlegen, anschließendes Umschlagen an der landseitigen Böschung und Zurückführen in den Dammkörper erzielt, wobei bestimmte Abstände a_{Sch} und Verankerungslängen eingehalten werden müssen. Die oberste Schlaufe kann unter der wasserseitigen Böschungsoberfläche rückverankert werden oder, wie Bieberstein (2004) empfiehlt, als Schlauch ausgebildet werden.

Beispiel B – Böschungsparelle Bahnen: ist eine äußerst einfach einzubauende Variante. Der Geokunststoff wird auf die Böschung des fertiggestellten Dammkörpers landseitig aufgelegt und durch Bodennägel befestigt. Der einzuhaltende Abstand der Nägel a_{BN} ist abhängig von den zu erwartenden Beanspruchungen. Ein mögliches Anwendungsbeispiel dieser einfachen Sicherungsvariante sind Deichertüchtigungen.

Beispiel C – Waagrechte Bahnen: Durch das Fehlen einer Schlaufe wird, im Falle einer Überströmung, Oberbodenmaterial weggespült. Es stellt sich im besten Fall ein Gleichgewichtszustand ein, wodurch das Brechen des Damms verhindert wird.

Beispiel D – Schläuche & Container: zeigt die Möglichkeit von in sich geschlossenen Geokunststoffen in Form von Schläuchen oder Containern entweder im Inneren des Damms als erosionssicherer Kern oder entlang der Böschung als Oberflächensicherung. Wird die Sicherung im Kern angebracht, ist damit zu rechnen, dass im Falle einer Überströmung der Oberboden aber auch Teile des Dammsstützkörpers wegerodiert werden.

Verschiedene Kombinationen aus den genannten Einbauvarianten der Geokunststoffe sind möglich.

Für die unterschiedlichen Varianten werden Neigungen im Bereich zwischen 1:1,5 und 1:3 als sinnvoll erachtet (Heerten et al., 2008).

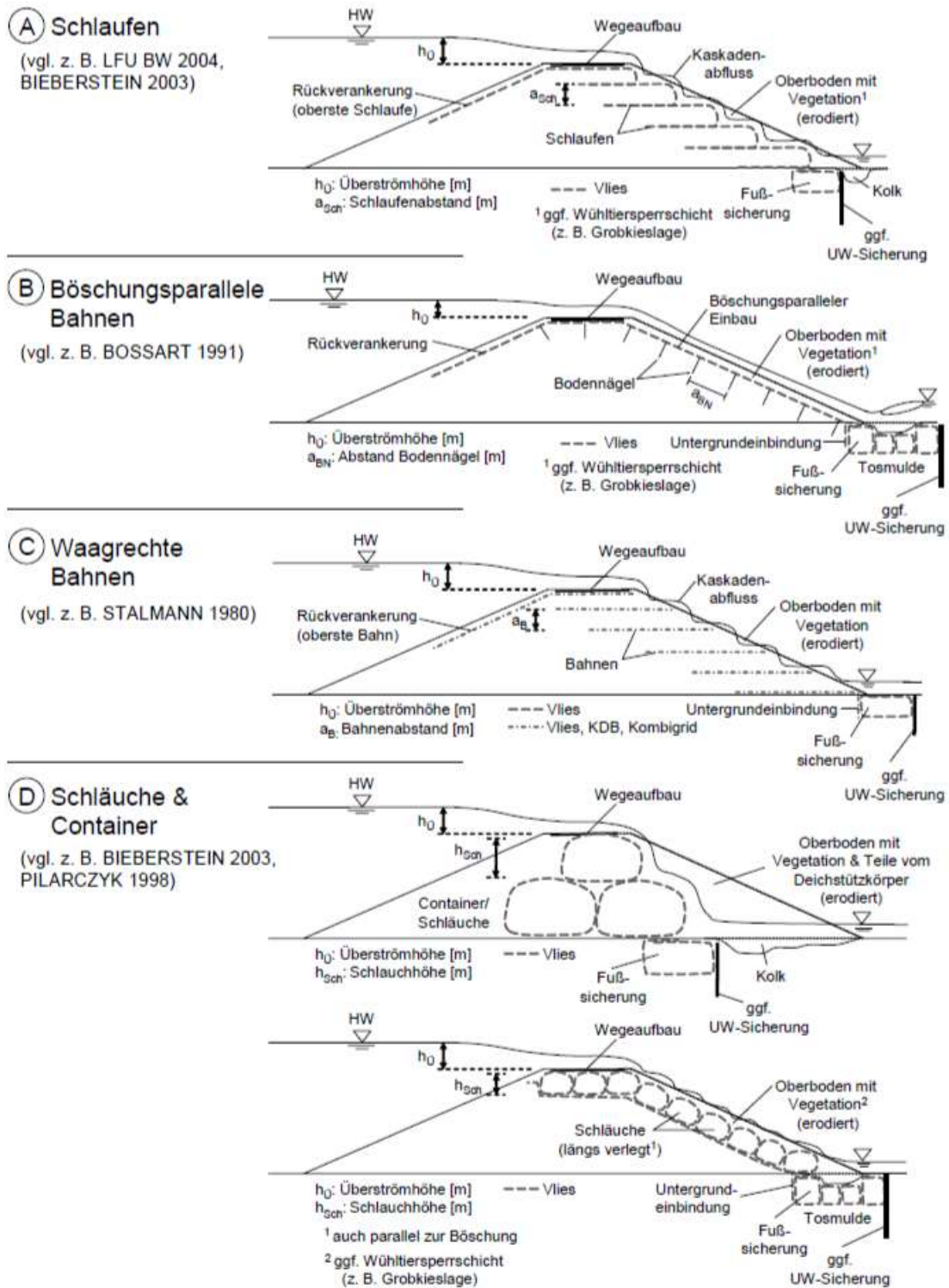


Abbildung 4 Unterschiedliche Varianten zur Überströmsicherung von Dämmen mit Geokunststoffen; Beschreibung siehe Beispiele A-D im Fließtext (Haselsteiner et al., 2014)

3.2.4 Steinsatz

Das LfU Baden-Württemberg Ref. 41 (2004) beschreibt drei unterschiedliche Steinformen zur Ausführung von einem Steinsatz, die in Abbildung 5 abgebildet sind:

- Regelmäßige, platte Steine
- Regelmäßige, kompakte Steine
- Unregelmäßige Steine

Für alle drei Varianten empfiehlt das LfU Baden-Württemberg Ref. 41 (2004) eine luftseitige Böschungsneigung von $1:m \leq 1:6$ sowie einen maximalen Abfluss von $q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$. Des Weiteren sollen die Steine kraftschlüssig versetzt werden und müssen die angreifenden Schubkräfte durch Reibung auf den Dammkörper oder Stützbauwerke übertragen. (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004)

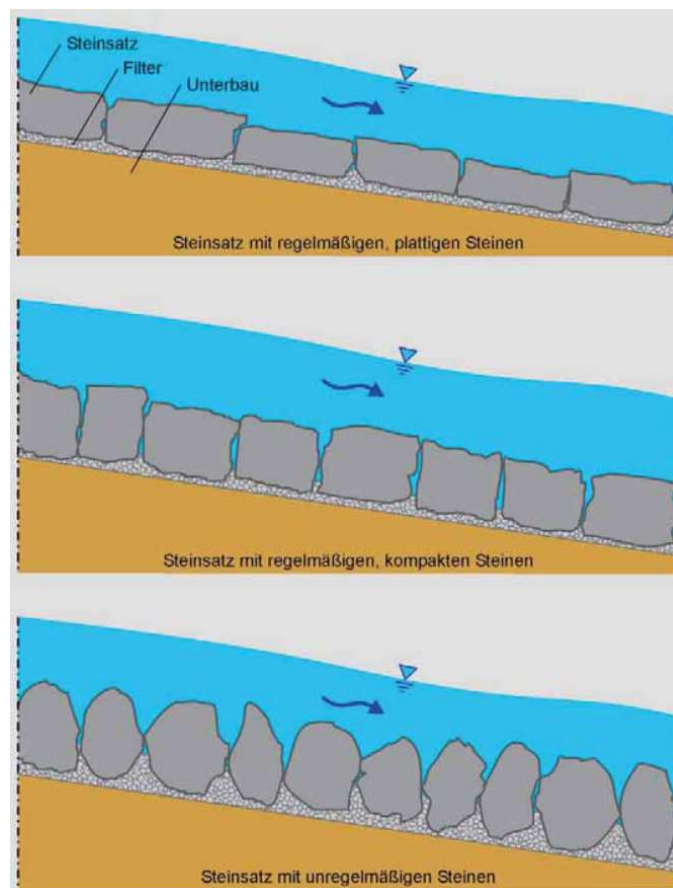


Abbildung 5 Varianten zur Überströmsicherung durch Steinsatz (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004)

3.2.5 Steinschüttung

Das LfU Baden-Württemberg Ref. 41 (2004) beschreibt die Steinschüttung als Überströmsicherung bei der die Steine lose in einer bestimmten Stärke geschüttet werden, wie in Abbildung 6 zu sehen ist.

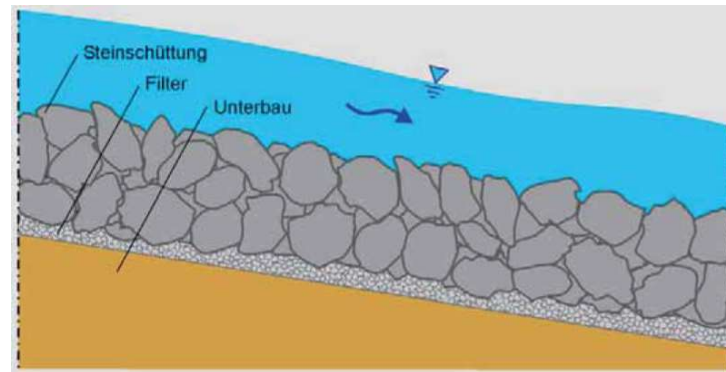


Abbildung 6 Steinschüttung als Überströmsicherung (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004)

Laut LfU Baden-Württemberg Ref. 41 (2004) sind bereits geringe Abflussänderungen kritisch, da sich die Steine dabei umlagern können und dadurch Erosionsrinnen entstehen können. Dies hätte zur Folge, dass sich eine Abflusskonzentration bildet und die Erosion immer weiter vorantreibt. Bei Steinschüttungen erfolgt das Abfließen des überströmenden Wassers bis zu einem spezifischen Abfluss q_D durch das Deckwerk, erst bei Überschreiten von q_D kommt es zur Überströmung der Schüttung und bei ausreichend großem Abfluss auch zur Erosion von einzelnen Steinen. Bei Steinschüttungen wird empfohlen an der luftseitigen Böschung eine Neigung von $1:m \leq 1:4$ sowie einen maximalen spezifischen Abfluss von $q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$ einzuhalten. Die Rauigkeit des Deckwerks ist in den meisten Fällen höher als beim Steinsatz. Dies führt zu niedrigeren Fließgeschwindigkeiten und zur Einleitung größerer Kräfte in den Dammkörper, wodurch auf der Böschung mehr Energie umgewandelt wird und das Risiko einer rückschreitenden Erosion am Dammfuß sinkt. Die Beschreibung einer Steinschüttung erfolgt durch deren Kornverteilung, also der Schüttsteinklasse, sowie der Schüttstärke d_D . Eine bestimmte Schüttstärke ist notwendig um ein Korngerüst innerhalb der Schüttung auszubilden. Die minimale Schüttstärke wird durch den größten Korndurchmesser d_{100} mit $d_D \approx 1,5 \cdot d_{100}$ bestimmt. Die Kornverteilungskurven

der Schüttsteinklassen 0 bis V ist Abbildung 7 zu entnehmen. Laut dieser Klassifizierung beträgt bei Schüttsteinklasse 0 die Mindestschüttstärke 22,5cm (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004).

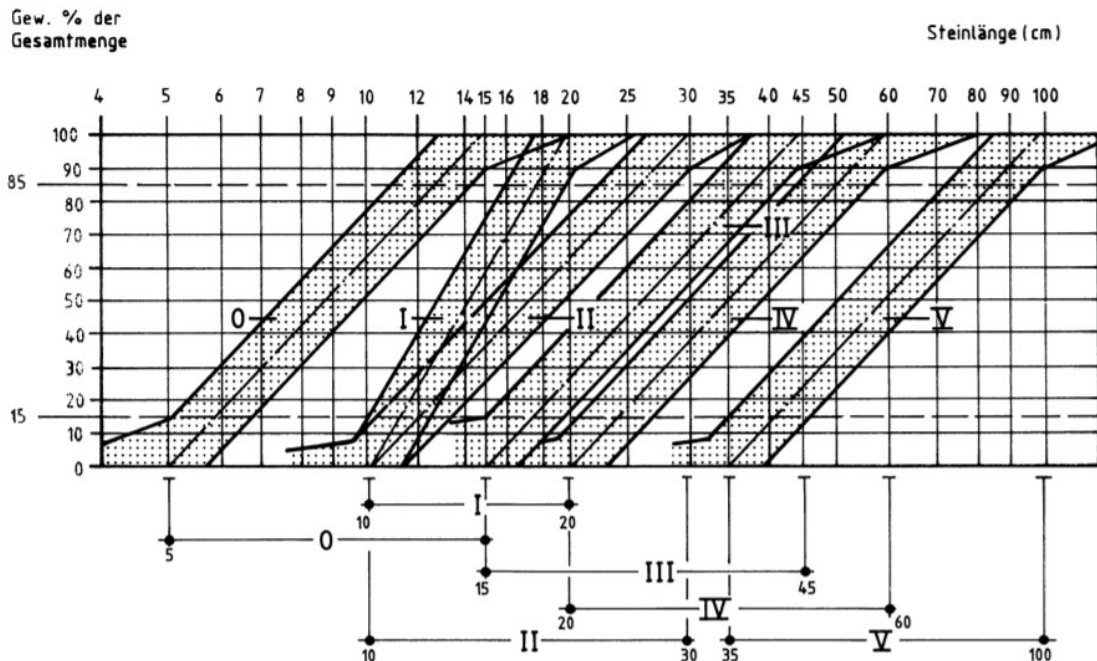


Abbildung 7 Kornverteilungskurve der Schüttsteinklassen 0 bis V, wobei 0 die Mindestschüttstärke klassifiziert (Bundesanstalt für Wasserbau, 1993)

3.2.6 Raubettgerinne

Im seltenen Falle eines Damms mit sehr steiler Böschung oder starken Beanspruchungen, wird die Verwendung eines in Magerbeton versetzten Raubettgerinnes, wie in Abbildung 8 ersichtlich, erwägt. Das Erstellen dieser Oberflächen-sicherung erfordert einen sehr hohen Arbeitsaufwand, da die Steine im Blocksatz versetzt werden müssen. Bei dieser Bauart ist es nahezu ausnahmslos notwendig einen Querriegel am Dammfuß anzuordnen. Damit können Böschungsneigungen von $1:m = 1:2$ ermöglicht werden (BMLFUW, 2006).

Da es sich um einen starren Verbund zwischen Steinen und Magerbeton handelt, besteht durch Setzungen nach Fertigstellung die Gefahr von Hohllagen unter der Oberflächensicherung und somit die Gefahr von Sickerströmungen, die zum Versagen führen können (Queißer, 2006).

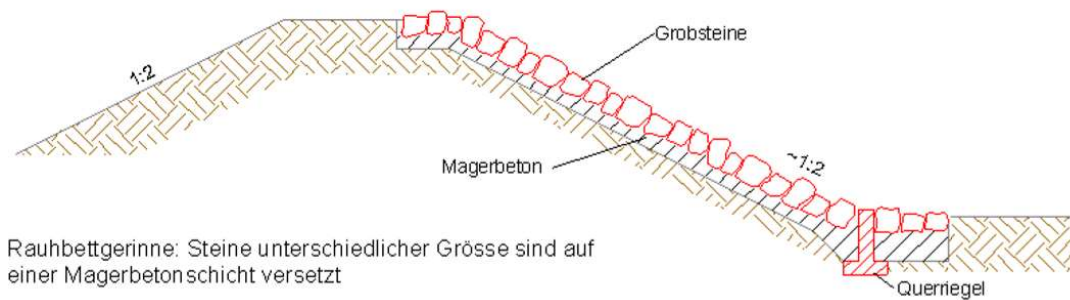


Abbildung 8 Raubbettgerinne als Überströmsicherung; in rot sind Grobsteine auf einer Schicht Magerbeton skizziert. (BMLFUW, 2006)

3.2.7 Verbundene Rasengittersteine

Das LfU Baden-Württemberg Ref. 41 (2004) beschreibt, dass Rasengittersteine als selbsttragendes aber auch kohärentes Deckwerksystem verwendet werden können. Es ist notwendig, dass die einzelnen Rasengittersteine durch z.B. langzeitbeständige Stahlklammern oder durchlaufende Stahlseile dauerhaft miteinander verbunden werden. Die luftseitige Dammböschung soll eine Neigung von $1:m \leq 1:6$ aufweisen und es soll ein maximal spezifischer Abfluss von $q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$ eingehalten werden (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004).

In Abbildung 9 ist eine Oberflächensicherung durch Rasengittersteine im Labor abgebildet.



Abbildung 9 Verbundene Rasengittersteine als Überströmsicherung (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004)

3.2.8 Mastix- Schotter Deckwerk

Kohärente Deckwerke aus hochporösem Mastix-Schotter finden seit vielen Jahren bei wasserbaulichen Bauwerken Anwendung. Die Herstellung des dränfähigen Material erfolgt durch Mischung von 80% Gestein in Form von Splitt in der Fraktion 16-22 mm mit 20% Mastix bestehend aus Bitumen, Füller, Mittelsand und Faserstoffen. Die luftseitige Dammböschung soll eine Neigung von $1:m \leq 1:6$ aufweisen und ein maximal spezifischer Abfluss von $q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$ eingehalten werden (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004).

Die minimale Deckwerksdicke wird durch das 6-fache des maximalen Korndurchmessers beschrieben. Die Mastix-Schotter Schicht wird üblicherweise, um die Filterstabilität zu gewährleisten, durch ein Geogewebe von der darunterliegenden Filterschicht aus beispielsweise Mineralbeton getrennt (Queißer, 2006).

Durch Bedecken der Oberfläche mit einer Humusschicht von 10-15 cm ist es möglich, die Oberflächensicherung in die Landschaft einzubinden. Wie in Abbildung 10 zu erkennen ist, bildet sich durch natürlichen Samenflug eine Grasnarbe auf der Humusschicht aus (Bieberstein & Wörsching, 2004).



Abbildung 10 Bohrkern aus einem Mastix-Schotter Deckwerk als Überströmsicherung (Elskens, 1995)

3.2.9 Geogittermatratzen

Durch Umschließen einer Steinschüttung mit einem Geogitter, wird eine Oberflächensicherung durch Geogittermatratzen hergestellt. Der Aufbau ist in Abbildung 11 schematisch dargestellt. Das Geogitter wird in der Regel aus Polyethylen, Polypropylen oder Polyamid gefertigt und bildet den Erosionsschutz der einzelnen Steine. Die Neigung wird mit $1:m \leq 1:4$ empfohlen sowie ein maximal spezifischer Abfluss von $q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$ (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004).

Ebenso wie bei der Steinschüttung erfolgt auch hier ein nicht zu vernachlässigender Anteil des Abflusses durch das Deckwerk. Eine Begrünung des Deckwerks wird hierbei problematisch, da die Zwischenräume der Steine dadurch mit Bodenmaterial gefüllt werden. Da die Materialien des Geogitters empfindlich gegenüber UV-Strahlen sind ist es dennoch empfehlenswert eine Begrünung vorzunehmen und geeignete konstruktive Maßnahmen zu treffen um ein Zusetzen der Hohlräume zu verhindern. Bei handelsüblichen Geogitter liegt die Maschenweite bei 5 cm sodass Steinspitzen, je nach verwendeter Steingröße, herausragen. Je nach Belastung beträgt die Deckwerksdicke üblicherweise zwischen 25 cm und 40 cm (Siebel, 2014).

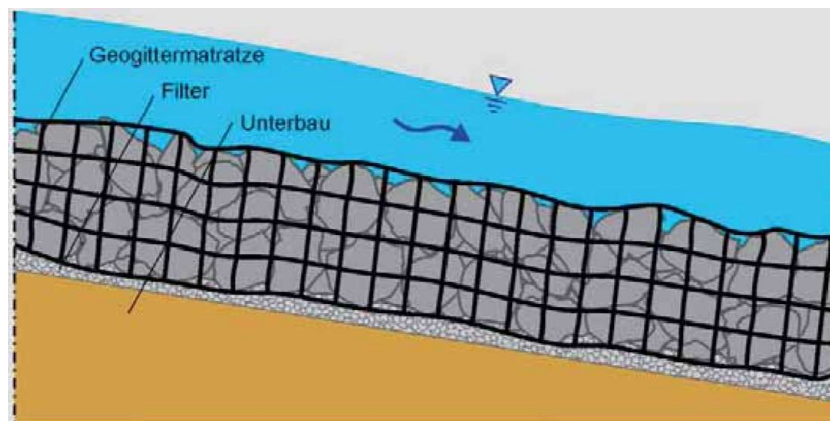


Abbildung 11 Geogittermatratze als Oberflächensicherung (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004)

3.3 Sicherung des Böschungsfußes

Am luftseitigen Böschungsfuß bildet sich bei Überströmung des Damms meistens ein Wechselsprung aus, wobei dieser gekennzeichnet ist durch einen hohen Grad an Turbulenz, die durch Druckschwankungen und Energiedissipation hohe Belastungen auf die Sohle ausüben. Eine Systemskizze der Belastungen zeigt Abbildung 12. Um diesen Bereich vor einer unzulässigen Kolkbildung sowie rückschreitender Erosion, die zum vollständigen Versagen des Dammbauwerks führen kann, zu sichern, sind geeignete konstruktive Maßnahmen zu treffen (Queißer, 2006).

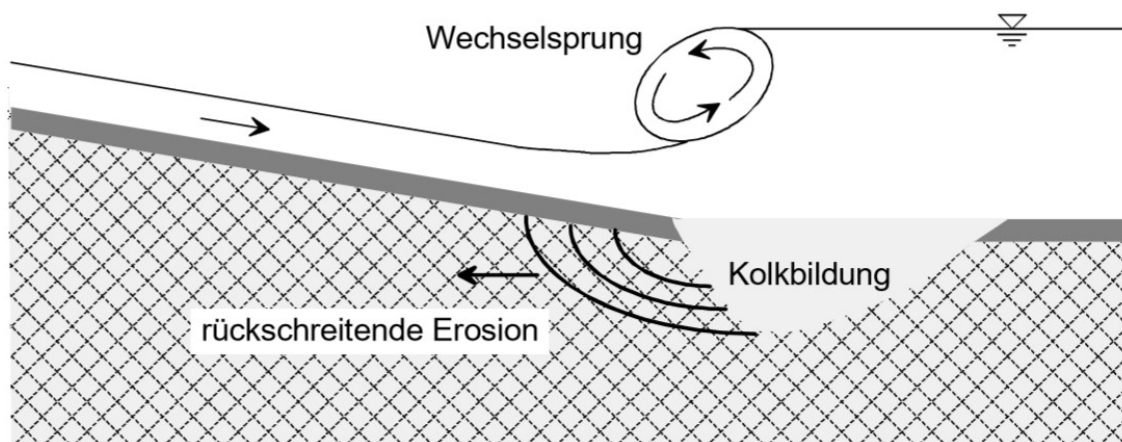


Abbildung 12 Belastungen des Böschungsfußes; der auftretende Wechselsprung führt zu Kolkbildung und rückschreitender Erosion (Queißer, 2006)

In Abhängigkeit von der Rauheit der Oberflächensicherung kommt es zu unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten, wobei im Fall von relativ glatten Sicherungen besonders hohe Geschwindigkeiten erzielt werden. Dadurch gibt es, wie in Abbildung 13 ersichtlich wird, je nach Deckwerk unterschiedliche Varianten den Böschungsfuß zu sichern. Abfließendes Sickerwasser muss durch Drainagen abgeleitet werden, die auch nach einer Überströmung zur Entwässerung des Damms genutzt werden. Das an den Böschungsfuß anschließende Gelände, sollte möglichst strömungsgünstig ausgebildet sein, um den Abfluss nicht zu behindern und die Erosion auf ein Minimum beschränkt werden kann (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004).

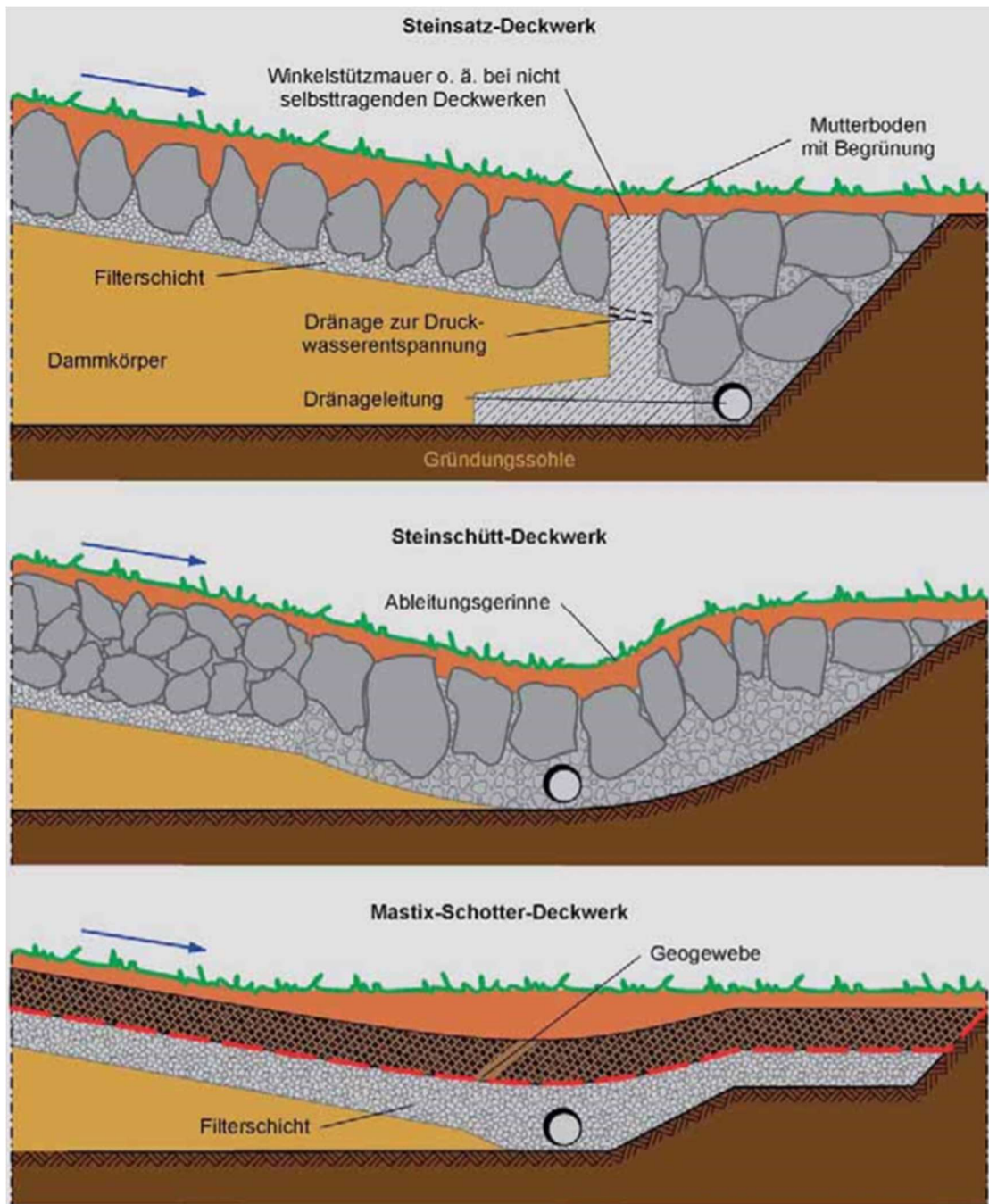


Abbildung 13 Fußsicherungen unterschiedlicher Deckwerke (LfU Baden-Württemberg Ref. 41, 2004)

4. Erodierbare Dämme

Bei Eintreten eines Hochwassers, welches das Bemessungshochwasser übersteigt, besteht neben der Möglichkeit der Verwendung einer, im vorhergehenden Kapitel behandelten, Überströmstrecke zusätzlich die Möglichkeit der Verwendung eines erodierbaren Dammes in Kombination mit einer Überströmstrecke als Notentlastung an Hochwasserschutzdämmen.

Der gesamte Inhalt der nächsten Absätze beruht auf den Ausführungen von Höck et al. (2012).

Ein erodierbarer Damm besitzt die gleichen Eigenschaften in Bezug auf Dichtigkeit und Standsicherheit wie ein konventioneller Hochwasserschutzdamm bis auf den Punkt der Überströmung. Bei Erreichen eines bestimmten Wasserstandes, wird der erodierbare Damm überströmt und infolgedessen die Erosion des Dammes in Gang gesetzt. Problematisch ist bei erodierbaren Dämmen, dass bis jetzt weltweit nur eine sehr geringe Anzahl ausgeführt wurde. Im Zuge der Bearbeitung der vorliegenden Masterarbeit standen hier keine Dokumentationen über erodierbare Dämme, die tatsächlich während eines Hochwassers erodiert wurden, zur Verfügung.

Um den Damm kontrolliert versagen zu lassen sind eine Initialbresche, Löcher oder ähnliches im Damm notwendig. Dies kann ein kurzer Abschnitt des Damms sein, der niedriger ist als der restliche Teil, wodurch dieser zuerst überströmt wird und eine erstrangig vertikale Erosion eintritt bis die feste Streichwehrkante erreicht wird und die laterale Erosion einsetzt.

In Abbildung 14 ist der generelle Aufbau eines Hochwasserschutzdammes mit erodierbarem Damm ersichtlich.

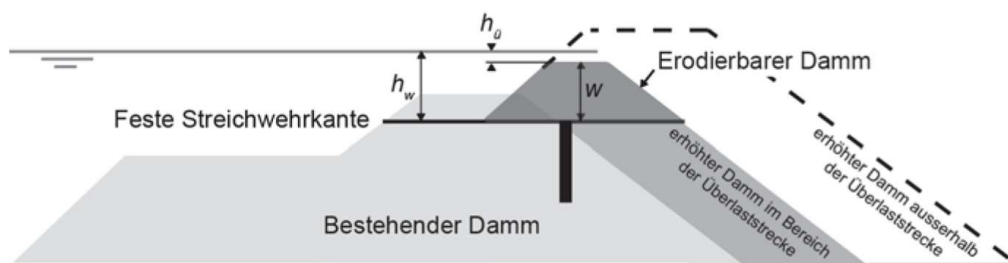


Abbildung 14 Genereller Querschnitt eines Dammes mit aufgesetztem erodierbarem Damm;
 w = Dammhöhe; h_u = Überfallhöhe, h_w = Wasserstand (Höck et al., 2012)

Auf einen bestehenden Damm wird ein erodierbarer Damm aufgesetzt sowie neben der Überlaststrecke der Damm erhöht um eine Überströmung dieser Bereiche zu verhindern.

Ein erodierbarer Damm muss, wie ein konventioneller Damm, bei allen Betriebszuständen standsicher bleiben. Schäden wie Risse oder unzulässige Setzungen am Dammkörper sowie innere Erosion aufgrund Durchströmung oder starken Niederschlags müssen jedenfalls verhindert sein. Der Damm muss vor Erosion durch Wind, Wellen Regen und Schneeschmelze durch geeignete Oberflächenenschutzmaßnahmen wie Steinsatz oder Steinwurf geschützt werden.

Die Auslöseprozesse im Falle einer Überströmung eines erodierbaren Dammes sowie der Vorgang der Erosion rechnerisch zu bestimmen, ist herausfordernd und unterliegt etlichen Unsicherheiten. Des Weiteren sind die Dauerhaftigkeit der Materialien und die Auswirkungen von Langzeiteinwirkungen wie Vegetation oder der Eintrag von Feinteilen fraglich.

Im Rahmen ihres Artikels haben Höck et al., (2012) daher mit zwei unterschiedlichen Aufbauten Modellversuche über das Verhalten von erodierbaren Dämmen, im Falle einer Überströmung, durchgeführt. Es wurde auf eine exakte Ausführung der Versuche großen Wert gelegt wodurch die Schlussmodelle in einem Maßstab von 1:1 durchgeführt wurden. Einzig auf die Modellierung einer naturgetreuen Grasnarbe mit Verwurzelung, musste bei dem Modellversuch verzichtet werden. Einerseits wurde ein Damm mit Dichtungskern, andererseits ein Damm aus Feinsand untersucht:

4.1 Damm mit Dichtungskern

Der Aufbau eines Dammes mit Dichtungskern wird in Abbildung 15 im Querschnitt gezeigt. Die Dichtung erfolgt durch den Dichtungskern, welcher von der ihn umgebenden Filterschicht aus Feinsand bei Durchsickerung des Dammes vor einer Auswaschung geschützt wird. Der Dichtungskern selbst besteht aus einem schwach durchlässigen feinkörnigen Material. Bis der Damm überströmt wird, garantiert der Kern die Dichtigkeit des Dammes. Durch die Neigung des Dichtungskerns wird ermöglicht, dass dieser während des Erosionsvorgangs durch sein Eigengewicht und der Wasserauflast versagt. Er bestimmt die Erosionsgeschwindigkeit. Der Dammkörper an sich wird aus leicht erodierbarem, grobkörnigen

Sand und Kies hergestellt. Um diesen vor frühzeitiger Erosion zu bewahren, umgibt ihn ein Oberflächenschutz aus Schotter.

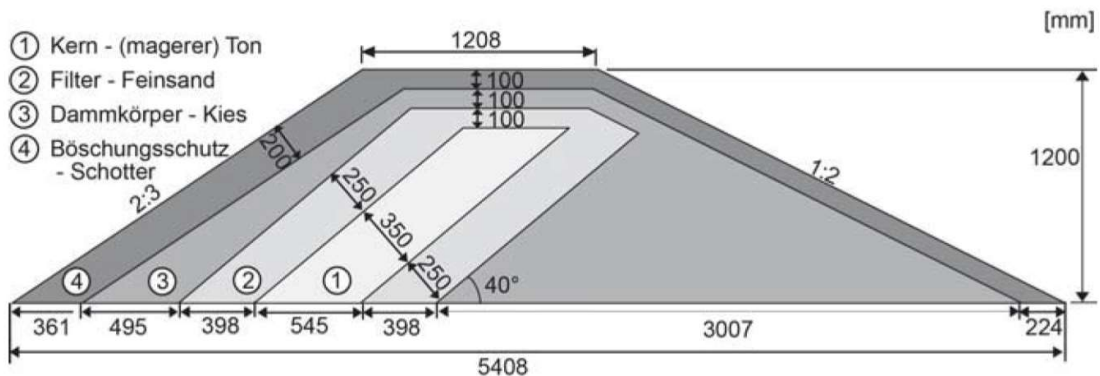


Abbildung 15 Querschnitt Versuchsaufbau Damm mit Dichtungskern (Höck et al., 2012)

Da der Kern der wesentlichste Bestandteil des Damms ist, werden diverse Anforderungen an ihn gestellt. Das Material soll über einen Durchlässigkeitskoeffizienten von $k \leq 10^{-7}$ m/s verfügen sowie gute Schrumpfeigenschaften besitzen, da es über längerer Zeit Trockenheit ausgesetzt sein kann und Risse vermieden werden sollen. Außerdem soll es über eine limitierte Festigkeit verfügen um bei Überströmung eine Erosion zu ermöglichen. In Untersuchungen stellten Höck et al. (2012) fest, dass sich Kieswaschschlamm, der als magerer Ton, CM, klassifiziert wird, als geeignetes Kernmaterial erweist.

Während des Versuchs bemerken Höck et al. (2012), dass eine Durchsickerung des Damms erst bei einem Wasserspiegel über der Oberkante der Filterschicht eintritt. In Abbildung 16 ist der Erosionsverlauf vertikal, durch die Kanalscheibe blickend, und lateral, von oben auf die luftseitige Dammböschung blickend, zu erkennen. Die Initialbresche befindet sich in diesem Fall an der linken Glasscheibe wobei die Glasscheibe somit die Mittelachse der Bresche darstellt. Prinzipiell würde sich die Initialbresche zu beiden Seiten seitlich ausbreiten. Durch das Erodieren des Oberflächenschutzes wird der leicht erodierbare Stützkörper freigelegt, woraufhin dieser abgetragen wird. Durch diesen Vorgang wird der schräg angeordnete Dichtungskern unterspült und versagt durch Eigengewicht und Wasserauflast wie in Abbildung 16 bei $t = 197$ s zu erkennen ist. Dieser Prozess wiederholt sich solange der Kern unterspült werden kann. Erst nach ersten vertikalen Erosionen im Bereich der Initialbresche kommt es erstrangig durch seitliches Nachrutschen zu einer lateralen Erosion. Der Versuch zeigt, dass der

Damm nicht vollständig erodiert werden kann, sondern ein Reststück erhalten bleibt dessen Höhe in etwa der Dicke des Kerns entspricht.

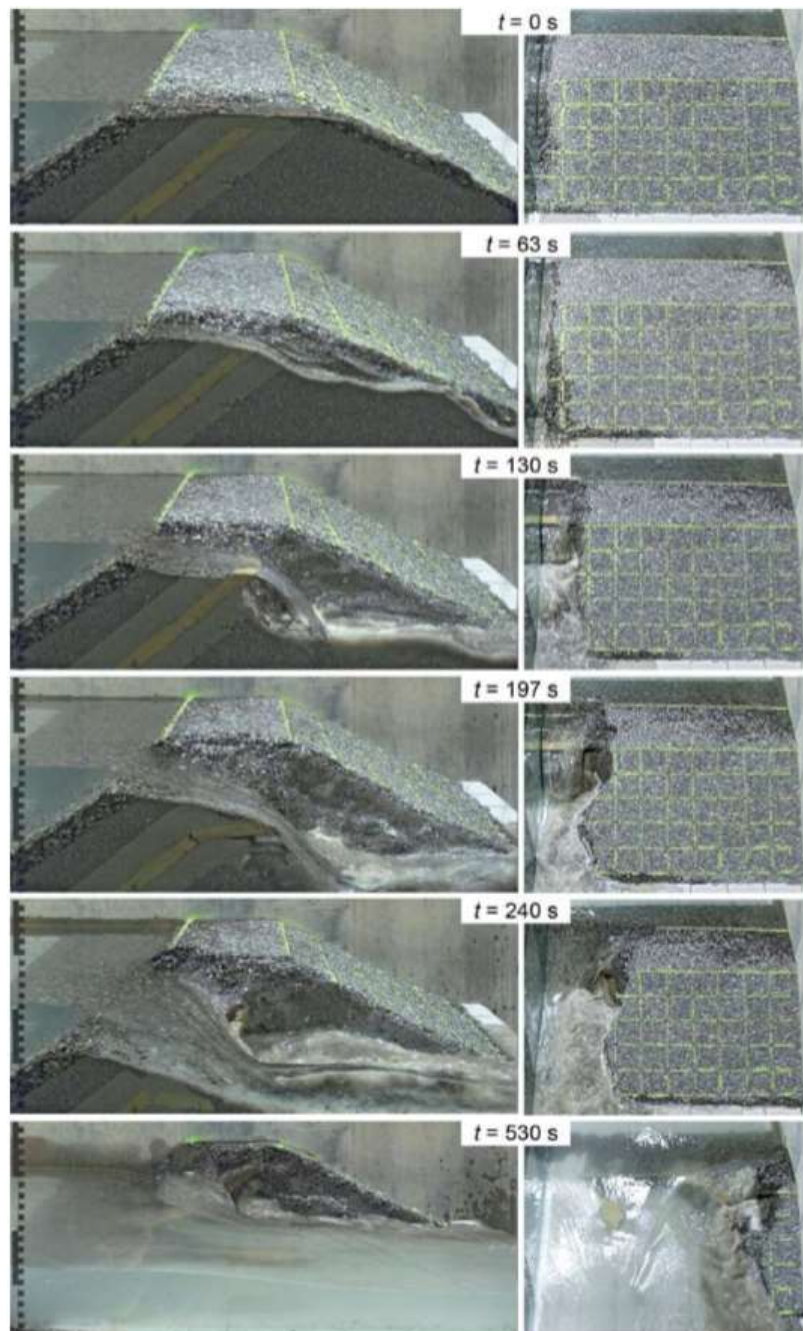


Abbildung 16 Erodierbarer Damm mit Dichtungskern – Erosionsverlauf (Höck et al., 2012)

4.2 Damm aus Feinsand

Höck et al. (2012) verwenden für den Bau eines Damms aus Feinsand die gleichen Materialien wie beim Damm mit Dichtungskern. Wie in Abbildung 17 ersichtlich werden diese jedoch anders angeordnet. Um eine direkte Durchsickerung von der Dammbasis über die Aufstandsfläche zu behindern, wird ein Keil aus kohäsivem Kieswaschschlamm erstellt. Dieser Keil ist umgeben vom Dammkörper aus Feinsand, welcher mit einem Durchlässigkeitskoeffizienten von $k = 7,5 \cdot 10^{-5}$ die Funktion der Dichtung übernimmt. Den Dammkörper umgibt eine Filterschicht aus einer Kiessandmischung, welche wiederum durch einen Oberflächenschutz aus Schotter geschützt wird. Am luftseitigen Böschungsfuß wird der Filter verbreitert um ein Austreten der Sickerlinie auf der Böschung zu verhindern.

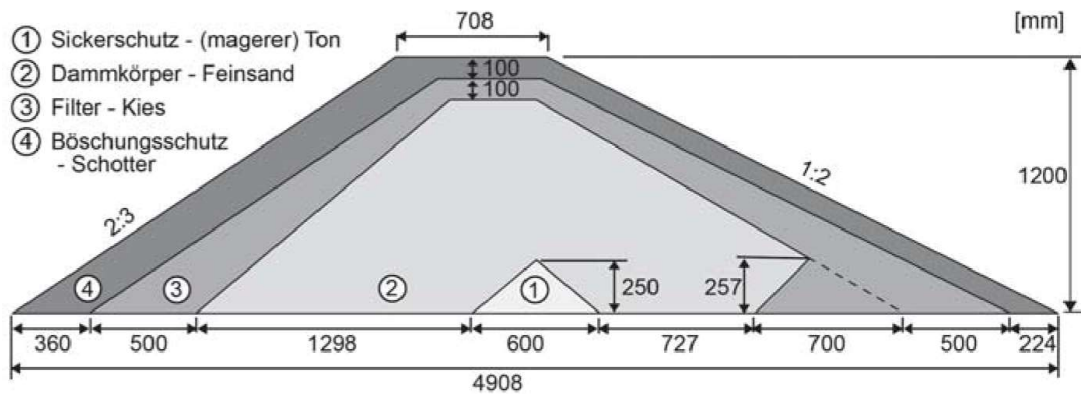


Abbildung 17 Querschnitt Versuchsaufbau Damm aus Feinsand (Höck et al., 2012)

Im Vergleich zum Damm mit Dichtungskern verringert sich bei dieser Variante die Aufstandsfläche um 50 cm. Höck et al. (2012) stellen bei konstantem Wasserspiegel beim Damm mit Feinsand einen 10-mal größeren Durchsickerung als beim Damm mit Dichtungskern fest.

In Abbildung 18 ist der Erosionsverlauf vertikal, durch die Kanalscheibe blickend, und lateral, von oben auf die luftseitige Dammböschung blickend, zu erkennen. Eine Überströmhöhe von $h_{\bar{u}} \approx 2-3$ cm führt zu ersten Rutschungen des Böschungsschutzes, welche sich bei gleichbleibendem Wasserstand wieder stabilisieren. Ab einer Überströmhöhe von $h_{\bar{u}} \approx 5$ cm setzt die eigentliche Erosion ein.

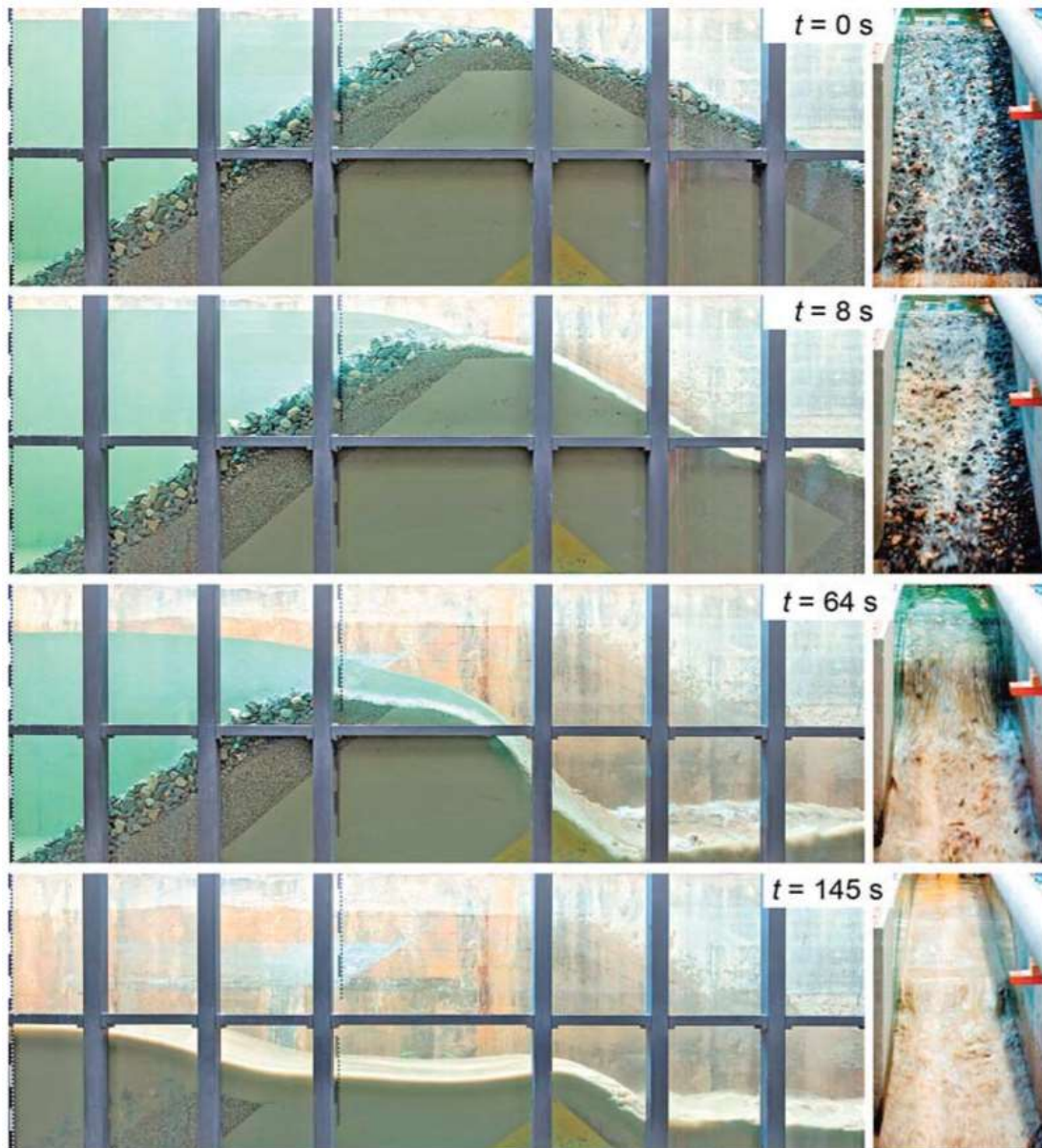


Abbildung 18 Erodierbarer Damm aus Feinsand– Erosionsverlauf (Höck et al., 2012)

Der Oberflächenschutz sowie die Filterschicht erodieren in einem Schritt und im Anschluss daran, erodiert der Feinsand kontinuierlich ohne plötzliches Versagen von größeren Dammsücken. Die Erosion erfolgt annähernd parallel zur Böschungsneigung bis der Dichtungskeil erreicht wird. Ab diesem Punkt erfolgt eine Rotationserosion. Der Keil wird selbst bei anhaltender Strömungsbelastung nicht erodiert, wodurch eine vollständige Erosion nicht möglich ist.

4.3 Concrete Fuse Plug

Hydrocoop (2013) stellt ein Prinzip für ausspülbare Dämme aus Beton vor, bei dem massive Betonblöcke nebeneinander an der Überströmstrecke aufgereiht werden. Diese Blöcke sind freistehend und verhalten sich stabil solange eine bestimmte Wasserspiegelhöhe nicht überschritten wird. Sobald die Blöcke überströmt beziehungsweise die festgelegte Wasserspiegelhöhe erreicht wird, kippen die Blöcke. Durch unterschiedliche Dicken der Blöcke kann erreicht werden, dass auf einer Überströmstrecke die Blöcke bei unterschiedlichen Wasserständen kippen. Die Überströmhöhe „ h “ kann auch ein Vielfaches der Höhe des Blocks „ P “ sein. In dem Fall muss ein bestimmtes Verhältnis zwischen Länge und Dicke „ E “ zu der Höhe des Blocks eingehalten werden. Die wasserseitige obere Längskante kann, wie in Abbildung 19 gezeigt, abgeschrägt werden um die Überströmung zu erleichtern.

Die Wasserspiegelhöhe, die das Kippen des Blocks auslöst, kann mit dem horizontalen Wasserdruck und den Auftrieb berechnet werden. Um den berechneten Auftrieb bei der Ausführung zu gewährleisten, wird eine Aushöhlung unter den Blöcken vorgesehen, welche wasserseitig geöffnet, und luftseitig wasserdicht geschlossen ist.

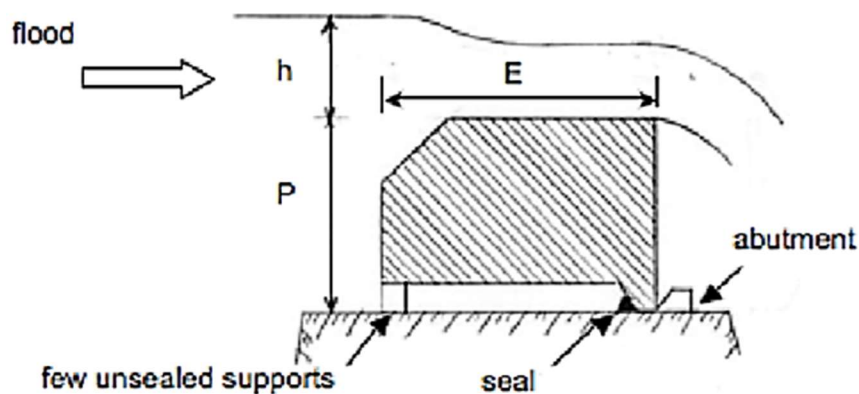


Abbildung 19 Querschnitt ausspülbarer Damm aus Betonblöcken; P : Höhe des Blocks, E : Breite des Blocks, h : Überströmhöhe (HydroCoop, 2013)

Nach durchgeführten Modellversuchen kommt Hydrocoop (2013) zu dem Entschluss, dass das Platzieren von Zwischenwänden als Trennung der einzelnen Blöcke von großem Vorteil ist. In Abbildung 20 ist diese Ausführung bildlich dargestellt.

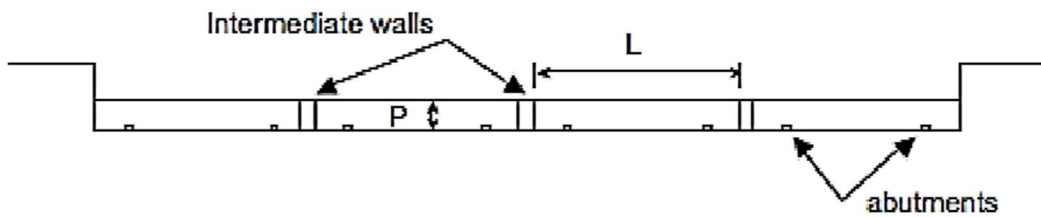


Abbildung 20 Längsansicht der Betonblöcke ; P : Blockhöhe, L : Länge der Blöcke; Durch die Zwischenwände wird ermöglicht, dass die benachbarten Blöcke eines bereits gekippten Blocks weiter überströmt werden. (HydroCoop, 2013)

Die Zwischenwände ermöglichen, dass die benachbarten Blöcke eines bereits gekippten Blocks weiter überströmt werden und erleichtern die Berechnung der jeweiligen Wasserspiegelhöhen. Um ein Wegrutschen der Blöcke zu verhindern empfiehlt Hydrocoop (2013) das Verwenden von Wiederlager (abutments) auf der Luftseite der Blöcke.

Folgende Formel wurde von Hydrocoop (2013) aus Modelversuchen abgeleitet:

$$h = E - 0,4 * P \quad (1)$$

Wobei:

h = Überströmhöhe [m]

E = Die Dicke des Blocks [m]

P = die Höhe des Blocks [m]

Diese Formel darf allerdings nur in Verwendung kommen, wenn die Form des Blocks jener in Abbildung 19 entspricht, der Hohlraum 10% der Blockhöhe P entspricht und die Dichte des verwendeten Betons $2,3 \text{ t/m}^3$ beträgt.

4.4 Fuse Gate

Hydroplus (2016) hat dieses System entwickelt um bei außergewöhnlichen Ereignissen ohne menschliche Eingriffe größere Abflüsse über Sperrenbauwerke zu ermöglichen. Es besteht, wie in Abbildung 21 ersichtlich, aus Stahlelementen, welche auf einer Betonsohle nebeneinander installiert werden und bis zu einem festgelegten Abfluss, eine vollkommen wasserdichte Absperrung darstellen. Durch die Wechselwirkung des Unterwasserwiederlagers mit der Wasserauflast im Stahlelement wird die Stabilität der Elemente gewährleistet.

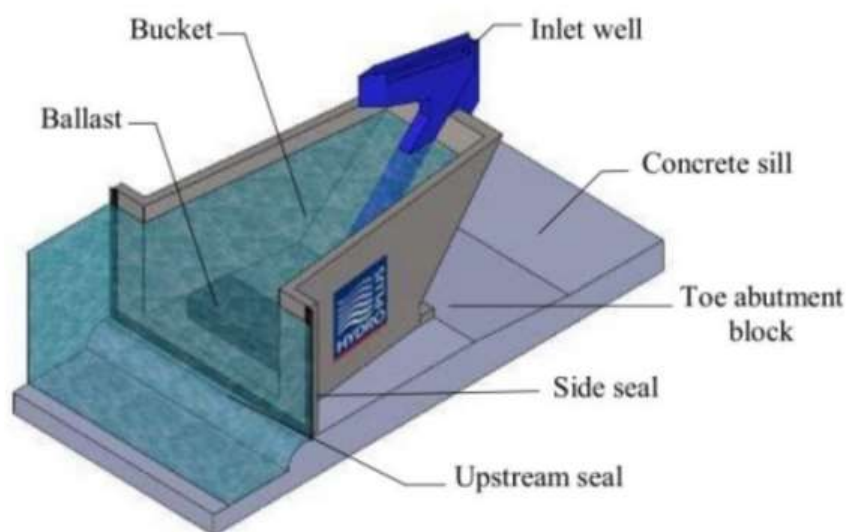


Abbildung 21 Ausspülbarer Damm aus Stahlelementen; Die Stahlelemente werden auf einer Betonsohle wasserdicht installiert. (Hydroplus, 2016)

In der folgenden Abbildung 22 wird die Funktionsweise dargestellt. Bis der festgelegte Abfluss erreicht wird, verhält sich dieses System wie ein gewöhnlicher Damm. Der Wasserstand kann bis zur Kante der Elemente ansteigen und diese auch überströmen.

Tritt ein extremes Hochwasserereignis auf und wird der festgelegte Abfluss erreicht, fließt Wasser zusätzlich in einen Einlassschacht und beginnt, wie in Abbildung 22, Fig.3 ersichtlich, den Hohlraum unter den Elementen zu füllen. Durch die Füllung des Hohlraumes bildet sich ein Druck unter den Elementen. Dieser erhöht sich so lange, bis die Elemente zum Kippen gebracht werden. Durch das

Kippen wird ein größerer Abflussquerschnitt hergestellt, um extreme Abflüsse gezielt ins Hinterland abzuführen. Um das plötzliche Austreten großer Wassermassen, und damit das Risiko großer Zerstörungen, abzuschwächen werden die Elemente durch unterschiedliche Einlasshöhen nacheinander zum Kippen gebracht.

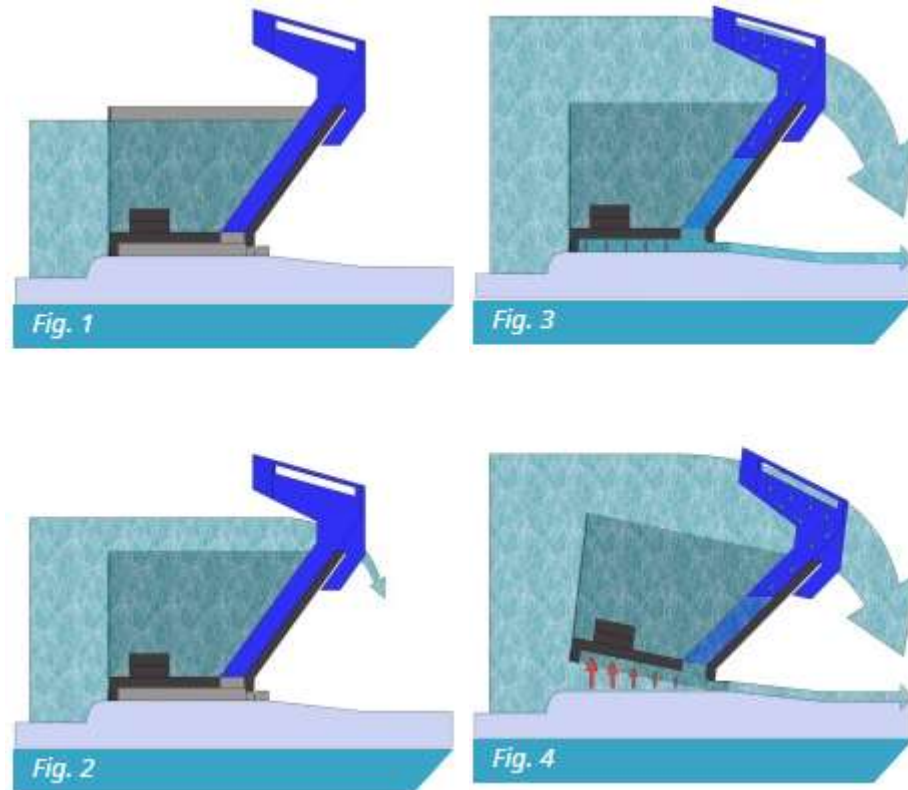


Abbildung 22 Funktionsweise der Stahlelemente; Fig.1 gewöhnlicher Wasserstand, Fig.2 leicht erhöhter Wasserstand – kein Kippen der Elemente, Fig.3 durch extremes Hochwasser füllt sich der Hohlraum unter den Elementen, Fig.4 durch Druckaufbau werden die Elemente zum Kippen gebracht. (Hydroplus, 2016)

5. Dimensionierung von Überströmstrecken

Das BMLFUW (2006) entwickelte das folgende Konzept zur Dimensionierung von Überströmstrecken. Die gesuchten Größen zur Dimensionierung einer Überströmstrecke sind deren Länge sowie die Profilform, welche von der Abflusscharakteristik, der Frequenz, der Länge des Zeitraums sowie der Fließhöhe der Überströmung abhängen. Grundsätzlich ist bei Überströmstrecken kein Freibord zu berücksichtigen.

Zur Beschreibung der Abflusscharakteristik ist es notwendig folgende Parameter zu kennen:

- Länge der Überströmstrecke
- Rauheit der überströmten Oberfläche
- Neigung der luftseitigen Böschung
- Maximal möglicher spezifische Beaufschlagung

Um den maximal möglichen Abfluss zu ermitteln, ist es erforderlich die Gerinnecharakteristik, insbesondere das Verhältnis von Gerinnebreite zur Abflusstiefe, zu erfassen (BMLFUW, 2006).

5.1 Förderfähigkeit

Da der Abfluss über Überströmstrecken parallel oder nahezu parallel zur Fließrichtung des Gewässers erfolgt, kann er wie der Abfluss über ein Streichwehr betrachtet werden. Zur Berechnung der sekundlichen Überfallmenge Q_{Str} kann aus diesem Grund auf die Formel von Poleni zurückgegriffen werden (BMLFUW, 2006).

$$Q_{Str} = v * \frac{2}{3} * \mu * L * H_{\ddot{u}}^{\frac{2}{3}} * \sqrt{2g} \quad (2)$$

Mit

$$H_{\ddot{u}} = \left(\frac{h_u + h_o}{2} \right) \quad (3)$$

wobei:

vAbminderungsfaktor für Schräganströmung: $v = 0,95$

μÜberfallbeiwert (Erklärung siehe Kapitel 5.2)

LWehrkronenlänge [m]

$H_{\dot{u}}$Überströmhöhe [m]

h_uHöhe Unterwasser

h_oHöhe Oberwasser

Pro Laufmeter Überströmstrecke ergibt sich daraus die spezifische Förderleistung q_{Str} :

$$q_{Str} = 2,805 * \mu * H_{\dot{u}}^{\frac{2}{3}} \quad (4)$$

Da die Überströmhöhe $H_{\dot{u}}$ von dem, über dem Bemessungshochwasser liegenden, Abfluss HQ_x abhängt, kann die erforderliche Länge wie folgt berechnet werden:

$$L = \frac{HQ_x - HQ_n}{q_{Str}} \quad (5)$$

wobei:

LLänge der Überströmstrecke [m]

HQ_nBemessungshochwasser, welches noch im Gerinne abgeführt werden kann [m³/s]

HQ_xAbfluss über dem Bemessungsereignis auf den die Überströmstrecke ausgelegt werden soll [m³/s]

In der folgenden Abbildung 23 werden die erwähnten Größen anhand eines Längenschnitts einer Überströmstrecke erklärt.

Es wird empfohlen die Überströmstrecken entsprechend lange auszubilden um die Fließhöhe im Überströmbereich unter 30cm zu halten. Damit können zu große Sohlschubspannungen und somit Erosionen an der überströmten Böschung verhindert werden (BMLFUW, 2006).

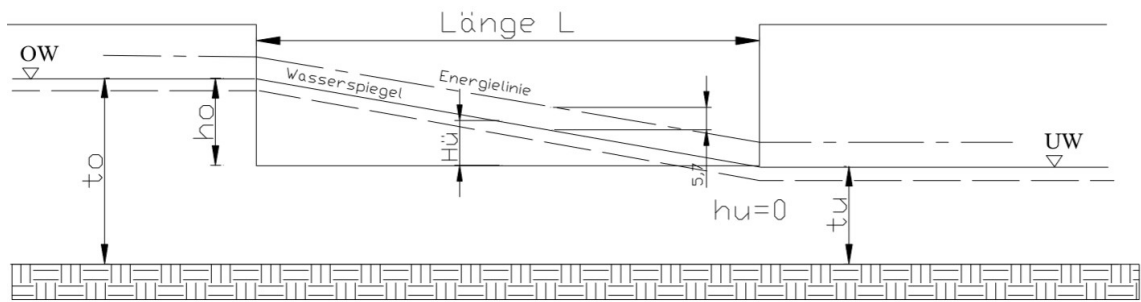


Abbildung 23 Längenschnitt einer Überströmstrecke (BMLFUW, 2006)

5.2 Überfallbeiwert μ

Der Überfallbeiwert μ ist ein Maß für die Leistungsfähigkeit eines Überfalls. Sein Wert wird, wie in Tabelle 1 ersichtlich, durch die Form des Überfalls bestimmt. Die, in Tabelle 1 erwähnten, Formen des Wehrüberfalls werden in Abbildung 24 bildlich dargestellt.

Tabelle 1 Festlegung der Überfallbeiwerts μ (Knoblauch, 2007)

Wehrform	Überfallbeiwert μ
Breit, scharfkantig, waagrecht:	0,49-0,51
Breit, gut abgerundete Kanten, waagrecht	0,50-0,55
Breit, vollständig abgerundete Wehrkrone	0,65-0,73
Scharfkantig, Überfallstrahl belüftet	~0,64
Rundkronig, lotrechte Oberwasser- und geneigte Unterwasserseite	0,73-0,75
Dachförmige, abgerundete Wehrkrone	0,75-0,79



Abbildung 24 Wehrformen zur Bestimmung des Überfallbeiwerts (Knoblauch, 2007)

5.3 Förderleistung

Die, mit den vorhergehenden Formeln, berechnete spezifische Förderleistung q_{str} pro Laufmeter in Abhängigkeit des Überfallbeiwertes μ und der Überströmhöhe $H_{\ddot{u}}$ wird in der folgenden Abbildung 25 gezeigt.

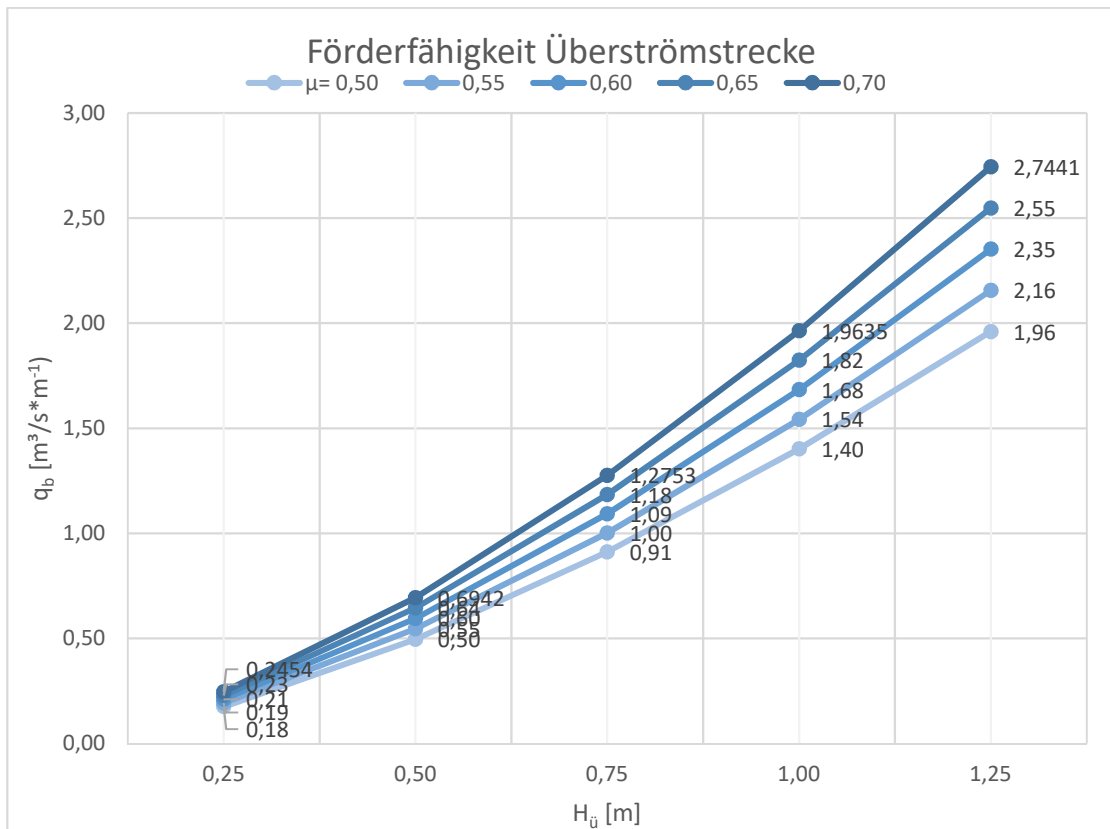


Abbildung 25 Förderfähigkeitsberechnung in Abhängigkeit von μ und $H_{\ddot{u}}$; Die Förderfähigkeit wird für $\mu = 0,50 - 0,70$ berechnet.

6. Projektbezogene Anwendung

In den vorhergehenden Kapiteln wurde ein theoretischer Überblick zu dem Thema Überströmstrecken erstellt, der nun Anwendung bei einem praktischen Beispiel finden soll.

6.1 Projektgebiet

In der Steiermark, südlich von Graz, werden laut aktueller Abflussuntersuchungen, bestehende Dämme entlang der Mur bei Hochwasserereignissen über längere Strecken überströmt. Es kommt dabei zu unkontrollierten Ausuferungen im Hochwasserfall und dadurch zu möglichen große Schäden an Mensch und Umwelt. Die vorliegende Arbeit behandelt einen Abschnitt in dem in Abbildung 26 gelb markierten Gebiet.



Abbildung 26 Lage des Projektgebiets: in gelb gekennzeichnet (OpenStreetMap®, 2017, bearbeitet)

Im Detail betrifft es den Abschnitt der Mur zwischen dem Kraftwerk (KW) Gabersdorf und dem KW Spielfeld (Abbildung 27). Dieser Bereich ist geprägt von Begleiddämmen entlang der Stauräume der erwähnten Kraftwerke. Überströmungen dieser Begleiddämme im Hochwasserfall sollen rechnerisch erfasst werden, zusammenhängende Überflutungsflächen erkannt und Überströmstrecken festgelegt und dimensioniert werden.

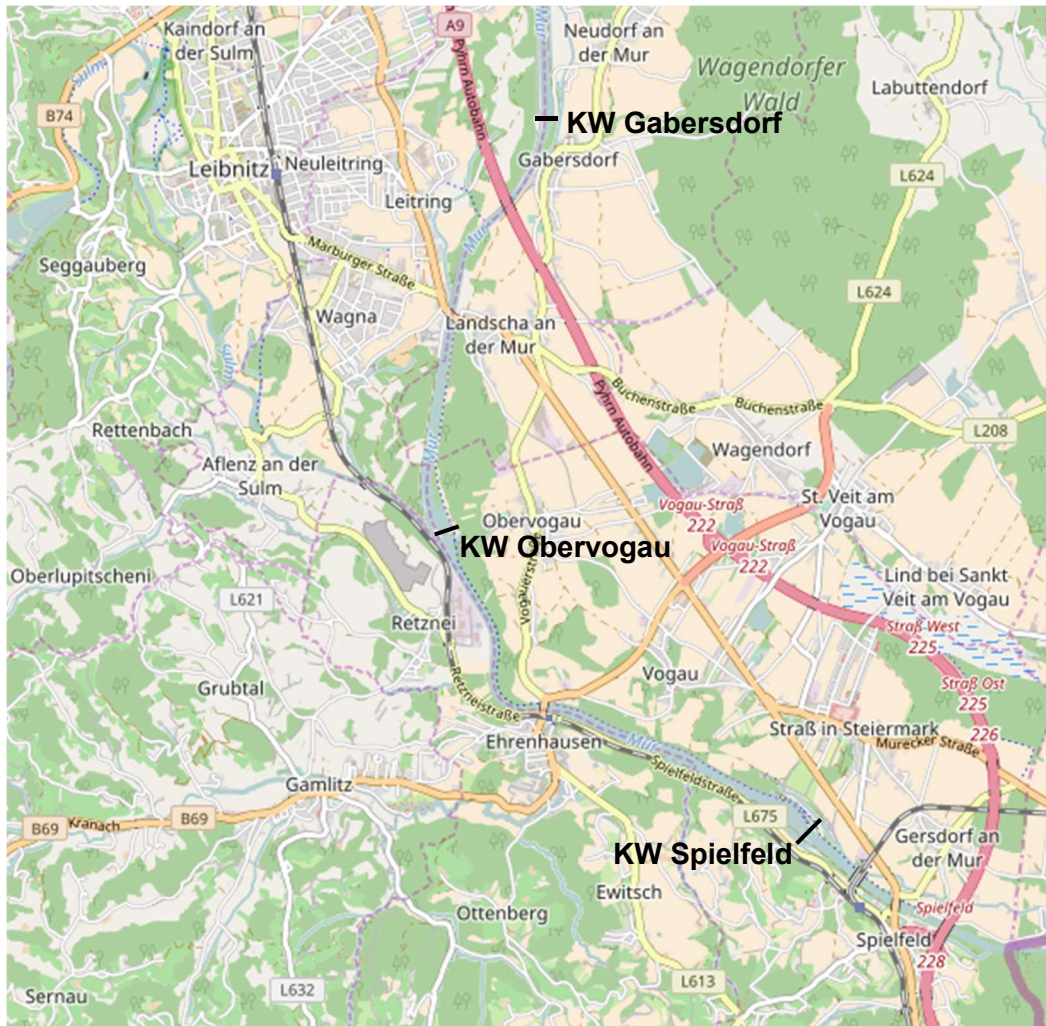


Abbildung 27 Projektgebiet zwischen KW Gabersdorf und KW Spielfeld (OpenStreetMap®, 2017, bearbeitet)

Nach dem Wasserrechtsgesetz (1995) §39 „Änderung der natürlichen Abflussverhältnisse“ darf der natürliche Abfluss nicht zum Nachteil des unteren oder oberen Nachbarn verändert werden. Dies bedeutet, dass sich der Wasserspiegel durch die geplanten Maßnahmen zum Ist-Zustand nicht erhöhen darf und gleiche Abflussvolumina ermöglicht werden müssen. Dadurch soll eine Verschlechterung im Oberwasser wie auch im Unterwasser verhindert werden. (BMLFUW, 2014)

In Abbildung 28 werden die Überflutungsflächen bei einem 30-jährlichen Hochwasser (HQ₃₀) und einem 100-jährlichen Hochwasser (HQ₁₀₀) laut GIS Steiermark gezeigt. Durch diese Abbildung wird ersichtlich, dass bereits bei einem HQ₃₀ weite Bereiche überflutet werden und diese südlich von Obervogau schon nahezu deckungsgleich sind mit dem Gebiet bei einem HQ₁₀₀.

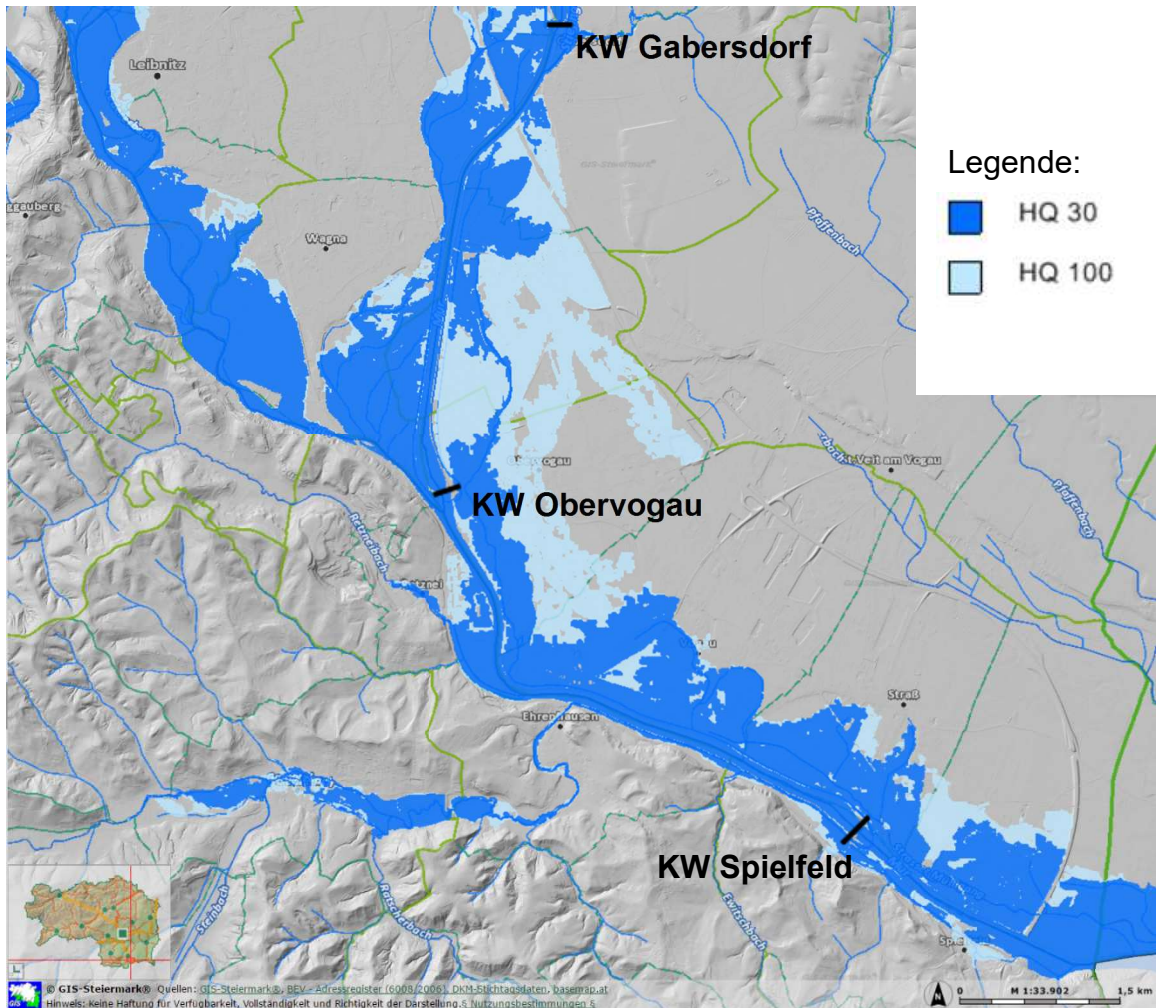


Abbildung 28 Überflutete Bereiche bei HQ₃₀ (dunkelblau) und HQ₁₀₀ (hellblau) im betrachteten Projektgebiet (GIS Steiermark, 2017, bearbeitet)

6.2 Ausgangswerte der Modellierung

Grundlage für die Berechnungen und Modellierungen der unterschiedlichen Hochwasserereignisse bilden die in Tabelle 2 aufgelistete Abflusswerte, welche im Zuge einer Abflussuntersuchung durch Pittino ZT GmbH (2008) verwendet wurden. Zusätzlich sind die dazugehörigen Stauziele bei Normalabfluss, die Absenkziele bei HQ₁ und HQ₅, und die Wasserspiegelhöhen bei freiem Durchfluss ab HQ₃₀ ersichtlich (VHP, 2016).

Tabelle 2 Abflusswerte des Projektgebiets; Q_a : Normalabfluss, HQ_1 : ein-jährliches Hochwasser, HQ_5 : fünfjährliches Hochwasser, HQ_{30} : 30-jährliches Hochwasser, HQ_{100} : 100-jährliches Hochwasser (Pittino ZT GmbH, 2008); sowie die Stauziele bei Q_a und die Absenkziele bei HQ_1 und HQ_5 (VHP, 2016)

Jährlichkeit	Obervogau		Spielfeld	
	Durchfluss [m ³ /s]	Stau-/Absenkziel/ freier Durchfluss [m ü.A]	Durchfluss [m ³ /s]	Stau-/Absenkziel/ freier Durchfluss [m ü.A]
Q_a	220	262,00	220	254,00
HQ_1	570	260,50	710	252,50
HQ_5	850	260,25	970	252,20
HQ_{30}	1300	freier Durchfluss	1460	freier Durchfluss
HQ_{100}	1600	freier Durchfluss	1750	freier Durchfluss

6.3 Verwendete Software

Sämtliche Simulationen, die im Zuge dieser Masterarbeit zur Berechnung von Abflussgeschehnissen erstellt wurden, sind mit Telemac-2D berechnet worden. Telemac-2D ist ein finite- Elemente Computerprogramm und löst tiefengemittelte Berechnungen an Gewässern mit freier Oberfläche. Für die Berechnung ist ein Dreiecksgitter des Geländes erforderlich, durch dessen Maschenweite und Strukturierung die Feinheiten der Modellierung beeinflusst werden können. Als Ergebnis werden von Telemac-2D für jeden Gitterknoten die Wassertiefe sowie eine tiefengemittelte Geschwindigkeitskomponente ausgegeben. Telemac-2D ist dazu fähig die Vermehrung von langen Wellen zu berechnen sowie Reibung und Turbulenzen zu berücksichtigen.

Aufgrund der großen Anzahl an weiteren numerischen und physikalischen Parametern, die bei den Berechnungen von Telemac-2D beachtet werden, wird an dieser Stelle nicht näher auf die Einzelheiten eingegangen, sondern auf das Benutzerhandbuch von Telemac-2D verwiesen (TELEMAC-MASCARET Consortium, 2014).

Die für die Berechnung mit Telemac-2D numerischen Gitter des Rechengebietes müssen mehrere topografischen Bedingungen und die Physik der Phänomene berücksichtigen können. Um solch ein Netz zu erstellen und zu bearbeiten ist eine zusätzliche Software notwendig. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde BLUE KENUE des Canadian Hydraulic Center verwendet. Dies ist eine Open-

Source- Software für Datenvorbereitung, Analyse und Anzeige von numerischen Simulationen.

6.4 Eingabeparameter für die Modellierung in Telemac-2D

Für eine exakte Modellierung mit Hilfe von Telemac-2D, ist es notwendig Rahmenbedingungen festzulegen damit die Software die Berechnungen nach den erwünschten Bedingungen durchführt.

Folgende, in Tabelle 3 aufgelisteten und nachstehend erläuterten, Rahmenbedingungen wurden für das behandelte Projekt festgelegt:

Tabelle 3 Eingabeparameter für die Modellierung in Telemac-2D

Parameter	
<i>Friction Coefficient</i>	~33 m ^{1/3} /s
<i>Roughness Coefficient of Boundaries</i>	90 m ^{1/3} /s
<i>Turbulence Model</i>	Elder
<i>Secondary Currents</i>	yes

Die Berechnungen wurden in Telemac-2D mithilfe der shallow water equations durchgeführt. Die Mur ist in dem erwähnten Abschnitt ein Fließgewässer mit einer Sohle aus Schotter mit einem Strickler-Beiwert von $k_{st} \sim 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. Die Grenzen der Geländemodelle wurden mit einem Strickler-Beiwert von $k_{st} = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ beaufschlagt.

Als Turbulenzmodell wurde, nach Kalibrierung mit den vorhandenen Werten aus der Abflussuntersuchung, der Ansatz von Elder gewählt. Der Ansatz von Elder basiert auf der dispersiven Stoffausbreitung, welche auf den turbulenten Impulsaustausch angewandt wurde. (Karnahl, 2008).

Sekundärströmungen wurden in die Berechnungen berücksichtigt. Diese Strömungen mit vergleichsweise geringer Geschwindigkeit zur Hauptströmung, werden ausgelöst durch Ungleichmäßigkeiten wie Kurven, Hindernisse, Reibung oder Veränderungen im Querschnitt.

6.5 Durchgeführte Berechnungen

Um in dem, im Kapitel 6.1 beschrieben, Projektgebiet unterschiedliche Hochwasserereignisse analysieren zu können wurden folgende, in Tabelle 4 aufgelistete, Abflussszenarien an unterschiedlichen Geländemodellen berechnet. In der erwähnten Tabelle sind zusätzlich die Anzahl der Elemente und die Elementgrößen der einzelnen Geländemodelle ersichtlich.

Tabelle 4 Durchgeführte Berechnungen; Anzahl der Elemente sowie die Elementgrößen der jeweiligen Geländemodelle

Geländemodell	Abflussszenario	Anzahl der Elemente	Elementgröße [m²]
<i>KW Gabersdorf- KW Overvogau</i>	Q _a	31.406	1,0 – 120,00
	HQ ₁		
	HQ ₅		
<i>KW Overvogau- KW Spielfeld</i>	Q _a	42.040	1,0 – 170,00
	HQ ₁		
	HQ ₅		
<i>KW Mellach- Spielfeld</i>	HQ ₃₀ (berechnet von VHP 2016)	930.581	1,00 – 350,00
	HQ ₁₀₀ (berechnet von VHP 2016)		

Für jede Berechnung muss eine bestimmte Dauer festgelegt werden, über die die jeweilige Wassermenge in das Geländemodell einströmt. Je nach Menge werden unterschiedliche Zeitdauern notwendig um einen steady state zu erreichen. Eine ausreichende Dauer ist eingehalten, wenn die Funktion des Wasserstandes über die Zeit horizontal verläuft, sich also der Wasserstand nicht mehr erhöht oder senkt. Dies bedeutet, dass ein stabiler Zustand erreicht, und somit ein ausreichend langer Zeitraum für die Berechnung gewählt wurde. Bei HQ₁ und HQ₅ ist dieser Zustand bereits bei 2 Stunden in der Natur erreicht, bei HQ₃₀ bei 33 Stunden und bei HQ₁₀₀ bei 20 Stunden.

Die in Tabelle 4 erwähnten Geländemodelle, sind den folgenden Abbildung 29 bis Abbildung 31 schemenhaft zu entnehmen. Die Geländemodelle wurden von der VHP (2016) zur Verfügung gestellt und wurden teilweise adaptiert, um kürzere Berechnungszeiten zu ermöglichen.

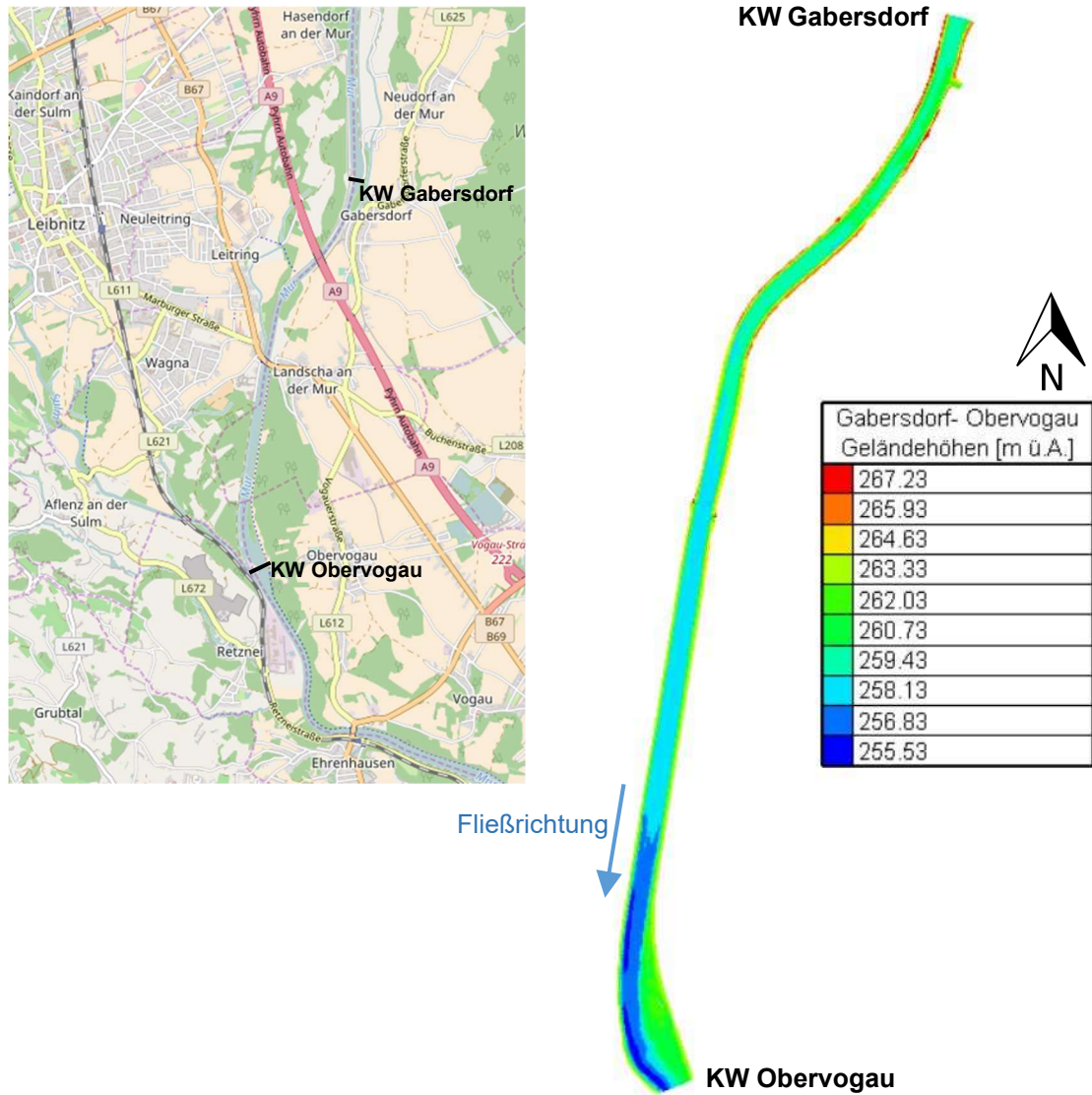


Abbildung 29 Geländemodell der numerischer Berechnung KW Gabersdorf- KW Obervogau sowie der dazugehörige Lageplan (OpenStreetMap®, 2017, bearbeitet) (VHP, 2016, bearbeitet)

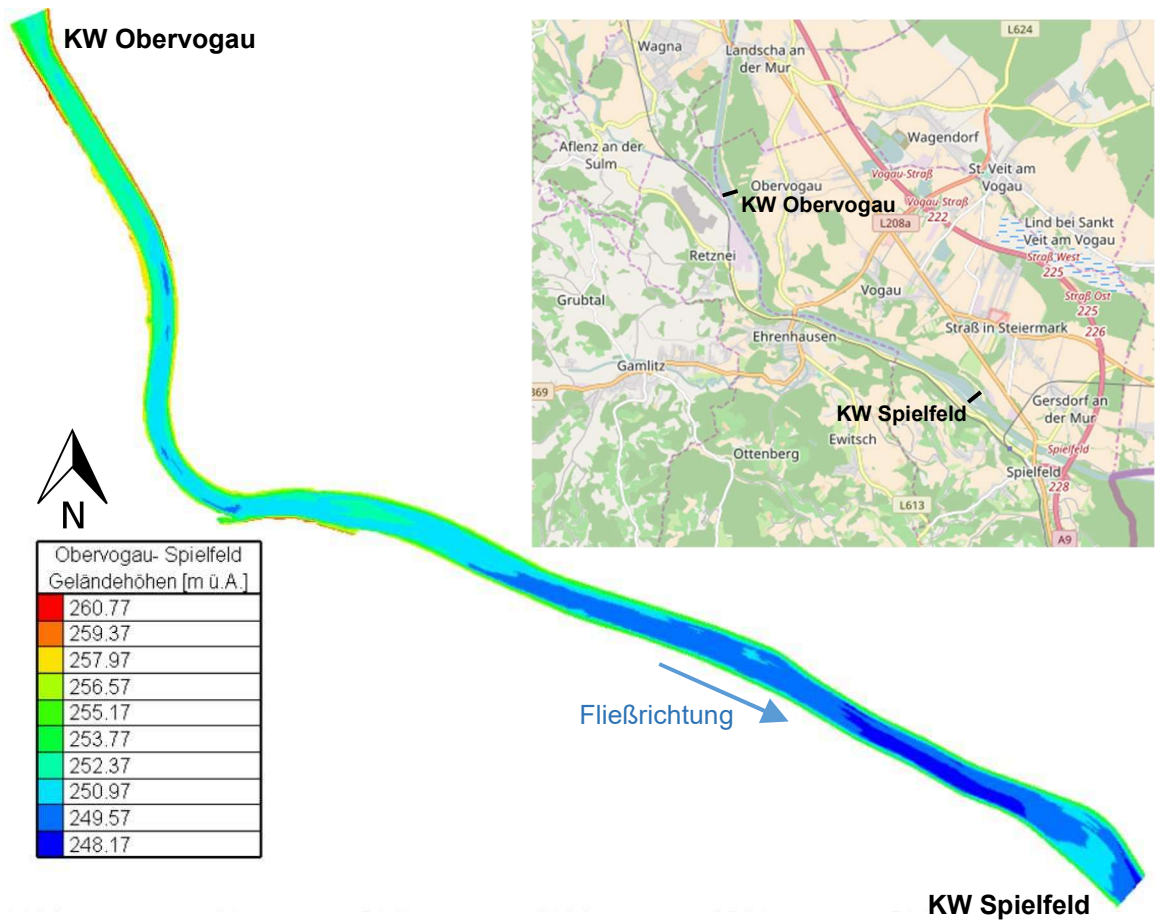


Abbildung 30 Geländemodell der numerische Berechnung KW Obervogau- KW Spielfeld sowie der dazugehörige Lageplan (OpenStreetMap®, 2017, bearbeitet) (VHP, 2016, bearbeitet)

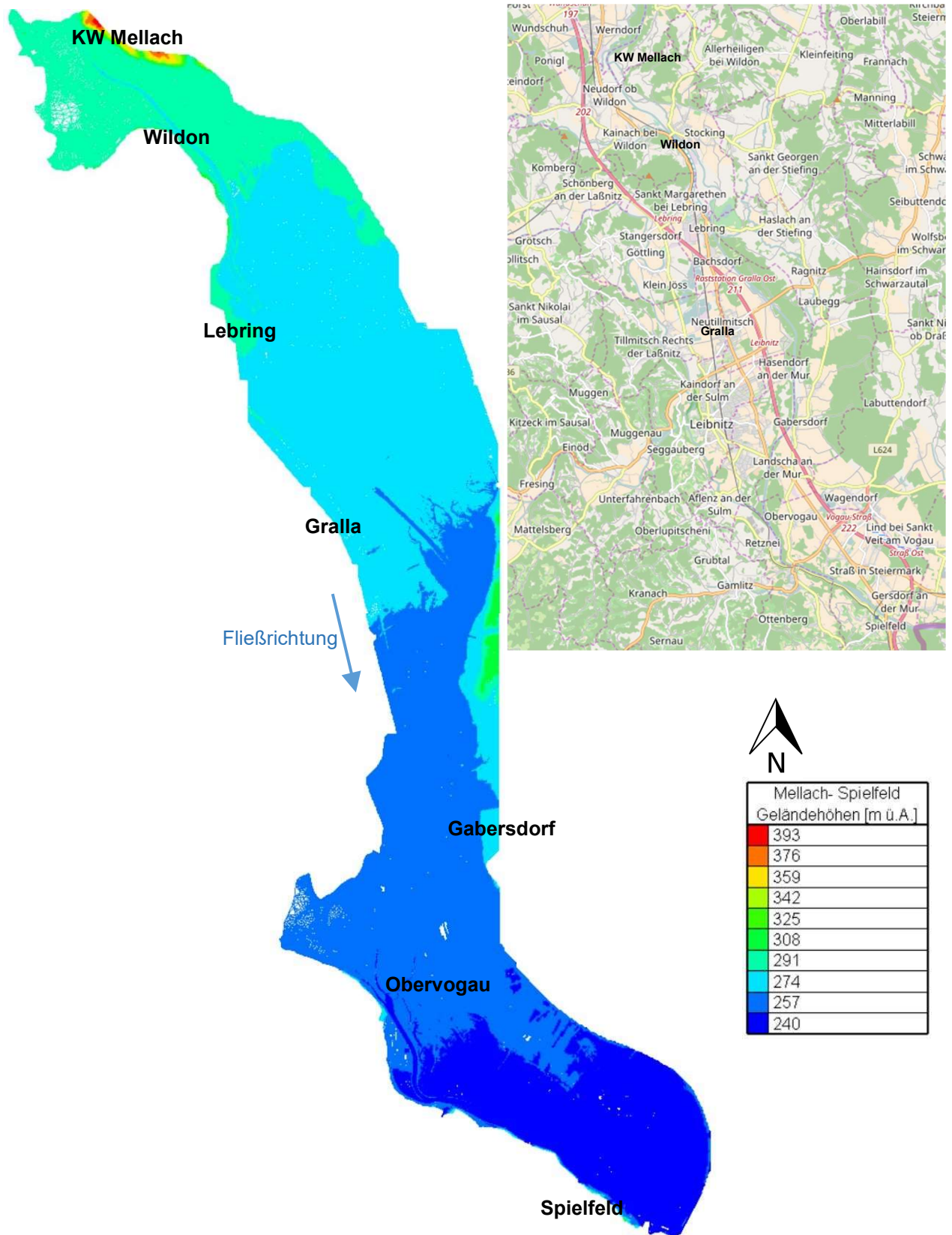


Abbildung 31 Geländemodell der numerische Berechnung KW Mellach- Spielfeld sowie der dazugehörige Lageplan (OpenStreetMap®, 2017, bearbeitet) (VHP, 2016, bearbeitet)

6.6 Überblick- Ergebnisse der Modellierung

In Abbildung 32 ist die planliche Darstellung der Vermessungsprofile der Bereiche Obervogau und Spielfeld ersichtlich. An jedem dieser Vermessungsprofile, die innerhalb der zur Berechnung verwendeten Geländemodelle liegen, werden die Wasserspiegelhöhen (WSP) bei den unterschiedlichen Abflussszenarien aus den Berechnungen entnommen. Mit „Bereich Obervogau“ werden alle Profile die nördlich des KW Obervogau liegen bezeichnet, „Bereich Spielfeld“ umfasst die Profile zwischen dem KW Obervogau und dem KW Spielfeld.

In der folgenden Tabelle 5 sind die Werte der WSP sowie die Dammhöhen am orographisch linken und rechten Ufer (DH_l bzw. DH_r) im Bereich Obervogau auf Höhe der jeweiligen Vermessungsprofile aufgelistet. Durch Bildung der Differenz zwischen den jeweiligen Dammhöhen mit den berechneten Wasserspiegelhöhen wird ersichtlich ob eine Überströmung im jeweiligen Hochwasserfall eintritt. In Tabelle 6 sind die Ergebnisse dieser Berechnungen aufgelistet. Negative Werte, demzufolge Überströmungen der Dämme, sind durch rote Markierungen in der Tabelle gekennzeichnet.

Für den Bereich Spielfeld werden die oben genannten Werte in Tabelle 7 und Tabelle 8 aufgelistet.

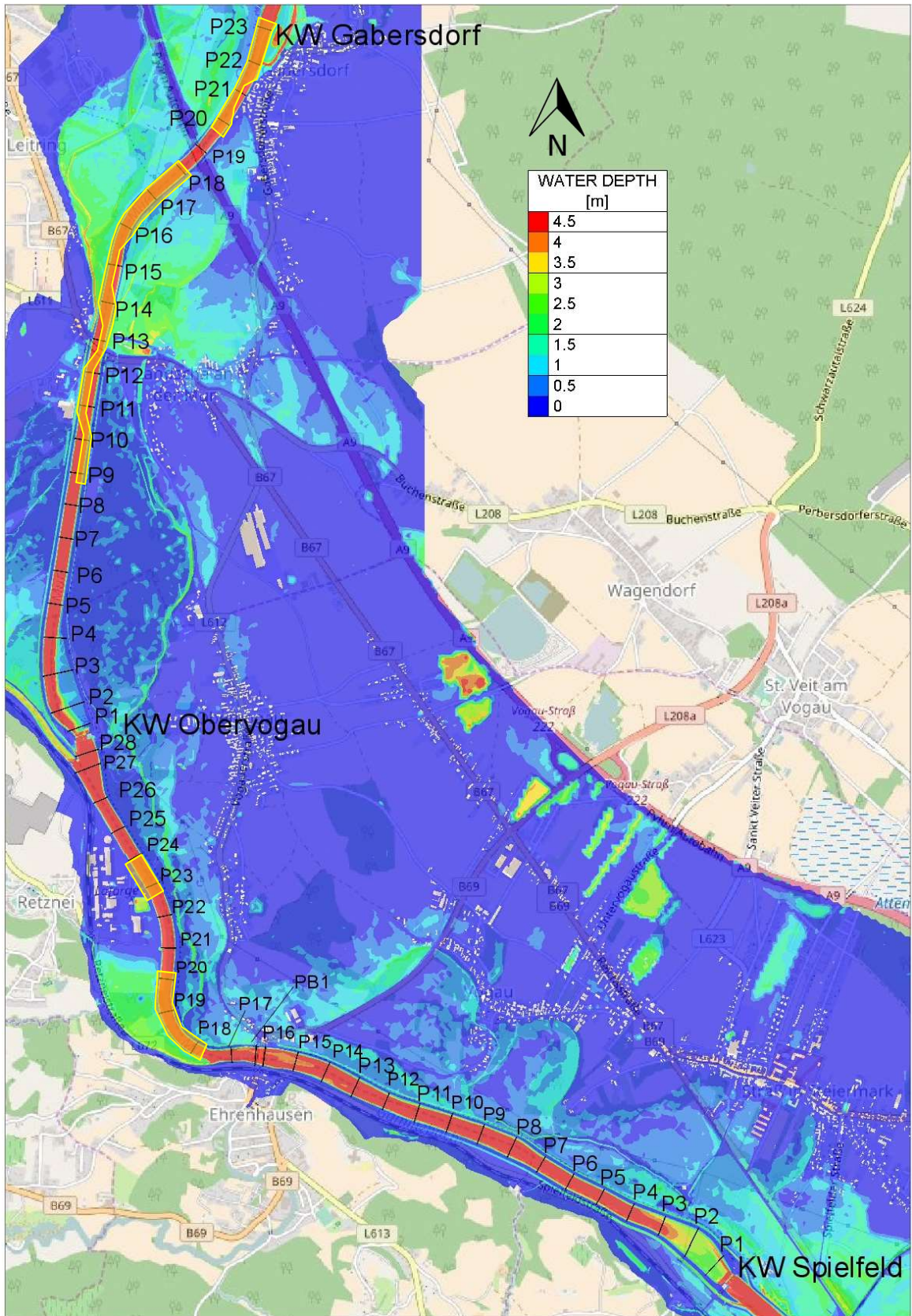


Abbildung 32 Lage der Vermessungsprofile sowie Wassertiefen bei HQ_{100} im Projektgebiet; die Profile nördlich des KW Obervogau liegen im „Bereich Obervogau“, südlich des KW Obervogau liegen die Profile im „Bereich Spielfeld“; Profile, an denen Überströmungen stattfinden, sind gelb markiert. (OpenStreetMap®, 2017, bearbeitet) (VHP, 2016, bearbeitet)

6.6.1 Bereich Obervogau

In der folgenden Tabelle 5 sind die Wasserspiegelhöhen für die Abflussszenarien Q_a , HQ_1 , HQ_5 , HQ_{30} und HQ_{100} sowie die Dammhöhen am orographisch linken und rechten Ufer (DH_l und DH_r) der Profile in dem Bereich nördlich des Kraftwerks Obervogau aufgelistet.

Anhand Tabelle 6 wird ersichtlich, dass es bei HQ_1 und HQ_5 zu keinen Überströmungen von Begleitdämmen in diesem Bereich kommt. Bei Auftreten eines HQ_{30} werden bei drei Profilen Dämme überströmt, im Fall des hundertjährigen Hochwassers treten bei 14 Profilen Überströmungen auf.

Tabelle 5 Bereich Obervogau Wasserspiegel- und Dammhöhen

Obervogau Profil	Q_a	HQ_1	HQ_5	HQ_{30}	HQ_{100}	DH_l	DH_r
[Nr.]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[m ü.A.]	[m ü.A.]
<i>P1_137_65</i>	262,00	260,50	260,25	261,94	261,85	264,13	264,40
<i>P2_137_80</i>	262,02	260,93	261,29	262,31	262,54	263,89	263,52
<i>P3_138_00</i>	262,02	261,08	261,50	262,57	262,77	263,80	263,69
<i>P4_138_2</i>	262,04	261,31	261,89	262,92	263,10	263,96	263,69
<i>P5_138_4</i>	262,04	261,37	261,97	263,02	263,17	263,69	263,89
<i>P6_138_6</i>	262,05	261,49	262,13	263,23	263,36	263,97	263,81
<i>P7_138_8</i>	262,06	261,45	262,34	263,45	263,60	264,20	264,07
<i>P8_139_0</i>	262,09	261,89	262,62	263,74	263,90	264,16	264,14
<i>P9_139_2_QS8s</i>	262,11	262,11	262,87	264,00	264,17	264,16	264,31
<i>P10_139_4_QS6s</i>	262,14	262,32	263,11	264,27	264,43	264,35	264,43
<i>P11_139_6</i>	262,17	262,51	263,32	264,48	264,70	264,71	264,53
<i>P12_139_8</i>	262,21	262,74	263,57	264,74	264,93	265,04	264,74
<i>P13_140_0_QS112M</i>	262,26	262,94	263,79	264,75	265,22	264,83	268,49
<i>P14_140_2</i>	262,30	263,08	263,97	265,34	265,64	265,40	265,42
<i>P15_140_4</i>	262,33	263,15	264,02	265,45	265,76	265,80	265,55
<i>P16_140_6</i>	262,47	263,55	264,47	265,90	266,15	266,09	266,09
<i>P17_140_8</i>	262,56	263,77	264,74	266,20	266,38	266,33	266,32
<i>P18_141_0</i>	262,69	264,01	264,99	266,45	266,67	266,52	266,62
<i>P19_141_2</i>	262,75	264,04	264,98	266,34	266,46	266,94	266,82
<i>P20_141_4</i>	262,98	264,40	265,41	266,90	267,11	266,84	267,08
<i>P21_141_6</i>	263,11	264,57	265,56	267,06	267,28	268,38	267,27
<i>P22_141_8</i>	263,26	264,81	265,84	267,47	267,72	266,26	267,61
<i>P23_142_0</i>	263,40	265,06	266,13	267,78	268,10	267,17	267,54

6.6.2 Bereich Spielfeld

In der folgenden Tabelle 7 sind die Wasserspiegelhöhen für die Abflussszenarien Q_a , HQ_1 , HQ_5 , HQ_{30} und HQ_{100} sowie die Dammhöhen am orographisch linken und rechten Ufer (DH_l und DH_r) der Profile in dem Bereich zwischen Kraftwerk Obervogau und Kraftwerk Spielfeld aufgelistet.

In Tabelle 8 sind die Differenzhöhen zwischen den unterschiedlichen Wasserspiegeln und Dämmen aufgelistet. Es treten bei HQ_1 und HQ_5 keine Überströmungen der Begleitdämme auf. Bei HQ_{30} werden drei Profile, bei HQ_{100} fünf Profile überströmt.

Tabelle 7 Bereich Spielfeld Wasserspiegel- und Dammhöhen

Spielfeld Profil	Q_a	HQ_1	HQ_5	HQ_{30}	HQ_{100}	DH_l	DH_r
[Nr.]	[m ü.A]	[m ü.A]	[m ü.A]	[m ü.A]	[m ü.A]	[m ü.A]	[m ü.A]
P1_132_2	254,00	252,56	252,60	253,14	253,62	255,61	255,84
P2_123_4	254,01	253,09	253,42	254,20	254,27	255,81	255,55
P3_132_6	254,01	253,28	253,62	254,28	254,43	255,50	255,61
P4_132_8	254,02	253,42	253,81	254,58	254,72	255,76	255,76
P5_133_0	254,02	253,51	253,94	254,80	254,90	255,93	256,26
P6_133_3	254,03	253,62	254,10	255,04	255,15	256,05	256,07
P7_133_4	254,04	253,73	254,24	255,26	255,36	256,16	256,16
P8_133_6	254,05	253,89	254,46	255,55	255,68	256,29	256,29
P9_133_8_QS62S	254,06	254,02	254,58	255,68	255,79	256,21	256,21
P10_134_0QS60s	254,07	254,15	254,71	255,82	255,91	256,43	256,39
P11_134_2QS58S	254,08	254,31	254,89	256,03	256,11	256,51	256,57
P12_134_4QS56S	254,10	254,48	255,07	256,24	256,32	256,70	256,66
P13_134_6QS54S	254,12	254,64	255,27	256,49	256,58	256,98	256,97
P14_134_8_QS52s	254,15	254,79	255,42	256,65	256,72	256,90	257,11
P15_135_00	254,18	254,96	255,57	256,80	256,86	257,50	257,46
P16_135_20	254,26	255,21	255,80	256,99	257,05	257,58	260,02
P17_135_40	254,31	255,28	255,83	257,05	257,01	257,94	260,00
P18_135_6_QS44S	254,42	255,70	256,33	257,72	257,91	258,12	257,40
P19_135_80	254,55	256,16	256,90	258,22	258,46	258,49	258,08
P20_136-0	254,64	256,34	257,10	258,43	258,59	258,93	258,29
P21_136_20	254,73	256,55	257,34	258,68	258,45	259,05	259,05
P22_136_40	254,81	256,69	257,50	258,88	259,06	259,39	259,14
P23_136-6	254,86	256,79	257,61	259,03	259,21	259,78	259,14
P24_136_80	254,96	256,91	257,72	259,17	259,33	259,78	259,31
P25_137_0	254,08	257,06	257,88	259,32	259,49	260,09	260,78
P26_137_2	254,19	257,22	258,05	259,53	259,70	259,94	261,91
PB1_135_25	254,24	255,03	255,60	256,91	256,80	256,91	259,68

Tabelle 8 Bereich Spielfeld Höhenunterschiede Wasserspiegel// Dämme

[Nr.]	$\Delta h(DH_i - DH_j)$															[Nr.]
	Qa	Qa	HQ1	HQ1	HQ1	HQ5	HQ5	HQ5	HQ30	HQ30	HQ30	HQ100	HQ100	HQ100	HQ100	
P1_132_2	1,61	1,84	3,05	3,28	3,01	3,24	2,47	2,7	1,99	2,22	2,22	1,99	2,22	2,22	P1_132_2	
P2_123_4	1,8	1,54	2,72	2,46	2,39	2,13	1,61	1,35	1,54	1,28	1,28	1,54	1,28	1,28	P2_123_4	
P3_132_6	1,49	1,6	2,22	2,33	1,88	1,99	1,22	1,33	1,07	1,18	1,18	1,07	1,18	1,18	P3_132_6	
P4_132_8	1,74	1,74	2,34	2,34	1,95	1,95	1,18	1,18	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	P4_132_8	
P5_133_0	1,91	2,24	2,42	2,75	1,99	2,32	1,13	1,46	1,03	1,36	1,36	1,03	1,36	1,36	P5_133_0	
P6_133_3	2,02	2,04	2,43	2,45	1,95	1,97	1,01	1,03	0,9	0,92	0,92	0,9	0,92	0,92	P6_133_3	
P7_133_4	2,12	2,12	2,43	2,43	1,92	1,92	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	P7_133_4	
P8_133_6	2,24	2,24	2,4	2,4	1,83	1,83	0,74	0,74	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	P8_133_6	
P9_133_8_QS62S	2,15	2,15	2,19	2,19	1,63	1,63	0,53	0,53	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	P9_133_8_QS62S	
P10_134_0QS60s	2,36	2,32	2,28	2,24	1,72	1,68	0,61	0,57	0,52	0,48	0,48	0,52	0,48	0,48	P10_134_0QS60s	
P11_134_2QS58S	2,43	2,49	2,2	2,26	1,62	1,68	0,48	0,54	0,4	0,46	0,46	0,4	0,46	0,46	P11_134_2QS58S	
P12_134_4QS56S	2,6	2,56	2,22	2,18	1,63	1,59	0,46	0,42	0,38	0,34	0,34	0,38	0,34	0,34	P12_134_4QS56S	
P13_134_6QS54S	2,86	2,85	2,34	2,33	1,71	1,7	0,49	0,48	0,4	0,39	0,39	0,4	0,39	0,39	P13_134_6QS54S	
P14_134_8_QS52s	2,75	2,96	2,11	2,32	1,48	1,69	0,25	0,46	0,18	0,39	0,39	0,18	0,39	0,39	P14_134_8_QS52s	
P15_135_00	3,32	3,28	2,54	2,5	1,93	1,89	0,7	0,66	0,64	0,6	0,6	0,64	0,6	0,6	P15_135_00	
P16_135_20	3,32	5,76	2,37	4,81	1,78	4,22	0,59	3,03	0,53	2,97	2,97	0,53	2,97	2,97	P16_135_20	
P17_135_40	3,63	5,69	2,66	4,72	2,11	4,17	0,89	2,95	0,93	2,99	2,99	0,93	2,99	2,99	P17_135_40	
P18_135_6_QS44S	3,7	2,98	2,42	1,7	1,79	1,07	0,4	-0,32	0,21	-0,51	-0,51	0,21	-0,51	-0,51	P18_135_6_QS44S	
P19_135_80	3,94	3,53	2,33	1,92	1,59	1,18	0,27	-0,14	0,03	-0,38	-0,38	0,03	-0,38	-0,38	P19_135_80	
P20_136-0	4,29	3,65	2,59	1,95	1,83	1,19	0,5	-0,14	0,34	-0,3	-0,3	0,34	-0,3	-0,3	P20_136-0	
P21_136_20	4,32	4,32	2,5	2,5	1,71	1,71	0,37	0,37	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	P21_136_20	
P22_136_40	4,58	4,33	2,7	2,45	1,89	1,64	0,51	0,26	0,33	0,08	0,08	0,33	0,08	0,08	P22_136_40	
P23_136-6	4,92	4,28	2,99	2,35	2,17	1,53	0,75	0,11	0,57	-0,07	-0,07	0,57	-0,07	-0,07	P23_136-6	
P24_136_80	4,82	4,35	2,87	2,4	2,06	1,59	0,61	0,14	0,45	-0,02	-0,02	0,45	-0,02	-0,02	P24_136_80	
P25_137_0	6,01	6,7	3,03	3,72	2,21	2,9	0,77	1,46	0,6	1,29	1,29	0,6	1,29	1,29	P25_137_0	
P26_137_2	5,75	7,72	2,72	4,69	1,89	3,86	0,41	2,38	0,24	2,21	2,21	0,24	2,21	2,21	P26_137_2	
PB1_135_25	2,67	5,44	1,88	4,65	1,31	4,08	0	2,76	0,11	2,88	2,88	0,11	2,88	2,88	PB1_135_25	

6.7 Konzept der Überströmstrecken

Im Zuge der Berechnung der unterschiedlichen Abflussszenarien konnten Abschnitte, an denen Überströmung stattfindet, aufgezeigt werden. Um diese Überströmungen im Umland gezielt aufzunehmen, sollen Retentionsräume zur Verfügung gestellt werden. Ein Konzept der zur Verfügung stehenden Retentionsräume wurde im Hinblick darauf erstellt (VHP, 2016). In Abbildung 33 werden die Retentionsräume R1-R6 im Abschnitt zwischen dem KW Gabersdorf und dem KW Obervogau gezeigt.

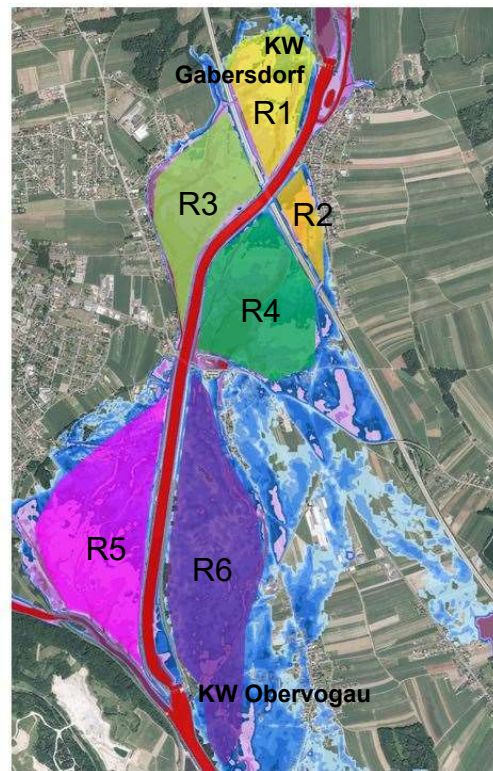
Verbund

Konzept Überströmstrecken

Erhaltung von 6 Retentionsräumen:

- R1 – Gabersdorf rechtsufrig (gelb)
- R2 – Gabersdorf linksufrig (orange)
- R3 – Leitring (hellgrün)
- R4 – Landschaft (dunkelgrün)
- R5 – Wagna (pink)
- R6 – Landschaft/Obervogau (violett)

Eventuell Zusammenfassung von R1+R3
und R2 +R4 (zu prüfen)



© VERBUND AG, www.verbund.com

VHP/EBN/Harb

12.02.2016 Seite 8

Abbildung 33 Retentionsräume im Bereich KW Gabersdorf- KW Obervogau (VHP, 2016, bearbeitet)

In Abbildung 34 ist der Bereich von KW Obervogau bis KW Spielfeld zu sehen. In diesem Abschnitt der Mur bilden sich links- und rechtsufrig jeweils ein Retentionsraum aus. Rechtsufrig der Retentionsraum R7 südlich des Sulmspitz, linksufrig breitet sich der Retentionsraum R6 aus dem Abschnitt Gabersdorf-Obervogau weiter südlich aus.

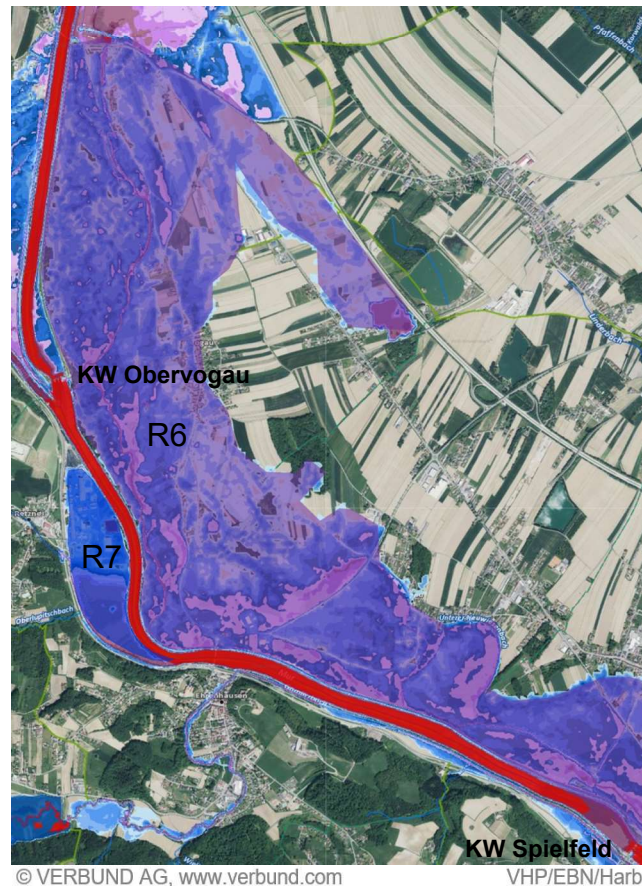


Abbildung 34 Retentionsräume im Bereich KW Obervogau- KW Spielfeld (VHP, 2016, bearbeitet)

Die Bereiche der Überströmungen sind in der folgenden Abbildung 35 bei HQ_{30} und in Abbildung 36 bei HQ_{100} für den Bereich zwischen KW Gabersdorf und KW Obervogau ersichtlich. In Abbildung 37 und Abbildung 38 ist selbiges für den Bereich KW Obervogau bis KW Spielfeld, jeweils bei HQ_{30} und bei HQ_{100} dargestellt.

Die schwarzen Linien entlang der Mur stellen jene Abschnitte dar, an denen Wasser aus dem Fluss in das Umland strömt, die gelben an denen Wasser aus dem Umland zurück in das Gewässer fließt.

Im Falle eines HQ_{100} strömt im Bereich des Retentionsraums R1 auf einer ca. 580 m langen Strecke der Uferböschung Wasser aus dem Fluss in das Umland. Bei HQ_{30} werden in etwa 75 Prozent dieses Bereichs überströmt. Die ca. 380 m lange Strecke, im Bereich dieses Retentionsraums R1, auf der im HQ_{100} - Fall eine Rückströmung aus dem Umland in den Fluss auftritt, wird bei HQ_{30} nicht überströmt.

Im Retentionsraum R2 ist die überströmte Strecke bei HQ₃₀ mit ca. 200 m nur 20 Prozent kürzer als bei HQ₁₀₀. Im Retentionsraum R3 ist bei HQ₁₀₀ die überströmte Strecke mit ca. 660 m vier Mal länger als im HQ₃₀- Fall.

Im Retentionsraum R4 wird bei HQ₁₀₀ mit ca. 1370 m eine mehr als 2,5-mal so lange Strecke überströmt wie insgesamt bei HQ₃₀. Im Bereich des Retentionsraumes R5 werden bei HQ₃₀ sowie HQ₁₀₀ jeweils auf einem ca. 800 m langen Bereich die Begleitdämme überströmt, im Retentionsraum R6 hingegen ist bei HQ₁₀₀ die überströmte Strecke mit ca. 820 m sieben Mal länger als bei HQ₃₀.

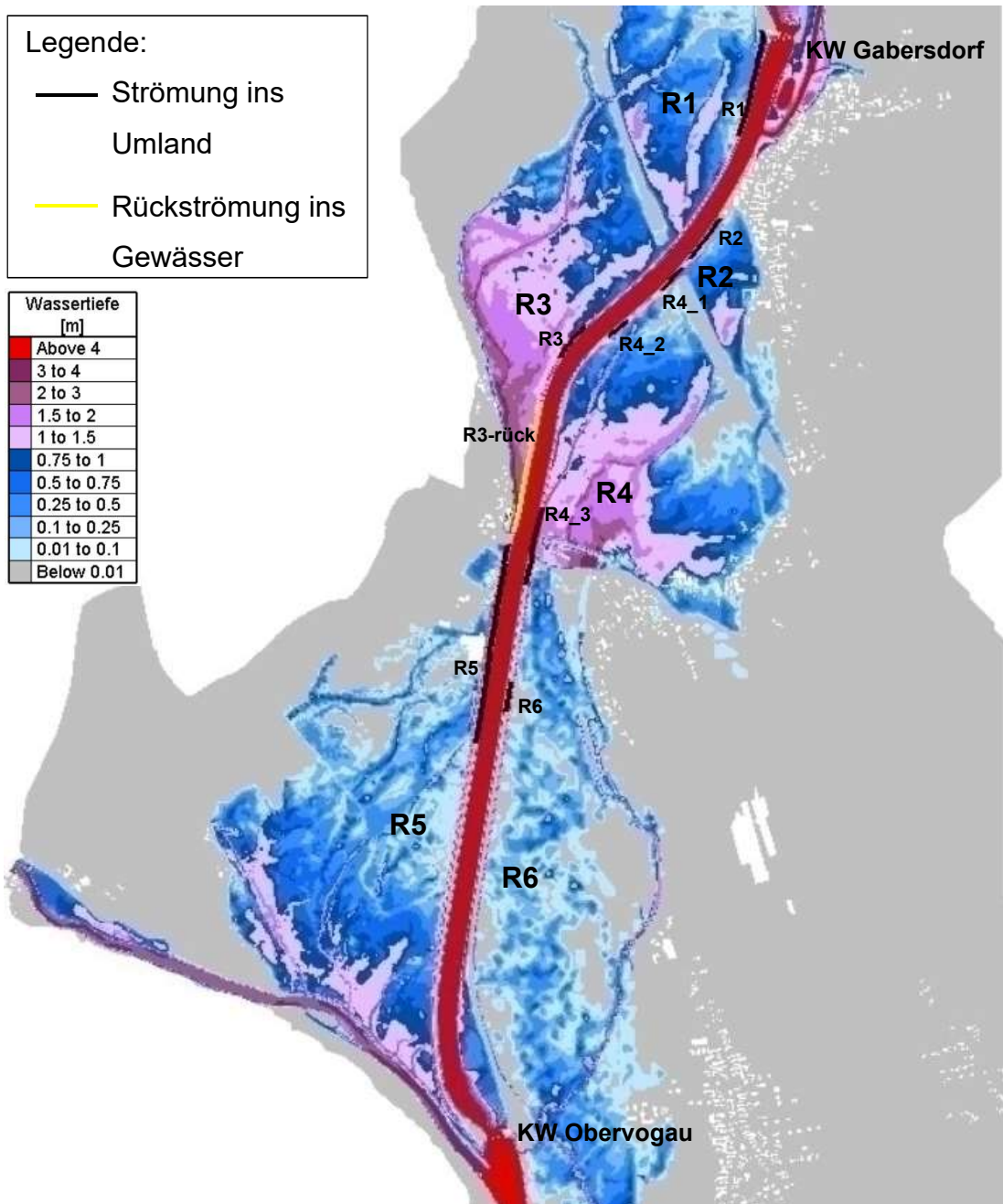


Abbildung 35 Überströmte Strecken bei HQ₃₀ KW Gabersdorf- KW Obervogau (VHP, 2016, bearbeitet)

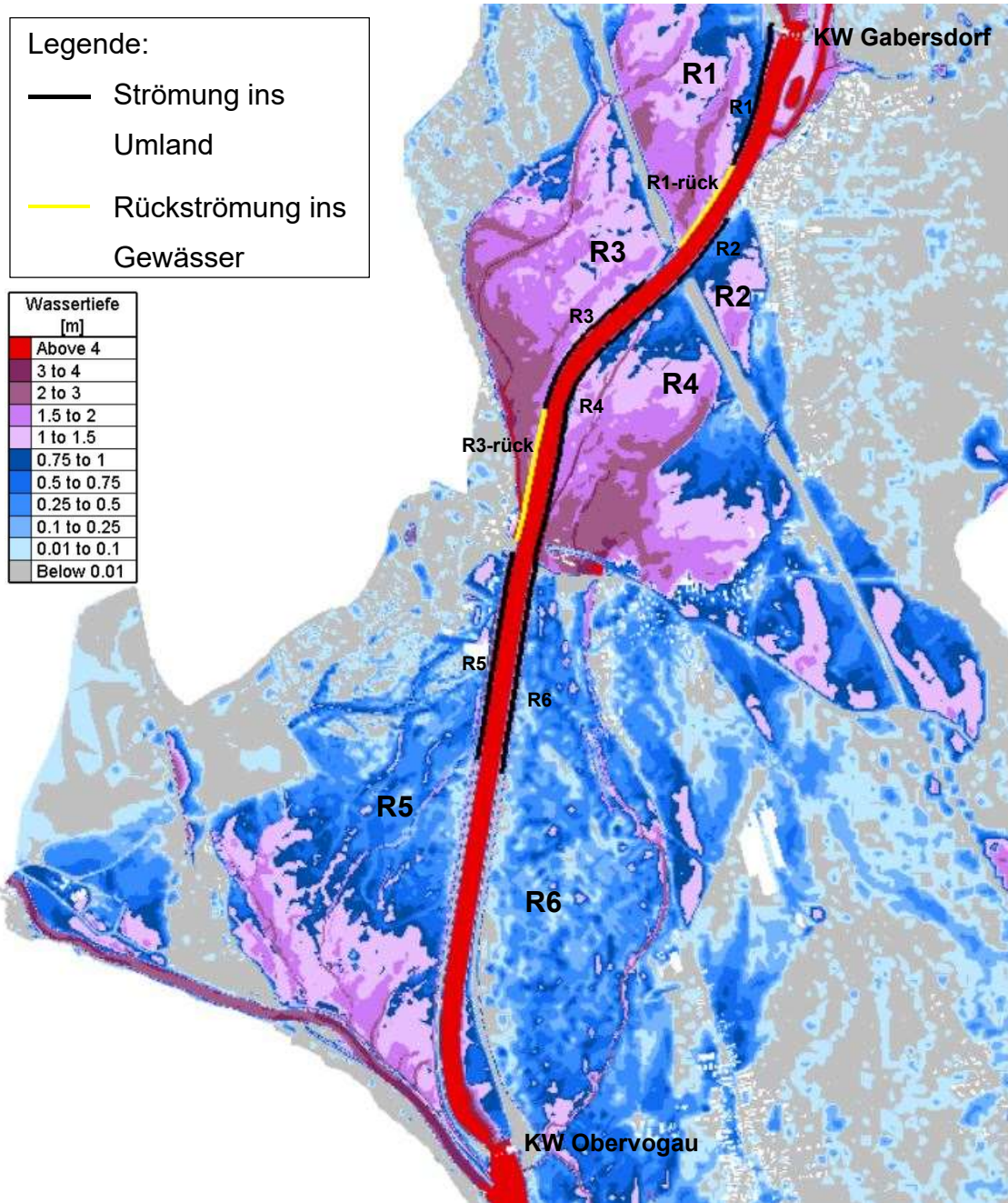


Abbildung 36 Überströmte Strecken bei HQ_{100} KW Gabersdorf- KW Obervogau (VHP, 2016, bearbeitet)

Überströmungen in den Retentionsbereich R7 treten bei den Simulationen des HQ_{30} und des HQ_{100} an zwei Abschnitten auf. Der nördliche Abschnitt R7_1 misst in beiden Fällen ca. 300 m, der südliche Bereich R7_2 ungefähr 700 m. Der Retentionsbereich R6 wird durch die Überströmungen nördlich des Kraftwerks Obervogau gefüllt.

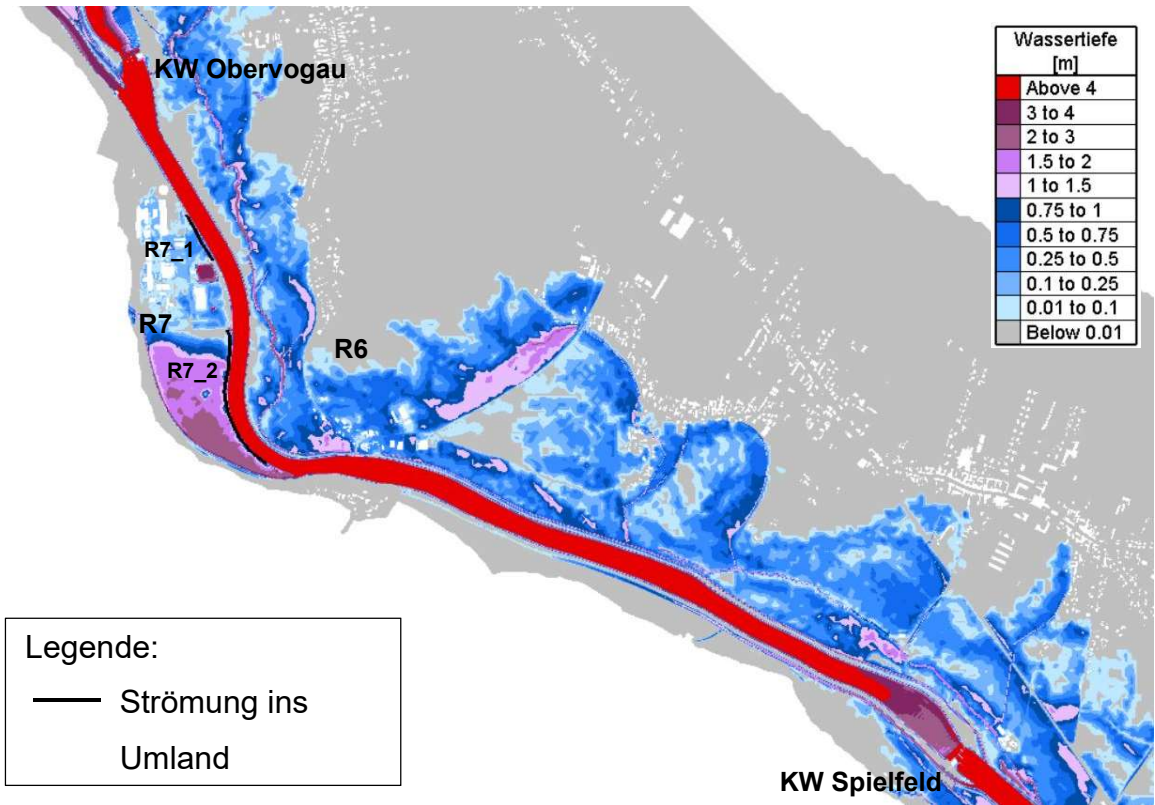


Abbildung 37 Überströmte Strecken bei HQ_{30} KW Obervogau- KW Spielfeld (VHP, 2016, bearbeitet)

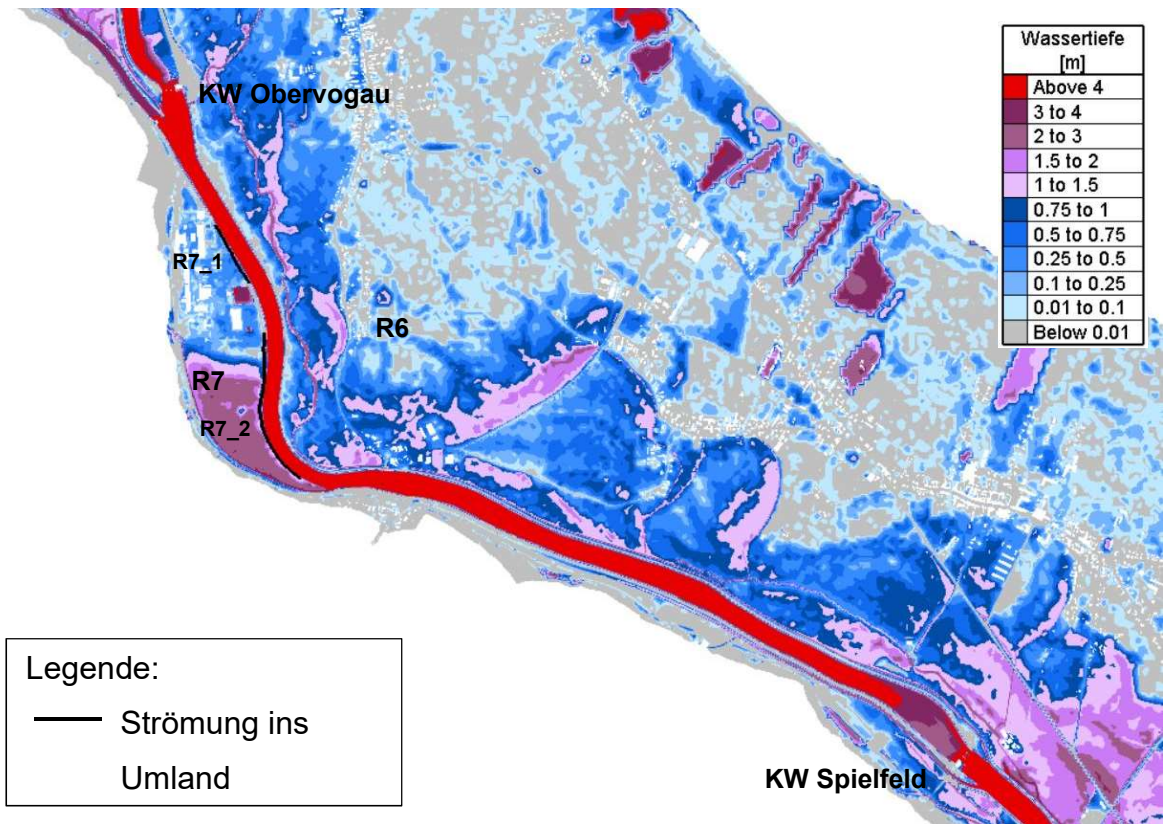


Abbildung 38 Überströmte Strecken bei HQ_{100} KW Obervogau- KW Spielfeld (VHP, 2016, bearbeitet)

6.8 Berechnung der Überfallmenge bei HQ₁₀₀

Aus der Berechnung des HQ₁₀₀ werden die jeweiligen Überströmhöhen und Fließgeschwindigkeiten der Strömungen aus dem Fluss in das Umland beziehungsweise von dem Umland in den Fluss an den Begleitdämmen entnommen. Aus diesen Werten werden die Überfallmengen in m³/s berechnet und in der folgenden Tabelle 9 aufgelistet. Dabei wurden die Überfallmengen auf die jeweils betroffenen Retentionsräume aufgeteilt und die in Abbildung 36 gelb markierten Rückströmungsbereiche mit „rück“ gekennzeichnet. Zusätzlich zur gesamten Überfallmenge in die jeweiligen Retentionsräume sind die Längen der überströmten Strecken, laut Simulation, sowie die durchschnittlichen Überfallmengen pro Laufmeter und die durchschnittlichen Fließgeschwindigkeiten der Überströmungen angeführt.

Tabelle 9 Überfallmengen in die jeweiligen Retentionsräume bei HQ₁₀₀; die Längen der überströmten Strecken in der Simulation; die durchschnittlichen Überfallsmengen pro Laufmeter und die durchschnittlichen Fließgeschwindigkeiten

	Überfallmenge Q [m ³ /s]	L [m]	Øq [(m ³ /s)/lfm]	Øv [m/s]
R1	162,91	582,49	0,28	0,72
R1 - rück	15,63	377,60	0,04	0,50
R2	17,74	241,96	0,07	0,27
R3	17,84	661,38	0,03	0,29
R3 - rück	206,85	531,45	0,39	1,02
R4	116,04	1370,99	0,08	0,24
R5	70,92	830,38	0,09	0,29
R6	8,23	817,69	0,01	0,08
R7_1	23,67	326,907	0,07	0,22
R7_2	337,64	774,007	0,44	0,84

Aus den oben aufgelisteten Werten ist erkennbar, dass sich bei HQ₁₀₀ in die Retentionsräume sowie wieder zurück in die Mur teilweise große Wassermengen mit relativ hohen Fließgeschwindigkeiten bewegen. Dies stellt eine sehr hohe Belastung für die Begleitdämme dar.

Bei Auftreten eines HQ₁₀₀ sowie eines HQ₃₀ sollen aus diesem Grund Überströmstrecken die berechneten Wassermengen schadlos abführen können. Diese Überströmstrecken sollen auf kürzerer Länge die berechneten Mengen abführen können. Dadurch wird die Anwendung erodierbarer Dämme angedacht. Dabei wird die feste Streichwehrkante auf die Wasserspiegelhöhe des HQ₁ oder

HQ₅ ausgelegt. Der erodierbare Damm soll ab einem HQ₃₀ mit einer Überströmhöhe von 5 cm zu erodieren beginnen. Sobald der erodierbare Damm ausgespült wird, ergeben sich die in Abbildung 39 gezeigten Überströmhöhen Δh_1 bzw. Δh_2 zur Ableitung der Überfallmengen, wobei Δh_1 den Höhenunterschied der Wasserspiegel zwischen HQ₁₀₀ und HQ₁, Δh_2 den Höhenunterschied zwischen HQ₁₀₀ und HQ₅ darstellt.

Diese Höhenunterschiede werden für die Profile, entlang der Strecken, bei jenen Überströmungen auftreten, berechnet. Diese, sowie deren Durchschnitt über die jeweiligen Retentionsräume, sind in Tabelle 10 angeführt. Wenn die berechneten Höhenunterschiede 1,0 m übersteigen wird empfohlen die Überströmhöhe auf 1,0 m zu reduzieren und die feste Streichwehrkante nicht auf HQ₁ oder HQ₅ auszuliegen.

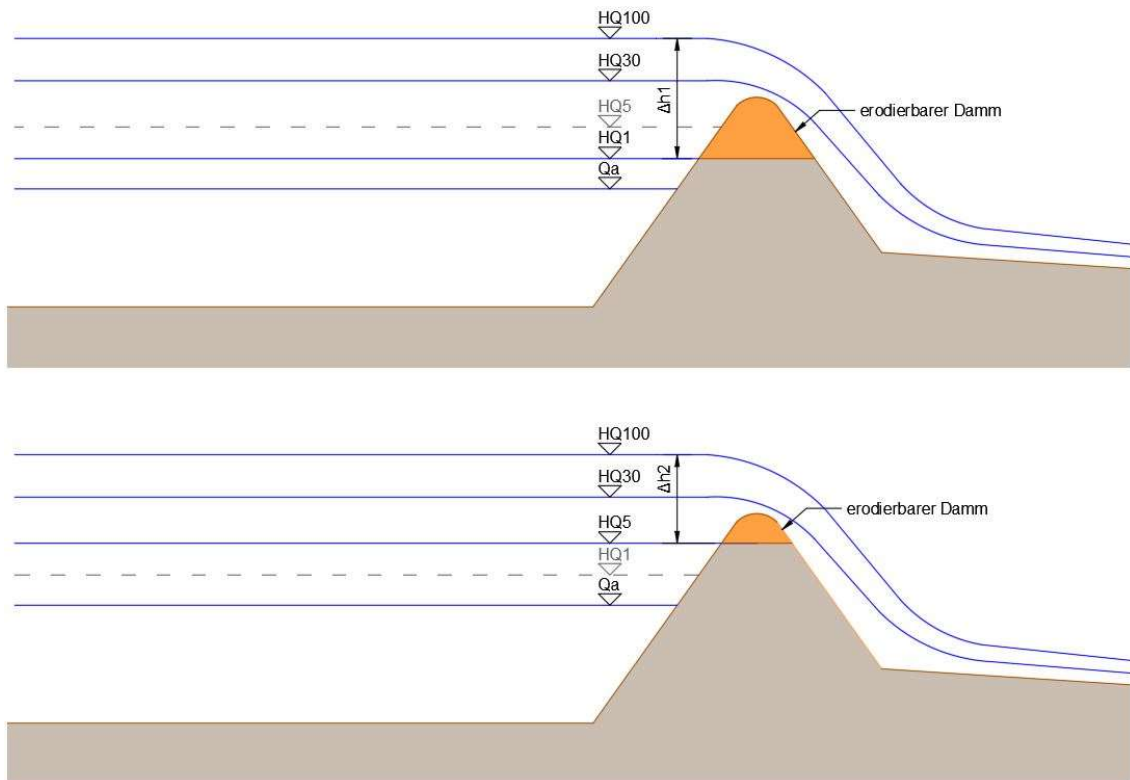


Abbildung 39 Überströmhöhen Δh_1 und Δh_2 , Anordnung des erodierbaren Damms

Tabelle 10 Überströmhöhen der einzelnen Überströmstrecken

Retentions- raum	Profil Nr.	Δh_1 ($H_{Q_{100-}}$ - H_{Q_1}) [m]	$\emptyset \Delta h_1$ ($H_{Q_{100-}}$ - H_{Q_1}) [m]	$\Delta h_2(H$ Q_{100-} - $H_{Q_5})$ [m]	$\emptyset \Delta h_2$ ($H_{Q_{100-}}$ - H_{Q_5}) [m]	Emp- fohlene Höhe [m]
R1	Obervogau P22	2,91	2,98	1,88	1,93	1,0
	Obervogau P23	3,04		1,97		
R2	Obervogau P19	2,42	2,57	1,48	1,59	1,0
	Obervogau P20	2,71		1,70		
R3	Obervogau P16	2,60	2,62	1,68	1,67	1,0
	Obervogau P17	2,61		1,64		
	Obervogau P18	2,66		1,68		
R4	Obervogau P13	2,28	2,53	1,43	1,62	1,0
	Obervogau P14	2,56		1,67		
	Obervogau P15	2,61		1,74		
	Obervogau P16	2,60		1,68		
	Obervogau P17	2,61		1,64		
	Obervogau P18	2,66		1,68		
	Obervogau P19	2,42		1,48		
R5	Obervogau P9	2,06	2,17	1,30	1,36	1,0
	Obervogau P10	2,11		1,32		
	Obervogau P11	2,19		1,38		
	Obervogau P12	2,19		1,36		
	Obervogau P13	2,28		1,43		
R6	Obervogau P9	2,06	2,17	1,30	1,36	1,0
	Obervogau P10	2,11		1,32		
	Obervogau P11	2,19		1,38		
	Obervogau P12	2,19		1,36		
	Obervogau P13	2,28		1,43		
R7_1	Spielfeld P23	2,42	2,42	1,60	1,60	1,0
	Spielfeld P24	2,42		1,61		
R7_2	Spielfeld P18	2,21	2,16	1,58	1,44	1,0
	Spielfeld P19	2,30		1,56		
	Spielfeld P20	2,25		1,49		
	Spielfeld P21	1,90		1,11		

Die erforderlichen Längen der Überströmstrecken können durch den in Kapitel 5 erklärten Berechnungsansatz nach dem BMLFUW (2006) anhand Gleichung (2), Seite 32, berechnet werden.

Dem folgt:

$$L = \frac{Q}{v * \frac{2}{3} * \mu * H_{\bar{u}}^{\frac{3}{2}} * \sqrt{2g}} \quad (6)$$

wobei:

v.....Abminderungsfaktor für Schräganströmung: $v = 0,95$

μÜberfallbeiwert

L.....Wehrkronenlänge [m]

$H_{\bar{u}}$Überströmhöhe [m]

Aus der vorhergehenden Tabelle wird ersichtlich, dass alle Überströmhöhen aus den Höhendifferenzberechnungen zwischen HQ_{100} und HQ_1 bzw. HQ_{100} und HQ_5 1,0 m überschreiten. Da Überströmhöhen über 1,0 m, laut den Einschätzungen der VHP, eine zu große hydraulische Belastung für Oberflächensicherungen darstellen, wird nun für alle Retentionsräume eine Überströmhöhe von 1,0 m festgelegt. In Tabelle 11 sind die jeweils erforderlichen Längen der Überströmstrecken bei Verwendung einer Überströmhöhe von 1,0 m und einem Überfallsbeiwert von $\mu = 0,55$ ersichtlich. Dieser Überfallsbeiwert wurde gewählt, da die Form des Überfalls nach dem Erodieren des Dammes einem breiten Überfall mit gut abgerundeten Kanten und waagrechtem Kronenbereich entspricht.

Tabelle 11 Erforderliche Längen der Überströmstrecken bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$ sowie die ursprünglichen überströmten Längen in der Simulation

$H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$

	L [m] berechnet	L [m] ursprünglich
R1	105,58	582,49
R2	11,50	241,96
R3	11,56	661,38
R4	75,21	1370,99
R5	45,96	830,38
R6	5,33	817,69
R7_1	15,34	326,907
R7_2	218,83	774,007

Die Rückströmstrecken im Retentionsraums R1 sowie Retentionsraum R3 sind gesondert zu behandeln. In diesen Bereichen kommt es zu einer Strömung von Wassermassen aus dem Umland zurück in den Fluss. Wird in diesen Bereichen eine Rückströmstrecke mit Absenkung der Dammhöhe sowie möglicherweise die

Anordnung eines erodierbaren Damms realisiert, muss vermutet werden, dass durch diese Maßnahmen auch eine Ausuferung des Fließgewässers unterstützt wird. Aus diesem Grund wird dazu geraten in diesen Bereich auf den gesamten, in den Simulationen überströmten, Längen Oberflächensicherungen anzubringen.

Aus der vorhergehenden Tabelle wird ersichtlich, dass sich die erforderlichen Längen der Überströmstrecken zum Ausgangszustand bei Verwendung eines erodierbaren Damms und damit einer Erhöhung der Überströmhöhe sehr stark verkürzen. Dadurch kann bei der Anordnung der Strecken Rücksicht auf Bebauungen genommen werden und somit eine möglichst verträgliche Stelle zur Überströmung im Hochwasserfall gewählt werden. Dazu ist es allerdings auch notwendig die Dämme in den Bereichen neben den Überströmstrecken zu erhöhen, damit die Überströmung nur in den dafür vorgesehenen Bereichen erfolgt. Um Empfehlungen hinsichtlich der Anwendung von Überströmstrecken in den jeweiligen Bereichen zu geben, wird in den folgenden Kapiteln auf jeden Retentionsraum einzeln eingegangen.

6.9 Überströmungen der einzelnen Retentionsräume

In diesem Kapitel wird die Überströmung in die einzelnen Retentionsräume im Bereich zwischen KW Gabersdorf und KW Spielfeld detailliert aufgezeigt. Orthofotos der Retentionsräume zeigen die jeweiligen örtlichen Gegebenheiten um einen Eindruck des Gebietes zu gewinnen. Bereiche, in denen Strömungen aus dem Fließgewässer in das Umland stattfinden, sind in den folgenden Abbildungen wiederum mit schwarzen Linien gekennzeichnet, Strömungen aus dem Umland in den Fluss sind durch gelben Linien sowie der Bezeichnung „rück“ ersichtlich gemacht. Die in den Orthofotos gekennzeichneten überströmten Strecken beziehen sich auf den Fall HQ₁₀₀. Die Fließrichtungen über die Flusssufer sowie Strömungen, die in den einzelnen Retentionsräumen auftreten, sind durch blaue Pfeile gekennzeichnet.

Im Anschluss daran werden die Wassertiefen der jeweiligen, auf den Orthofotos gezeigten, Gebiete für den Fall HQ₃₀ und HQ₁₀₀ abgebildet. Dazugehörig sind Diagramme der Strecken, die in den Berechnungen überströmt werden, mit Abbildung der vorhandenen Überströmungshöhen, also den Wassertiefen auf den Dammkronen, und den Überströmgeschwindigkeiten in diesem Kapitel enthalten. Der Beginn der, in den Diagrammen gezeigten Strecken, ist in den Abbildungen davor jeweils mit einem grünen Punkt gekennzeichnet, deren Ende mit einem roten Punkt.

Die Diagramme sollen Bereiche mit besonders hohen Wassertiefen und Geschwindigkeiten aufzuzeigen um dadurch geeignete Positionen für Überströmstrecken ausmachen zu können.

Basierend auf diesen Informationen wird eine Empfehlung für den Bereich der Anordnung der Überströmstrecken sowie erodierbarer Dämme in den jeweiligen Retentionsräumen gegeben. Zusätzlich wird eine mögliche Oberflächensicherung vorgeschlagen sowie die Eckdaten der Überströmstrecke in Bezug auf beispielsweise deren Länge und Überströmhöhe angeführt.

Nicht jede der in Kapitel 3.2 erwähnten Oberflächensicherungen ist in diesem Fall geeignet. Da die Begleitdämme bereits bestehen, sollen Oberflächensicherung gewählt werden, die mit geringem Aufwand auf bestehende Dämme nachträglich aufgebracht werden können. Einen Überblick über die Eignung der unterschied-

lichen Sicherungsarten bietet Tabelle 12. Ist der Aufbau der jeweiligen Oberflächensicherung ohne vorhergehende tiefgehende Abtragungen von Dammmaterial möglich, entspricht dies einer guten Eignung und wird in der folgenden Tabelle mit „+“ markiert. Muss für den Aufbau ein Großteil des bestehenden Dammes abgetragen werden um die Sicherungsart herzustellen, wird die Eignung als weniger gut bewertet und mit „-“ gekennzeichnet.

Tabelle 12 Eignung der Oberflächensicherungen zur Herstellung einer Überströmstrecke bei bestehenden Dämmen: + bedeutet gute Eignung; - bedeutet schlechte Eignung

Oberflächensicherung

Eignung der Oberflächensicherung zur Herstellung einer Überströmstrecke bei bestehenden Dämmen

<i>Grasbewuchs</i>	+
<i>Bodenstabilisierung</i>	-
<i>Geokunststoffe</i>	
• <i>Schlaufen</i>	-
• <i>Böschungsp parallele Bahnen</i>	+
• <i>Waagrechte Bahnen</i>	-
• <i>Schläuche & Container</i>	-
<i>Steinsatz</i>	+
<i>Steinschüttung</i>	+
<i>Raubettgerinne</i>	+
<i>Verbundene Rasengittersteine</i>	+
<i>Masitx- Schotter Deckwerk</i>	+
<i>Geogittermatratzen</i>	+

6.9.1 Retentionsraum R1

In der folgenden Abbildung 40 ist das Gelände des Retentionsraums R1 und die Lage der überströmten Strecken, im Fall von HQ_{100} , ersichtlich. Zusätzlich ist die Flusskilometrierung zu sehen. Die Fließrichtungen der Strömungen über die Böschungen der Mur, bzw. in den Retentionsraum R3, sind durch blaue Pfeile gekennzeichnet.

Wie in der folgenden Abbildung 41 und Abbildung 43 ersichtlich ist der Abschnitt, auf dem Überströmungen in das Umland stattfinden, bei HQ_{30} und HQ_{100} nahezu gleich lang. In Abbildung 42 und Abbildung 44 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten für die überströmte Strecke von der Mur in das Umland bei HQ_{30} bzw. HQ_{100} dargestellt. Bei einem HQ_{30} treten Wassertiefen von über 0,2 m mit Geschwindigkeiten von mehr als 1,2 m/s, von dem Fluss in das Umland, auf über 150 m der überströmten Strecke auf. Bei einem HQ_{100} treten über eine ebenso lange Strecke Wassertiefen von über 0,4 m mit Geschwindigkeiten von mehr als 1,6 m/s, von dem Fluss in das Umland, auf. Die Wassertiefen- bzw. Geschwindigkeitsspitzen, ungefähr 80 m nach Beginn der Strecke, sind auf einen Begleitgraben zurückzuführen, in den das Wasser einströmt.

Eine Rückströmung von dem Umland in den Fluss findet nur bei HQ_{100} statt, wobei auf einem Großteil der Strecke Überströmungshöhen von ungefähr 0,1 m erreicht werden. Die Wassertiefen und Geschwindigkeiten, von dem Umland in den Fluss, dieser Strecke werden in Abbildung 45 gezeigt.

Zusätzlich finden von diesem Retentionsbereich Strömungen bei den Autobahnbrücken in den Retentionsraum R3 statt, die, wie die Strömungen über die Begleitdämme, durch blaue Pfeile in Abbildung 40 gekennzeichnet sind. Der Bau von Schutzdämmen muss in diesem Retentionsraum nicht in Betracht gezogen werden, da nach Auswertung des Orthofotos keine Gebäude im gefährdeten Gebiet vorhanden sind.

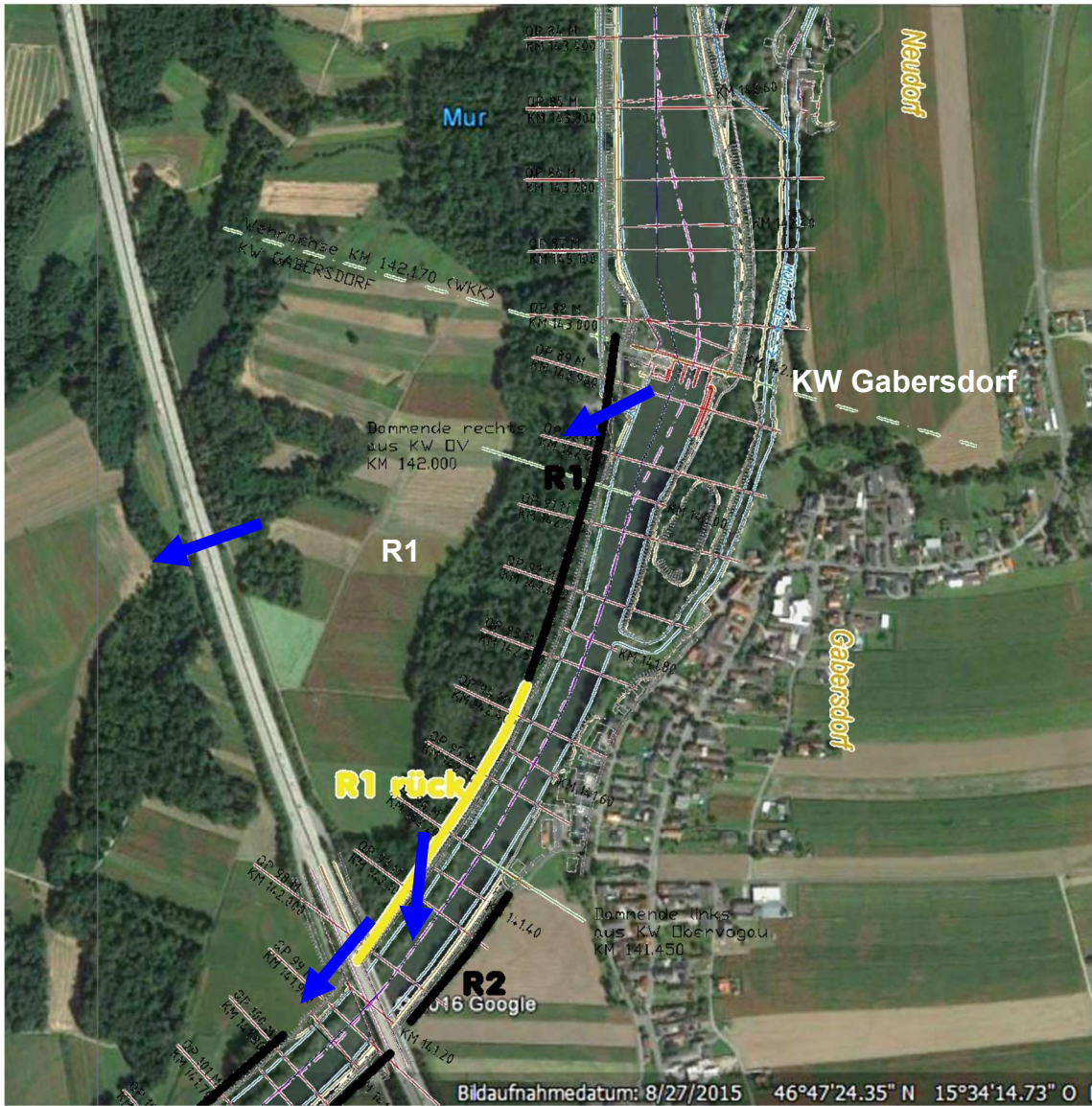


Abbildung 40 Orthofoto des Retentionsraums R1; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ_{100} Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; gelb gekennzeichnet: der Abschnitt an dem Wasser bei HQ_{100} aus dem Umland zurück in den Fluss fließt; blaue Pfeile geben die jeweilige Fließrichtung an. (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

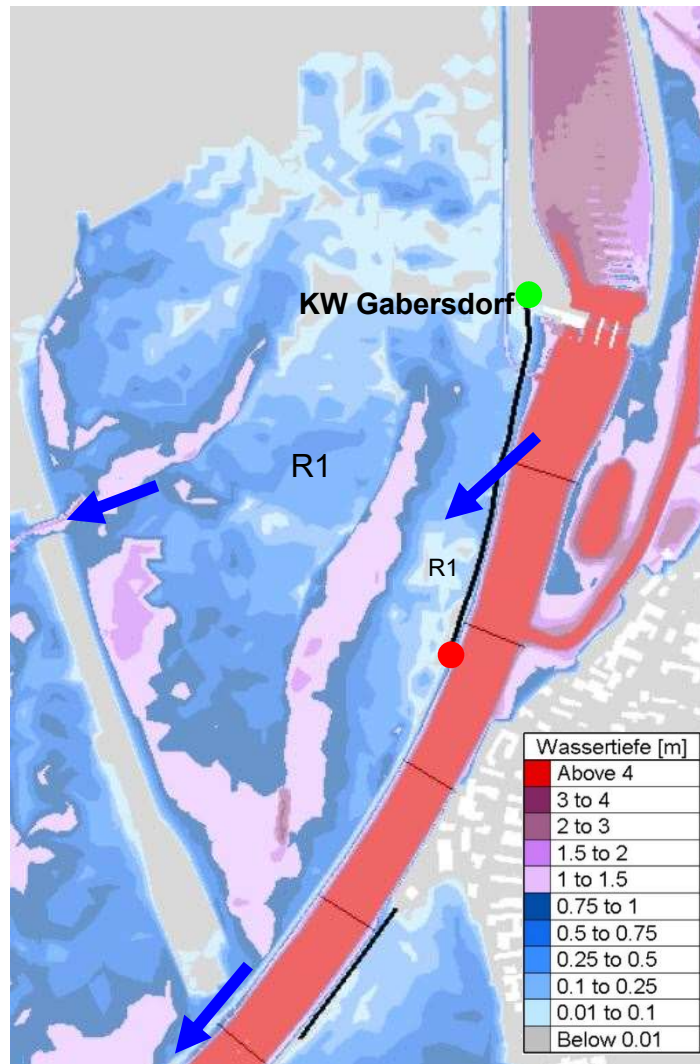


Abbildung 41 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R1 bei HQ₃₀ im Retentionsraum R1 (VHP, 2016, bearbeitet)



Abbildung 42 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R1 bei HQ₃₀

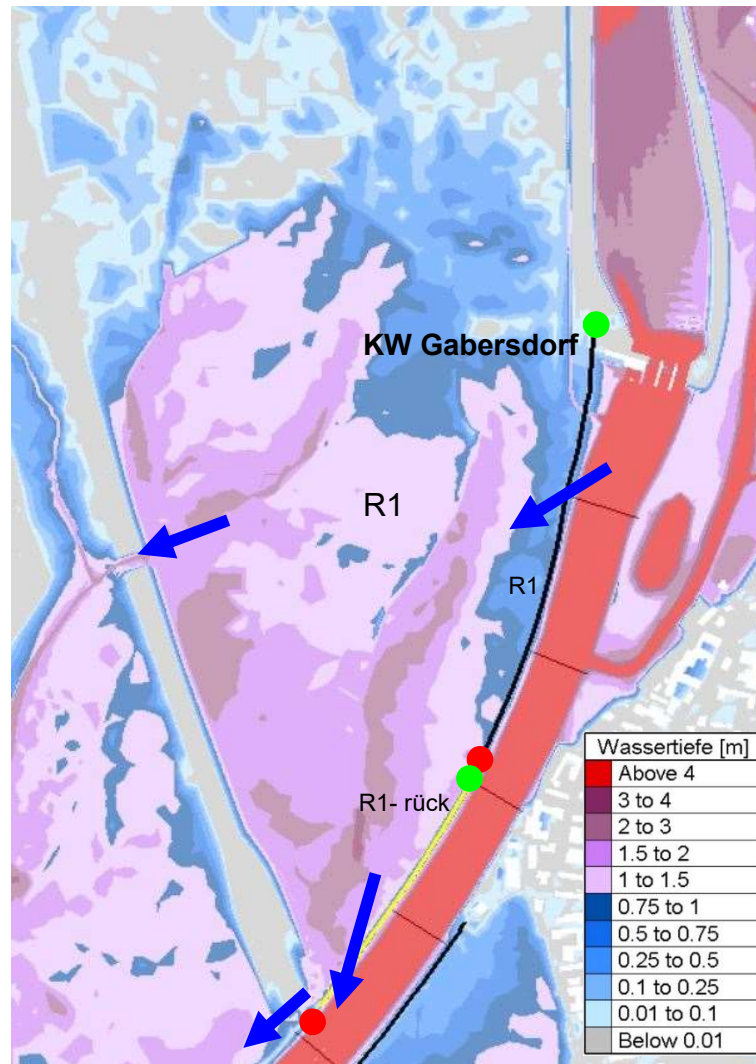


Abbildung 43 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R1 und R1- rück bei HQ_{100} im Retentionsraum R1 (VHP, 2016, bearbeitet)



Abbildung 44 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R1 bei HQ_{100}

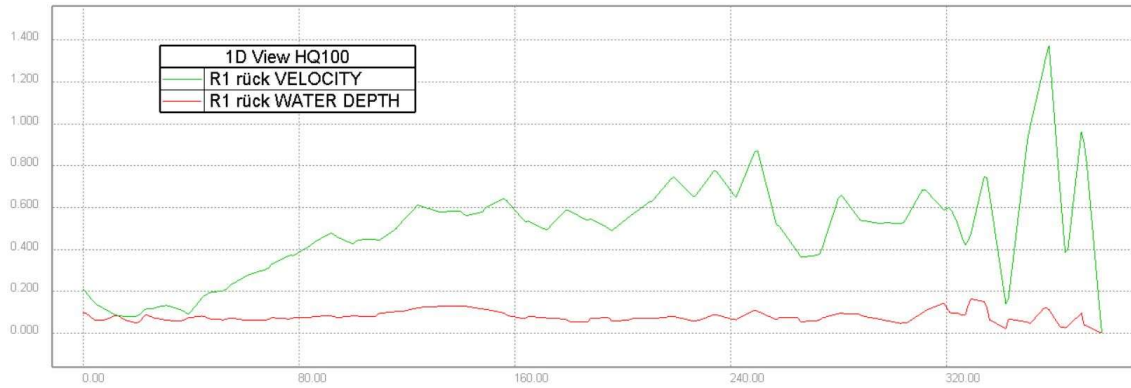


Abbildung 45 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Umland in die Mur, entlang der überströmten Strecke R1-rück bei HQ₁₀₀

6.9.1.1 Überströmstrecke R1

Wie in Kapitel 6.8 berechnet, tritt, im Fall eines HQ₁₀₀, eine Überfallmenge von 162,91m³/s an der Strecke auf. Bei Verwendung der Überströmhöhe von 1,0 m und eines Überfallbeiwerts von $\mu = 0,55$ wird eine Überströmlänge von 105,58 m für die Abfuhr dieser Strömung von der Mur in das Umland benötigt.

Tabelle 13 macht ersichtlich, dass die Wasserspiegelhöhe des HQ₁₀₀ bei durchschnittlich 267,91 m ü.A. liegt. Die Niveauhöhen des Flussufers an der überströmten Strecke R1 liegen im Mittel bei 267,58 m ü.A. und der Wasserspiegel des HQ₃₀ liegt im Durchschnitt bei 267,63 m ü.A. Um die Überströmhöhe von 1,0 m bei HQ₁₀₀ nützen zu können, müsste das Niveau der festen Flussuferkante, im Bereich der Überströmstrecke, auf 266,91 m ü.A., abgesenkt und ein erodierbarer Damm aufgesetzt werden. Da das anschließende Gelände jedoch höhere Werte aufweist, ist diese Absenkung nicht möglich.

Aufgrund der sehr niedrigen Dammhöhen erfolgt die Empfehlung, die gesamte Länge, der in der Simulation überströmten Strecke, vor Ort zu begutachten und das tatsächliche Risiko eines Dammbbruchs bei Überströmung zu eruieren. Nach dem jetzigen Wissensstand kann möglicherweise auf die Ausbildung einer Überströmstrecke verzichtet werden. Erst wenn tatsächlich ein Risiko eines Dammbbruchs festgestellt werden kann, soll die Planung einer Überströmstrecke in diesem Bereich fortgesetzt werden.

Tabelle 13 Bewertung der Überströmstrecke R1

Retentionsraum R1- überströmte Strecke R1

Überfallmenge bei HQ_{100}	162,91 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}	Bis zu 0,6 m
Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}	582,49 m
Überströmhöhe	1,00 m
Überströmlänge bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$	105,58 m
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	267,58 m ü.A.
Dammhöhe	Bis 1,0 m
Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich	267,91 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ_{30} durchschnittlich	267,63 m ü.A.
<i>Empfehlung: nach bisherigem Wissensstand Überströmstrecke sowie erodierbarer Damm nicht notwendig, da keine, bzw. nur niedrige, Begleitdämme bei überströmten Abschnitt vorhanden sind; nähere Begutachtung des Geländes im Hinblick auf Dambruchgefahr notwendig</i>	

6.9.1.2 Rückströmstrecke R1-rück

Bei HQ_{100} kommt es im Retentionsraum R1, zusätzlich zur Ausuferung des Flusses in das Umland, zu einer Rückströmung vom Umland in die Mur. Diese findet im südlichen Bereich des Retentionsraums R1 statt. Die Überströmhöhen liegen in der Simulation des HQ_{100} auf der gesamten Strecke bei ungefähr 0,1 m. Dammhöhen von nahezu 2,0 m werden in diesem Bereich erreicht. Es wird dazu geraten, den Damm mittels einer durchgängigen luftseitigen Oberflächensicherung auf dem Bereich der Rückströmung vor Dammbbruch zu schützen. Da durch die niedrigen Überströmhöhen nur geringe hydraulische Belastungen auftreten, wird empfohlen Grasbewuchs als Oberflächensicherung zu wählen und im Kronenbereich den bestehenden Radweg aus Asphalt in die Sicherung einzubauen.

Tabelle 14 Bewertung der Rückströmstrecke R1-rück

Retentionsraum R1- Rückströmstrecke R1-rück

<i>Überfallmenge bei HQ_{100}</i>	15,63 m ³ /s
<i>Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}</i>	~0,1 m
<i>Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}</i>	377,60 m
<i>Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich</i>	267,18 m ü.A.
<i>Dammhöhe</i>	Bis 2,0 m
<i>Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich</i>	267,20 m ü.A.
<i>Empfehlung: Auf dem gesamten überströmten Bereich Oberflächensicherung durch Grasbewuchs; bestehenden Radweg aus Asphalt in die Kronensicherung einbauen</i>	

6.9.2 Retentionsraum R2

In Abbildung 46 ist das Gelände des Retentionsraums R2 und die Lage der überströmten Strecke im Fall von HQ_{100} ersichtlich. Zusätzlich dazu ist die Flusskilometrierung sichtbar. Die Fließrichtungen der Strömungen über den Begleitdamm, bzw. in den Retentionsraum R4, sind durch blaue Pfeile gekennzeichnet.

Wie in der folgenden Abbildung 47 und Abbildung 49 ersichtlich, ist die Strecke, auf der Überströmungen in das Umland stattfinden, bei HQ_{30} und HQ_{100} nahezu gleich lang. In Abbildung 48 und Abbildung 50 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten, von der Mur in das Umland, der überströmten Strecke bei HQ_{30} bzw. HQ_{100} dargestellt. Bei einem HQ_{30} weisen über 80 m der überströmten Strecke Überströmhöhen von rund 0,1 m mit Geschwindigkeiten von 0,5 m/s auf. Bei einem HQ_{100} treten auf rund 60 m der Länge Wassertiefen von 0,2 m mit Spitzen von bis zu 0,4 m und Geschwindigkeiten von über 1,2 m/s auf.

Die überströmte Strecke verläuft zu Gänze über einen ungefähr 1,0 bis 2,0 m hohen Damm, der bei KM 141,45 endet. Die Ausuferung der Mur in diesen Retentionsbereich gefährdet nach Auswertung des Orthofotos Gebäude, weswegen ein Damm entlang der Siedlung Gabersdorf im Verlauf der in Abbildung 46 rot strichlierten Linie in Betracht zu ziehen ist. Bei der Planung des Dammes muss die Durchsickerung des anschließenden Untergrundes und die Beeinflussung des Grundwassers durch das Dammbauwerk beachtet werden.

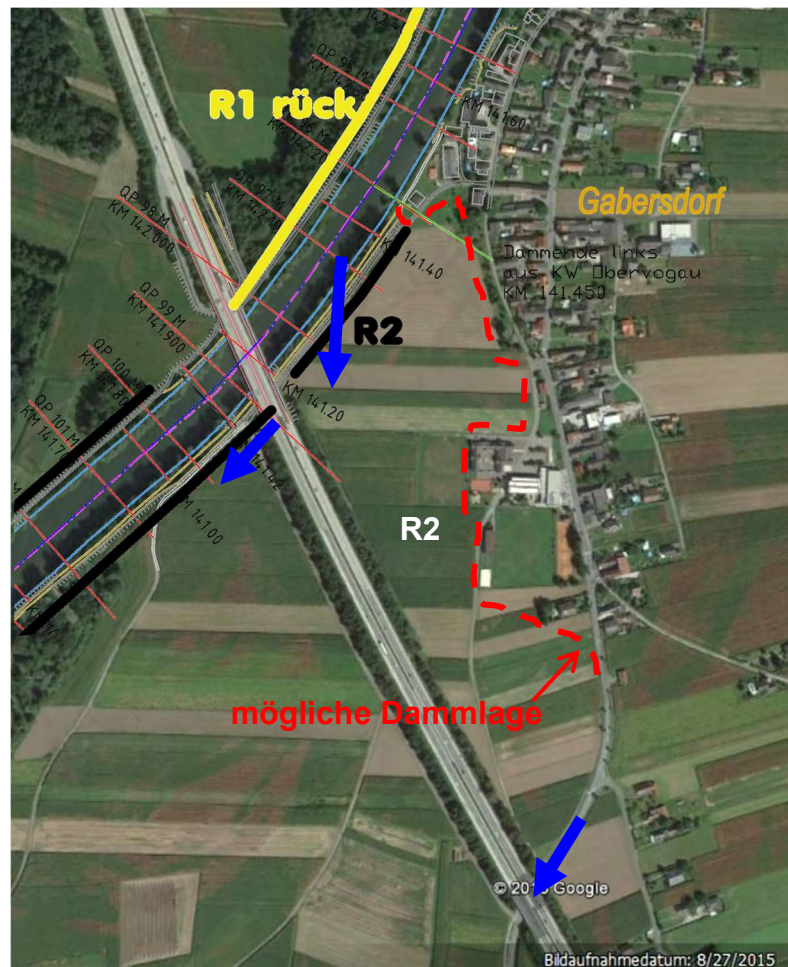


Abbildung 46 Orthofoto des Retentionsraums R2; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ_{100} Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; gelb gekennzeichnet: der Abschnitt an dem Wasser bei HQ_{100} aus dem Umland zurück in den Fluss fließt; blaue Pfeile geben die jeweiligen Fließrichtungen an; rot markiert: die mögliche Lage eines Hochwasserschutzdamms. (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

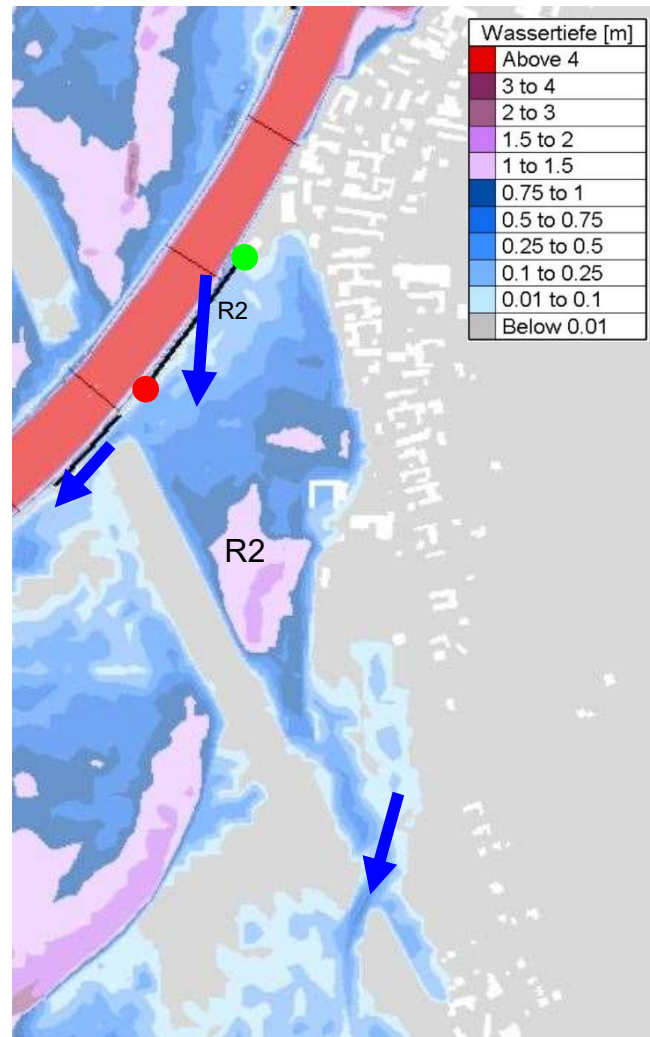


Abbildung 47 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R1 bei HQ_{30} im Retentionsraum R2 (VHP, 2016, bearbeitet)

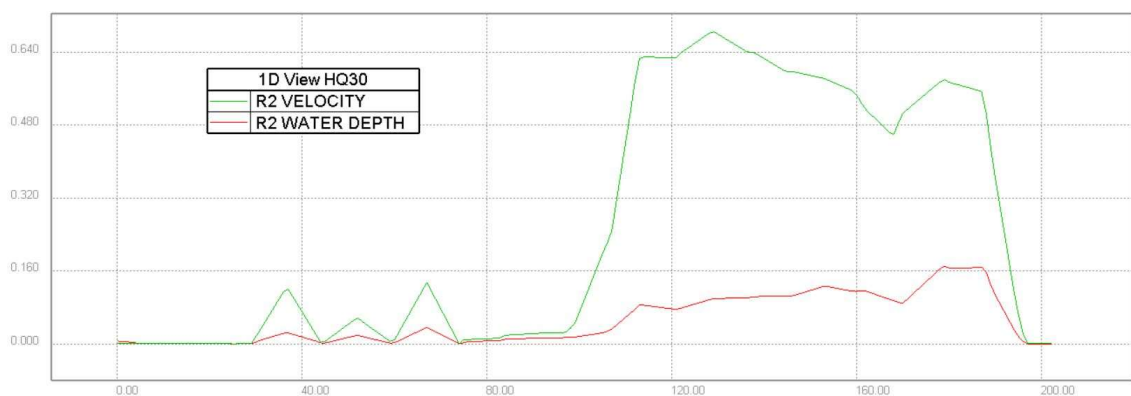


Abbildung 48 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R2 bei HQ_{30}

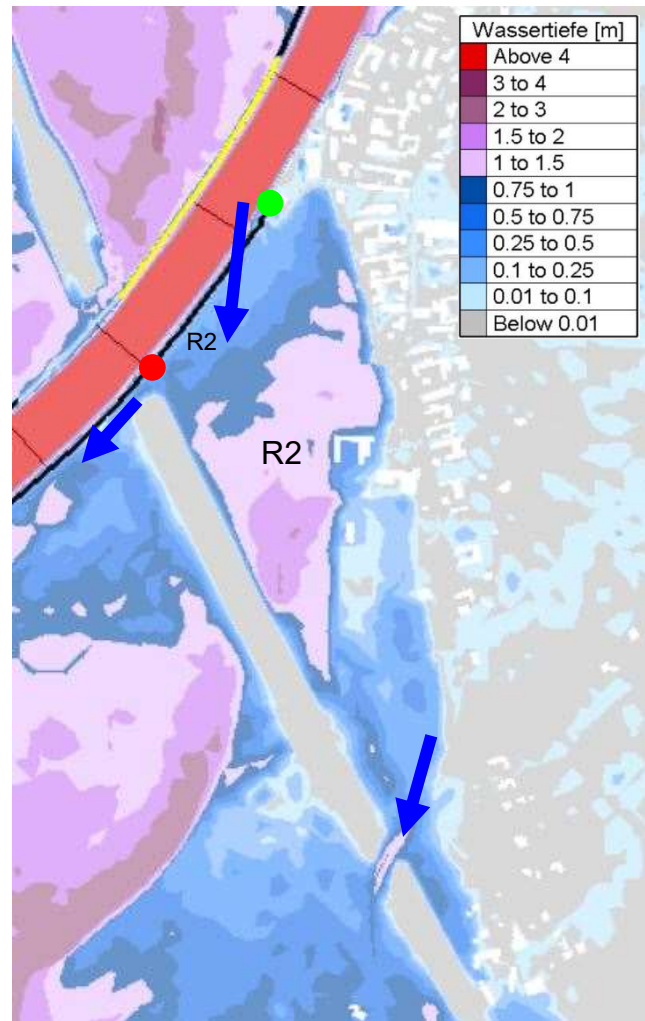


Abbildung 49 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R2 bei HQ₁₀₀ im Retentionsraum R2 (VHP, 2016, bearbeitet)

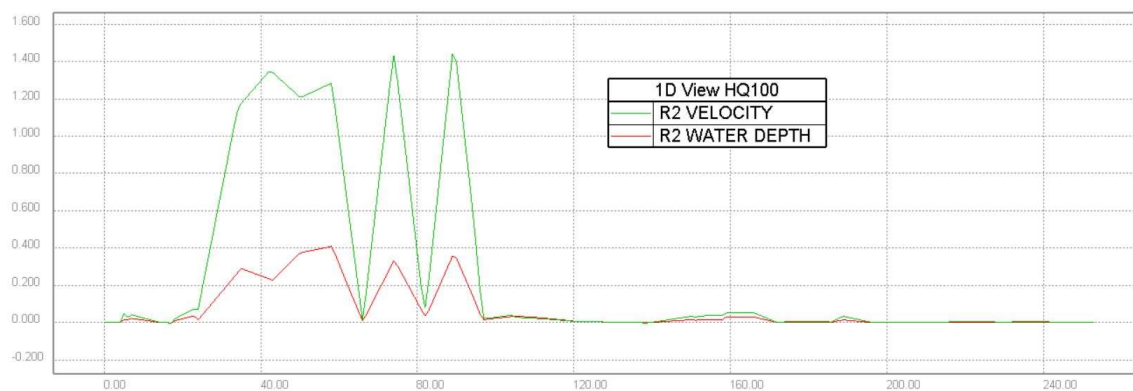


Abbildung 50 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R2 bei HQ₁₀₀

6.9.2.1 Überströmstrecke R2

Wie in Kapitel 6.8 beschrieben, wird im Fall eines HQ_{100} bei Verwendung einer Überströmhöhe von 1,0 m und eines Überfallbeiwerts von $\mu = 0,55$ eine Überströmlänge von 11,50 m für die Abfuhr der Wassermenge der Strömung von der Mur in das Umland benötigt. Eine Überfallmenge von 17,74 m^3/s tritt auf der überströmten Strecke R2 im Fall von HQ_{100} auf.

Tabelle 15 zeigt, dass Wasserspiegelhöhe des HQ_{100} im Mittel bei 266,79 m ü.A. liegt und die Niveauhöhen des Flussufers in dem Bereich bei durchschnittlich 266,89 m ü.A. liegen. Der Wasserspiegel des HQ_{30} erreicht im Durchschnitt 266,62 m ü.A. Um die Überströmhöhe von 1,0 m bei HQ_{100} vollständig nützen zu können, muss im Bereich der Überströmstrecke das Niveau der festen Streichwehrkante auf 265,79 m ü.A., abgesenkt, und ein erodierbarer Damm aufgesetzt werden. Dieser erodierbare Damm soll ab einem HQ_{30} bei einer Überströmhöhe von 5 cm erodieren. Dies hat eine Dammkronenhöhe des erodierbaren Damms von 266,57 m ü.A. und eine erodierbare Dammhöhe von 0,78 m zur Folge. Da die Höhen des erodierbaren Damms nur mit Durchschnittswerten der einzelnen Niveaus aus der gesamten überströmten Strecke berechnet wurden, müssen nach Festlegung der exakten Lage der Überströmstrecke die Höhe erneut, mit den tatsächlich an der Stelle auftretenden Werte, berechnet werden.

Im südlichen Bereich der überströmten Strecke steigt die Höhe des Begleitdamms auf nahezu 2,0 m, im nördlichen Bereich liegt die Höhe des Damms bei in etwa 1,3 m. Die Überströmhöhen sind in der Simulation des HQ_{100} im Norden, also am Beginn der überströmten Strecke, zwar wesentlich höher als im Süden, nördlich der überströmten Strecke liegt jedoch die Siedlung Gabersdorf. Aus diesem Grund ist die Anordnung der Überströmstrecke im südlichen, in Abbildung 51 rot markierten, Bereich empfehlenswert.

Durch die Nähe dieses Bereichs zur Autobahnbrücke muss die Belastung der Brückenpfeiler im Überströmfall berechnet werden, um eine Verminderung der Standhaftigkeit dieser ausschließen zu können.

Der restliche Teil des Begleitdamms, der in den Simulationen derzeit überströmt wird, muss erhöht werden, damit die gesamte Überfallmenge im Hochwasserfall über die Überströmstrecke abgeführt wird.

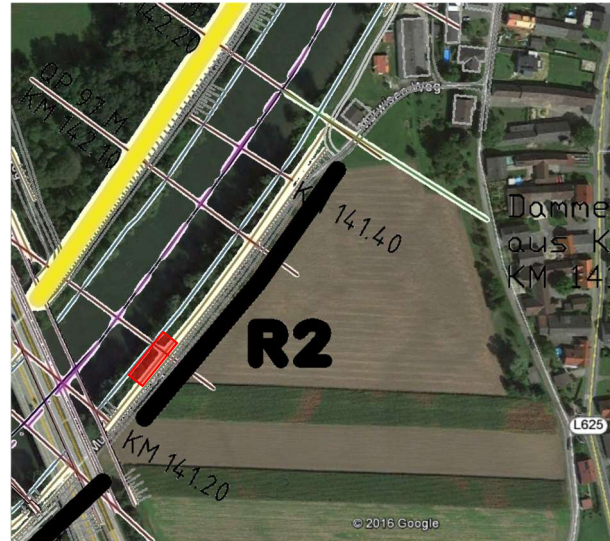


Abbildung 51 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R2; möglicher Bereich zur Anordnung der Überströmstrecke R2 in rot markiert (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

Die Oberflächensicherung der Überströmstrecke muss wegen der Überströmhöhe von 1,00 m äußerst robust ausgeführt werden. Es wird zu einem Mastix-Schotter Deckwerk geraten (siehe Kapitel 3.2.8). Durch das Aufbringen einer Humusschicht kann die Oberflächensicherung in die Landschaft eingebunden werden.

Es wird empfohlen, den erodierbare Damm, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, als Damm aus Feinsand auszuführen. Um die Funktionstüchtigkeit dieses Damms sicherzustellen sind regelmäßige Kontrollen in Hinblick auf Bewuchs und sonstige Beschädigungen durchzuführen.

Durch die Anordnung der Überströmstrecke wird der, in dem Bereich derzeit am Damm entlang verlaufende, Murwiesenweg verlegt werden müssen.

Tabelle 15 Bewertung der Überströmstrecke R2

Retentionsraum R2- überströmte Strecke R2

Überfallmenge bei HQ_{100}	17,74 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}	Bis zu 0,4 m
Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}	241,95 m
Überströmhöhe	1,00 m
Überströmlänge bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$	11,50 m
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	266,89 m ü.A.
Dammhöhe	1,0 -2,0 m
Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich	266,79 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ_{30} durchschnittlich	266,62 m ü.A.
Niveauhöhe Dammkrone erodierbarer Damm durchschnittlich	266,57 m ü.A.
Niveauhöhe feste Streichwehrkante	265,79 m ü.A.
Höhe erodierbarer Damm durchschnittlich	0,78 m
<i>Empfehlung: Anordnung der Überströmstrecke mit erodierbarem Damm aus Feinsand im südlichen Bereich des Retentionsraums R2; Oberflächensicherung der Überströmstrecke mittels Mastix-Schotter Deckwerk; Erhöhung des Dammes im restlichen Bereich R2.</i>	

6.9.3 Retentionsraum R3

In Abbildung 52 ist das Gelände des Retentionsraums R3, die Lage der überströmten Strecken im HQ₁₀₀- Fall sowie die Flusskilometrierung ersichtlich. Die Fließrichtungen der Strömungen über die Begleitdämme, bzw. vom Retentionsraum R1 in Retentionsraum R3, sind durch blaue Pfeile gekennzeichnet. Wie in der folgenden Abbildung 53 und Abbildung 56 zu erkennen ist, sind im Fall von HQ₃₀ und HQ₁₀₀ jeweils eine Überströmstrecke mit Wasserfluss vom Fluss in das Umland und eine Rückströmungstrecke mit einer Strömung vom Umland in den Fluss vorhanden. Die Überströmstrecke vom Fluss in das Umland ist bei einem HQ₃₀ wesentlich kürzer ist, als bei einem HQ₁₀₀.

In Abbildung 54 und Abbildung 57 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten für die überströmte Strecke von der Mur in das Umland bei HQ₃₀ bzw. HQ₁₀₀ dargestellt. In Abbildung 55 und Abbildung 58 werden die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten von dem Umland in die Mur entlang der Rückströmstrecke bei HQ₃₀ bzw. HQ₁₀₀ gezeigt.

Bei einem HQ₃₀ treten nur auf 30 m der überströmten Strecke vom Fluss in das Umland Überströmhöhen von über 0,1 m auf, die höchsten Geschwindigkeiten liegen bei knapp 0,4 m/s, von dem Fluss in das Umland. Im Falle eines HQ₁₀₀ treten auf ca. 100 m der Strecke Wasserhöhen von 0,2 m auf. Die Geschwindigkeiten steigen abschnittsweise auf über 2,0 m/s, von dem Fluss in das Umland, an.

Im Falle des HQ₃₀ und des HQ₁₀₀ strömt im südlichen Bereich auf jeweils 500 m vom Umland Wasser zurück in den Fluss. Es wurden bei einem HQ₃₀ auf rund 100 m davon Überströmhöhen von über 0,2 m berechnet, bei einem HQ₁₀₀ treten auf 200 m der überströmten Strecke Höhen von über 0,4 m auf.

Entlang dieses Retentionsraumes verläuft durchgehend ein 2-3 m hoher Damm. Zusätzlich zu den Überströmungen wird dieser Retentionsraum auch durch den Retentionsraum R1 unter den Autobahnbrücken hindurch gespeist.

Nach Auswertung der Orthofotos sind einige Gebäude von der Ausuferung des Flusses in diesen Retentionsraum betroffen. Auf Grund dessen ist die mögliche Lage eines Hochwasserschutzdamms in Abbildung 52 durch die rote strichlierte Linie gezeigt.

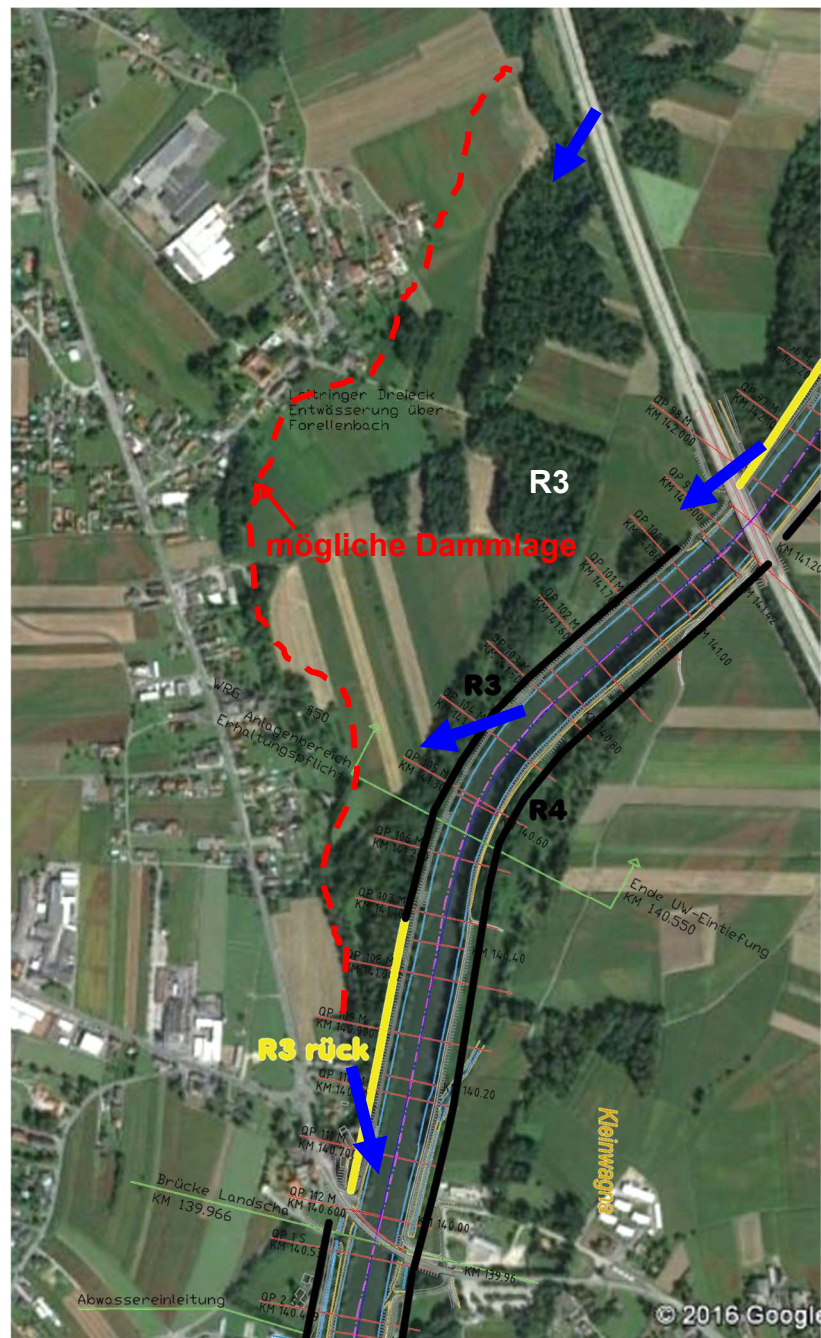


Abbildung 52 Orthofoto des Retentionsraums R3; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ_{100} Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; gelb gekennzeichnet: die Abschnitte an denen Wasser bei HQ_{100} aus dem Umland zurück in den Fluss fließt; blaue Pfeile geben die jeweilige Fließrichtung an; rot markiert: die mögliche Lage eines Hochwasserschutzdamms. (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

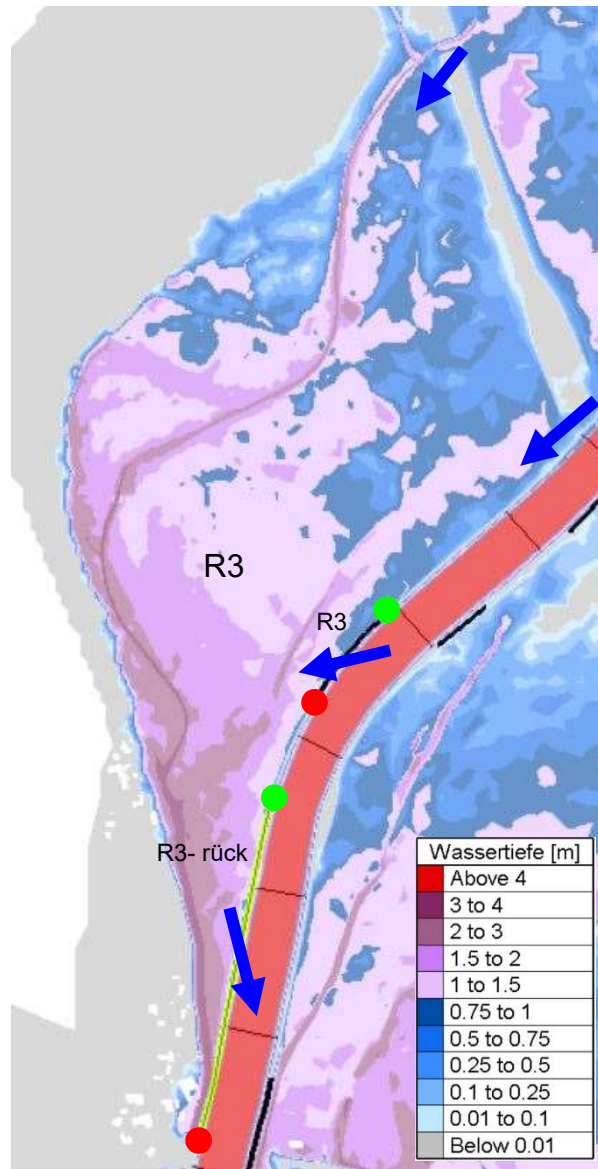


Abbildung 53 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R3 und R3- rück bei HQ_{30} im Retentionsraum R3 (VHP, 2016, bearbeitet)

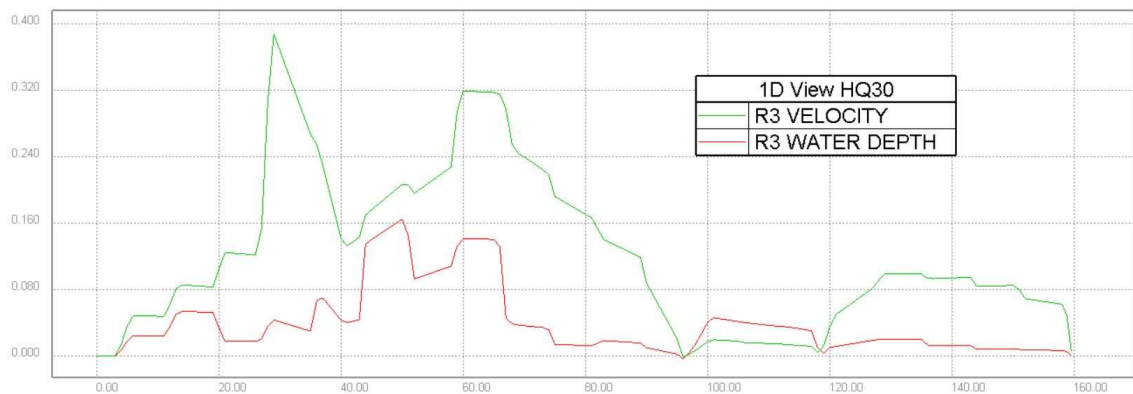


Abbildung 54 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Fluss in das Umland, entlang der überströmten Strecke R3 bei HQ_{30}

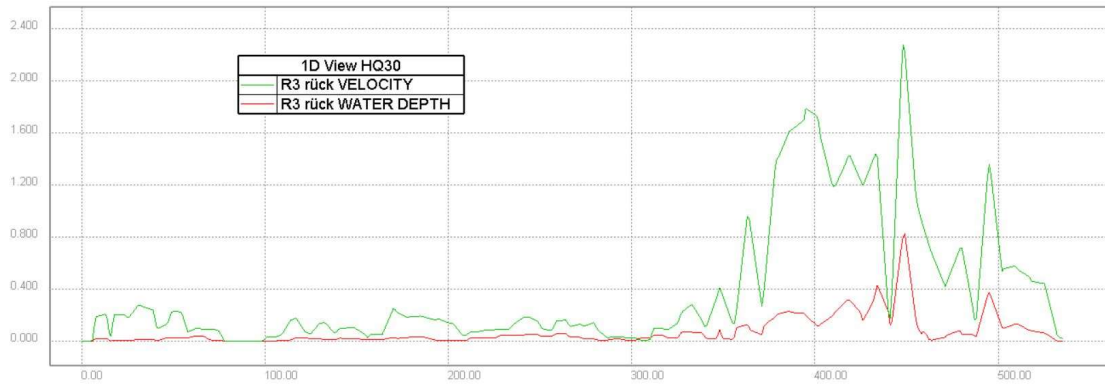


Abbildung 55 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Umland in den Fluss, entlang der überströmten Strecke R3- rück bei HQ₃₀

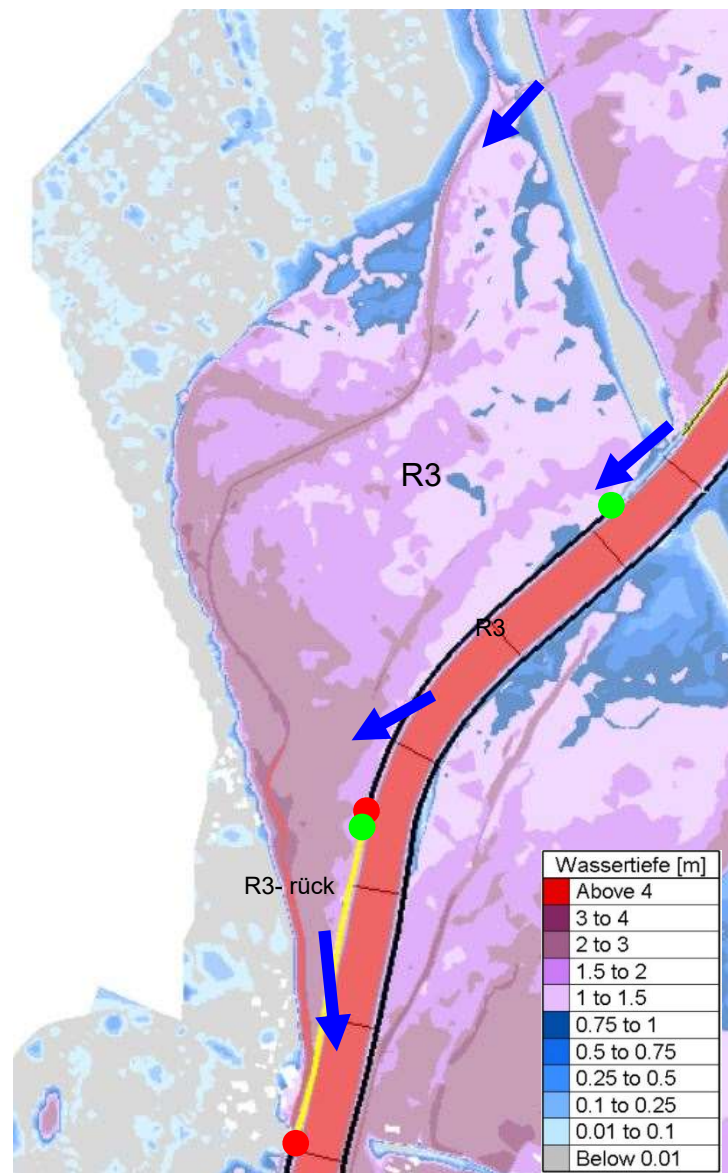


Abbildung 56 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R3 und R3- rück bei HQ₁₀₀ im Retentionsraum R3 (VHP, 2016, bearbeitet)

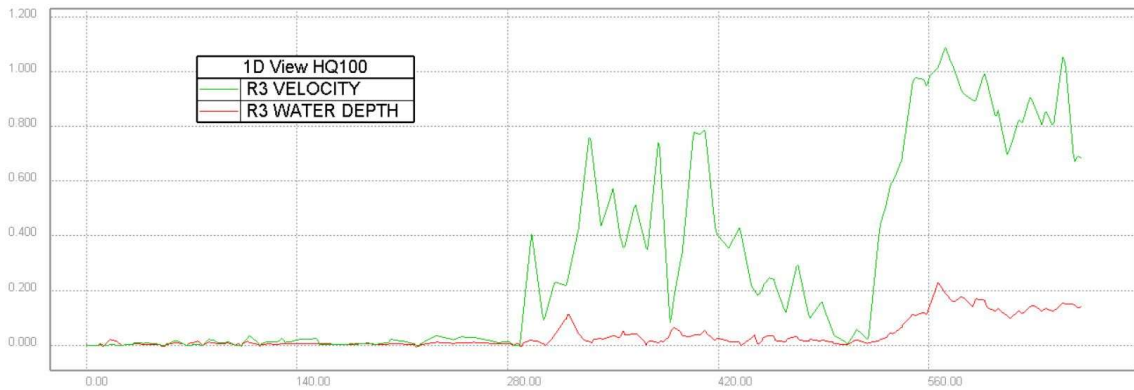


Abbildung 57 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Fluss in das Umland, entlang der überströmten Strecke R3 bei HQ₁₀₀

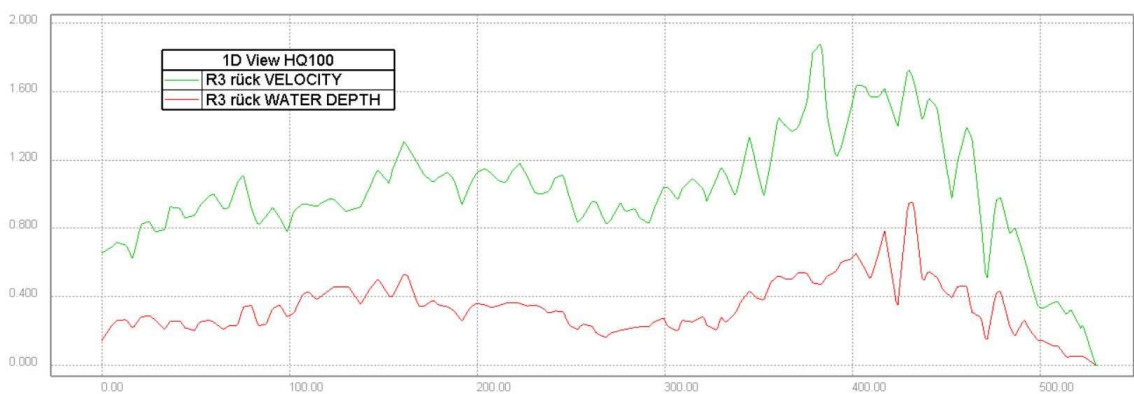


Abbildung 58 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Umland in den Fluss, entlang der überströmten Strecke R3 -rück bei HQ₁₀₀

6.9.3.1 Überströmstrecke R3

Wie in Kapitel 6.8 berechnet, wird im Fall eines HQ₁₀₀ eine Überfallmenge von 17,84 m³/s im Bereich der überströmten Strecke R3 auftreten. Bei Verwendung einer Überströmhöhe von 1,0 m und eines Überfallbeiwerts von $\mu = 0,55$ wird eine Überströmlänge von 11,56 m für die Abfuhr der Wassermenge der Strömung von der Mur in das Umland benötigt.

In Tabelle 16 ist ersichtlich, dass die die Wasserspiegelhöhe des HQ₁₀₀ bei durchschnittlich 266,40 m ü.A. liegt und die Niveauhöhen des Flussufers in dem Bereich im Durchschnitt 266,34 m ü. A. erreichen. Der Wasserspiegel des HQ₃₀ liegt im Mittel bei 266,18 m ü.A.

Um die Überströmhöhe von 1,0 m bei HQ₁₀₀ nützen zu können, muss das Niveau der festen Flussuferkante in Bereich der Überströmstrecke auf 265,40 m ü.A., abgesenkt, und ein erodierbarer Damm aufgesetzt werden. Dieser erodierbare Damm soll ab einem HQ₃₀ bei einer Überströmhöhe von 5 cm erodieren. Dies hat

eine Dammkronenhöhe des erodierbaren Damms von 266,13 m ü.A., und eine Dammhöhe des selbigen von 0,76 m zur Folge. Nach der Festlegung der genauen Lage der Überströmstrecken sind die Höhen des erodierbaren Damms erneut mit den tatsächlich an der Lage auftretenden Niveauhöhen zu berechnen. Die hier angeführten Werte beziehen sich auf den Durchschnitt in dem, in der Simulation des HQ₁₀₀ überströmten Bereich.

Im nördlichen Bereich der in der Simulation überströmten Strecke, liegt die Höhe des Begleitdamms bei rund 2,0 m, gegen Süden steigt die Höhe auf bis zu 2,6 m an. Bei der Simulation des HQ₁₀₀ sind die Überströmhöhen im südlichen Drittel mit bis zu 0,2 m wesentlich höher als im Norden, wo nur Überströmhöhen von weniger als 0,05 m auftreten. Im südlichen Bereich nähert sich die Strecke R3 der Siedlung Leitring an. Es wird empfohlen die Überströmstrecke im nördlichen Bereich des Auwalds anzuordnen. In Abbildung 59 ist der für die Anordnung der Überströmstrecke vorgeschlagene Bereich rot markiert.

Die Oberflächensicherung der Überströmstrecke muss auf Grund der Überströmhöhe von 1,00 m äußerst robust ausgeführt werden. Es wird zu einem Mastix- Schotter Deckwerk geraten (siehe Kapitel 3.2.8). Um die Oberflächensicherung in die Landschaft einzubinden wird zur Bedeckung mit einer Humusschicht geraten.

Es wird empfohlen den erodierbare Damm, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, als Damm aus Feinsand auszuführen. Um die Funktionstüchtigkeit dieses Damms sicherzustellen, sind regelmäßige Kontrollen in Hinblick auf Bewuchs und sonstige Beschädigungen durchzuführen.

In den restlichen, in den Simulationen überströmten, Bereichen muss der Begleitdamm erhöht werden, um zu ermöglichen, dass die gesamte Überfallmenge über die Überströmstrecke abgeleitet wird.

Durch die Anordnung der Überströmstrecke wird der, in dem Bereich, derzeit am Damm entlang verlaufende Muruferbegleitweg West, verlegt werden müssen, oder der Weg in die Überströmstrecke eingebunden werden. Dadurch darf jedoch die Funktionsweise des erodierbaren Damms nicht beeinträchtigt werden.

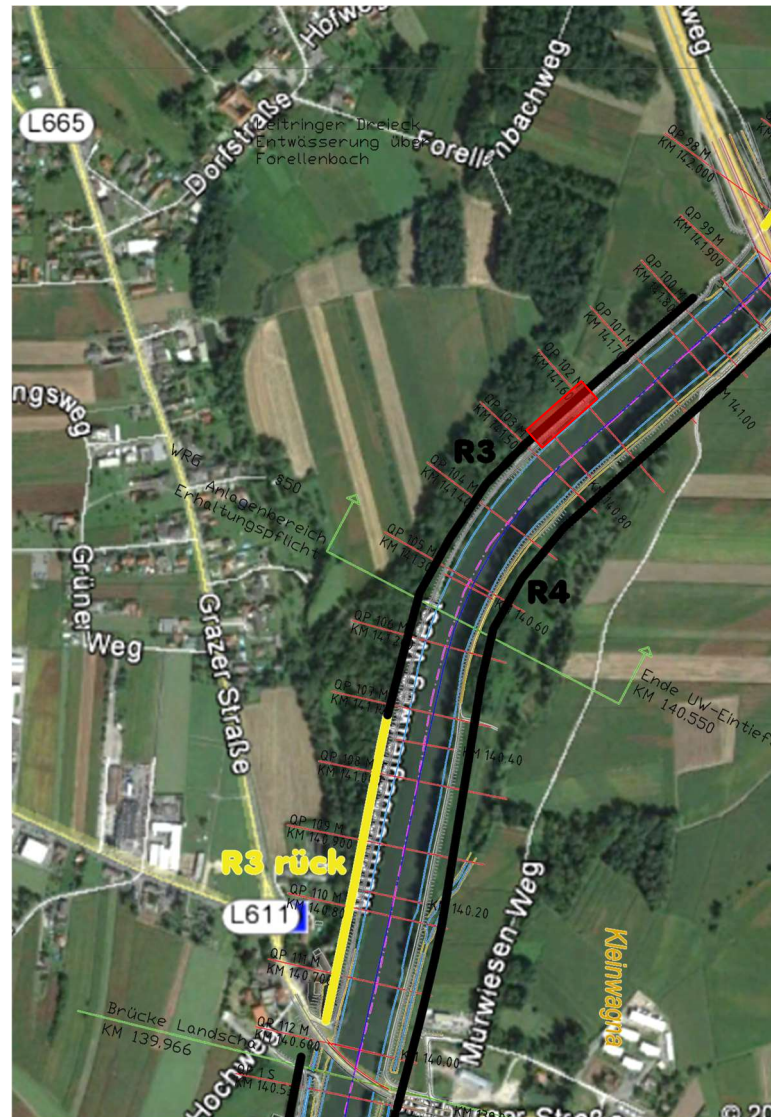


Abbildung 59 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R3; möglicher Bereich zur Anordnung der Überströmstrecke R3 in rot markiert (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

Tabelle 16 Bewertung der Überströmstrecke R3

Retentionsraum R3- überströmte Strecke R3

Überfallmenge bei HQ_{100}	17,84 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}	Bis 0,25 m
Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}	661,38 m
Überströmhöhe	1,00 m
Überströmlänge bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$	11,56 m
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	266,34 m ü.A.
Dammhöhe	1,7- 2,6 m
Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich	266,40 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ_{30} durchschnittlich	266,18 m ü.A.
Niveauhöhe Dammkrone erodierbarer Damm durchschnittlich	266,13 m ü.A.
Niveauhöhe feste Streichwehrkante	265,40
Höhe erodierbarer Damm durchschnittlich	0,76 m
<p><i>Empfehlung: Anordnung der Überströmstrecke mit erodierbarem Damm aus Feinsand im nördlichen Bereich des Auwalds; Oberflächensicherung der Überströmstrecke mittels Mastix- Schotter Deckwerk; Erhöhung des Dammes im restlichen Bereich.</i></p>	

6.9.3.2 Rückströmstrecke R3- rück

Bei HQ₃₀ und HQ₁₀₀ kommt es im südlichen Bereich des Retentionsraums R3 zusätzlich, zur Ausuferung vom Fluss in das Umland, zu einer Rückströmung vom Umland in die Mur. Eine Überfallmenge von 206,85 m³/s wird auf dieser Strecke in der Berechnung des HQ₁₀₀ festgestellt. Die Überströmhöhen bewegen sich bei der Simulation des HQ₃₀ zwischen 0,05 m und 0,8 m. Bei HQ₁₀₀ werden auf der gesamten Rückströmstrecke Überströmhöhen von 0,2 m bis 1,0 m erreicht. Es treten jeweils im Süden der Strecken größere Überströmhöhen auf. Die Dammhöhen verlaufen von 2,0 m im Norden auf bis zu 3,0 m im Süden.

Es wird dazu geraten, den Damm mittels einer durchgängigen Oberflächensicherung vor Dammbbruch zu schützen. Da auf den ersten 320 m der überströmten Strecke in der Simulation des HQ₁₀₀ die Überströmhöhen bei höchstens 0,5 m liegen wird empfohlen, in diesem Bereich eine Oberflächensicherung mittels Grasbewuchs, wie in Kapitel 3.2.1 beschrieben, zu verwirklichen, sowie auf der Dammkrone den bestehenden asphaltierten Radweg in die Kronensicherung einzubinden. Dieser Bereich ist in der folgenden Abbildung 60 blau markiert.

Auf den südlichen 210 m der überströmten Strecke kommt es in der Berechnung des HQ₁₀₀ teilweise zu Überströmhöhen von bis zu 1,0 m. Daher ist die Anwendung von böschungsp parallelen Bahnen aus Geokunststoffen mit Fixierung durch Bodennägel, wie in Kapitel 3.2.3 beschrieben, als Oberflächensicherung zu empfehlen. Der betroffene Bereich ist in Abbildung 60 rot markiert.

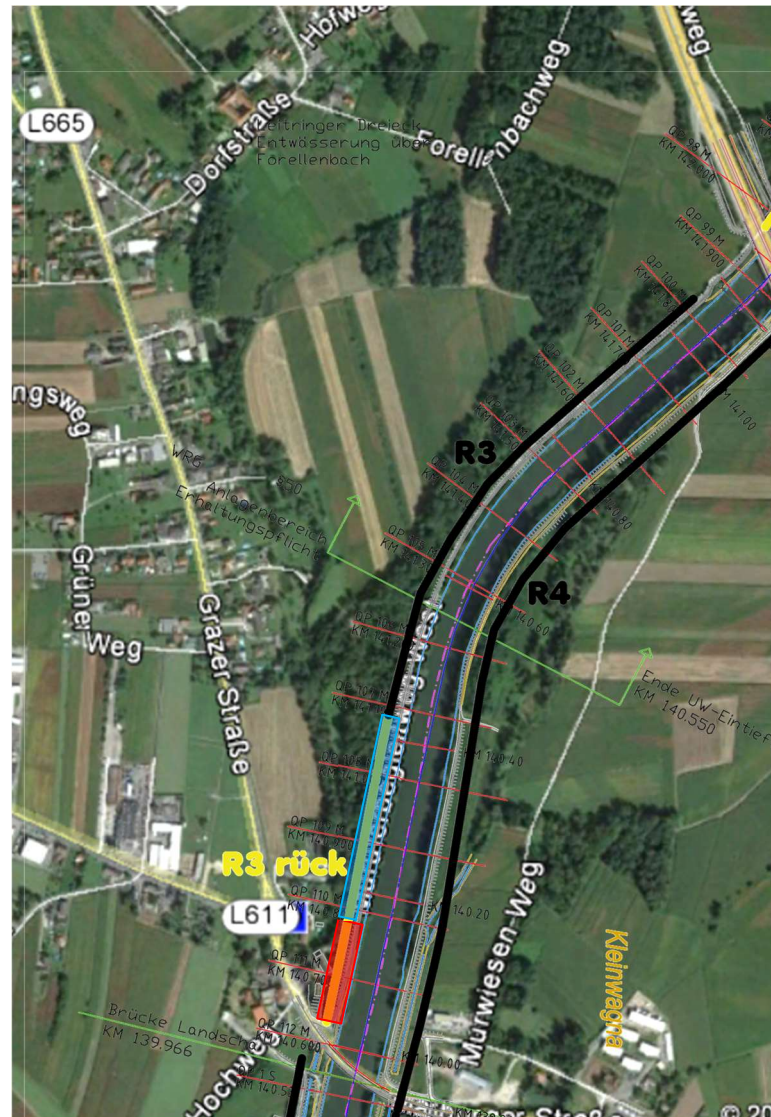


Abbildung 60 Orthofoto der Rückströmstrecke R3-rück; blau markiert: der Bereich der Oberflächensicherung durch Grasbewuchs; rot markiert: der Bereich der Oberflächensicherung durch böschungsparelle Geokunststoffbahnen (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

Tabelle 17 Bewertung der Rückströmstrecke R3-rück

Retentionsraum R3- Rückströmstrecke R3-rück

<i>Überfallmenge bei HQ₁₀₀</i>	206,85 m ³ /s
<i>Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ₁₀₀</i>	Bis 1,0 m
<i>Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ₁₀₀</i>	531,45 m
<i>Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich</i>	265,49 m ü.A.
<i>Dammhöhe</i>	2,0- 3,0m
<i>Wasserspiegelhöhe HQ₁₀₀ durchschnittlich</i>	265,70 m ü.A.
<i>Empfehlung: Im nördlichen Bereich: Oberflächensicherung durch Grasbewuchs; im südlichen Bereich: Oberflächensicherung durch böschungsparelle Bahnen aus Geokunststoffen mit Fixierung durch Bodennägel; Einbinden des bestehenden Radwegs in die Kronensicherung</i>	

6.9.4 Retentionsraum R4

In Abbildung 61 ist das Gelände des Retentionsraums R4 sowie die Lage der überströmten Strecken im Fall von HQ_{100} und die Flusskilometrierung ersichtlich. Die blauen Pfeile geben die Fließrichtungen der Strömungen, über die Begleitdämme, bzw. vom Retentionsraum R2 in den Retentionsraum R4, an. Wie in Abbildung 62 und Abbildung 66 ersichtlich, finden bei einem HQ_{30} auf mehreren Abschnitten des Retentionsraums, Überströmungen statt, bei einem HQ_{100} wird der Begleitdamm auf der gesamten Länge des Retentionsraums überströmt. In Abbildung 63 bis Abbildung 65 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten, von der Mur in das Umland, der überströmten Strecken bei HQ_{30} dargestellt. In Abbildung 67 sind die Wassertiefen und Überströmgeschwindigkeiten im Fall eines HQ_{100} zu sehen.

Bei der Auffüllung von Retentionsraum R4 kommt es im Fall eines HQ_{30} an drei Abschnitten zu Überströmungen. Diese Abschnitte wurden mit R4_1, R4_2 und R4_3 bezeichnet. Die in Abbildung 62 ersichtlichen Strecken R4_1 und R4_2 sind jeweils ca. 100 m lang. Bei R4_1 wird nur auf ca. 10 m eine Überströmhöhe von über 0,1 m erreicht, bei R4_2 werden auf der gesamten Strecke nie Wassertiefen von 0,1 m erreicht. R4_3 ist über 300 m lang, wobei auf 10 m Überströmhöhen von 0,4 m berechnet wurden.

Bei Auftreten eines HQ_{100} wird eine 1300 m lange Strecke überströmt. Auf 300 m davon treten Überströmhöhen von über 0,2 m auf, wovon wiederum 150 m Höhen von über 0,5 m aufweisen. Geschwindigkeiten von über 1,2 m/s werden erreicht. Die Überströmungen erfolgen über einen 1,5 m bis 2,5 m hohen Damm. Zusätzlich zu den Überströmungen wird dieser Retentionsraum R4 aus dem Retentionsraum R2 unter Autobahnbrücken hindurch aufgefüllt. Aus den Berechnungen ist zu entnehmen, dass im Überflutungsfall viele Gebäude betroffen sind. In Abbildung 61 sind daher mögliche Hochwasserschutzdammlagen durch rot strichlierte Linien markiert.

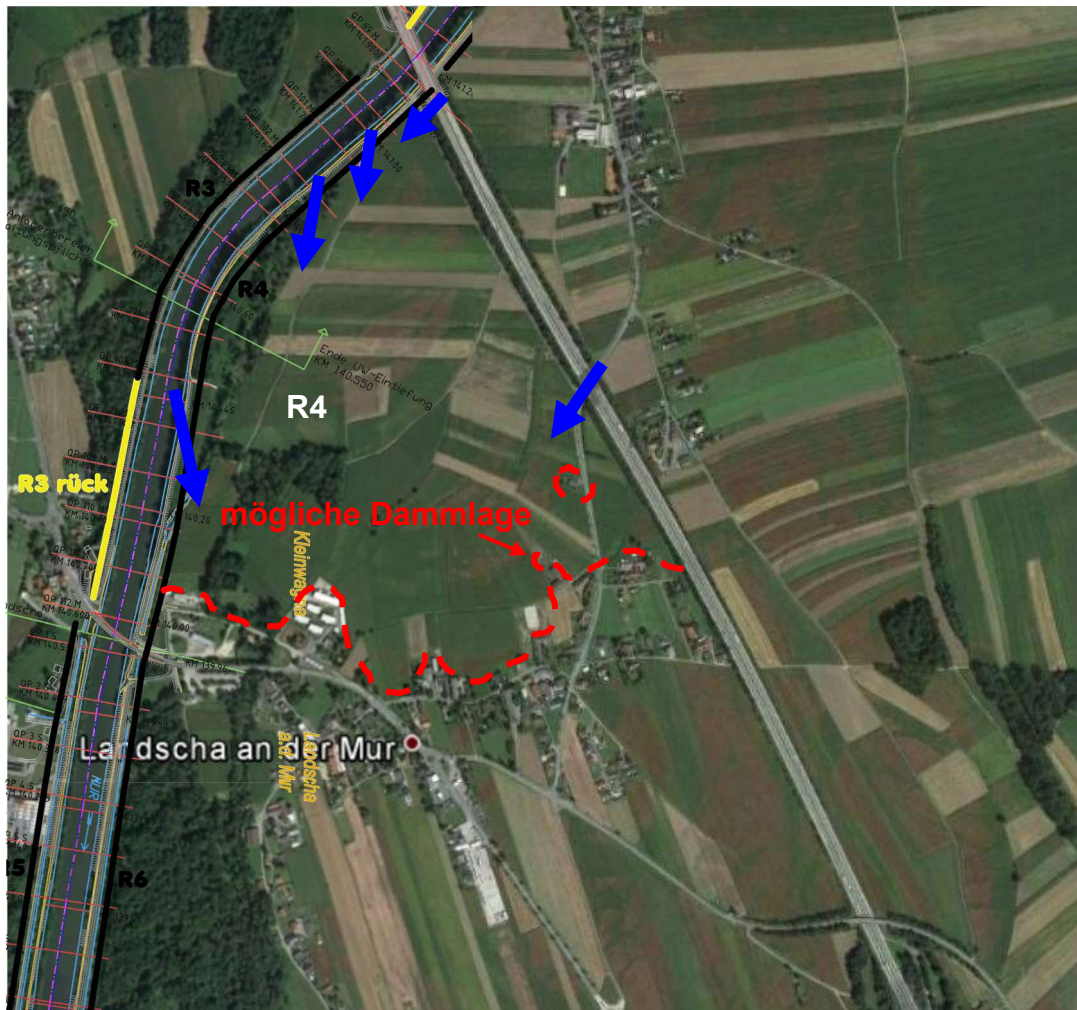


Abbildung 61 Orthofoto des Retentionsraums R4; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ_{100} Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; gelb gekennzeichnet: die Abschnitte an denen Wasser bei HQ_{100} aus dem Umland zurück in den Fluss fließt; blaue Pfeile geben die jeweilige Fließrichtung an; rot markiert: die mögliche Lage von Hochwasserschutzdämmen. (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

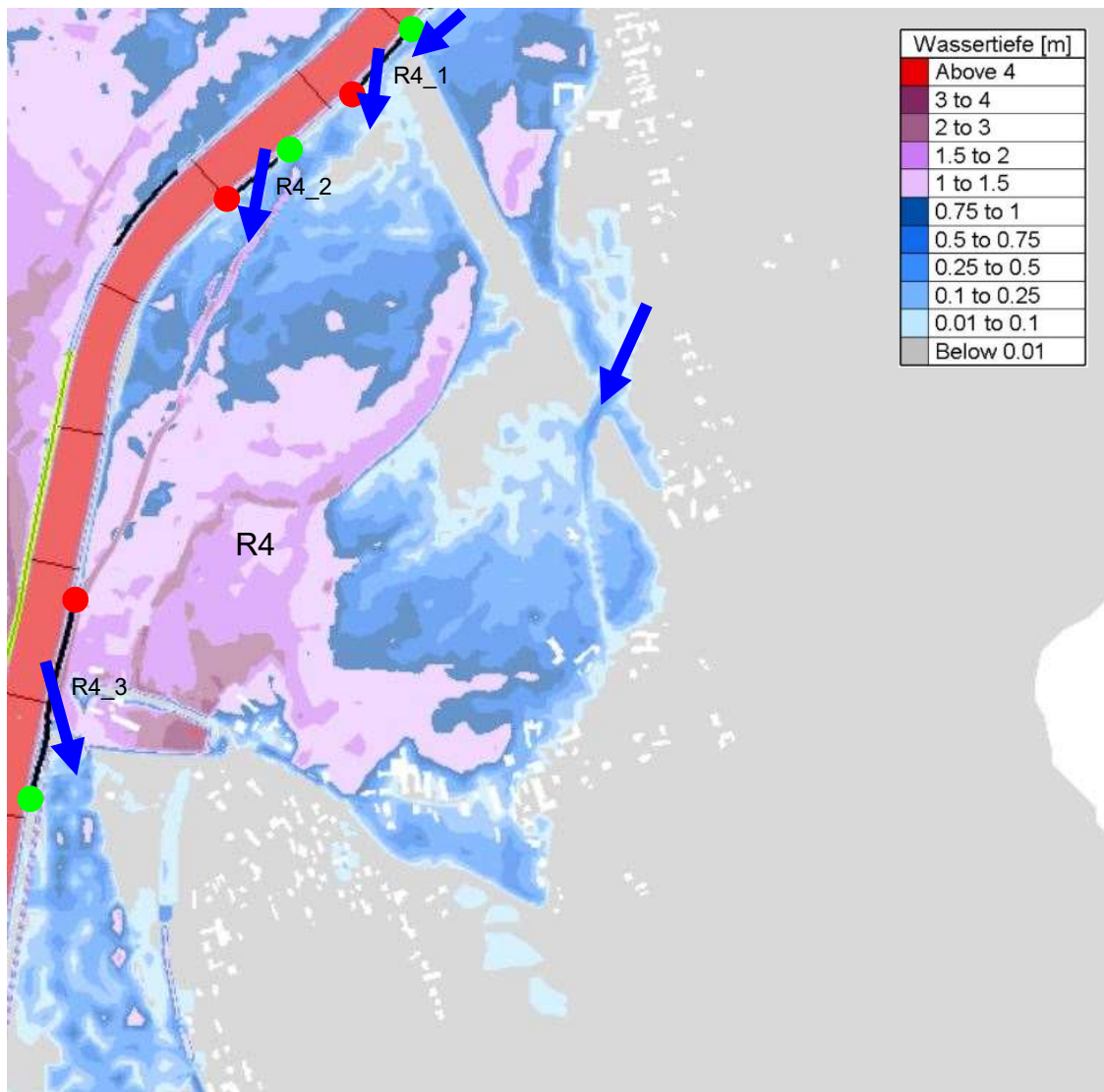


Abbildung 62 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R4_1, R4_2 und R4_3 bei HQ₃₀ im Retentionsraum R4 (VHP, 2016, bearbeitet)

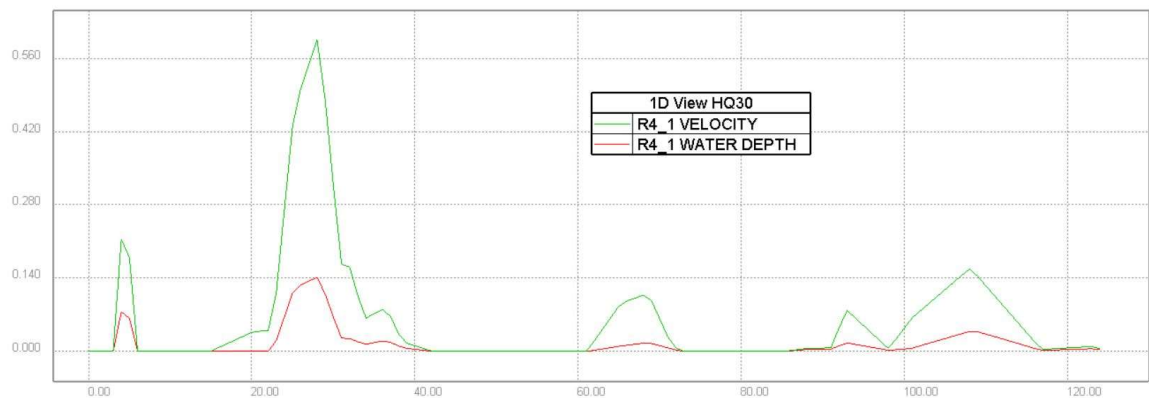


Abbildung 63 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4_1 bei HQ₃₀

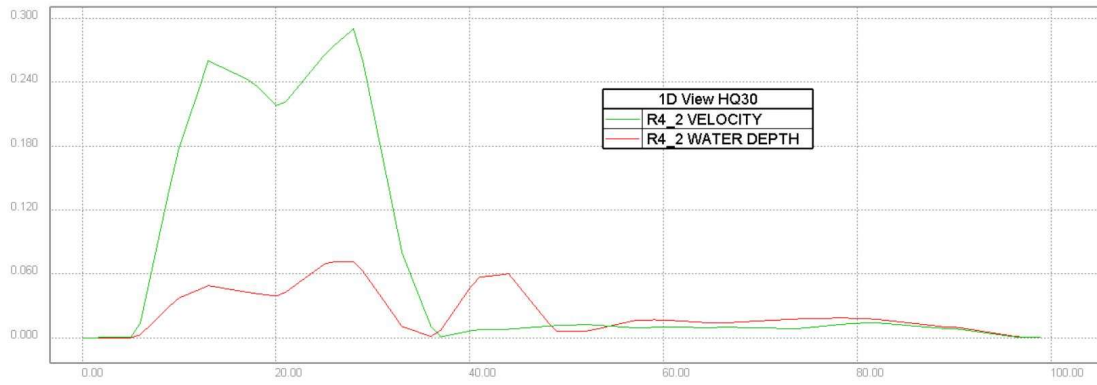


Abbildung 64 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4_2 bei HQ₃₀

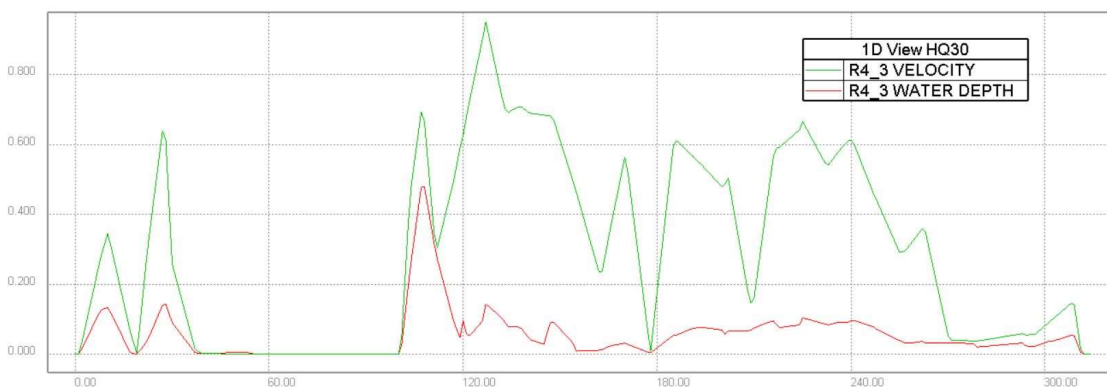


Abbildung 65 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4_3 bei HQ₃₀

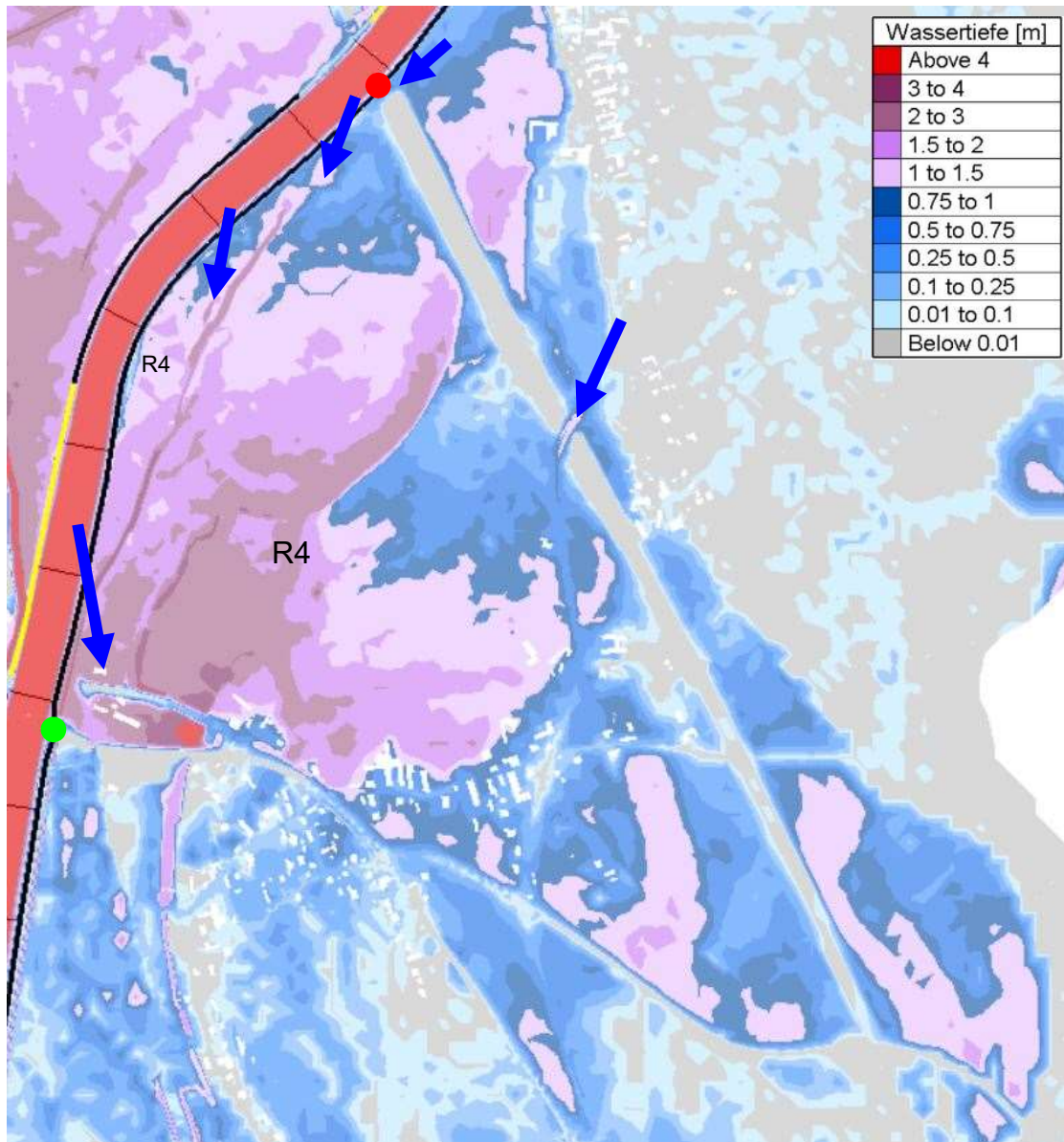


Abbildung 66 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R4 bei HQ_{100} im Retentionsraum R4 (VHP, 2016, bearbeitet)

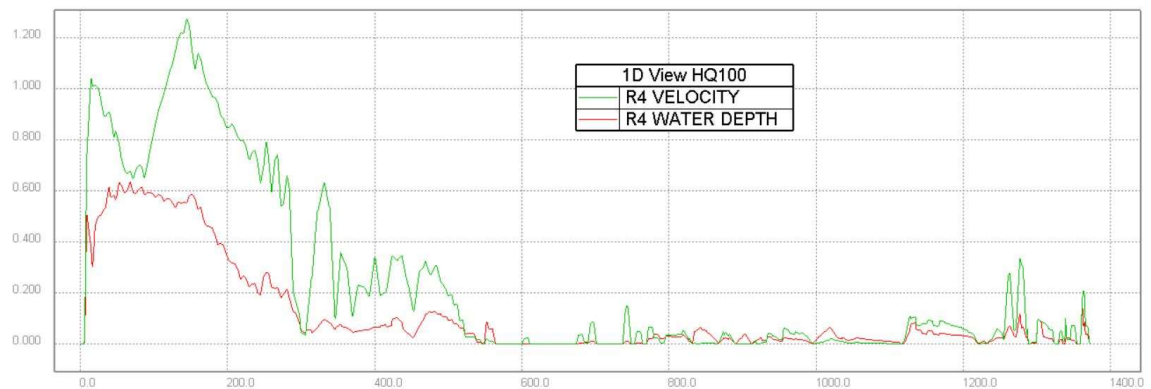


Abbildung 67 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4 bei HQ_{100}

6.9.4.1 Überströmstrecke R4

Wie in Kapitel 6.8 berechnet, wird im Fall eines HQ_{100} , bei Verwendung einer Überströmhöhe von 1,0 m und eines Überfallbeiwerts von $\mu = 0,55$ eine Überströmlänge von 75,21 m für die Abfuhr der Wassermenge von der Strömung von der Mur in das Umland benötigt. Eine Überfallmenge von 116,04 m^3/s tritt auf dieser Strecke auf.

In Tabelle 18 ist ersichtlich, dass die Wasserspiegelhöhe des HQ_{100} bei durchschnittlich 266,04 m ü.A. liegt und die Niveauhöhen des Flussufers in dem Bereich im Durchschnitt bei 265,99 m ü. A. liegen. Der Wasserspiegel des HQ_{30} erreicht im Mittel 265,70 m ü.A.

Um die Überströmhöhe von 1,0 m bei HQ_{100} vollständig nützen zu können, muss das Niveau der festen Flussuferkante, im Bereich der Überströmstrecke, auf 265,04 m ü.A., abgesenkt, und ein erodierbarer Damm aufgesetzt werden. Dieser erodierbare Damm soll ab einem HQ_{30} bei einer Überströmhöhe von 5 cm erodieren. Dies hat eine Dammkronenhöhe des erodierbaren Damms von 265,65 m ü.A. und eine Dammhöhe des selbigen von 0,61 m zur Folge. Die genannten Höhen werden mit den durchschnittlichen Niveaus der Strecke berechnet. Nach genauer Festlegung der Lage müssen diese mit den tatsächlich auftretenden Niveaus erneut berechnet werden.

Entlang der gesamten, in der Simulation des HQ_{100} , überströmten Strecke verläuft ein Begleitdamm mit Höhen zwischen 1,5 m und 2,5 m. Bei HQ_{30} wie auch bei HQ_{100} sind die Überströmungen im Süden besonders hoch. Bei HQ_{100} treten Höhen von mehr als 0,6 m auf. Dennoch wird empfohlen die Überströmstrecke nicht im Süden anzuordnen, da sich hier in unmittelbarer Nähe die Siedlung von Landscha an der Mur befindet. Der empfohlene Bereich zur Anordnung der Überströmstrecke ist in der folgenden Abbildung 68 in rot markiert. In diesem Bereich wird ein großer Abstand zu Landscha an der Mur eingehalten, zusätzlich wird hier eine Verlegung des Murwiesenwegs nicht erforderlich.

Als Oberflächensicherung wird auf der 75,21 m langen Überströmstrecke die Verwendung von einem Mastix- Schotter Deckwerk empfohlen. Diese Bauweise wird in Kapitel 3.2.8 näher beschrieben. Das Aufbringen einer Humusschicht sorgt für

eine Einbindung der Überströmstrecke in die Landschaft. Zusätzlich ist eine Abflachung der Dammneigung auf $\leq 1:6$ zu empfehlen.



Abbildung 68 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R4; möglicher Bereich zur Anordnung der Überströmstrecke R4 in rot markiert (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

Der aufgesetzte erodierbare Damm wird in etwa eine Höhe von 0,61 m aufweisen. Es wird empfohlen diesen, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, als Damm aus Feinsand auszuführen. Um die Funktionstüchtigkeit dieses Damms sicherzustellen, sind regelmäßige Kontrollen in Hinblick auf Bewuchs und sonstige Beschädigungen durchzuführen.

Im restlichen Bereich des Retentionsraums muss der Begleitdamm erhöht werden, um die gesamte Überfallmenge über die Überströmstrecke ableiten zu können.

Tabelle 18 Bewertung der Überströmstrecke R4

Retentionsraum R4- überströmte Strecke R4

Überfallmenge bei HQ_{100}	116,04 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}	Bis 0,65 m
Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}	1371 m
Überströmhöhe	1,00 m
Überströmlänge bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$	75,21 m
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	265,99 m ü.A.
Dammhöhe	1,5- 2,5 m
Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich	266,04 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ_{30} durchschnittlich	265,70 m ü.A.
Niveauhöhe Dammkrone erodierbarer Damm durchschnittlich	265,65 m ü.A.
Niveauhöhe feste Streichwehrkante	265,04 m ü.A.
Höhe erodierbarer Damm durchschnittlich	0,61 m
<p><i>Empfehlung: Anordnung der Überströmstrecke mit erodierbarem Damm aus Feinsand mittig im Bereich des Retentionsraums R4; Oberflächensicherung der Überströmstrecke mittels Mastix- Schotter Deckwerk; Erhöhung des Dammes im restlichen Bereich des Retentionsraums.</i></p>	

6.9.5 Retentionsraum R5

In Abbildung 69 ist das Gelände des Retentionsraums R5 sowie die Lage der überströmten Strecken im Fall von HQ_{100} und die Flusskilometrierung ersichtlich. Die blauen Pfeile geben die Fließrichtungen der Überströmungen an. Wie Abbildung 70 und Abbildung 72 zeigen, ist die Strecke auf der Überströmungen in das Umland stattfinden bei HQ_{30} und HQ_{100} nahezu gleich lang. In Abbildung 71 und Abbildung 73 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten für die überströmte Strecke von der Mur in das Umland bei HQ_{30} bzw. HQ_{100} dargestellt. Bei der Auffüllung des Retentionsraum R5 wird im Norden im Falle eines HQ_{30} eine ca. 800 m lange Strecke mit Wasserhöhen von meist unter 0,1 m überströmt. Abschnittsweise werden Geschwindigkeiten von 0,4 bzw. 0,8 m/s, von der Mur in das Umland, erreicht. Bei einem HQ_{100} wird ebenso eine ca. 800 m lange Strecke überströmt, wobei auf 80 m davon Überströmhöhen von über 0,4 m mit Spitzen von bis zu 1,0 m auftreten, und auf 370 m der Strecke über 0,2 m Überströmhöhe auftritt. Geschwindigkeitsspitzen von bis zu 1,8 m/s, von der Mur in das Umland, wurden berechnet. Nach Auswertung von Orthofotos sind einige Gebäude von den Überflutungen betroffen, wodurch Hochwasserschutzdämme notwendig werden. Eine mögliche Lage dieser wird in Abbildung 69 durch rot strichlierte Linien gezeigt.

Aus diesem Retentionsraum wird zusätzlich die Sulm über eine Überströmstrecke und durch Rückstau gefüllt.

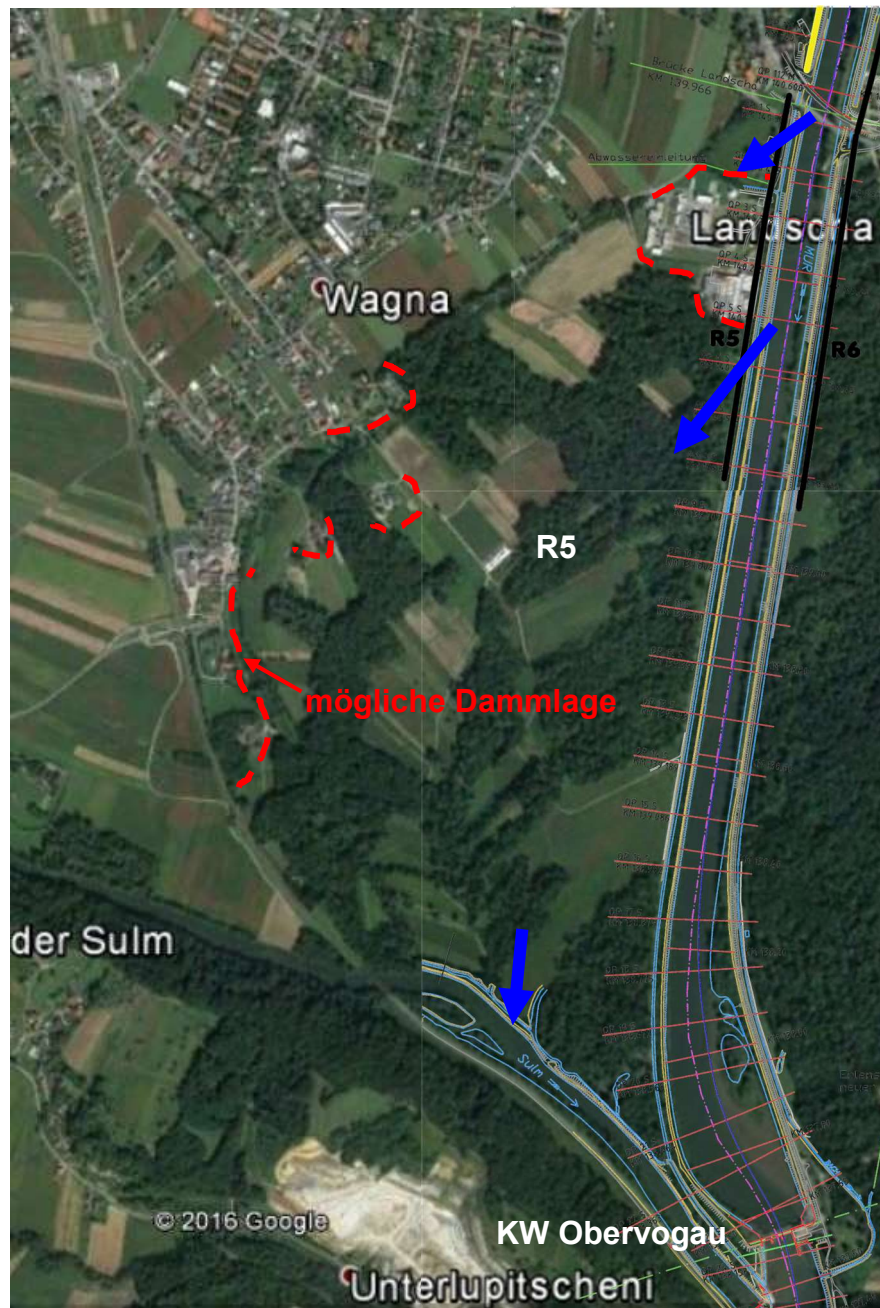


Abbildung 69 Orthofoto des Retentionsraums R5; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ₁₀₀ Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; gelb gekennzeichnet: der Abschnitt an dem Wasser bei HQ₁₀₀ aus dem Umland zurück in den Fluss fließt; blaue Pfeile geben die jeweilige Fließrichtung an; rot markiert: die mögliche Lage von Hochwasserschüttdämmen. (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

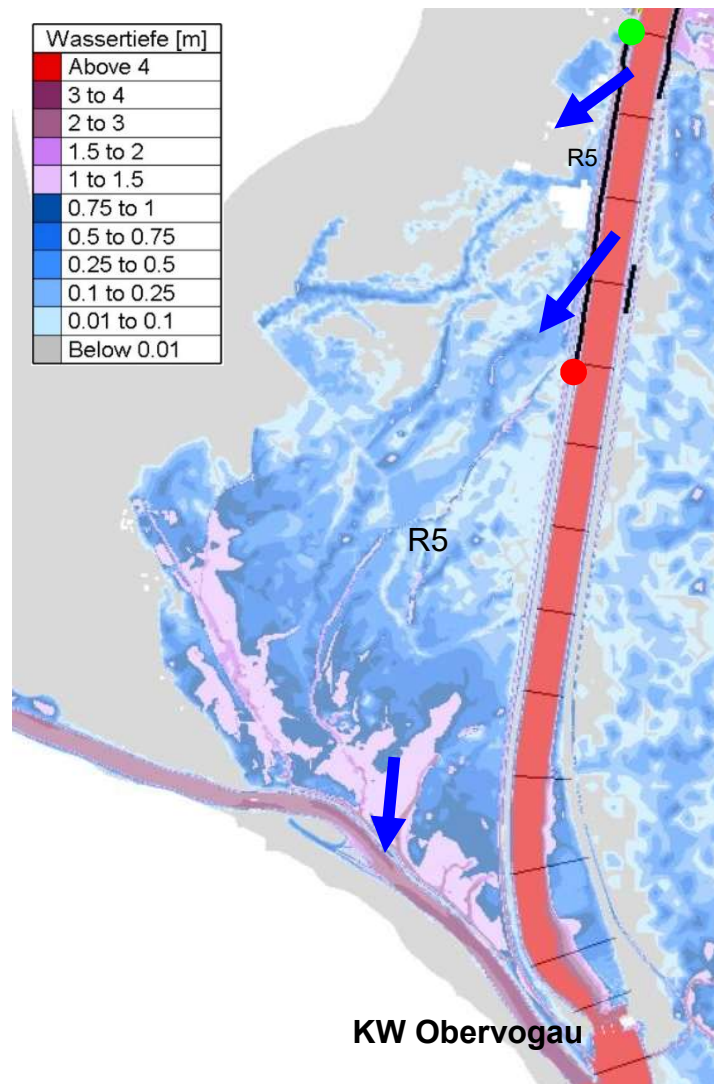


Abbildung 70 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R5 bei $H_{Q_{30}}$ im Retentionsraum R5 (VHP, 2016, bearbeitet)

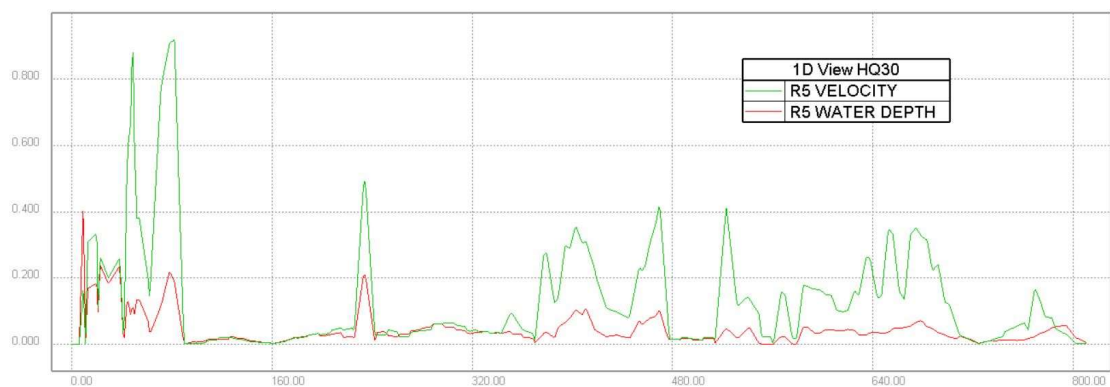


Abbildung 71 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R5 bei $H_{Q_{30}}$

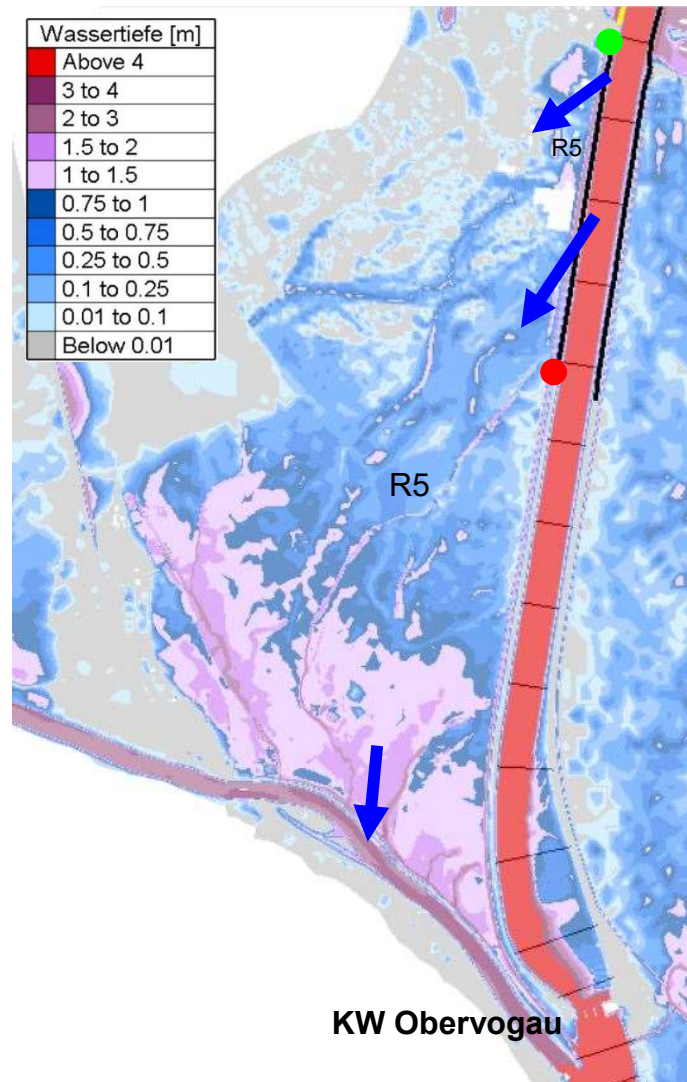


Abbildung 72 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R5 bei HQ_{100} im Retentionsraum R5 (VHP, 2016, bearbeitet)



Abbildung 73 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R5 bei HQ_{100}

6.9.5.1 Überströmstrecke R5

In Kapitel 6.8 wird beschrieben, dass im Fall eines HQ_{100} eine Überfallmenge von $70,92 \text{ m}^3/\text{s}$ an der überströmten Strecke R5 auftritt. Bei Verwendung einer Überströmhöhe von $1,0 \text{ m}$ und eines Überfallbeiwerts von $\mu = 0,55$ ist eine Überströmlänge von $45,96 \text{ m}$ für die Abfuhr der Wassermenge, von der Strömung der Mur in das Umland, erforderlich.

Wie in Tabelle 19 ersichtlich, beträgt die Wasserspiegelhöhe des HQ_{100} durchschnittlich $264,69 \text{ m ü.A.}$ und die Niveauhöhen des Flussufers in dem Bereich erreichen im Durchschnitt $265,30 \text{ m ü. A.}$ Der Wasserspiegel des HQ_{30} liegt im Mittel bei $264,45 \text{ m ü.A.}$

Um die Überströmhöhe von $1,0 \text{ m}$ bei HQ_{100} vollständig nützen zu können, muss das Niveau der festen Flussuferkante, im Bereich der Überströmstrecke, auf $263,69 \text{ m ü.A.}$, abgesenkt, und ein erodierbarer Damm aufgesetzt werden. Dieser Damm soll ab einem HQ_{30} bei einer Überströmhöhe von 5 cm erodieren. Dies hat eine Dammkronenhöhe des erodierbaren Damms von $264,40 \text{ m ü.A.}$, und eine Dammhöhe des selbigen von $0,71 \text{ m}$ zur Folge. Nach der Festlegung der genauen Lage der Überströmstrecke sind die Höhen des erodierbaren Damms erneut mit den tatsächlich, an der Lage auftretenden Niveauhöhen zu berechnen. Die hier angeführten Werte beziehen sich auf den Durchschnitt des, in der Simulation des HQ_{100} , überströmten Bereichs.

Entlang der gesamten, in der Simulation des HQ_{100} , überströmten Strecke verläuft ein Begleitdamm mit Dammhöhen zwischen $3,0 \text{ m}$ und $4,3 \text{ m}$. Bei HQ_{30} wie auch bei HQ_{100} sind die Überströmungen im Norden der Strecke höher als im restlichen Teil. Bei HQ_{100} treten Überströmhöhen von bis zu $1,0 \text{ m}$ auf.

Da sich im nördlichen Teil der, in der Simulation überströmten, Strecke eine Kläranlage sowie ein Fabrikgelände befindet, wird empfohlen diesen Bereich durch Erhöhung des Begleitdamms vor einer Ausuferung des Flusses zu schützen. Die Anordnung der Überströmstrecke soll südlich des Fabrikgeländes erfolgen. Der dafür empfohlene Bereich ist in der folgenden Abbildung 74 rot markiert.

Als Oberflächensicherung wird auf der $45,96 \text{ m}$ langen Überströmstrecke die Verwendung von einem Mastix- Schotter Deckwerk empfohlen (siehe Kapitel 3.2.8).

Das Aufbringen einer Humusschicht sorgt für eine Einbindung der Überströmstrecke in die Landschaft. Zusätzlich ist eine Abflachung der Dammneigung auf $\leq 1:6$ zu empfehlen.

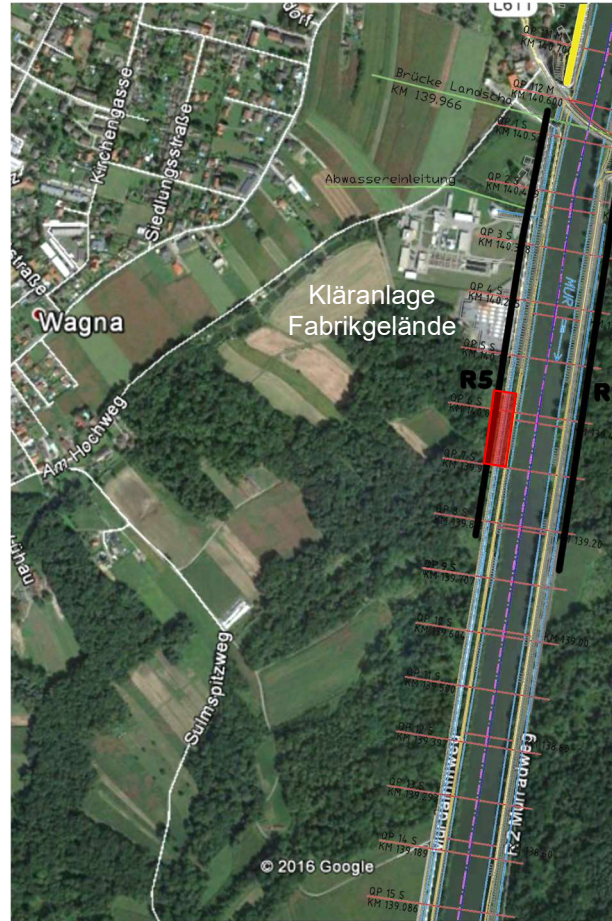


Tabelle 19 Bewertung der Überströmstrecke R5

Retentionsraum R5- überströmte Strecke R5

Überfallmenge bei HQ_{100}	70,92 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}	Bis 1,0 m
Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}	830,38m
Überströmhöhe	1,00 m
Überströmlänge bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,7$	45,96 m
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	265,30 m ü.A.
Dammhöhe	3,0- 4,3 m
Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich	264,69 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ_{30} durchschnittlich	264,45 m ü.A.
Niveauhöhe Dammkrone erodierbarer Damm durchschnittlich	264,40 m ü.A.
Niveauhöhe feste Streichwehrkante	263,69 m ü.A.
Höhe erodierbarer Damm durchschnittlich	0,71 m
<p><i>Empfehlung: Anordnung der Überströmstrecke mit erodierbarem Damm aus Feinsand südlich des Fabrikgeländes im Retentionsraums R5; Oberflächensicherung der Überströmstrecke mittels Mastix- Schotter Deckwerk; Erhöhung des Dammes im restlichen, in den Simulationen überströmten, Bereich.</i></p>	

6.9.6 Retentionsraum R6

In Abbildung 75 ist eine Orthofotografie des Retentionsraums R6 und die Lage der überströmten Strecken im Fall von HQ₁₀₀ sowie die Flusskilometrierung ersichtlich. Die Fließrichtungen der Strömungen über die Begleitdämme, bzw. zwischen den Retentionsräumen, werden durch blaue Pfeile dargestellt.

Wie in Abbildung 76 und Abbildung 78 zu sehen, ist die Strecke, auf der Überströmungen in das Umland stattfinden, bei HQ₃₀ wesentlich kürzer als bei HQ₁₀₀. In Abbildung 77 und Abbildung 79 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten für die überströmte Strecke von der Mur in das Umland bei HQ₃₀ bzw. HQ₁₀₀ dargestellt.

Bei Auftreten eines HQ₃₀ wird ein über 100 m langer Bereich des Damms überströmt, wobei die Überströmhöhen 0,06 m nicht überschreiten. Bei einem HQ₁₀₀ werden 800 m des Begleitdamms überströmt. Auch in diesem Fall sind die Überströmhöhen, der Berechnung nach, relativ niedrig und überschreiten 0,2 m kaum. Im nördlichen Bereich der überströmten Strecke werden allerdings auf 160 m immer wieder Höhen von über 0,2 m mit Geschwindigkeiten von bis zu 1,4 m/s, von der Mur in das Umland, erreicht.

Im Falle einer Ausuferung sind bei diesem Retentionsraum viele Gebäude betroffen. Eine mögliche Anordnung von Schutzdämmen wird in Abbildung 75 durch rot strichlierte Linien dargestellt. Dieser Retentionsraum wird zusätzlich durch den Retentionsraum R4 gespeist.

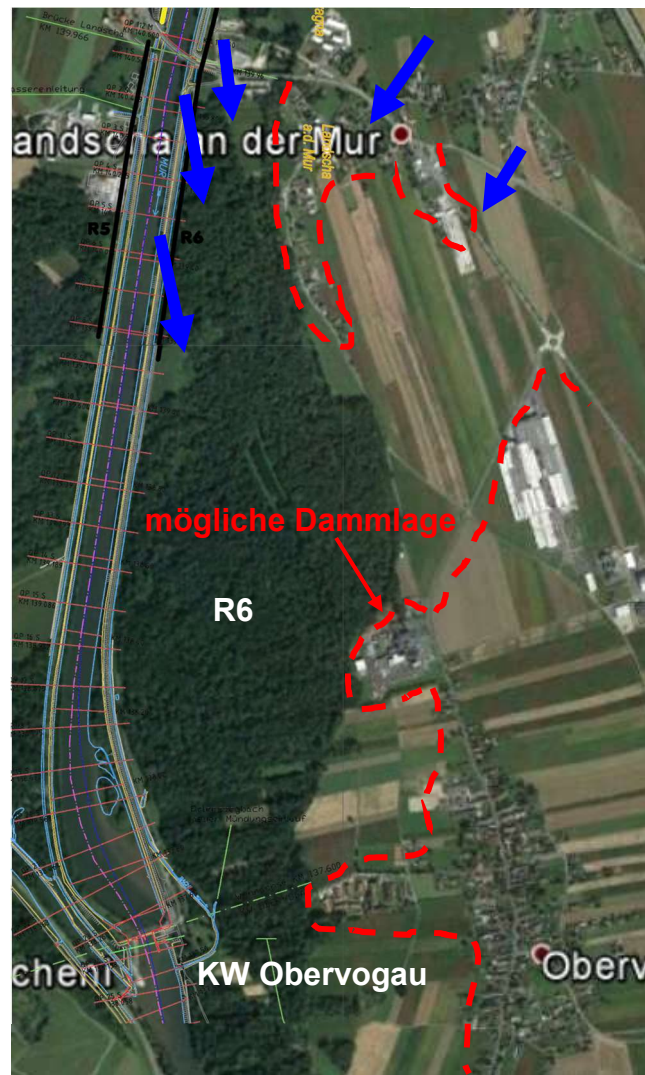


Abbildung 75 Orthofoto des Retentionsraums R6; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ_{100} Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; gelb gekennzeichnet: der Abschnitt an dem Wasser bei HQ_{100} aus dem Umland zurück in den Fluss fließt; blaue Pfeile geben die jeweilige Fließrichtung an; rot markiert: die mögliche Lage von Hochwasserschutzdämmen. (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

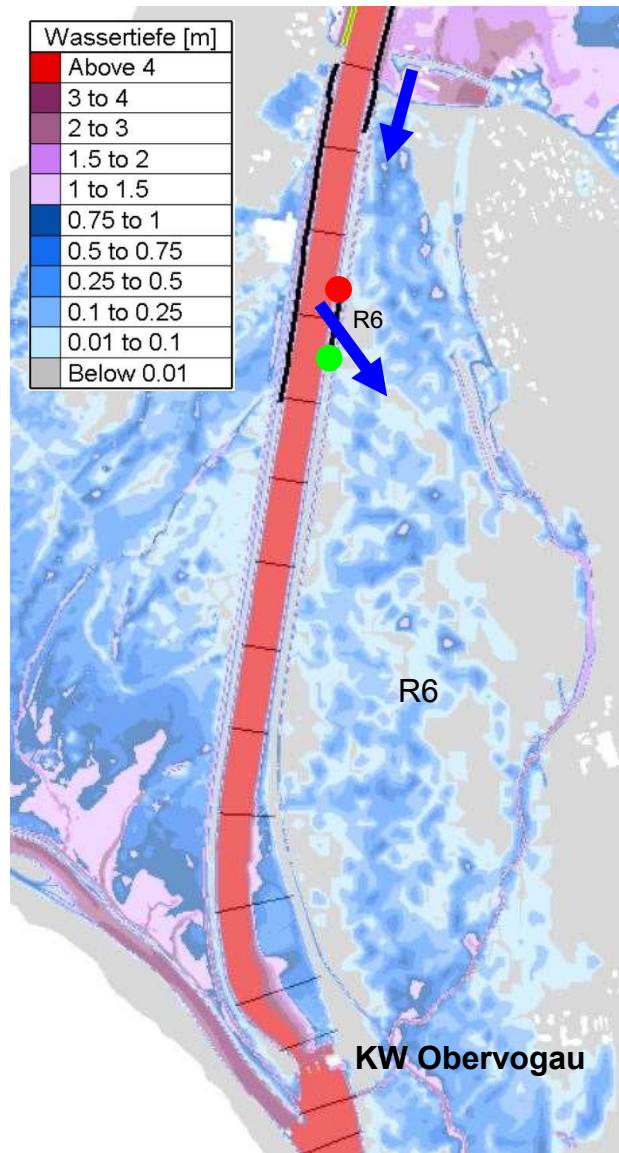


Abbildung 76 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R6 bei HQ_{30} im Retentionsraum R6 (VHP, 2016, bearbeitet)

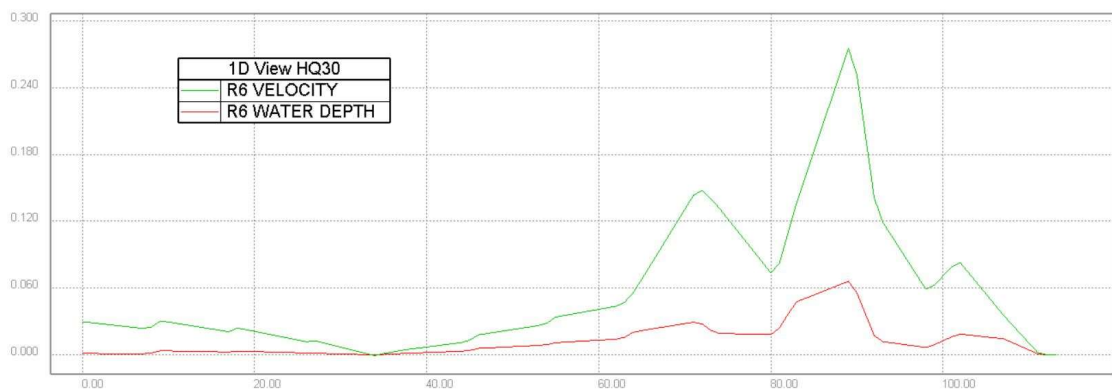


Abbildung 77 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R6 bei HQ_{30}

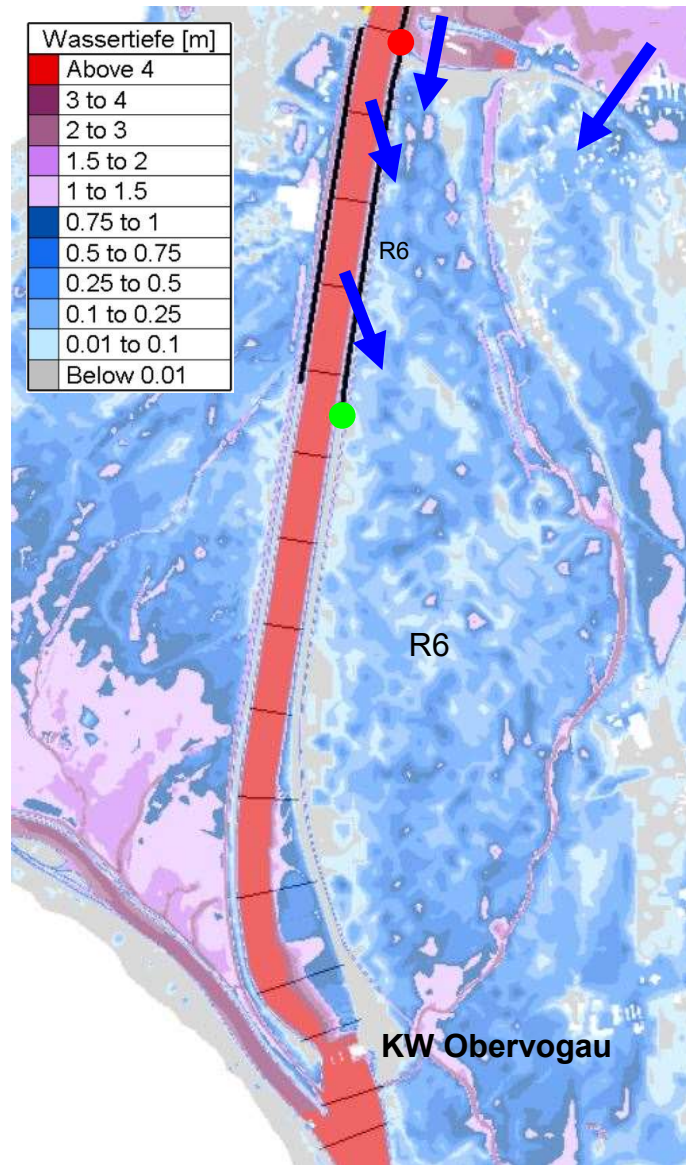


Abbildung 78 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R6 bei HQ_{100} im Retentionsraum R6 (VHP, 2016, bearbeitet)

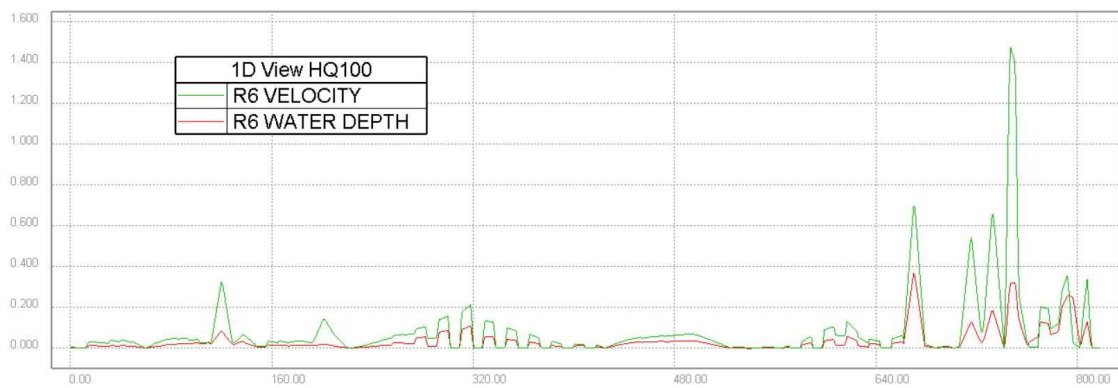


Abbildung 79 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R6 bei HQ_{100}

6.9.6.1 Überströmstrecke R6

Im Falle eines HQ_{100} tritt, laut den Berechnungen in Kapitel 6.8, eine Überfallmenge von $8,23 \text{ m}^3/\text{s}$ an der überströmten Strecke R6 auf. Bei Verwendung einer Überströmhöhe von $1,0 \text{ m}$ und eines Überfallbeiwerts von $\mu = 0,55$ ist eine Überströmlänge von $5,33 \text{ m}$ für die Abfuhr der Wassermenge der Strömung von der Mur in das Umland notwendig.

Wie in Tabelle 20 ersichtlich, beträgt die Wasserspiegelhöhe des HQ_{100} durchschnittlich $264,69 \text{ m ü.A.}$ und die Niveauhöhen des Flussufers in dem Bereich im Durchschnitt $264,62 \text{ m ü. A.}$ erreichen. Der Wasserspiegel des HQ_{30} liegt im Mittel bei $264,45 \text{ m ü.A.}$

Um die Überströmhöhe von $1,0 \text{ m}$ bei HQ_{100} vollständig nützen zu können, muss das Niveau der festen Flussuferkante im Bereich der Überströmstrecke auf $263,69 \text{ m ü.A.}$, abgesenkt, und ein erodierbarer Damm aufgesetzt werden. Dieser erodierbare Damm soll ab einem HQ_{30} bei einer Überströmhöhe von 5 cm erodieren. Dies hat eine Dammkronenhöhe des erodierbaren Damms von $264,40 \text{ m ü.A.}$, und eine Dammhöhe des selbigen von $0,71 \text{ m}$ zur Folge. Die genannten Höhen des erodierbaren Damms sind mit den durchschnittlichen Niveaus der Strecke berechnet. Nach genauer Festlegung der Lage müssen diese mit den tatsächlich auftretenden Niveaus erneut berechnet werden.

Entlang der gesamten, in der Berechnung des HQ_{100} , überströmten Strecke verläuft ein Begleitdamm mit Dammhöhen zwischen $1,7 \text{ m}$ und $1,8 \text{ m}$. Bei HQ_{30} treten Überströmungen auf einem wesentlich kürzeren Abschnitt als bei HQ_{100} auf. Bei HQ_{100} sind die Überströmhöhen im Norden der Strecke niedriger als im südlichen Teil. Es treten Wassertiefen von bis zu $0,35 \text{ m}$ auf.

Die Anordnung der Überströmstrecke wird im südlichen Abschnitt der, in der Simulation des HQ_{100} , überströmten Strecke empfohlen. Dies ist auf Grund der derzeitigen Überströmhöhen an dieser Stelle, aber auch, wie in Abbildung 80 zu sehen ist, wegen der Gebäude in der Nähe des nördlichen Abschnitts der Strecke zu raten.

Als Oberflächensicherung wird auf der $5,33 \text{ m}$ langen Überströmstrecke die Verwendung eines Mastix- Schotter Deckwerk empfohlen (siehe Kapitel 3.2.8). Das

Aufbringen einer Humusschicht mit Grasbewuchs wird empfohlen um die Überströmstrecke in die Landschaft einzubinden.

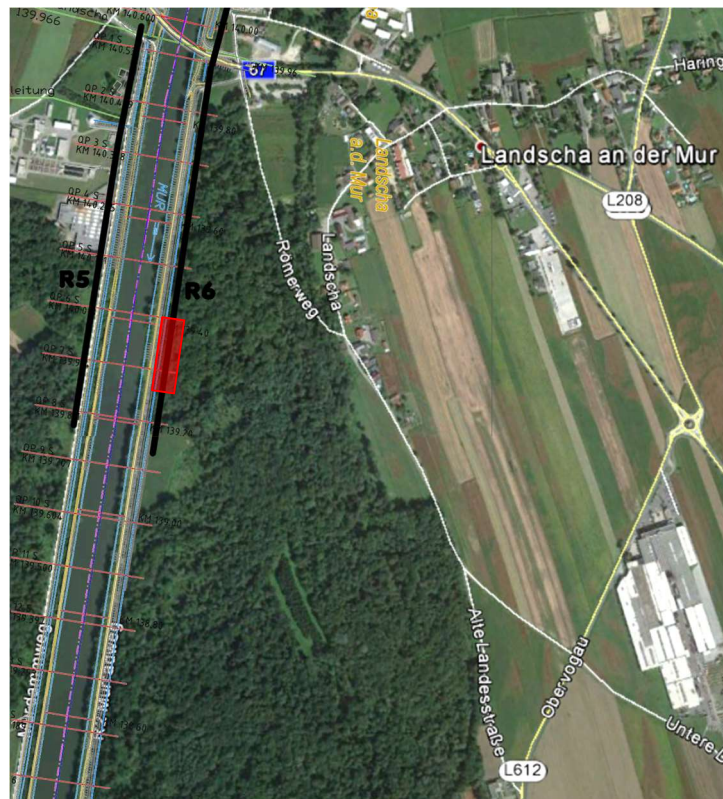


Abbildung 80 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R6; möglicher Bereich zur Anordnung der Überströmstrecke R6 in rot markiert (Kartendaten: Google, 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

Der aufgesetzte erodierbare Damm wird in etwa eine Höhe von 0,71 m aufweisen. Es wird empfohlen diesen, wie in Kapitel 4.2 beschrieben, als Damm aus Feinsand auszuführen. Um die Funktionstüchtigkeit dieses Damms sicherzustellen sind regelmäßige Kontrollen in Hinblick auf Bewuchs und sonstige Beschädigungen durchzuführen.

Im restlichen Bereich des Retentionsraums muss der Begleitdamm erhöht werden, um die gesamte Überfallmenge über die Überströmstrecke ableiten zu können.

Tabelle 20 Bewertung der Überströmstrecke R6

Retentionsraum R6- überströmte Strecke R6

Überfallmenge bei HQ_{100}	8,23 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100}	Bis 0,35 m
Länge der überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100}	817,69 m
Überströmhöhe	1,00 m
Überströmlänge bei $H_{\bar{u}} = 1,0$ m und $\mu = 0,55$	5,33 m
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	264,62 m ü.A.
Dammhöhe	1,7- 1,8 m
Wasserspiegelhöhe HQ_{100} durchschnittlich	264,69 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ_{30} durchschnittlich	264,45 m ü.A.
Niveauhöhe Dammkrone erodierbarer Damm durchschnittlich	264,40 m ü.A.
Niveauhöhe feste Streichwehrkante	263,69
Höhe erodierbarer Damm durchschnittlich	0,71 m
<p><i>Empfehlung: Anordnung der Überströmstrecke mit erodierbarem Damm aus Feinsand im südlichen Bereich der in der Simulation von HQ_{100} überströmten Strecke; Oberflächensicherung der Überströmstrecke mittels Mastix- Schotter Deckwerk; Erhöhung des Dammes im restlichen Bereich des Retentionsraums.</i></p>	

6.9.7 Retentionsraum R7

In Abbildung 81 ist das Gelände des Retentionsraums R7, die Lage der überströmten Strecken im Fall von HQ₁₀₀ und die Flusskilometrierung ersichtlich. Die blauen Pfeile geben die Fließrichtungen, von der Mur in das Umland, über den Begleitedamm an. Es treten bei HQ₃₀ wie auch bei HQ₁₀₀ an zwei Abschnitten Überströmungen auf. Diese werden mit R7_1 und R7_2 bezeichnet. Wie in Abbildung 82 und Abbildung 85 zu sehen ist, sind die Strecken, auf denen Überströmungen in das Umland stattfinden, bei HQ₃₀ etwas kürzer als bei HQ₁₀₀. In Abbildung 83 und Abbildung 84 sind die Wassertiefen und Strömungsgeschwindigkeiten für die überströmten Strecken von der Mur in das Umland bei HQ₃₀ ersichtlich. In Abbildung 86 und Abbildung 87 wird das gleiche bei Auftreten eines HQ₁₀₀ dargestellt.

Im Retentionsraum R7 kommt es bei einem HQ₃₀ im nördlichen Bereich des Retentionsraums bei R7_1 auf über 200 m zu Überströmungen, wovon auf ca. 150 m Überströmhöhen von über 0,2 m berechnet wurden. Spitzen mit bis zu 0,4 m Überströmhöhe treten auf. Die Überströmgeschwindigkeiten liegen bei 0,15 m/s. Im Falle eines HQ₁₀₀ ist R7_1 über 300 m lang wobei auf ca. 200 m Überströmhöhen von über 0,2 m mit Geschwindigkeiten von ungefähr 0,3 m/s auftreten. Der südliche, überströmte Abschnitt R7_2 ist bei einem HQ₃₀ knapp 700 m lang und weist nahezu durchgehend Überströmhöhen von mehr als 0,2 m auf. Geschwindigkeiten von über 1,5 m/s wurden berechnet. Bei Auftreten eines HQ₁₀₀ ist der überströmte Abschnitt R7_2 laut Simulation 800 m lang, wobei die Überströmhöhe bei über 0,4 m liegt und teilweise auf 0,8 m ansteigt. Die Überströmung findet mit Geschwindigkeiten von bis zu 1,8 m/s statt. Die genannten Überströmungen stellen ein großes Risiko für den Damm dar. Im Ausuferungsgebiet R7 liegen zusätzlich Gebäude, die durch einen Hochwasserschutzdamm zu schützen sind. Eine mögliche Anordnung dieses Damms stellt die rot strichlierte Linie in Abbildung 81 dar.

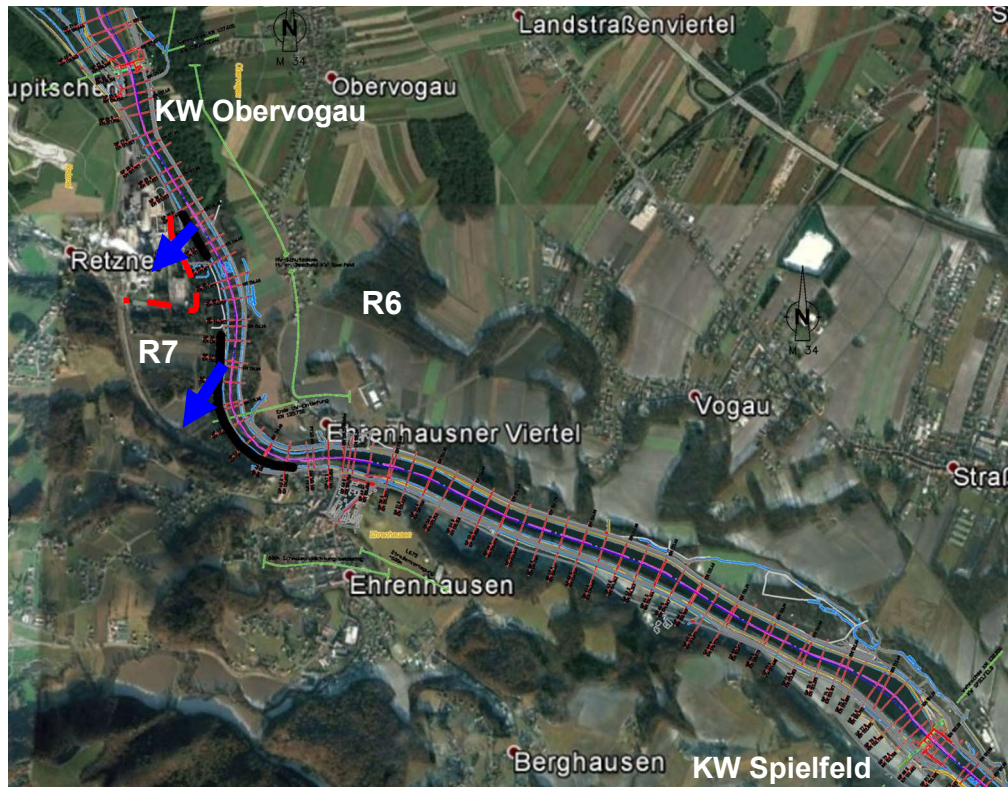


Abbildung 81 Orthofoto des Retentionsraums R7; schwarz gekennzeichnet: die Abschnitte an denen bei HQ_{100} Strömungen vom Fluss in das Umland stattfinden; blaue Pfeile geben die jeweilige Fließrichtung an; rot markiert die mögliche Lage eines Hochwasserschutzdamms. (Kartendaten: Google, DigitalGlobe 2016) (VHP, 2016, bearbeitet)

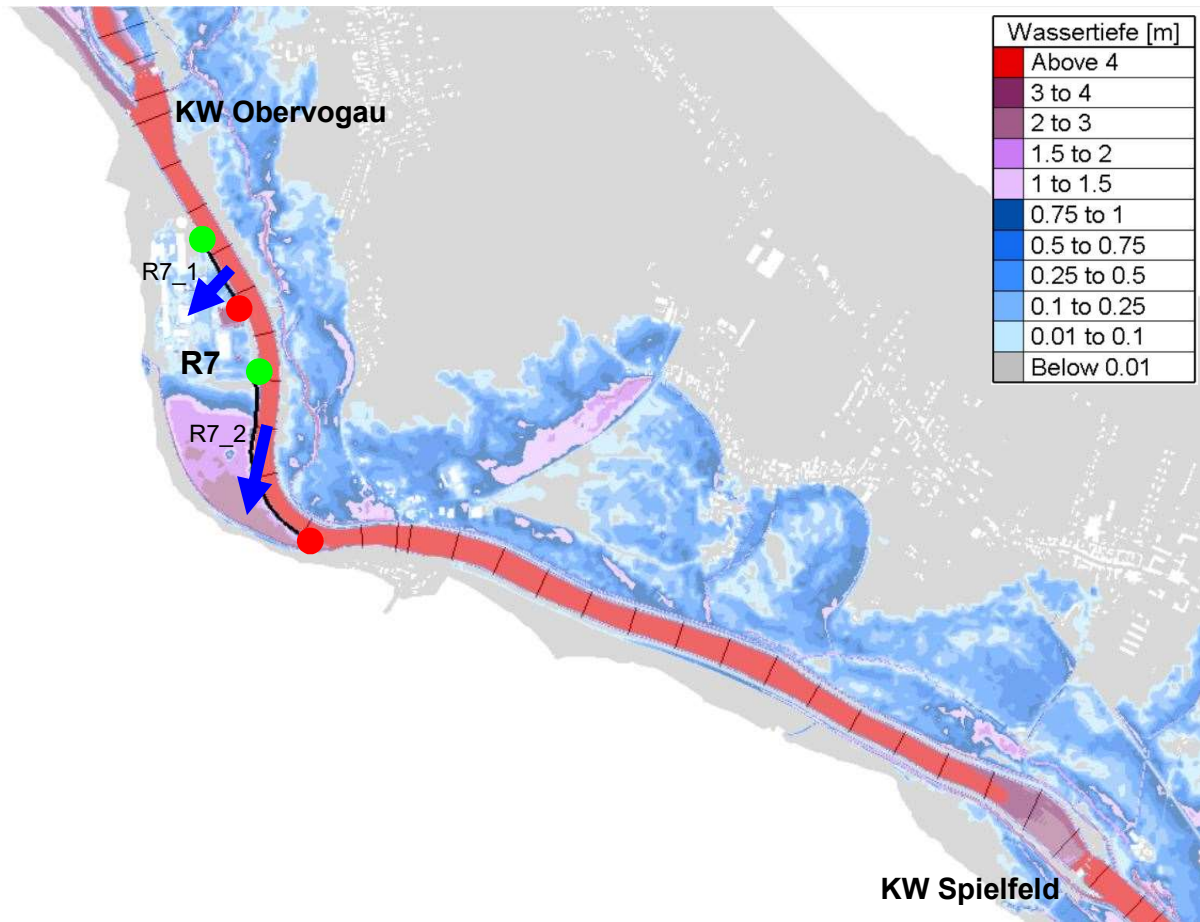


Abbildung 82 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R7_1 und R7_2 bei HQ_{30} im Retentionsraum R7 (VHP, 2016, bearbeitet)

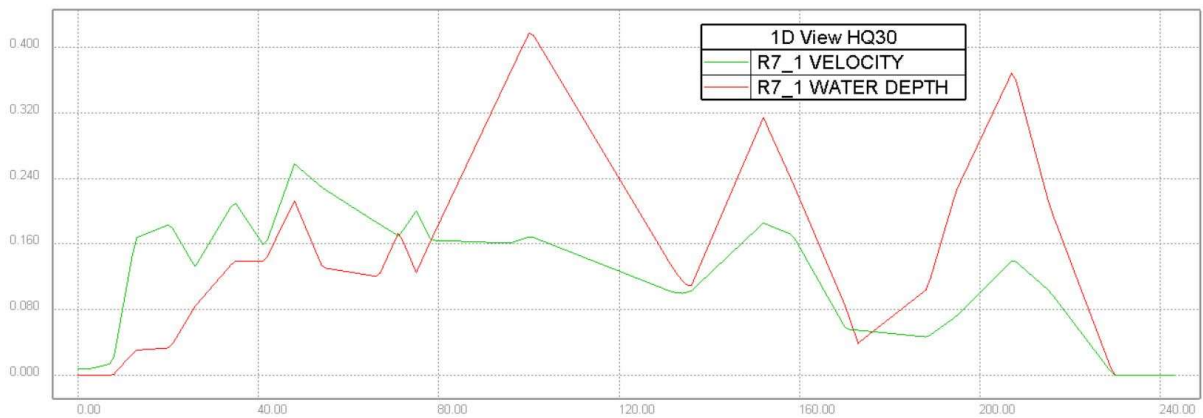


Abbildung 83 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_1 bei HQ_{30}



Abbildung 84 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_2 bei HQ₃₀

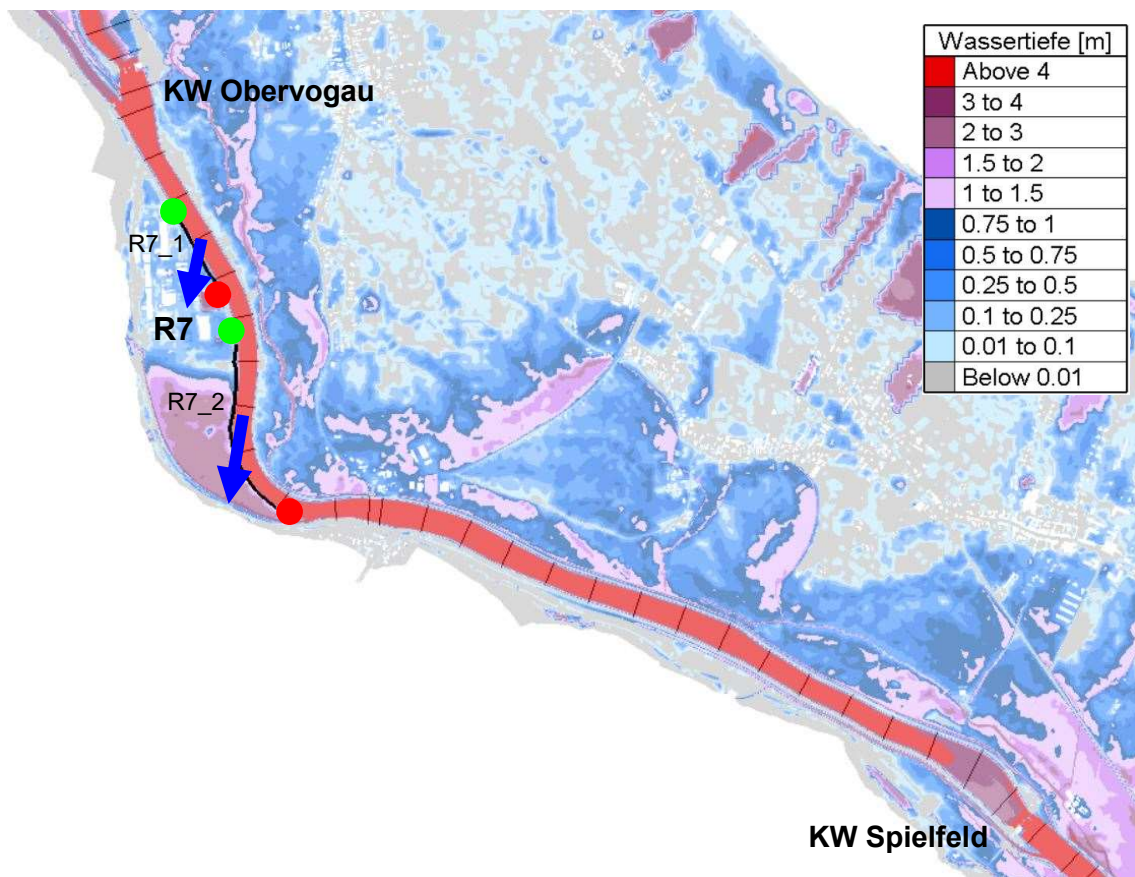


Abbildung 85 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R7_1 und R7_2 bei HQ₁₀₀ im Retentionsraum R7 (VHP, 2016, bearbeitet)

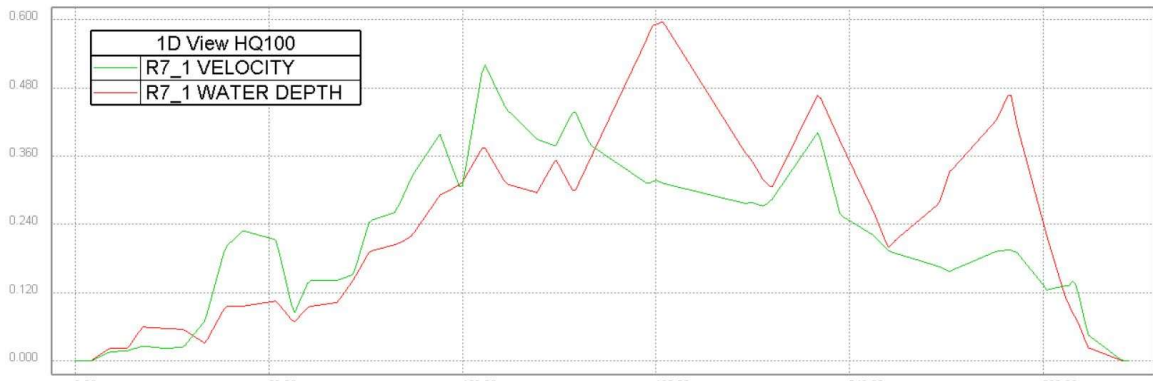


Abbildung 86 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_1 bei HQ₁₀₀



Abbildung 87 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_2 bei HQ₁₀₀

6.9.7.1 Überströmstrecke R7_1 und R7_2

Im Retentionsraum R7 befinden sich bei der Simulation von HQ₃₀ sowie der Simulation von HQ₁₀₀ jeweils zwei Strecken an denen Überströmungen auftreten. Da sich entlang der Strecke R7_1 ein Firmengelände befindet, wird empfohlen den Begleitdamm in diesem Bereich zu erhöhen und dadurch die Gebäude vor einer Überflutung zu schützen.

In der Simulation ist zu beobachten, dass die Auffüllung dieses Retentionsbereichs von Süden kommen über die Mündung des Retzneibachs erfolgt. Aus diesem Grund kann in diesem Fall nicht die Ausbildung einer Überströmstrecke mit erodierbarem Damm angedacht, sondern muss die gesamte überströmte Strecke gesichert werden. Es treten Überströmhöhen von bis zu 0,9 m auf. Dadurch wird empfohlen eine robuste Oberflächensicherung, beispielsweise ein Mastix-Schotter Deckwerk, auf der gesamten Länge auszubilden. Durch Bedeckung des

Deckwerks mit einer Humusschicht wird für eine gute Einbindung in die Landschaft gesorgt.

Ein Hochwasserschutzdamm südlich des Firmengeländes wird empfohlen.

Wie in Tabelle 21 ersichtlich ist, beträgt die Wasserspiegelhöhe des HQ₁₀₀ durchschnittlich 258,66 m ü.A. und die Niveauhöhen des Flussufers erreichen in dem Bereich im Durchschnitt 258,21 m ü. A. Der Wasserspiegel des HQ₃₀ liegt im Mittel bei 258,26 m ü.A.

Entlang der gesamten, in der Simulation des HQ₁₀₀, überströmten Strecke R7_2 verläuft ein Begleitdamm mit Dammhöhen zwischen 1,4 m und 2,0 m. Bei HQ₃₀ treten Überströmungen auf einem nahezu gleich langen Abschnitt wie bei HQ₁₀₀ auf. Es treten jeweils im südlichen Bereich höhere Überströmungen auf. Bei HQ₁₀₀ treten Überströmhöhen von bis zu 0,9 m auf.

Tabelle 21 Bewertung der Überströmstrecke R7

Retentionsraum R7- überströmte Strecke R7_2 (inkludiert die Überfallmenge von R7_1)

Überfallmenge bei HQ ₁₀₀ (R7_1+ R7_2)	361,31 m ³ /s
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ ₁₀₀	Bis 0,9 m
Längen der überströmten Strecken in der Simulation bei HQ ₁₀₀	326,9 m R7_1 774,0 m R7_2
Niveauhöhe Flussufer durchschnittlich	258,21 m ü.A.
Dammhöhe	1,4- 2,0 m
Wasserspiegelhöhe HQ ₁₀₀ durchschnittlich	258,66 m ü.A.
Wasserspiegelhöhe HQ ₃₀ durchschnittlich	258,26 m ü.A.
<i>Empfehlung: Sicherung der gesamten überströmten Strecke R7_2 mittels Mastix- Schotter Deckwerk; Erhöhung des Dammes im restlichen Bereich des Retentionsraums; Ausbildung eines Hochwasserschutzdamms südlich des Firmengeländes.</i>	

7. Zusammenfassung und Ausblick

Um auf die natürlichen Schwankungen der Wasserführung von Fließgewässern zu reagieren, stellt das Zurverfügungstellen von Retentionsräumen eine wirkungsvolle Lösung dar. Um das Abfließen des Wassers in diese Retentionsräume zu ermöglichen, müssen bei Begleitdämmen Abschnitte dafür vorgesehen werden, die gegen die Beanspruchung des überströmenden Wassers gesichert werden müssen. Durch Erhöhung der Dämme im restlichen Bereich soll sichergestellt werden, dass der Abfluss nur über den dafür vorgesehenen Abschnitt erfolgt. Im Laufe der Zeit wurde bereits eine große Anzahl an unterschiedlichen Oberflächensicherungen von Dämmen entwickelt, um auf unterschiedliche Erfordernisse sowie die Gegebenheiten in dem jeweiligen Anwendungsgebiet eingehen zu können.

Um ab einem bestimmten Überlastfall eine Notentlastung durch einen größeren Querschnitt zu ermöglichen, ist die Verwendung eines erodierbaren Damms empfehlenswert. Ein erodierbarer Damm besitzt, bis zum Punkt der Überströmung, die gleichen Eigenschaften in Bezug auf Dichtigkeit und Standsicherheit wie ein konventioneller Hochwasserschutzdamm. Bei Eintreten einer Überströmung wird die kontrollierte Erosion des Damms in Gang gesetzt und das Wasser kann durch den erodierten Bereich gezielt abgeleitet werden. Höck et al. (2012) haben zu zwei verschiedenen Aufbauten an erodierbaren Dämmen ausführliche Versuche durchgeführt. Diese demonstrierten die Funktionsweise der Dämme sehr gut, wobei Langzeiteinwirkungen, wie zum Beispiel Bewuchs der Oberfläche der erodierbaren Dämme, nicht modelliert wurden. Insbesondere der Bewuchs lässt allerdings große Unsicherheiten in der Funktionstüchtigkeit der erodierbaren Dämme vermuten. Durch Verwurzelungen kann es zur Verfestigung des Damms kommen, die eine Erosion im Überlastfall verhindern könnte. Bei der Ausarbeitung der vorliegenden Arbeit stand keine Dokumentation eines tatsächlich in der Natur erodierten Damms zur Verfügung. Dennoch wird die Anordnung von erodierbaren Dämmen als sinnvoll erachtet und, unter der Voraussetzung von regelmäßigen Kontrollen des Bewuchses, empfohlen.

Im Zuge der Bearbeitung eines konkreten Projekts an der Mur in der südlichen Steiermark, wurden Berechnungen von unterschiedlichen Abflussszenarien in Zusammenarbeit mit der VHP durchgeführt.

Diese Berechnungen mit dem Computerprogramm Telemac- 2D zeigten das Ausmaß der Überströmungen bei unterschiedlichen Hochwasserfällen. Es wurden dadurch bei 30- sowie 100- jährlichem Hochwasser Überströmungen über Begleitdämme festgestellt. Eine Überströmung von konventionellen Dämmen kann jedoch aller Voraussicht nach zu einem unkontrollierten Bruch dieser Dämme führen. Um bei Eintreten der erwähnten Überlastfälle Damnbrüche zu verhindern, wurden Überlegungen und Berechnungen im Hinblick auf die Anordnung und Ausführung von Überströmstrecken getätigt. Im Zuge dessen wurde der Bereich entlang der Mur im Projektgebiet in sieben Retentionsräume eingeteilt, welche ab einem HQ₃₀ zur Ausuferung des Flusses bereitstehen sollen. Für jedes Retentionsgebiet wurden die Überströmungen in den Simulationen bei HQ₃₀ sowie HQ₁₀₀ genau betrachtet. Anhand der Überfallsmenge und der, in den Simulationen, auftretenden Überströmhöhen wurde die Dimensionierung von Überströmstrecken, in Hinblick auf deren Länge und Überströmhöhe, durchgeführt. In der folgenden Tabelle 22 werden die Ergebnisse sowie die dazugehörigen Empfehlungen aller Überströmstrecken in die einzelnen Retentionsräume zusammengefasst. Es wird bei Überströmstrecken mit hohen Überströmhöhen zur Ausführung von Mastix- Schotter Deckwerken geraten. Diese bestehen aus einem dränfähigen Material, welches durch Bedeckung mit einer Grasnarbe auf einer Humusschicht gut in die Landschaft eingebunden werden kann. Zusätzlich wird zur Ausbildung erodierbarer Dämme zur Abflusserhöhung im Überlastfall geraten. Nach Auswertung der Orthofotos der einzelnen Bereiche wurden Empfehlungen abgegeben, wo die Überströmstrecken situiert werden könnten. Zur endgültigen Positionierung wird eine Begehung der einzelnen Bereiche angeraten. Bei Abschnitten, auf denen in den Simulationen Rückströmungen der Wassermassen aus dem Umland in die Mur stattfinden, wird zu einer Oberflächensicherung auf der gesamten Länge der Überströmungen geraten. In diesen Fällen wird die Ausführung von Überströmstrecken, insbesondere mit erodierbaren Dämmen als problematisch erachtet, da durch die Absenkung der Dammhöhe unwillkürlich eine Ausuferung des Flusses stattfinden, und somit die Rückströmung verhindert wird.

Weiters wurden Vorschläge zur Anordnung von Schutzdämmen gemacht, um Gebäude, die im Falle einer Ausuferung von Überflutungen betroffen wären, zu schützen.

Tabelle 22 Zusammenfassungen der Ergebnisse sowie Empfehlungen für die unterschiedlichen Überströmstecken

	R1	R1- rück	R2	R3	R3- rück	R4	R5	R6	R7
Überfallmenge bei HQ_{100} [m^3/s]	162,91	15,63	17,74	17,84	206,85	116,04	70,92	8,23	361,31
Überströmhöhe lt. Simulation bei HQ_{100} [m]	bis 0,60	~0,10	bis 0,40	bis 0,25	bis 1,00	bis 0,65	bis 1,00	bis 0,35	bis 0,90
Länge der Überströmten Strecke in der Simulation bei HQ_{100} [m]	582,00	378,00	242,00	661,00	531,00	1371,00	830,00	818,00	1101,00
Vorhandene Dammhöhen [m]	0,0- 1,0	bis 2,0	1,0- 2,0	1,7- 2,6	2,0- 3,0	1,5- 2,5	3,0- 4,3	1,7- 1,8	1,4- 2,0
Anordnung einer Überströmstrecke empfohlen	vorerst nein	nein	ja	ja	nein	ja	ja	ja	nein
Überströmhöhe [m]	-	-	1,00	1,00	-	1,00	1,00	1,00	-
Länge der Überströmstrecke bei $H_0 = 1,0 m$ und $\mu = 0,55$ [m]	-	-	11,50	11,56	-	75,21	45,96	5,33	-
Art der Oberflächensicherung	keine	Grasbewuchs mit Kronensicherung über die gesamte Länge	Mastix- Schotter Deckwerk	Mastix- Schotter Deckwerk	nördlich: Grasbewuchs mit Kronensicherung; südlich: Geokunststoffe	Mastix- Schotter Deckwerk	Mastix- Schotter Deckwerk	Mastix- Schotter Deckwerk	Mastix- Schotter Deckwerk zur Sicherung des gesamten Bereichs
Anordnung eines erodierbarer Damms empfohlen	nein	nein	ja	ja	nein	ja	ja	ja	nein
Art des erodierbaren Damms	-	-	Damm aus Feinsand	Damm aus Feinsand	-	Damm aus Feinsand	Damm aus Feinsand	Damm aus Feinsand	-
Höhe des erodierbaren Damms [m]	-	-	0,78	0,76	-	0,61	0,71	0,71	-

Literaturverzeichnis

- Bieberstein, A. (2004). *Überströmbare Dämme- landschaftsverträgliche Ausführungsvarianten für den dezentralen Hochwasserschutz in Baden-Württemberg, Forschungsbericht FZKA-BWPLUS*. Karlsruhe: Universität Karlsruhe Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik.
- Bieberstein, A., & Wörsching, H. (2004). *Mastix-Schotter-Deckwerk für überströmbare Dämme und Deiche*. Karlsruhe: Universität Karlsruhe, Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Abteilung für Erddammbau und Deponiebau.
- BMLFUW. (2006). Freibord- Überströmstrecken. *Leitfaden zur Festlegung des erforderlichen Freibords anhand projektspezifischer Rahmenbedingungen einschließlich Kriterien für die Anordnung von Überströmstrecken*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Sektion Wasser.
- BMLFUW. (2007). *Deichquerschnitte (Hochwasserschutzdämme) Empfehlungen für die Ausbildung*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft; Sektion Wasser.
- BMLFUW. (2014). *Wasserrechtsgesetz 1959 idF BGBl. I Nr. 54/2014*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft Abteilung IV/1 – Wasserlegistik und –ökonomie.
- Bundesanstalt für Wasserbau. (1993). *Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG)*. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- Elskens, F. (1995). Protecting Overflow Dikes for Controlled Flood Areas in Belgium. *PIANC Conference on Inland Waterways and Flood Control*. Brussels, Belgium.
- GIS Steiermark. (2017). *Digitaler Atlas Steiermark*. Abgerufen am 16. Januar 2017 von <http://gis2.stmk.gv.at/atlas/>
- Google. (2016). Abgerufen am 14. März 2016 von <https://www.google.at/maps/>
- Haselsteiner, R., Mett, M., & Strobl, T. (2014). *Überströmungssicherung von Deichen mit Geokunststoffen*. München: Institut für Wasserbau und Institut für Geotechnik, Universität München.

- Heerten, G., Heibaum, M., Haselsteiner, R., & Werth, K. (2008). *Hochwasserbedrohung - Neue Sicherheiten im Deichbau mit Geokunststoffen*. Dortmund: DGGT, 30. Baugrundtagung Dortmund.
- Höck, E., Schmocker, L., Mayor, P., & Weitbrecht, V. (15. März 2012). Erodierbarer Damm am Hagneckkanal- Eine Möglichkeit zur Kontrolle des Überlastfalls. *Wasser Energie Luft*, S. 51-59.
- HydroCoop. (18. Juli 2013). *Concrete fuse plugs*. Abgerufen am 15. Oktober 2016 von <http://www.hydrocoop.org/concrete-fuse-plugs/>
- Hydroplus. (10. November 2016). Abgerufen am 10. November 2016 von http://www.hydroplus.com/hydroplus/hydroplus.nsf/web/hausse_classique.htm&lng=L2
- Karnahl, J. A. (2008). 2D numerische Modellierung von multifractionalem Schwebstoff- und Schadstofftransport in Flüssen. In *Institut für Wasserbau Universität Stuttgart Mitteilungen Heft Nr. 177*. Stuttgart.
- Knoblauch, H. (2007). *Hydraulik VU Skriptum WS 2007/08*. Graz: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft Technische Universität Graz.
- LfU Baden-Württemberg Ref. 41. (2004). *Überströmbare Dämme und Dammscharten*. Karlsruhe: Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg.
- OpenStreetMap®. (2017). *openstreetmap.org*. Abgerufen am 6. März 2017 von <https://www.openstreetmap.org/>
- Pittino ZT GmbH. (2008). *2d-HW-Abflussuntersuchung der Mur Bereich untere Mur*. Graz.
- Queißer, J. (2006). *Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme*. Karlsruhe: Universitätsverlag Karlsruhe.
- Siebel, R. (2014). Experimentelle Untersuchungen zur hydrodynamischen Belastung und Standsicherheit von Deckwerken an überströmbaren Erddämmen. In *Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung-Mitteilungen*. Stuttgart: Institut für Wasser- und Umweltsystemmodellierung der Universität Stuttgart.
- TELEMAC-MASCARET Consortium. (2014). *Telemac Modelling System Telemac-2D Software Release 7.0 User Manual*.
- VHP. (2016). Datenübergabe untere Mur 24. August 2016. Graz: VERBUND Hydro Power GmbH.

Wasser- und Bodenverband "Barthe-Küste". (2017). *WBV*. Abgerufen am 13. März 2017 von <http://wbv-barthe-kueste.de/gewaesserunterhaltung/deiche-daemme/>

Zweschper, B. (2003). *Überströmbare Dämme durch Bodenstabilisierung*. Stuttgart: Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 Hydraulische Verhältnisse an einem überströmbaren Damm	7
Abbildung 2 Überströmstrecke gesichert durch Grasbewuchs.....	8
Abbildung 3 Prinzipskizzen von Dammaufbauten mit Bodenstabilisierung als Überströmsicherung.....	10
Abbildung 4 Unterschiedliche Varianten zur Überströmsicherung von Dämmen mit Geokunststoffen	13
Abbildung 5 Varianten zur Überströmsicherung durch Steinsatz	14
Abbildung 6 Steinschüttung als Überströmsicherung.....	15
Abbildung 7 Kornverteilungskurve der Schüttsteinklassen 0 bis V,.....	16
Abbildung 8 Raubettgerinne als Überströmsicherung	17
Abbildung 9 Verbundene Rasengittersteine als Überströmsicherung	17
Abbildung 10 Bohrkern aus einem Mastix-Schotter Deckwerk als Überströmsicherung.....	18
Abbildung 11 Geogittermatratze als Oberflächensicherung	19
Abbildung 12 Belastungen des Böschungfußes	20
Abbildung 13 Fußsicherungen unterschiedlicher Deckwerke.....	21
Abbildung 14 Genereller Querschnitt eines Dammes mit aufgesetztem erodierbaren Damm.....	22
Abbildung 15 Querschnitt Versuchsaufbau Damm mit Dichtungskern	24
Abbildung 16 Erodierbarer Damm mit Dichtungskern – Erosionsverlauf.....	25
Abbildung 17 Querschnitt Versuchsaufbau Damm aus Feinsand	26
Abbildung 18 Erodierbarer Damm aus Feinsand– Erosionsverlauf.....	27
Abbildung 19 Querschnitt ausspülbarer Damm aus Betonblöcken	28
Abbildung 20 Längsansicht der Betonblöcke	29
Abbildung 21 Ausspülbarer Damm aus Stahlelementen	30
Abbildung 22 Funktionsweise der Stahlelemente.....	31

Abbildung 23 Längenschnitt einer Überströmstrecke	34
Abbildung 24 Wehrformen zur Bestimmung des Überfallbeiwerts	34
Abbildung 25 Förderfähigkeitsberechnung in Abhängigkeit von μ und $H_{üj}$	35
Abbildung 26 Lage des Projektgebiets.....	36
Abbildung 27 Projektgebiet zwischen KW Gabersdorf und KW Spielfeld.....	37
Abbildung 28 Überflutete Bereiche bei HQ_{30} (dunkelblau) und HQ_{100} (hellblau)	38
Abbildung 29 Geländemodell der numerischer Berechnung KW Gabersdorf- KW Obervogau	42
Abbildung 30 Geländemodell der numerische Berechnung KW Obervogau- KW Spielfeld	43
Abbildung 31 Geländemodell der numerische Berechnung KW Mellach- Spielfeld	44
Abbildung 32 Lage der Vermessungsprofile sowie Wassertiefen bei HQ_{100}	46
Abbildung 33 Retentionsräume im Bereich KW Gabersdorf- KW Obervogau..	51
Abbildung 34 Retentionsräume im Bereich KW Obervogau- KW Spielfeld	52
Abbildung 35 Überströmte Strecken bei HQ_{30} KW Gabersdorf- KW Obervogau (VHP, 2016, bearbeitet)	53
Abbildung 36 Überströmte Strecken bei HQ_{100} KW Gabersdorf- KW Obervogau (VHP, 2016, bearbeitet)	54
Abbildung 37 Überströmte Strecken bei HQ_{30} KW Obervogau- KW Spielfeld (VHP, 2016, bearbeitet)	55
Abbildung 38 Überströmte Strecken bei HQ_{100} KW Obervogau- KW Spielfeld (VHP, 2016, bearbeitet)	55
Abbildung 39 Überströmhöhen Δh_1 und Δh_2 , Anordnung des erodierbaren Damms	57
Abbildung 40 Orthofoto des Retentionsraums R1	64

Abbildung 41 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R1 bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R1 (VHP, 2016, bearbeitet)	65
Abbildung 42 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R1 bei HQ ₃₀	65
Abbildung 43 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R1 und R1- rück bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R1 (VHP, 2016, bearbeitet)	66
Abbildung 44 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R1 bei HQ ₁₀₀ ...	66
Abbildung 45 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Umland in die Mur, entlang der überströmten Strecke R1-rück bei HQ ₁₀₀	67
Abbildung 46 Orthofoto des Retentionsraums R2	71
Abbildung 47 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R1 bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R2 (VHP, 2016, bearbeitet)	72
Abbildung 48 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R2 bei HQ ₃₀	72
Abbildung 49 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R2 bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R2 (VHP, 2016, bearbeitet)	73
Abbildung 50 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R2 bei HQ ₁₀₀ ...	73
Abbildung 51 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R2.....	75
Abbildung 52 Orthofoto des Retentionsraums R3	78
Abbildung 53 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R3 und R3- rück bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R3 (VHP, 2016, bearbeitet).....	79
Abbildung 54 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Fluss in das Umland, entlang der überströmten Strecke R3 bei HQ ₃₀	79
Abbildung 55 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Umland in den Fluss, entlang der überströmten Strecke R3- rück bei HQ ₃₀	80

Abbildung 56 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R3 und R3- rück bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R3 (VHP, 2016, bearbeitet)	80
Abbildung 57 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Fluss in das Umland, entlang der überströmten Strecke R3 bei HQ ₁₀₀	81
Abbildung 58 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von dem Umland in den Fluss, entlang der überströmten Strecke R3 -rück bei HQ ₁₀₀	81
Abbildung 59 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R3.....	83
Abbildung 60 Orthofoto der Rückströmstrecke R3-rück	86
Abbildung 61 Orthofoto des Retentionsraums R4	89
Abbildung 62 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R4_1, R4_2 und R4_3 bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R4 (VHP, 2016, bearbeitet)	90
Abbildung 63 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4_1 bei HQ ₃₀	90
Abbildung 64 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4_2 bei HQ ₃₀	91
Abbildung 65 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4_3 bei HQ ₃₀	91
Abbildung 66 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R4 bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R4 (VHP, 2016, bearbeitet)	92
Abbildung 67 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R4 bei HQ ₁₀₀ ...	92
Abbildung 68 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R4.....	94
Abbildung 69 Orthofoto des Retentionsraums R5	97
Abbildung 70 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R5 bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R5 (VHP, 2016, bearbeitet)	98
Abbildung 71 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R5 bei HQ ₃₀	98

Abbildung 72 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R5 bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R5 (VHP, 2016, bearbeitet)	99
Abbildung 73 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R5 bei HQ ₁₀₀ ...	99
Abbildung 74 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R5.....	101
Abbildung 75 Orthofoto des Retentionsraums R6	104
Abbildung 76 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R6 bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R6 (VHP, 2016, bearbeitet)	105
Abbildung 77 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R6 bei HQ ₃₀ ..	105
Abbildung 78 Wassertiefen sowie die überströmte Strecke R6 bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R6 (VHP, 2016, bearbeitet)	106
Abbildung 79 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R6 bei HQ ₁₀₀ .	106
Abbildung 80 Orthofoto des überströmten Abschnitts bei R6.....	108
Abbildung 81 Orthofoto des Retentionsraums R7	111
Abbildung 82 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R7_1 und R7_2 bei HQ ₃₀ im Retentionsraum R7 (VHP, 2016, bearbeitet).....	112
Abbildung 83 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_1 bei HQ ₃₀	112
Abbildung 84 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_2 bei HQ ₃₀	113
Abbildung 85 Wassertiefen sowie die überströmten Strecken R7_1 und R7_2 bei HQ ₁₀₀ im Retentionsraum R7 (VHP, 2016, bearbeitet)	113
Abbildung 86 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_1 bei HQ ₁₀₀	114

Abbildung 87 Überströmhöhen in [m] und Fließgeschwindigkeiten in [m/s], von
der Mur in das Umland, entlang der überströmten Strecke R7_2 bei HQ₁₀₀
..... 114

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Festlegung der Überfallbeiwerts μ	34
Tabelle 2 Abflusswerte des Projektgebiets;	39
Tabelle 3 Eingabeparameter für die Modellierung in Telemac-2D	40
Tabelle 4 Durchgeführte Berechnungen; Anzahl der Elemente sowie die Elementgrößen	41
Tabelle 5 Bereich Obervogau Wasserspiegel- und Dammhöhen.....	47
Tabelle 6 Bereich Obervogau Höhenunterschiede Wasserspiegel/ Dämme....	48
Tabelle 7 Bereich Spielfeld Wasserspiegel- und Dammhöhen	49
Tabelle 8 Bereich Spielfeld Höhenunterschiede Wasserspiegel/ Dämme.....	50
Tabelle 9 Überfallmengen in die jeweiligen Retentionsräume bei HQ_{100} ;.....	56
Tabelle 10 Überströmhöhen der einzelnen Überströmstrecken	58
Tabelle 11 Erforderliche Längen der Überströmstrecken bei $H_u = 1,0$ m und $\mu =$ $0,55$	59
Tabelle 12 Eignung der Oberflächensicherungen zur Herstellung einer Überströmstrecke bei bestehenden Dämmen.....	62
Tabelle 13 Bewertung der Überströmstrecke R1	68
Tabelle 14 Bewertung der Rückströmstrecke R1-rück	69
Tabelle 15 Bewertung der Überströmstrecke R2	76
Tabelle 16 Bewertung der Überströmstrecke R3	84
Tabelle 17 Bewertung der Rückströmstrecke R3-rück	87
Tabelle 18 Bewertung der Überströmstrecke R4	95
Tabelle 19 Bewertung der Überströmstrecke R5	102
Tabelle 20 Bewertung der Überströmstrecke R6	109
Tabelle 21 Bewertung der Überströmstrecke R7	115
Tabelle 22 Zusammenfassungen der Ergebnisse sowie Empfehlungen für die unterschiedlichen Überströmstecken.....	118

