

**Universität für Bodenkultur Wien**  
University of Natural Resources and Life Sciences, Vienna

**Department für Wasser-Atmosphäre-Umwelt**  
Institut für Wasserbau, Hydraulik und Fließgewässerforschung

**Christian Doppler Labor für Sedimentforschung und -management**



# **OPTIMIERUNG DER DURCHGÄNGIGKEIT FÜR GESCHIEBE AM KRAFTWERK GANGLJODL AN DER ALM IN OBERÖSTERREICH UNTER BERÜCKSICHTIGUNG ÖKOHYDRAULISCHER ASPEKTE**

## **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

**Diplom-Ingenieurin**

Verfasst und eingereicht von:

**Caroline Friedl, BSc.**

Betreuer:

**Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Christoph Hauer**

**Dipl.-Ing. Stefan Sattler**

Wien, im März 2019



## **Abstract**

The intent of this thesis was to provide a concrete contribution to the improvement of the morphological conditions at the hydropower plant Gangljodl/Alm in Upper Austria. A further objective was to render the results transferrable to other similar locations to enable an overall improvement of the situation in the local rivers and streams with supplemental regard to the aims of the EU-Water Framework Directive.

Taking theoretical considerations into account, a concept of simple measures aiming to optimise the bed load continuum was created. The effectiveness of selected measures was to be checked using hydrodynamic (HYDRO\_AS-2D) and bed load transport-modelling (BASEMENT) software. A model of the current state at the power plant area was created based on a survey and provided plans. By including the selected measures, an expanded model was generated. In these two states (current and expanded) flood scenarios of different recurrence intervals and a mean discharge period were simulated. The flow velocities in the reservoir were analysed in MQ and MJNQT, different possibilities of remobilisation of the material deposited in the reservoir were modelled. The results were presented graphically and comparisons between the current and the expanded state were drawn.

By and large, the investigated measures showed the expected effects.

Since the utilized software is based on 2D depth-averaged calculations, three-dimensional flow velocity distributions could not be considered. Therefore, a 3D – optimisation concerning certain details is to be considered.

It was possible to derive trends as basic data for further processing which could include the measures that have not yet been taken into account.

## **Kurzzusammenfassung**

Die gegenständliche Arbeit hatte das Ziel, einen konkreten Beitrag zur Verbesserung der morphologischen Bedingungen am Wasserkraftwerk Gangljod/Alm in Oberösterreich zu leisten. Es war weiter der Anspruch, dass sich die Ergebnisse auf andere, ähnliche Standorte übertragen lassen und somit insgesamt, auch in Hinblick auf die EU-Wasserrahmenrichtlinie, eine Verbesserung der Situation an den heimischen Fließgewässern ermöglicht werden kann.

Unter Berücksichtigung theoretischer Überlegungen wurde ein Konzept einfacher Maßnahmen zur Optimierung der Geschiebedurchgängigkeit erstellt. Die Wirksamkeit ausgewählter Maßnahmen sollte anhand von Hydrodynamik- und Geschiebetransport-Computermodellierungen überprüft werden. Die Modellierung erfolgte mit der Software HYDRO\_AS-2D (Hydrodynamik) und BASEMENT (Geschiebetransport). Auf Basis einer Vermessung und bereitgestellter Pläne des Kraftwerksbereiches wurde ein Modell des aktuellen Zustands aufgebaut. Dieses wurde im nächsten Schritt um die ausgewählten Maßnahmen erweitert. In diesen beiden Zuständen wurden Hochwasserszenarien verschiedener Jährlichkeit und eine Mittelwasserperiode simuliert. Die Fließgeschwindigkeiten im Stauraum wurden bei MQ und bei MJNQT analysiert, außerdem wurden unterschiedliche Möglichkeiten der Remobilisierung des im Stauraum abgelagerten Materials modelliert. Die Ergebnisse wurden graphisch dargestellt und es wurden Vergleiche zwischen dem aktuellen Zustand und dem Zustand mit Maßnahmen gezogen.

Die untersuchten Maßnahmen zeigten im Wesentlichen die erwartete Wirkung.

Da die verwendeten Softwares auf 2D - tiefengemittelten Berechnungen basieren, konnten dreidimensionale Fließgeschwindigkeitsverteilungen nicht berücksichtigt werden. Es wird daher vorgeschlagen, eine 3D - Optimierung einzelner Details durchzuführen.

Mit Hilfe der gegenständlichen Arbeit konnten in jedem Falle Trends als Basisdaten für eine weitere Bearbeitung, auch unter Berücksichtigung der hier nicht untersuchten Maßnahmen abgeleitet werden.

## Inhaltsverzeichnis

I.	Abkürzungsverzeichnis.....	IV
II.	Symbolverzeichnis .....	V
1.	Einleitung .....	1
1.1.	Problemstellung.....	2
1.2.	Zielsetzung .....	4
2.	Projektgebiet .....	6
2.1.	Einzugsgebiet .....	6
2.1.1.	Alm.....	6
2.1.2.	Almsee .....	7
2.2.	Geologie .....	7
2.3.	Klima .....	8
2.4.	Ökologie .....	9
2.4.1.	Gewässerzustand .....	9
2.4.2.	Biozönotische Region.....	10
2.5.	Hydrologie .....	11
2.5.1.	Messstellen .....	11
2.5.2.	Niederschlag .....	12
2.5.3.	Grundwasser.....	12
2.5.4.	Abfluss .....	13
2.6.	Wasserkraftanlage und Organismenwanderhilfe Gangljodl.....	13
3.	Methodik .....	16
3.1.	Hydrologie .....	16
3.1.1.	Dauerlinien .....	16
3.1.2.	Wellen.....	16
3.2.	Hydraulik und Hydrodynamik .....	17
3.2.1.	Kontinuität .....	17
3.2.2.	Bewegungsgleichung .....	18

3.2.3.	Flachwassergleichungen .....	19
3.2.4.	Rauigkeiten .....	21
3.3.	Feststofftransport .....	23
3.3.1.	Berechnungsansätze .....	27
3.3.2.	Gültigkeitsbereiche .....	33
3.3.3.	Kornverteilung .....	34
3.4.	Maßnahmen .....	36
3.4.1.	Geschiebeabweiser .....	36
3.4.2.	Strömungstrichter .....	37
3.4.3.	Pfahlkolke (Konzept) .....	37
3.5.	Modellierung .....	39
3.5.1.	Modellaufbau .....	39
3.5.2.	Berechnungsmethoden .....	39
3.5.3.	Kalibrierung / Sensitivitätsanalyse .....	40
3.5.4.	Szenarien .....	41
4.	Ergebnisse .....	43
4.1.	Hydrologie .....	43
4.1.1.	Dauerlinien .....	43
4.1.2.	Krepsswellen .....	44
4.2.	Feststofftransport .....	44
4.3.	Maßnahmenkonzepte .....	47
4.3.1.	Maßnahme 1 .....	47
4.3.2.	Maßnahme 2 .....	53
4.3.3.	Maßnahme 3 .....	59
4.4.	Modell .....	60
4.5.	Ergebnisse für $HQ_{30}$ , $HQ_{100}$ und $HQ_{300}$ .....	62
4.6.	Ergebnisse der $HQ_1$ - Simulation .....	66
4.7.	Ergebnisse der $HQ_5$ - Simulation .....	70
4.8.	Ergebnisse der $HQ_{10}$ - Simulation .....	73
4.9.	Ergebnisse der Normalabfluss - Simulation .....	77

4.10.	Remobilisierung - Ergebnisse .....	78
4.10.1.	Schütze offen.....	78
4.10.2.	Schütze geschlossen.....	79
4.10.3.	Stau-Analyse - Ergebnisse .....	80
5.	Schlussfolgerung.....	82
6.	Zusammenfassung.....	84
7.	Tabellenverzeichnis.....	85
8.	Abbildungsverzeichnis.....	86
9.	Quellenverzeichnis .....	90

## I. ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

<b>Abkürzung</b>	<b>Erklärung</b>
<b>BMLFUW</b>	Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt- und Wasserwirtschaft
<b>CLC</b>	CORINE Land Cover
<b>CORINE</b>	Coordination of Information on the Environment
<b>DORIS</b>	Digitales Oberösterreichisches Rauminformationssystem
<b>E</b>	Element
<b>EU</b>	Europäische Union
<b>Flkm.</b>	Flusskilometer
<b>FWG</b>	Flachwassergleichungen
<b>GW</b>	Grundwasser
<b>HJMQ</b>	Höchster Jahresmittelwert des Abflusses im betrachteten Zeitabschnitt
<b>HQ</b>	Hochwasser
<b>HQ<sub>i</sub></b>	Hochwasser mit der Jährlichkeit $i$
<b>HSL</b>	Höhenschichtlinie
<b>HZB</b>	Hydrografisches Zentralbüro
<b>HZBNR</b>	Messstellennummer (Messstellen des ehemaligen HZB)
<b>KW</b>	Kraftwerk
<b>LZA</b>	Linienzahlanalyse
<b>m ü. A.</b>	Meter über Adria (Höhenangabe)
<b>MJHQ</b>	Mittel der Jahreshöchstwerte des Durchflusses im betrachteten Zeitabschnitt
<b>MJNQT</b>	Mittleres Jahresniederwasser (aus niedrigsten Tagesniederwasser-Abflüssen)
<b>MQ</b>	Mittelwasser
<b>NJMQ</b>	Niedrigster Jahresmittelwert des Durchflusses im betrachteten Zeitabschnitt
<b>NLV</b>	Niederschlag, Lufttemperatur, Verdunstung
<b>NQ</b>	Niederwasser
<b>NQ<sub>T</sub></b>	Niedrigstes Tagesniederwasser im betrachteten Zeitabschnitt
<b>OWF</b>	Oberflächenwasser und Feststoffe
<b>OWH</b>	Organismenwanderhilfe
<b>QA</b>	Ausbaudurchfluss
<b>Qmax</b>	Spitzenwert des Abflusses
<b>QZV</b>	Qualitätszielverordnung
<b>RTK-DGPS</b>	Real Time Kinematic-Differential Global Positioning System
<b>WRRL</b>	Wasserrahmenrichtlinie
<b>WSPL</b>	Wasserspiegel

## II. SYMBOLVERZEICHNIS

Symbol	Einheit	Wert	Beschreibung
$A$	(m <sup>2</sup> ), (km <sup>2</sup> )		Fläche
$A$	(kN)		Auftriebskraft
$C$	(m <sup>1/2</sup> /s)		Chezy-Beiwert
$c_\mu$	(-)	0,6	Viskositätskoeffizient
$C_W$	(-)		Widerstandsbeiwert
$D$	(m)		Hydraulischer Durchmesser
$d$	(mm)		Korndurchmesser
$d_i$	(mm)		Korngröße, für welche i % des Materials feiner ist
$d_m$	(mm)		mittlerer Korndurchmesser
$d_{mDS}$	(mm)		mittlerer Korndurchmesser Deckschicht
$d_{mUS}$	(mm)		mittlerer Korndurchmesser Unterschicht
$Fr$	(-)		Froude-Zahl
$Fr^*$	(-)		Feststoff-Froude-Zahl
$Fr_{S,cr}^*$	(-)		kritische Feststoff-Froude-Zahl nach Shields
$F_W$	(m <sup>2</sup> )		Angriffsfläche
$\vec{g}$	(kN)		Vektor des Gravitationsfeldes
$G^*$	(-)		dimensionslose Transportkennzahl
$g$	(m/s <sup>2</sup> )	9,81	Erdbeschleunigung
$H$	(m)		Höhe über einem Bezugsniveau
$h$	(m)		Höhe, Wassertiefe
$I$	(m/m)		Gefälle
$I_E$	(m/m)		Energieliniengefälle
$I_R$	(m/m)		Reibungsgefälle
$I_s$	(m/m)		Sohlneigung
$k_R$	(m <sup>1/3</sup> /s)		Kornrauigkeit
$k_{St}$	(m <sup>1/3</sup> /s)		Strickler-Beiwert
$m_F$	(kg), (t)		Feststoffmasse
$n$	(s/ m <sup>1/3</sup> )		Manning-Reibungskoeffizient
$p$	(kN/m <sup>2</sup> )		Druck
<b>grad p</b>	(kN/m)		Druckgradient
$p_i$	(%)		Anteil der Fraktion i am Korngerüst
$Q$	(m <sup>3</sup> /s)		Abfluss
$q$	(m <sup>2</sup> /s)		Spezifischer Abfluss
$q_b$	(m <sup>2</sup> /s)		volumetrische Geschiebetransportrate pro Einheitsbreite
$q_c$	(m <sup>2</sup> /s)		kritischer Abfluss pro Einheitsbreite bei Transportbeginn
$q_{cr}$	(m <sup>2</sup> /s)		kritischer spezifischer Abfluss
$q_i^*$	(m <sup>2</sup> /s)		spezifischer Geschiebetrieb je Fraktion
$q_s$	(m <sup>2</sup> /s)		spezifischer Geschiebetrieb pro Einheitsbreite
$Q_{sed}$	(m <sup>3</sup> /s)		Geschiebetransport
$R$	(m)		hydraulischer Radius
$r$	(m)		hydraulischer Radius 2D-FWG (gleich Wassertiefe)
$Re^*$	(-)		Feststoff-Reynolds-Zahl
$R'_H$	(m)		bezogener hydraulischer Radius
$Ri$	(-)		Risikoparameter
$S$	(m/m)		Gerinne- beziehungsweise Energieliniengefälle
$s$	(-)		Verhältnis von Feststoff- zu Fluidichte
$t$	(s)		Zeit
$T_c$	(h)		Konzentrationszeit
$V$	(m <sup>3</sup> )		Volumen
$v$	(m/s)		Geschwindigkeit
$\vec{v}$	(m/s)		Geschwindigkeitsvektor

$v^*$	(m/s)		Schubspannungsgeschwindigkeit
$v_i$	(m/s)		mittlere Geschwindigkeit in der Querschnittsfläche
$v_m$	(m/s)		mittlere Geschwindigkeit
$v_r$	(m/s)		Relativgeschwindigkeit
$W$	(kN)		Strömungswiderstand
$z$	(m)		Geländehöhe
$\alpha$	(°)		Neigung des Wasserspiegels
$\Delta$	(-)		Laplace-Operator
$\theta, \theta_c$	(-)		(kritischer) Shields-Faktor
$\lambda$	(-)		Widerstandsbeiwert
$\nu$	(m <sup>2</sup> /s)		kinematische Viskosität
$\nu_0$	(m <sup>2</sup> /s)		bereichsweise konstante Viskosität
$\rho$	(kg/m <sup>3</sup> )		Dichte
$\rho_s$	(kg/m <sup>3</sup> )	2650	Feststoffdichte
$\tau$	(kN/m <sup>2</sup> )		Sohlschubspannung
$\tau^*$	(-)		dimensionslose Sohlschubspannung
$\tau_{cr}$	(kN/m <sup>2</sup> )		kritische Sohlschubspannung
$\Phi$	(-)		Intensität des Geschiebetransports nach Einstein
$\chi$	(-)		Geschiebekonstante
$\Psi$	(-)		Intensität der Strömung nach Einstein
$\nabla$	(-)		differentieller Operator

## 1. EINLEITUNG

Der Geschiebehaushalt kann als charakteristisches und bestimmendes Merkmal eines Fließgewässers bezeichnet werden (Schälchli und Kirchhofer, 2012). Er hat in Kombination mit der Hydrologie direkte Auswirkungen auf die Flussmorphologie und die Strukturen in Gewässern (Habersack et al., 2014). Durch anthropogene Beeinflussung wird der Geschiebehaushalt gestört: an Querbauwerken (zum Beispiel an Wehren) kommt es zu Geschieberückhalt, auch Geschiebeentnahme (zum Beispiel zur Nutzung am Bau) war lange Zeit gängige Praxis.

Geschieberückhalt kann zu einem gesteigerten Risiko im Hochwasserfall führen, da durch plötzliche Mobilisierung bei erhöhter Wasserführung das zurückgehaltene Volumen abrupt und unkontrolliert weitertransportiert werden kann.

So kann beispielsweise ein durch Geschieberückhalt oder Geschiebeentnahme verursachtes Geschiebedefizit im Fluss zu einer Eintiefung führen, was mannigfaltige Auswirkungen auf die gesamte Umgebung hat. Es kommt unter anderem zum Absinken des Grundwasserspiegels, dadurch kann beispielsweise der Verlust von Auwäldern, der Rückgang von Feuchtbiotopen oder eine Abnahme der Biodiversität bedingt werden. Außerdem wird dadurch die Nutzung des Grundwassers für die Landwirtschaft erschwert, da immer größere Höhenunterschiede überwunden werden müssen, um Grundwasser zu fördern. Die Eintiefung der Flüsse kann auch eine Unterspülung von Ufern und Bauwerken zur Folge haben. Handelt es sich hierbei um Schutzbauwerke, kann die Hochwassersicherheit beeinträchtigt werden (Habersack, 1997).

Durch die Beeinflussung des Geschiebehaushalts können auch ökologische Probleme auftreten: Laichplätze und Lebensraum gehen verloren, dies wirkt sich negativ auf die Alters- und Entwicklungsstrukturen einzelner Arten und langfristig auf die Biodiversität aus. Die Anbindung von Nebengewässern wird durch die Eintiefung der Hauptgewässer erschwert, da große Niveauunterschiede entstehen, die erst aufwendig überbrückt werden müssten (Jungwirth et al., 2003).

Für den Betrieb von Wasserkraftwerken hat der Geschiebehaushalt ebenfalls eine wesentliche Bedeutung: der Aufwand für Sanierung und Räumung ist hoch, wodurch der Kraftwerksbetrieb beeinträchtigt werden kann (Giesecke et al., 2009). Andererseits können gerade Wasserkraftwerke den Geschiebehaushalt stören, dies entspricht einem Circulus vitiosus.

Querbauwerke in Flüssen stellen nicht nur für Geschiebe, sondern auch für Wasserorganismen oft unüberwindbare Hindernisse dar, wodurch viele Arten im Bestand gefährdet sind, weil sie die für ihre Fortpflanzung erforderlichen Wanderungen nicht antreten können (Jungwirth et al., 2003).

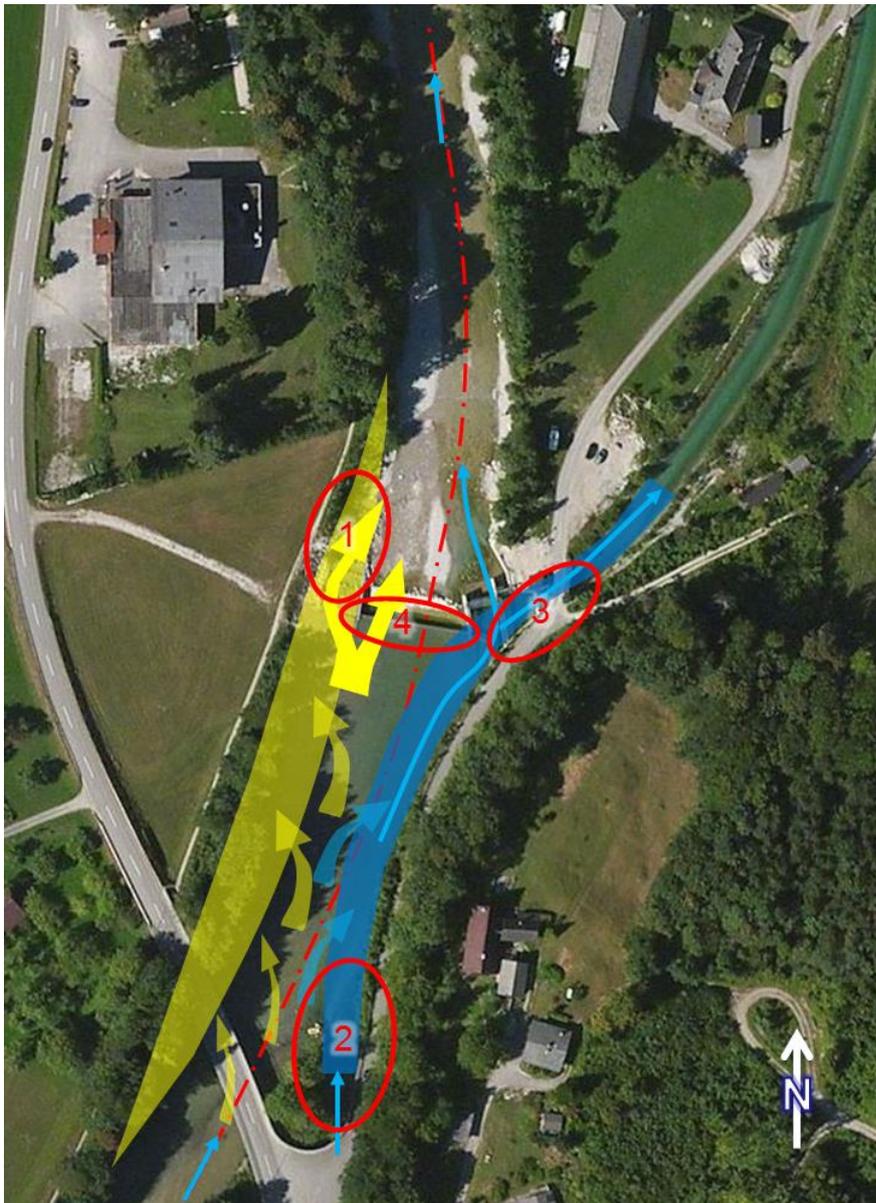
Daher wird in der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) der EU aus dem Jahr 2000 der Schutz der europäischen Gewässer als Ziel vorgegeben. Die Qualität und Menge des Süßwassers soll vor einer langfristigen Verschlechterung bewahrt werden (Verschlechterungsverbot). Die Erreichung oder Beibehaltung des guten Zustands beziehungsweise des guten Potenzials ist die Intention. Die konkreten Ziele der WRRL sind ein guter chemischer und mengenmäßiger Zustand der Grundwässer, ein guter ökologischer und chemischer Zustand der Oberflächengewässer sowie ein gutes ökologisches Potenzial und ein guter chemischer Zustand für erheblich veränderte Gewässer. Durch fortwährende Bemühungen weisen derzeit 37 % der österreichischen Fließgewässer einen sehr guten oder guten Zustand auf, 2 % haben das gute ökologische Potenzial erreicht. 61 % verfehlen das Ziel. Dies ist aber nicht der stofflichen Belastung geschuldet, da ein Großteil der Gewässer einen guten oder sehr guten Zustand in Hinblick auf organische und chemische Schadstoffe aufweist, sondern der hydromorphologischen Situation. Dazu zählen die Regulierung von Ufer oder Sohle, Staubereiche, zu wenig Restwasserdotations oder eine nicht gegebene Durchgängigkeit (morphologisch wie ökologisch) (Ofenböck et al., 2015).

Alleine in Österreich sind also zahlreiche Fließgewässer von Störungen im Geschiebehaushalt betroffen. Die vorliegende Arbeit stellt den Versuch dar, einen kleinen Beitrag zur Erleichterung der Situation an heimischen Fließgewässern zu leisten. Mit dem Kraftwerk Gangljodl an der Alm in Oberösterreich (Bezirk Gmunden) konnte ein Standort gefunden werden, der sich durch den verhältnismäßig nur eher wenig beeinträchtigten Geschiebehaushalt und seine Ähnlichkeit zu anderen Kraftwerksstandorten für eine eingehende Untersuchung im Bereich des Geschiebetransports eignet.

## **1.1. PROBLEMSTELLUNG**

Am Kraftwerk Gangljodl existiert bereits eine Organismenwanderhilfe (OWH) in Form eines Beckenpasses, welche die durch die Unterbrechung des Kontinuums bedingten negativen ökologischen Folgen hintanhaltend soll. Diese OWH ist jedoch morphologisch ungünstig situiert, da sie sich an einem Innenbogen der Alm befindet (1 in Abbildung 1). Durch diese Lage und die generell an Innenbögen auftretende Anlandungstendenz, sowie durch die Wiedereinleitung des Werkskanals Redlmühl (2) und die Ausleitung zum Kraftwerk Gangljodl

(3) entstehende Abflusskonzentration auf der rechten Seite lagert sich Sediment auf der linken Seite direkt im Einlaufbereich der OWH ab. Dadurch wird eine durchgehend ausreichende Dotation der OWH verhindert. Außerdem wird Geschiebe an der 30 m langen Wehrklappe (4) langfristig zurückgehalten, morphologische und ökologische Durchgängigkeit sind nicht gegeben. Dieser Umstand führt zu den eingangs erwähnten Problemen: der gute Zustand laut WRRL wird aufgrund hydromorphologischer Missstände nicht erreicht (siehe auch 2.4.1). Weiter sind zur Ertüchtigung Räumungen erforderlich, die einerseits Kosten verursachen und andererseits Eingriffe ins Gewässer bedeuten, welche sich wiederum negativ auf die Wasserlebewesen auswirken.



**Abbildung 1: Aktueller Zustand am Kraftwerk Gangljodl (gelb: Geschiebeablagerung, blau: Hauptfließrichtung, rot strichpunktiert: Gewässerachse) (Orthofoto: Bing Maps, 2016)**

## 1.2. ZIELSETZUNG

In dieser Arbeit soll untersucht werden, ob sich die skizzierten Probleme mit verhältnismäßig einfachen Maßnahmen minimieren lassen. Dazu wurde mit dem Kleinwasserkraftwerk Gangljodl an der Alm ein Projektgebiet gefunden, welches sich für eine hydrodynamisch-morphologische Analyse anbietet und welches außerdem mit zahlreichen Standorten in Österreich vergleichbar ist. Dadurch könnten sich mögliche Lösungen auch auf andere Standorte übertragen lassen, wodurch insgesamt eine Verbesserung der Situation an den heimischen Fließgewässern ermöglicht werden könnte.

Die gegenständliche Arbeit soll zunächst einen konkreten Beitrag zur Verbesserung der Geschiebesituation am Kraftwerk Gangljodl leisten. Das Geschiebe soll vom Ein- bzw. Ausstieg der OWH abgehalten werden und am großen Wehrfeld gesammelt werden, um eine effiziente Spülung des Stauraums zu ermöglichen. Dadurch wird das Geschiebe nicht über längere Zeiträume im Stauraum zurückgehalten, was wiederum eine Eintiefung der Alm flussabwärts hintanhält. In dieser Arbeit sollen Maßnahmen für den Einlaufbereich entwickelt werden, die eine durchgängige Passierbarkeit der Organismenwanderhilfe gewährleisten, eine wiederkehrende Verlandung soll vermieden werden. Der Beckenpass per se soll unberührt bleiben. Die Wirksamkeit ausgewählter Maßnahmen soll anhand von Computermodellen überprüft werden.

Die Bearbeitung erfolgt hinsichtlich folgender konkreter Zielsetzungen:

- Erhaltung eines morphologisch langfristig stabilen Ausstiegsbereichs der OWH,
- Positive Beeinflussung bzw. Lenkung der Feststofffrachten direkt oberhalb der OWH,
- Optimierung des oberwasserseitigen Ein- bzw. Ausstiegs hinsichtlich Robustheit gegenüber Feststoffablagerungen (Positionierung, Adaptierung) zur Gewährleistung einer langfristigen Funktionsfähigkeit,
- Schrittweise Umsetzung – Prioritätsreihung nach Wirkung und rascher Umsetzbarkeit.

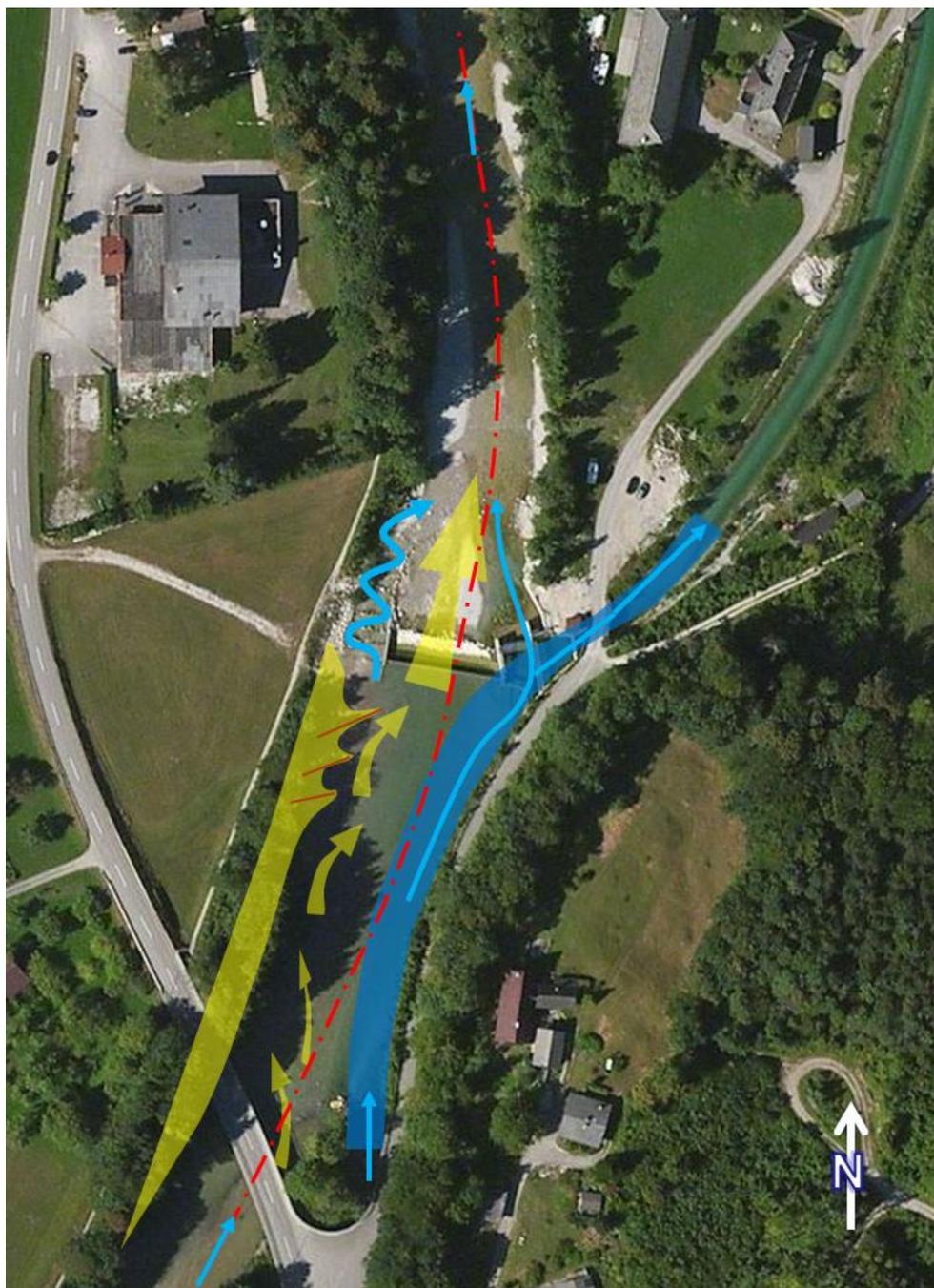


Abbildung 2: Zielzustand am Kraftwerk Gangljodl (gelb: Geschiebeablagerung, blau: Hauptfließrichtung, rot strichpunktiert: Gewässerachse) (Orthofoto: Bing Maps, 2016)

## 2. PROJEKTGEBIET

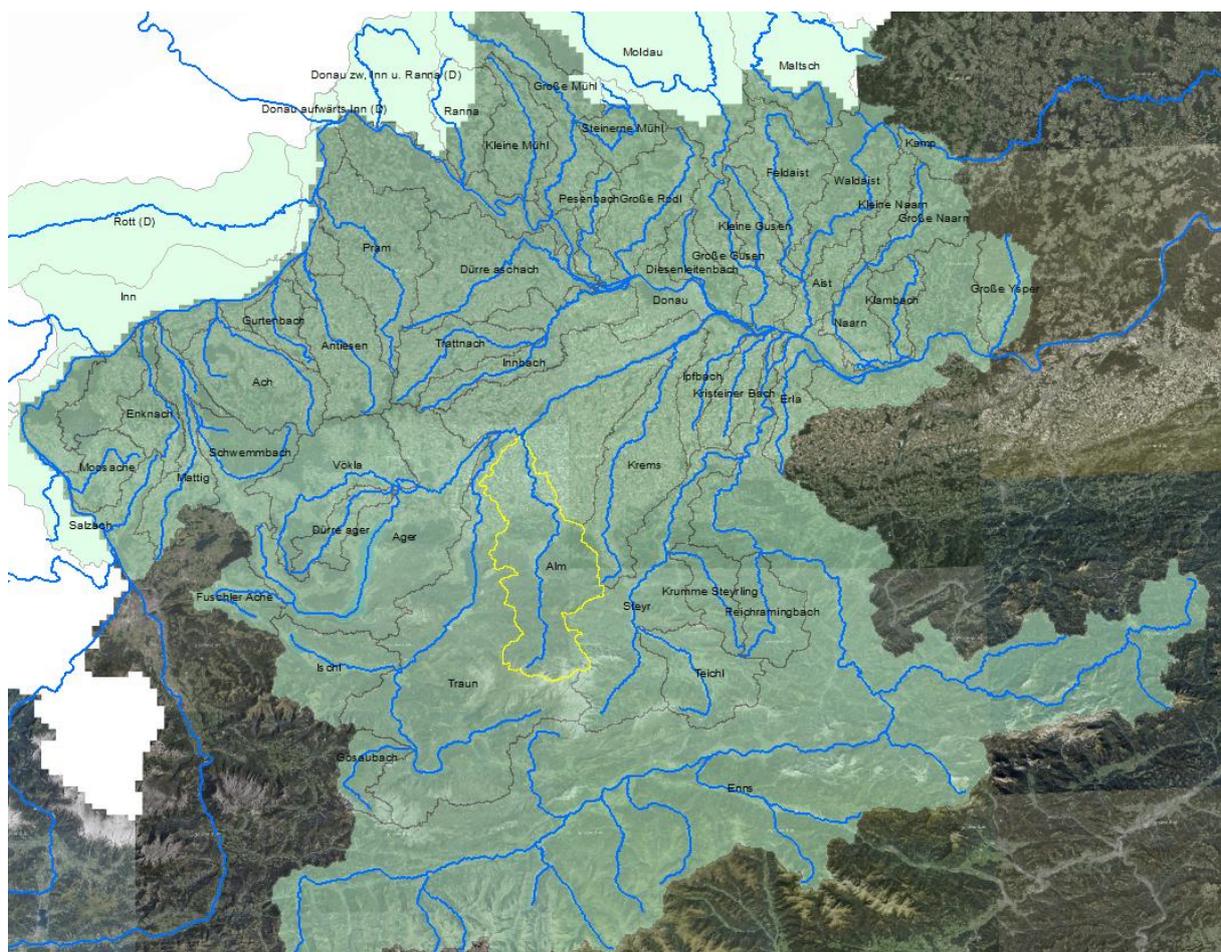
### 2.1. *EINZUGSGEBIET*

#### 2.1.1. Alm

Die Alm entspringt dem Almsee und mündet nach 48,6 km bei Unterhafeld in die Traun. Von ihrem Ursprung bis zur Mündung besteht ein Höhenunterschied von 256 m (Raumeinheit Unteres Almtal, 2007). Die wichtigsten Zubringer sind die Laudach bei Bad Wimsbach, der Straneggbach in der Habernau und der Grünaubach bei Grünau.

Das Einzugsgebiet der Alm beträgt am Nordende des Almsees 30,2 km<sup>2</sup>, bei der Mündung in die Traun 492,3 km<sup>2</sup> (Bachura et al., 1993).

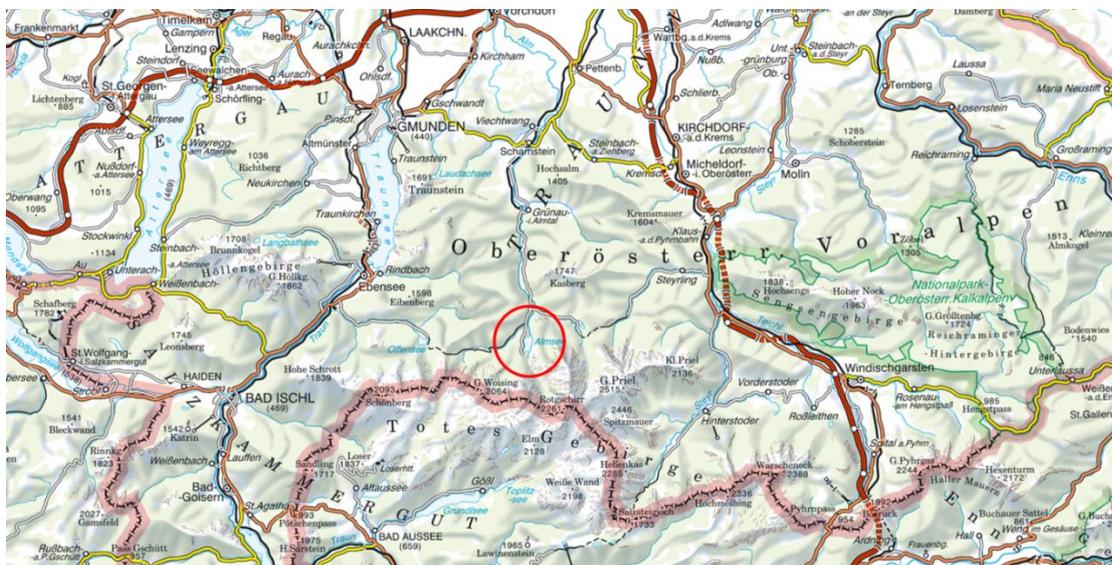
Abbildung 3 zeigt das Hauptgewässernetz und die zugehörigen Haupteinzugsgebiete in Oberösterreich.



**Abbildung 3: Gewässernetz und Einzugsgebiete Oberösterreich, gelb: Einzugsgebiet der Alm (Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018), (geoland.at, 2018)**

### 2.1.2. Almsee

Der Almsee liegt in Oberösterreich am nördlichen Rand des Toten Gebirges (siehe Abbildung 4) auf einer Höhe von 589 m ü. A. und weist eine Fläche von circa 0,85 km<sup>2</sup> auf. Der See bildete sich am Ende der Würm-Eiszeit nach einem Bergsturz, welcher das Almtal zum Teil verfüllte und somit zum Aufstau des Wassers des Almflusses und des Weißeneggbaches führte. Die wichtigsten Zuflüsse des Almsees sind der Aagbach und unterirdische Quelltrichter. Der See stellt die Quelle der Alm dar (Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Direktion Umwelt und Wasserwirtschaft, Abteilung Oberflächengewässerwirtschaft, 2011).



**Abbildung 4: Ausschnitt ÖK 500 mit dem Almsee im Zentrum (Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen, 2018)**

## 2.2. **GEOLOGIE**

Nach ihrem Ursprung durchfließt die Alm zunächst die geologische Großeinheit der Nördlichen Kalkalpen auf einer Strecke von 17 km, um dann 7 km (rechtsseitig) beziehungsweise 11 km (linksseitig) die Flyschzone zu durchqueren. Bis zur Mündung in die Traun befindet sich der Fluss in der Molassezone. In den Eiszeiten und Zwischeneiszeiten kam es durch Ablagerungen von Decken- und Terrassenschottern sowie Moränen zur Bildung eines typischen Terrassentals, was auch als eiszeitliche Überformung bezeichnet wird. Später wurden die abgelagerten Materialien oft bis zum tertiären Untergrund, welcher auch Schlier genannt wird, abgetragen. Der Schlier hat ein ausgeprägtes Relief und ist wasserundurchlässig, wodurch er als Träger der Grundwasserhorizonte fungiert (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006), (Amt der Oberösterreichischen Landesregierung und grün integral, 2007).

### 2.3. KLIMA

Das Klima im Almtal ist durch den Übergang vom Kontinentalklima zum ozeanisch geprägten Klimabereich gekennzeichnet (Amt der Oberösterreichischen Landesregierung und grün integral, 2007).

Abbildung 5 zeigt ein auf Basis der Daten der Niederschlagsmessstelle Grünau-Almegg (HZBNR 105494, siehe auch Kapitel 2.5 auf Seite 11) und einem Klimareport aus dem Digitalen Oberösterreichischen Rauminformationssystem (DORIS) erstelltes Klimadiagramm. Aus den täglichen Niederschlagssummen von Anfang 1971 bis Ende 2015 (BMLFUW, 2017) wurden Monatsmittel gebildet, es ergibt sich ein mittlerer Jahresniederschlag von 1657 mm. Die größten Niederschlagshöhen fallen von Juni bis August, wobei das Maximum im Juli auftritt. Die Jahresdurchschnittstemperatur in der Klimaperiode von 1981 bis 2010 beträgt 7,5 °C, das Temperaturmaximum von 17,2 °C tritt im Juli auf.

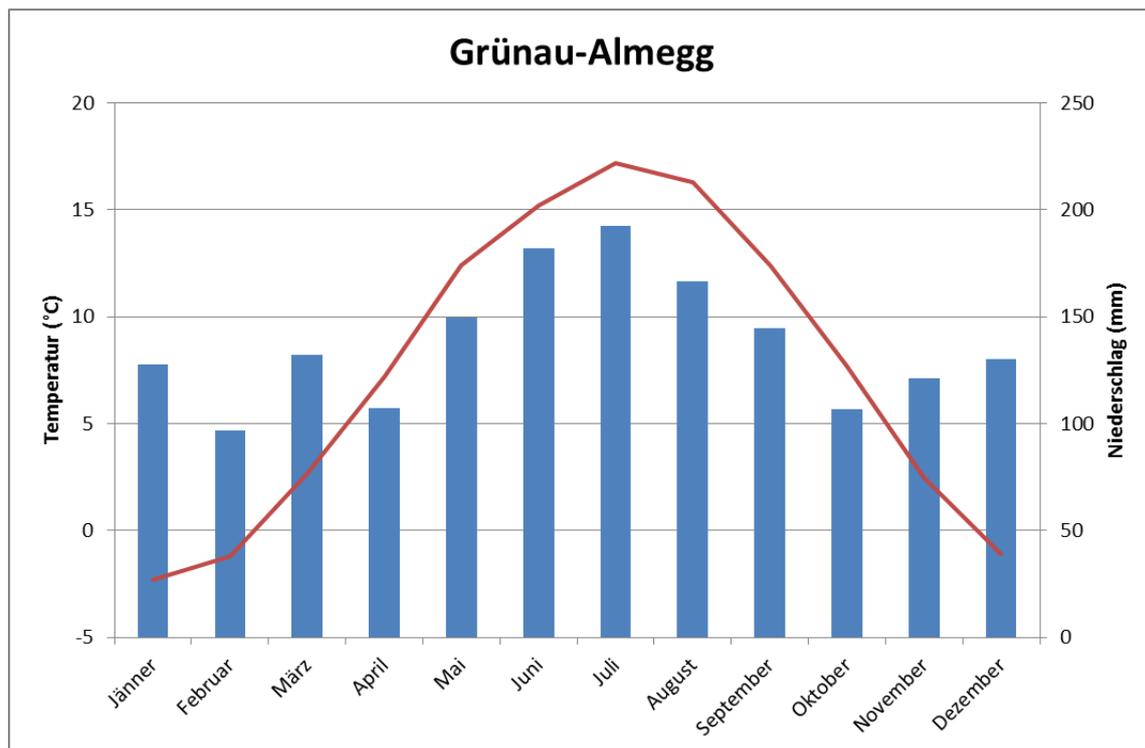


Abbildung 5: Klimadiagramm Grünau-Almegg mit mittlerer Monatstemperatur und Niederschlagshöhen

## 2.4. ÖKOLOGIE

### 2.4.1. Gewässerzustand

Laut EU-Wasserrahmenrichtlinie ist der Gewässerzustand der Alm von ihrem Ursprung (circa Flkm. 48) bis zur Ausleitung an der Redlmühle (Flkm. 34,21) kurz unterhalb von Grünau mäßig, von der Redlmühle stromabwärts bis knapp unterhalb von Fischböckau (Flkm. 11,50) schlecht und dann bis zur Mündung in die Traun (Flkm. 0,00) mäßig. Der Zustand der Traun im Bereich der Mündung wird als unbefriedigend eingestuft. Der Gewässerzustand im Projektabschnitt ist laut EU-Wasserrahmenrichtlinie als „schlecht“ definiert (siehe Abbildung 6) (DORIS, 2018). Die zahlreichen Unterbrechungen im Fließkontinuum tragen maßgeblich zu diesem durchwegs verbesserungswürdigen Zustand bei (BMLFUW, 2017).

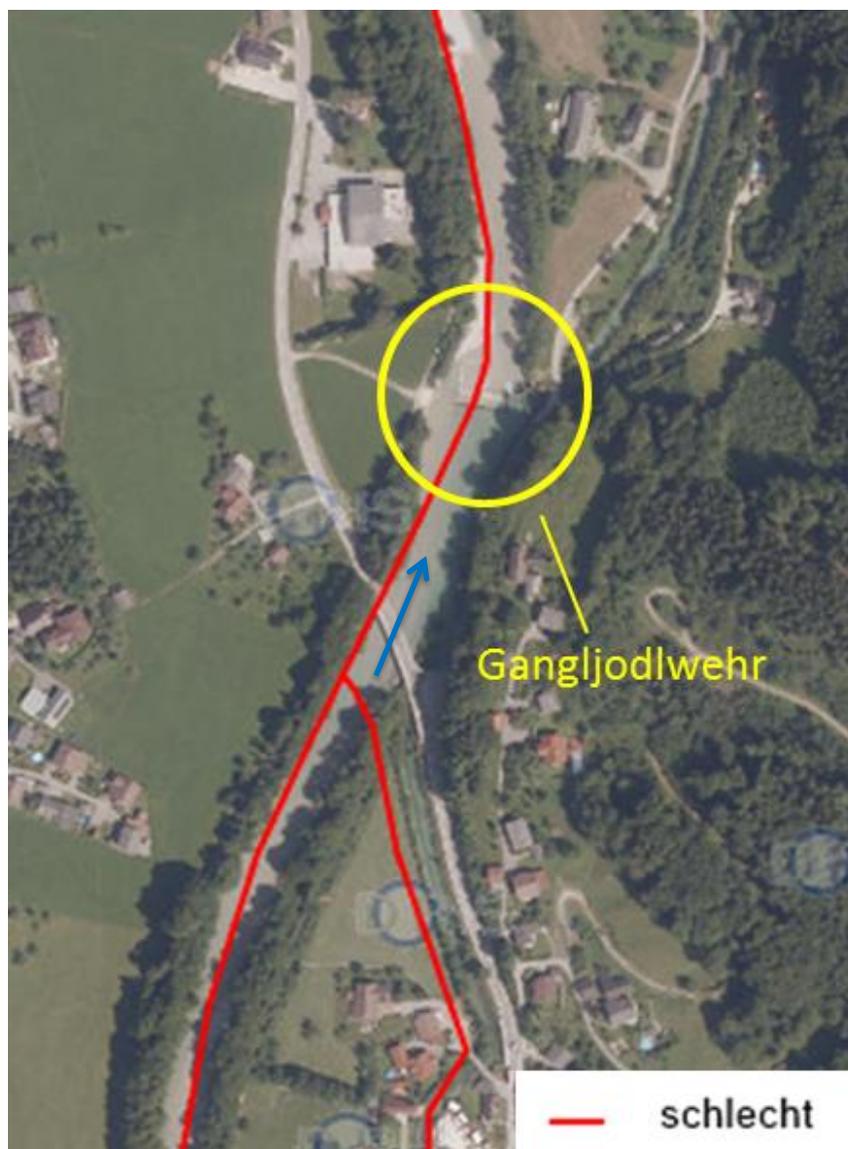


Abbildung 6: Gewässerzustand nach WRRL im Projektgebiet (DORIS, 2018)

### 2.4.2. Biozönotische Region

Die biozönotische Region der Alm entspricht vom ihrem Ursprung im Almsee (Flkm. 48) bis nach Fischböckau (Flkm. 11,50) dem Metarhithral. Von Fischböckau bis zur Mündung in die Traun bei Hafeld (Flkm. 0,00) wird sie dem Hyporhithral klein zugeordnet. Die Traun liegt in diesem Bereich in der Region des Epipotamal klein. Das Projektgebiet befindet sich zur Gänze in der biozönotischen Region des Metarhithral (untere Forellenregion) (siehe Abbildung 7) (DORIS, 2018).



Abbildung 7: biozönotische Region im Projektgebiet (DORIS, 2018)

## 2.5. HYDROLOGIE

### 2.5.1. Messstellen

Im Projektgebiet befinden sich zwei Durchflussmessstellen (HZBNR 206508 Grünau und HZBNR 205500 Friedlmühle), eine Niederschlagsmessstelle (HZBNR 105494 Grünau-Almegg) sowie eine Grundwassermessstelle (HZBNR 344572 Scharnstein Br 1.2) (BMLFUW, 2017). Abbildung 8 zeigt einen Übersichtsplan der Messstellen.

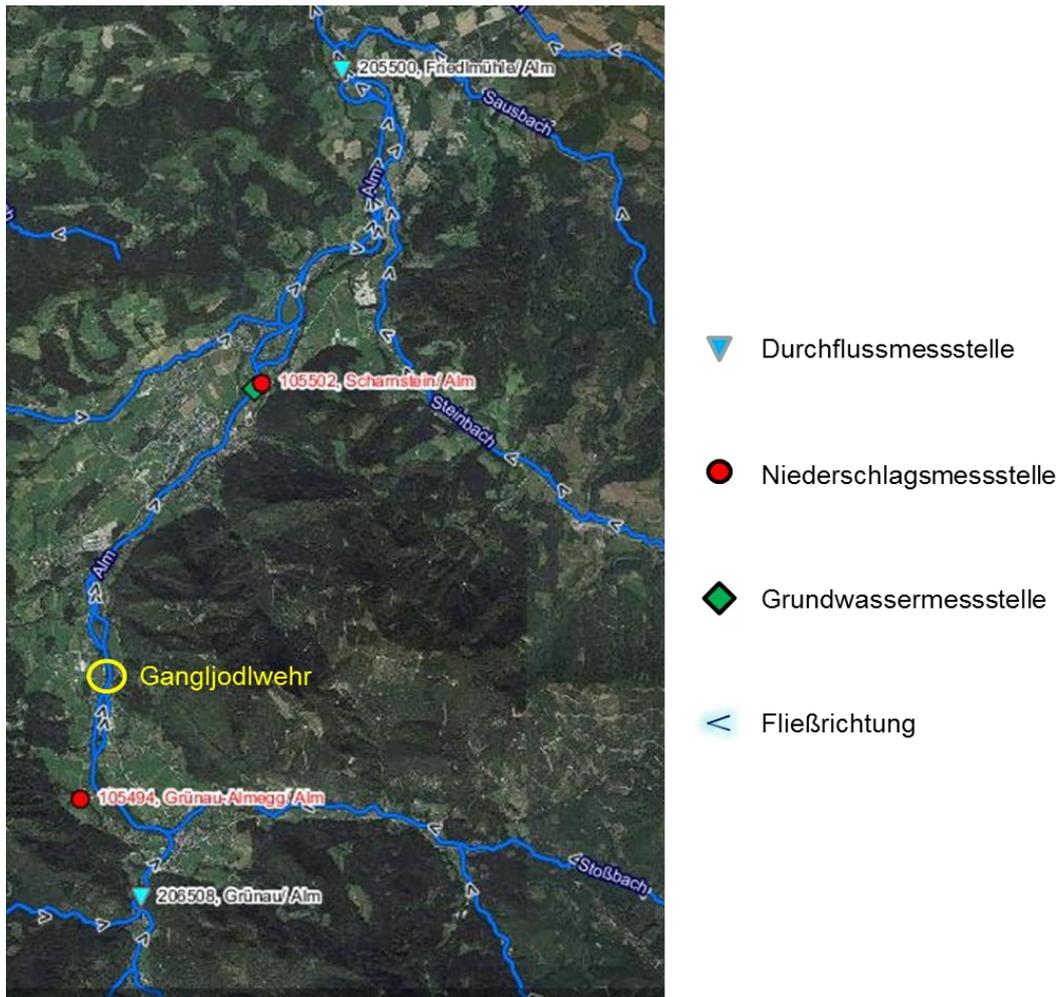


Abbildung 8: hydrologische Messstellen im Projektgebiet (BMLFUW, 2017)

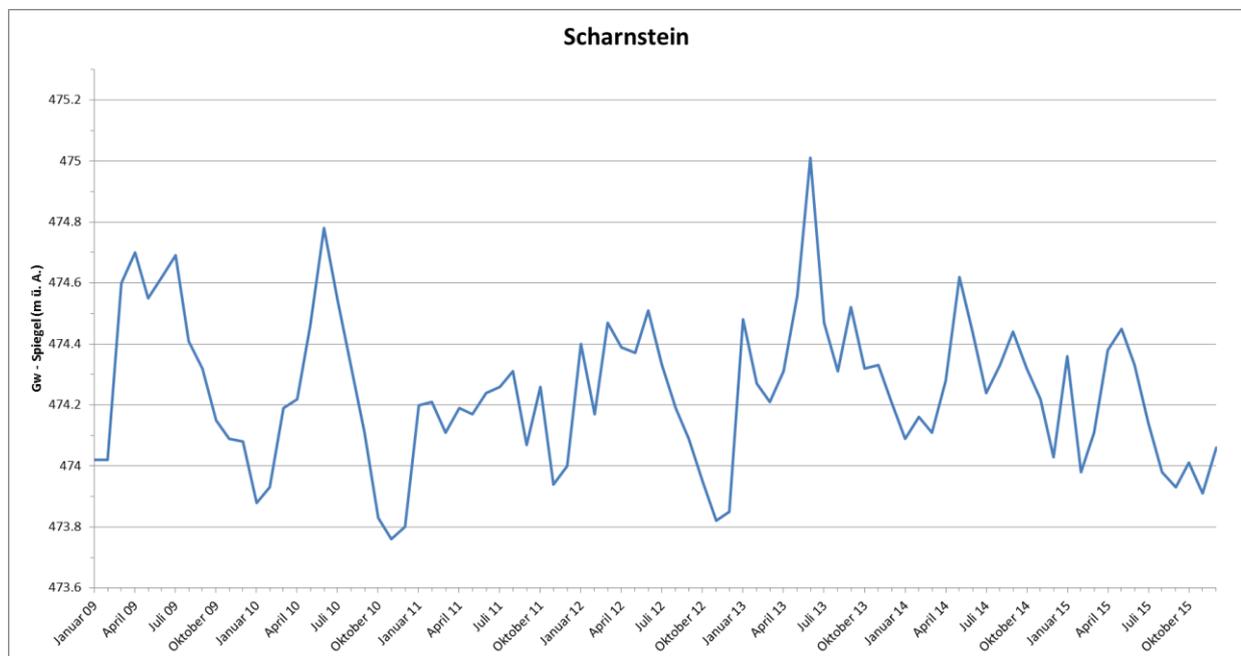
### 2.5.2. Niederschlag

Das Bearbeitungsgebiet liegt im Bereich von Gitterpunkt 3516 des Messstellennetzes (Hydrographischer Dienst in Österreich). Die mittlere jährliche Niederschlagssumme beträgt 1678 mm. Der Unterschied zu den in Kapitel 2.3 (Seite 8) gezeigten Werten ergibt sich aus der Berechnung: die Niederschlagswerte der Gitterpunkte wurden mittels eines Gebietsniederschlagsmodells errechnet, dabei ist jeder Gitterpunkt ein Mittelwert über eine Fläche von 36 km<sup>2</sup> (Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus, 2018).

### 2.5.3. Grundwasser

Die nächstgelegene Grundwassermessstelle ist Scharnstein Br. 1.2 (HZBNR 344572). Sie befindet sich 4,8 km flussabwärts vom Gangljodlwehr und liegt auf einer Höhe von 477,8 m ü. A. (Vergleich Wehrklappe Gangljodl: 501,1 m ü. A.). Durch die Verfüllung des Almtales mit Terrassenschottern (siehe 2.2 auf Seite 7) ergeben sich Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen 10<sup>-1</sup> und 10<sup>-2</sup> m/s (DORIS, 2018).

Abbildung 9 zeigt den Verlauf der Monatsmittelwerte des Grundwasserspiegels an der Messstelle Scharnstein von Jänner 2009 bis Dezember 2015.



**Abbildung 9: Grundwasserspiegel an der Messstelle Scharnstein (Jänner 2009 bis Dezember 2015)**

2.5.4. Abfluss

Tabelle 1 zeigt eine Zusammenstellung der hydrologischen Kennwerte der Abflussmessstellen Grünau und Friedlmühle.

**Tabelle 1: Auswertung Messwerte Grünau (Jahresreihe 1981-2013) und Friedlmühle (Jahresreihe 1976-2013) (BMLFUW, 2015)**

<b>Pegel</b>	<b>Grünau</b>	<b>Friedlmühle</b>
<b>HZBNR</b>	206508	205500
<b>EZG (km<sup>2</sup>)</b>	181,9	326,1
<b>NQ (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,33	0,59
<b>NQ<sub>T</sub> (m<sup>3</sup>/s)</b>	0,94	1,98
<b>MJNQT (m<sup>3</sup>/s)</b>	2,43	3,1
<b>NJMQ (m<sup>3</sup>/s)</b>	5,85	8,17
<b>MQ (m<sup>3</sup>/s)</b>	9,24	12,8
<b>HJMQ (m<sup>3</sup>/s)</b>	11,6	17,8
<b>MJHQ (m<sup>3</sup>/s)</b>	105	162
<b>HQ (m<sup>3</sup>/s)</b>	252	390

Die Kennwerte der Abflüsse für verschiedene Hochwasserereignisse sind Tabelle 2 zu entnehmen.

**Tabelle 2: Hochwasserkennwerte im Bereich Gangljodl**

<b>Jährlichkeit</b>	<b>Scheitelwert (m<sup>3</sup>/s)</b>
<b>1</b>	103
<b>5</b>	174
<b>10</b>	213
<b>30</b>	265
<b>100</b>	339
<b>300</b>	395

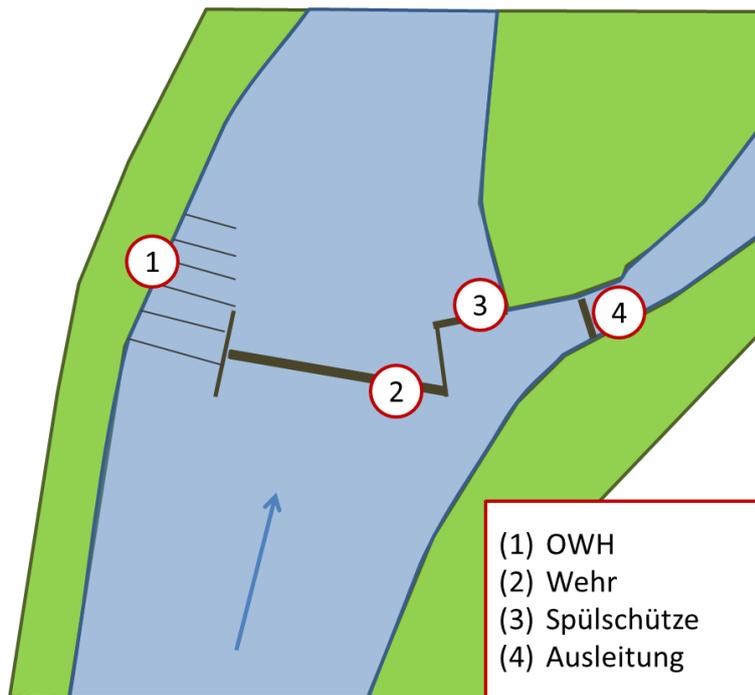
Die Werte für HQ<sub>1</sub>, HQ<sub>5</sub> und HQ<sub>10</sub> wurden aus (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006) entnommen, HQ<sub>30</sub> und HQ<sub>100</sub> stammen aus der Gefahrenzonenplanung 2006 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH, 2011), der Spitzenwert für das HQ<sub>300</sub> wurde mithilfe eines Wahrscheinlichkeitspapiers für die Gumbel-Verteilung auf Basis der oben angeführten Werte ermittelt.

## 2.6. **WASSERKRAFTANLAGE UND ORGANISMENWANDERHILFE GANGLJODL**

Die betrachtete Wasserkraftanlage Gangljodl befindet sich an der Alm (Flusskilometer (Flkm.) 33,78) flussabwärts der Gemeinde Grünau im Almtal, Bezirk Gmunden, Oberösterreich.

Nach der Wasserrechts-Evidenz hat das Ausleitungskraftwerk eine Ausbauleistung von 163 kW, ein Jahresarbeitsvermögen von 1072 MWh mit einer nutzbaren Wassermenge von

6,5 m<sup>3</sup>/s und einer Fallhöhe von 2,96 m. Die Organismenwanderhilfe (1 in Abbildung 10) muss mit 1090 l/s dotiert werden (Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018). Der Stauraum wird durch ein Wehr mit einer Länge von rund 30 m (2) und von zwei Spülschützen (3) abgegrenzt. Die Ausleitung in den Werkskanal (4) befindet sich am rechten Ufer oberhalb der Spülschütze. Die Ausleitung in den Werkskanal (4) befindet sich am rechten Ufer oberhalb der Spülschütze. Die 2012/2013 errichtete bzw. adaptierte OWH befindet sich am orographisch linken Ufer und damit im Innenbogen der Alm gegenüber der Werksausleitung.



**Abbildung 10: Schema KW Gangljodl mit verschiedenen Bauteilen**

Die Lage der OWH ist morphologisch gesehen ungünstig, da im Innenbogen transportierte Feststofffrachten verstärkt abgelagert werden. Dies führt dazu, dass die OWH bereits bei kleineren Hochwasserereignissen verlandet und für Organismen nicht mehr passierbar ist. In der Folge ist eine zeitlich durchgehende Funktionsfähigkeit der OWH nicht gegeben, was verschiedenste ökologische Probleme hervorruft. Der bestehende Einlauf weist eine große Breite auf, wodurch sich nur sehr geringe Wassertiefen ausbilden (siehe Abbildung 11). Dies führt wiederum zu einer verstärkten Geschiebedeposition.



**Abbildung 11: Oberwasserbereich OWH - KW Gangljodl mit geringer Wassertiefe im Einlauf (11.05.2016)**

Direkt vor der OWH wurde über die Jahre hinweg ein Kieskörper abgelagert (siehe Abbildung 12), welcher durch erhöhten Abfluss jederzeit mobilisiert werden könnte. Das Kiesvolumen droht die OWH weiter zu verfüllen.



**Abbildung 12: Kieskörper am linken Ufer direkt oberhalb der OWH (11.05.2016)**

### 3. METHODIK

#### 3.1. *HYDROLOGIE*

##### 3.1.1. Dauerlinien

Für die Erstellung der Dauerlinien (Über- und Unterschreitungsdauerlinie) wurden die Messwerte der Station Friedlmühle (HZBNR 205500, siehe auch Kapitel 12.5.1 auf Seite 11) herangezogen, da die Zeitreihe an dieser Station länger ist als an der Messstelle Grünau. Nach Berechnung der Jahresmaxima wurden jene Jahre ausgeschieden, deren höchster Abflusswert mehr als 20 % vom MJHQ am Pegel Friedlmühle (MJHQ = 162 m<sup>3</sup>/s, siehe Tabelle 1) abweicht, um eine Verzerrung der Daten zu vermeiden. Die Tagesabflusswerte der verbliebenen Jahre wurden daraufhin der Größe nach geordnet und über die Jahre gemittelt. Unter Berücksichtigung der Entfernung des Projektstandorts von der Messstelle und aufgrund einer Analyse der Zubringer zwischen diesen beiden Punkten wurden die Dauerlinien auf einen maximalen Durchfluss von 120 m<sup>3</sup>/s skaliert (siehe Kapitel 4.1.1 auf Seite 43).

##### 3.1.2. Wellen

Aus den in Tabelle 2 angeführten Werten wurden nach dem Verfahren von Kreps Hochwasserwellen generiert. Bei diesem Verfahren wird unter Einbeziehung der Einzugsgebietsgröße an der betrachteten Stelle die Konzentrationszeit einer Hochwasserwelle geschätzt.

$$T_c = 0,89 * A^{0,4} - 0,15 \quad (3.1)$$

$T_c$  Konzentrationszeit (h)

$A$  Fläche des Einzugsgebiets (km<sup>2</sup>)

Die Abflussspitze wird nach der einfachen Konzentrationszeit erreicht, der absteigende Ast der Kurve hat eine Dauer der dreifachen Konzentrationszeit. Die Abflusswerte zu verschiedenen Zeitpunkten ergeben sich aus der Multiplikation der Abflussspitze mit festgelegten Faktoren (siehe Tabelle 3 und Kapitel 4.1.2 auf Seite 44) (Büro Pieler ZT GmbH, 2014).

Tabelle 3: Erstellung von Hochwasserwellen nach Kreps

T	Q
0,00 * T <sub>c</sub>	MQ
0,25 * T <sub>c</sub>	0,2*HQ
0,50 * T <sub>c</sub>	0,5*HQ
0,75 * T <sub>c</sub>	0,8*HQ
1,00 * T <sub>c</sub>	HQ
1,25 * T <sub>c</sub>	0,8*HQ
1,55 * T <sub>c</sub>	0,6*HQ
2,00 * T <sub>c</sub>	0,4*HQ
2,80 * T <sub>c</sub>	0,2*HQ
3,40 * T <sub>c</sub>	0,1*HQ
4,00 * T <sub>c</sub>	MQ

### 3.2. HYDRAULIK UND HYDRODYNAMIK

Dieses Kapitel soll gemeinsam mit Kapitel 3.3 einen Überblick über die Grundlagen der in den numerischen Modellen verwendeten Berechnungsansätze geben.

#### 3.2.1. Kontinuität

Die Kontinuitätsgleichung für eindimensionale Strömungen lautet

$$v_i = \frac{Q}{A_i} \quad (3.2)$$

mit

- $A_i$  Querschnittsfläche des endlichen Raunteiles  $V_i$  (m<sup>2</sup>)
- $v_i$  mittlere Geschwindigkeit in der Querschnittsfläche (m/s)
- $Q$  Durchfluss (m<sup>3</sup>/s)

Es gilt:

$$Q = v_1 * A_1 = v_2 * A_2 = \dots = v_i * A_i = \textit{konstant} \quad (3.3)$$

(Zanke, 2013)

Für dreidimensionale, inkompressible Strömungen ( $\rho$ =konstant) lautet die Kontinuitätsgleichung (Bollrich, 2007):

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \textit{div } \vec{v} = 0 \quad (3.4)$$

### 3.2.2. Bewegungsgleichung

Die Bewegungsgleichung nach Navier-Stokes ergibt sich aus der Kontinuitätsgleichung in Kombination mit äußeren Kräften, Druckkräften und Zähigkeitskräften zu

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + (\vec{v}\nabla)\vec{v} = \vec{g} - \frac{1}{\rho} \text{grad } p + \nu \Delta \vec{v} \quad (3.5)$$

wobei

$$\vec{v} = \begin{pmatrix} v_x \\ v_y \\ v_z \end{pmatrix} \quad \text{Geschwindigkeitsvektor (m/s)}$$

$$\vec{g} = \begin{pmatrix} G_x \\ G_y \\ G_z \end{pmatrix} \quad \text{Vektor des Gravitationsfeldes (kN)}$$

$$\text{grad } p = \nabla p = \left( \frac{\partial p}{\partial x} \frac{\partial p}{\partial y} \frac{\partial p}{\partial z} \right) \quad \text{Druckgradient (kN/m)}$$

$$\nu \quad \text{kinematische Viskosität (m}^2\text{/s)}$$

$$(V\nabla) = \frac{v_x \partial}{\partial x} + \frac{v_y \partial}{\partial y} + \frac{v_z \partial}{\partial z} \quad \text{differentieller Operator (-)}$$

$$\Delta = \nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad \text{Laplace-Operator (-)}$$

(Zanke, 2013, S. 20)

Eine aufgrund ihrer einfachen Anwendung weit verbreitete Gleichung zur Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit ist die Manning-Strickler-Formel. Sie wurde aus der Chezy-Gleichung entwickelt:

$$v_m = C\sqrt{RI} \quad (3.6)$$

mit

$$v_m \quad \text{mittlere Fließgeschwindigkeit (m/s)}$$

$$C \quad \text{Chezy-Beiwert (m}^{1/2}\text{/s)}$$

$$R \quad \text{hydraulischer Radius (m)}$$

$$I \quad \text{Gefälle (m/m)}$$

Der Chezy-Beiwert ist abhängig von der Gerinnerauigkeit und vom Abflussquerschnitt. Ein Ansatz zu dessen Berechnung wurde von Gauckler, Manning und Strickler erarbeitet:

$$C = k_{St} R^{\frac{1}{6}} \tag{3.7}$$

mit

$k_{St}$  Strickler-Beiwert ( $m^{1/3}/s$ )

Daraus ergibt sich durch Einsetzen die Manning-Strickler-Formel zu

$$v_m = k_{St} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \tag{3.8}$$

Durch den Strickler-Beiwert  $k_{St}$  werden alle im Fluss wirkenden Widerstände summiert (siehe auch Kapitel 3.2.4 auf Seite 21) (Bechteler, 2006).

### 3.2.3. Flachwassergleichungen

Die Flachwassergleichungen (FWG) sind 2D - tiefengemittelte Strömungsgleichungen, welche aus Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Navier-Stokes-Gleichung für inkompressible Fluide über die Wassertiefe entstehen. Eine hydrostatische Druckverteilung wird angenommen. Die Flachwassergleichungen bilden die Basis für die zweidimensionale mathematische Modellierung mit HYDRO\_AS-2D (siehe Kapitel 3.5.2 auf Seite 39) und sind wie folgt definiert:

$$\frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{\partial g}{\partial y} + s = 0 \tag{3.9}$$

mit

$$w = \begin{pmatrix} H \\ v_x h \\ v_y h \end{pmatrix} \qquad f = \begin{pmatrix} v_x h \\ v_x^2 h + 0,5gh^2 - vh \frac{\partial v_x}{\partial x} \\ v_x v_y h - vh \frac{\partial v_y}{\partial x} \end{pmatrix}$$

$$g = \begin{pmatrix} v_y h \\ v_x v_y h - vh \frac{\partial v_x}{\partial y} \\ v_y^2 h + 0,5gh^2 - vh \frac{\partial v_y}{\partial x} \end{pmatrix} \qquad s = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{pmatrix}$$

Mit

H Höhe über einem Bezugsniveau (m)

h Wassertiefe (m)

z Geländehöhe (m)

$v_x, v_y$  Geschwindigkeitskomponenten in x- bzw. y-Richtung (m/s)

g Erdbeschleunigung (m/s<sup>2</sup>)

$I_{Rx}, I_{Ry}$  Reibungsgefälle (m/m)

wobei

$$H = h + z \quad (3.10)$$

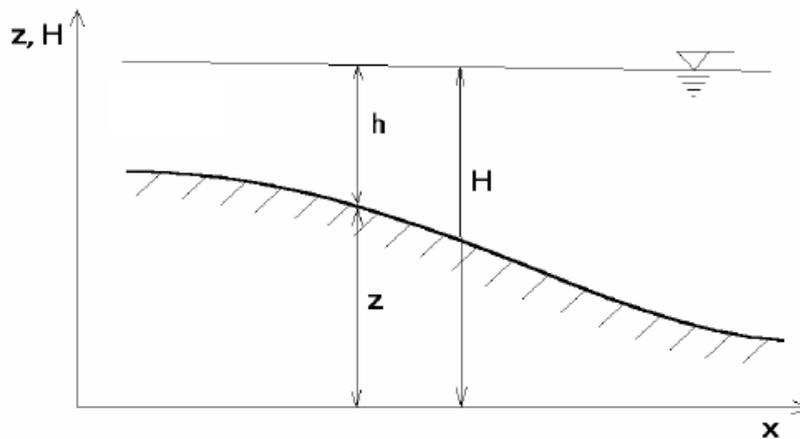


Abbildung 13: Zusammenhang von Wassertiefe (h), Geländehöhe (z) und Höhe über einem Bezugsniveau (H) für die FWG (Nujic, 2003)

Die Sohlenneigung  $I_s$  wird wie folgt berechnet:

$$I_{Sx} = -\frac{\partial z}{\partial x}, I_{Sy} = -\frac{\partial z}{\partial y} \quad (3.11)$$

Das Reibungsgefälle  $I_R$  wird mit der Darcy-Weisbach-Formel bestimmt:

$$I_R = \frac{\lambda v |v|}{2gD} \quad (3.12)$$

$$\lambda = 6,34 \frac{2gn^2}{D^{\frac{1}{3}}} \quad (3.13)$$

mit

$\lambda$	Widerstandsbeiwert laut Manning-Strickler (-)
$n = \frac{1}{k_{St}}$	Manning-Reibungskoeffizient (s/m <sup>1/3</sup> )
$D = 4r$	hydraulischer Durchmesser (m)
$r = h$	hydraulischer Radius, wird in den 2D-FWG gleich der Wassertiefe gesetzt (m)

Da die Viskosität bei den meisten Anwendungen eine geringe Rolle spielt, wird sie in HYDRO\_AS-2D vereinfacht mit einer Kombination aus dem empirischen Viskositätsansatz und dem Ansatz einer über das Element konstanten Viskosität angesetzt.

$$v = v_0 + c_\mu v^* h \quad (3.14)$$

$v_0$	abschnittsweise konstanter Wert (m <sup>2</sup> /s)
$c_\mu$	Koeffizient, standardmäßig mit 0,6 festgelegt (-)
$v^*$	Schubspannungsgeschwindigkeit (m/s)

(Nujić, 2003)

#### 3.2.4. Rauigkeiten

In Tabelle 4 sind Bereiche für Strickler-Werte verschiedener Oberflächen aus der Literatur zusammengetragen. Anhand der großen Spannweiten zeigt sich, dass die Festlegung auf einen einzelnen Wert nicht trivial ist.

**Tabelle 4: Wertbereiche für  $k_{St}$  (m<sup>1/3</sup>/s) nach verschiedenen Autoren**

Bereich	Habersack	Naudascher	Knauf	Ven-Te Chow	Lange & Lecher	Bollrich
<b>Sohle</b>	20-40	19-40	10-60	20-35	33-35	25-35
<b>Ufer</b>	12-33	-	12-40	20-30	-	-
<b>Beton</b>	-	50-60	45-60	40-60	50-60	45-60
<b>Blockstein</b>	14-25	-	15-25	30-40	15-20	20

Aus (Habersack, 1995), (Naudascher, 1992), (Knauf, o.J.), (Chow, 1959), (Lange und Lecher, 1993) sowie (Bollrich, 2007).

Auf Basis der Werte aus Tabelle 4, Beobachtungen vor Ort und Erfahrungswerten wurden die in Tabelle 5 angeführten Strickler-Werte für die Modellierung verwendet. Abbildung 14 zeigt die Rauigkeitsvergabe im Modell.

Tabelle 5: verwendete  $k_{St}$ -Werte ( $m^{1/3}/s$ )

Bereich	$k_{St}$
Sohle	34
Beton	50
OWH	30
Ufer	20
Blockstein	22

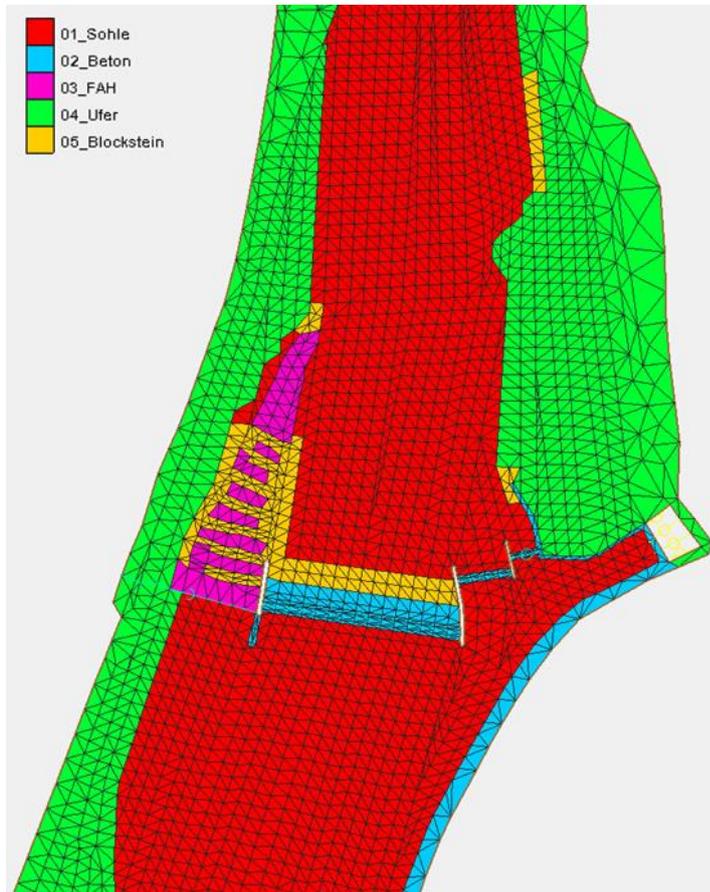


Abbildung 14: Rauigkeitsvergabe im Modell, jede Farbe stellt einen Bereich gleicher Rauigkeit dar

### 3.3. FESTSTOFFTRANSPORT

Ein im Wasser eingetauchter Festkörper wird von unterschiedlichen Kräften beeinflusst (siehe Abbildung 15). Wesentlich beteiligt sind die Gewichtskraft  $G$  und der hydrostatische Wasserdruck, welcher in einen hydrostatischen Anteil, den Auftrieb  $A$ , und in einen hydrodynamischen Anteil, den Strömungswiderstand  $W$ , aufgeteilt wird.

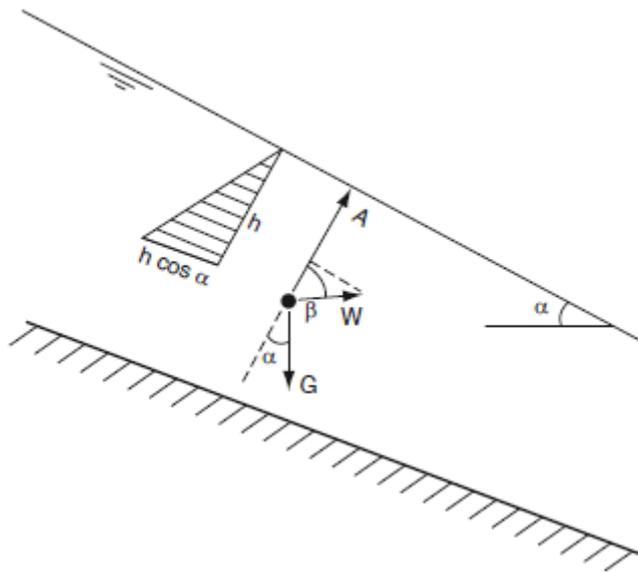


Abbildung 15: Kräfte an einem eingetauchten Festkörper (Patt und Gonsowski, 2011)

Unter der Annahme, dass der Körper gegenüber der Strömung keine Relativgeschwindigkeit aufweist und dass eine hydrostatische Druckverteilung herrscht, ergibt sich der Auftrieb zu

$$A = \rho g V \cos \alpha \quad (3.15)$$

wobei

- $\rho$  Dichte des Wassers ( $\text{kg/m}^3$ )
- $V$  Volumen des vollständig eingetauchten Körpers ( $\text{m}^3$ )
- $\alpha$  Neigung des Wasserspiegels (WSPL) ( $^\circ$ )

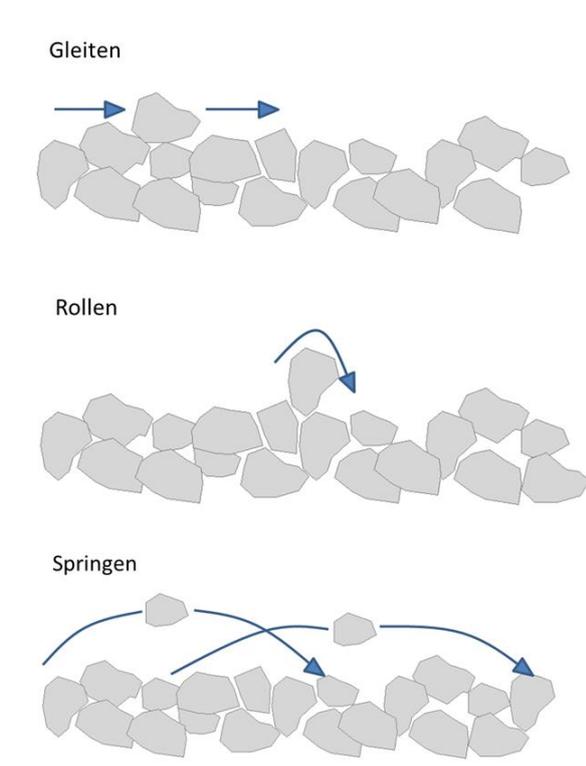
Alle Druckkräfte, die sich aus der Umströmung des Körpers ergeben, werden dem Strömungswiderstand  $W$  zugerechnet:

$$W = \rho C_W \frac{v_r^2}{2} F_W \quad (3.16)$$

mit

- $W$  Strömungswiderstand (kN)  
 $C_W$  Widerstandsbeiwert des Körpers (-)  
 $v_r$  Relativgeschwindigkeit der Strömung zum Körper (m/s)  
 $F_W$  Angriffsfläche (projiziert auf eine Ebene senkrecht zur Strömung) (m<sup>2</sup>)

Die Feststoffe werden je nach ihrer Herkunft in eingetragenes Material und Bettmaterial, welches aus der Sohle erodiert wird, unterteilt. Das eingetragene Material ist meist feinkörnig und wird überwiegend als Schwebstoff transportiert, während das Bettmaterial als Geschiebe oder als Schwebstoff transportiert wird. Der Grenzbereich zwischen diesen beiden Formen weist eine gewisse Variabilität auf. Das aus der Sohle herausgelöste Geschiebe bewegt sich gleitend, rollend oder springend fort (siehe Abbildung 16).



**Abbildung 16: Schema der Fortbewegungsformen Gleiten, Rollen und Springen von Geschiebe**

Der Feststofftransport hängt wesentlich von den Faktoren Abfluss, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und Fließgeschwindigkeitsverteilung, Gefälle, Korngröße und Korngrößenverteilung ab (Patt und Gonsowski, 2011).

Der Feststofftransport beeinflusst durch Erosion, Transport, Umlagerung und Sedimentation wesentlich die Laufentwicklung eines Fließgewässers.

Ob ein einzelnes Korn im Fluss in Bewegung gesetzt wird, kann aus dem mechanischen Ansatz (Abbildung 15) abgeleitet werden. Ist die aktuelle Sohlschubspannung  $\tau$  größer als die kritische Sohlschubspannung  $\tau_c$ , beginnt der Transport. Die kritische Sohlschubspannung ist abhängig vom Korndurchmesser und der Kornform.

$$\tau = \rho g R I \quad (3.17)$$

$\tau$       aktuelle Sohlschubspannung (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_c$      kritische Sohlschubspannung (kN/m<sup>2</sup>)

(Nachtnebel, 2010)

Die Bewegungsbereiche können nach Meyer-Peter und Müller (1948) wie folgt unterschieden werden:

$$Fr^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho)} g d_m < 0,03 \quad \text{kein Transport}$$

$$0,03 < Fr^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho)} g d_m < 0,047 \quad \text{vereinzelte Bewegungen}$$

$$Fr^* = \frac{\tau_c}{(\rho_s - \rho)} g d_m > 0,047 \quad \text{Transport}$$

Mit

$Fr^*$      Feststoff-Froude-Zahl (-)

$\rho_s$      Feststoffdichte (kg/m<sup>3</sup>), üblicher Wert = 2650 kg/m<sup>3</sup>

$d_m$      mittlerer Korndurchmesser (mm)

Hjulström wählt die Fließgeschwindigkeit als Parameter für die Einteilung (Abbildung 17), während Shields sich auf die Feststoff-Froude-Zahl ( $Fr^*$ ) sowie die Feststoff-Reynoldszahl ( $Re^*$ ) bezieht (Abbildung 18).

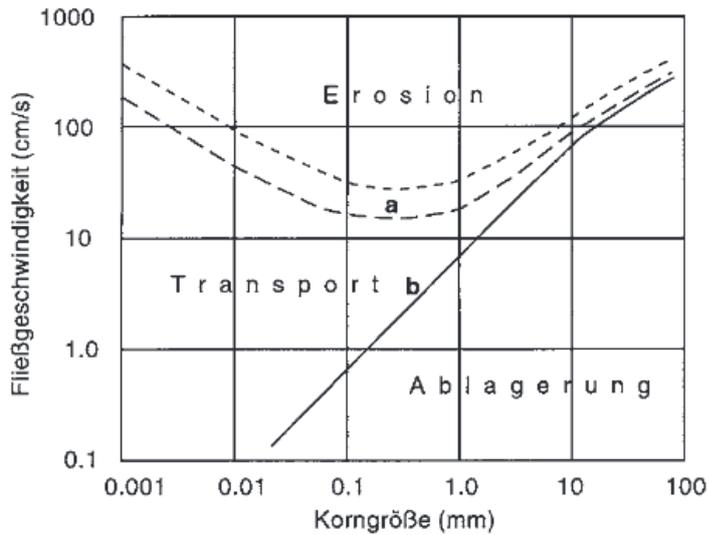


Abbildung 17: Bewegungsbeginn nach Hjulström mit Grenzgeschwindigkeit Erosion (a) und Grenzgeschwindigkeit Ablagerung (b) (Ahnert, 2015)

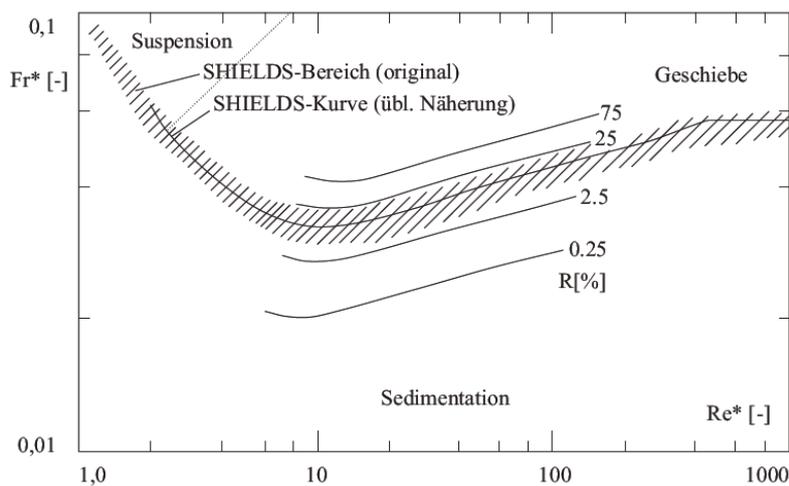


Abbildung 18: Bewegungsbeginn nach Shields (Giesecke et al., 2009)

Ob sich ein einzelnes Geschiebepartikel nun in Bewegung setzt oder nicht, hängt auch von der Lage der Körner zueinander ab: größere Partikel können kleinere abschirmen, wodurch sich letztere erst später zu bewegen beginnen als aufgrund ihres verhältnismäßig kleinen Erosionswiderstandes angenommen. Dieses Phänomen wird als „hiding-effect“ bezeichnet. Größere Körner sind wiederum stärker der Strömung ausgesetzt, halten dieser aber besser stand. Die Kombination dieser sich zum Teil aufhebenden Einflüsse bedingt, dass der Bewegungsbeginn verschiedener Fraktionen eines Korngemisches oft zugleich stattfindet (Patt et al., 2011).

Shields führte den bedeutsamen dimensionslosen Shields-Faktor  $\theta_c$  ein, welcher auch dimensionslose Sohlschubspannung genannt wird. Für eine hydraulisch raue Sohle wird ein

konstanter Wert von  $\theta_c = 0,05$  angegeben, Bathurst schlägt für steile Gerinne ab  $I=2\%$  die Ermittlung des Faktors mit untenstehender Gleichung vor.

$$\theta_c = \tau^* = \frac{\tau}{gd(\rho_s - \rho)} = \frac{hI_E}{d\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)} \quad (3.18)$$

mit

$\theta_c = \tau^*$  Shields-Faktor, dimensionslose Sohlschubspannung (-)

$d$  Korndurchmesser (mm)

$I_E$  Energieliniengefälle (m/m)

(Bathurst et al., 1982), (Bergmeister et al., 2009) und (Shields, 1936).

### 3.3.1. Berechnungsansätze

Geschiebetransportformeln lassen sich in zwei generelle Kategorien teilen:

#### Deterministische Formeln:

Der Geschiebetrieb wird über den Bewegungsbeginn beziehungsweise über die Überschreitung eines Grenzwertes (Wassertiefe, Sohlschubspannung, Abfluss) berechnet. (siehe Kapitel 3.3.1.1 (Seite 27) bis 3.3.1.8 (Seite 32))

#### Statistische Formeln:

Die Geschiebebewegung wird als Wahrscheinlichkeitsproblem aufgefasst und ist von den Geschwindigkeitsschwankungen abhängig. Statistische Ansätze sind komplex aufgebaut und liefern keine besseren Ergebnisse als weniger komplizierte (deterministische) Ansätze (siehe Kapitel 3.3.1.9 auf Seite 32) (Habersack et al., 2011).

#### 3.3.1.1. DuBoys (1879)

Die Grundannahme besteht darin, dass sich das Geschiebe in Schichten bewegt, wobei die Geschwindigkeit des Transportes von der obersten zur untersten Schicht abnimmt.

$$q_s = \rho_s g \chi \tau (\tau - \tau_c) \quad (3.19)$$

mit

$q_s$  spezifischer Geschiebetrieb pro Einheitsbreite (m<sup>2</sup>/s)

$\chi$  Geschiebekonstante (-)

(Habersack et al., 2011)

### 3.3.1.2. Schoklitsch (1930)

Schoklitsch baute auf DuBoys auf und entwickelte untenstehende Formel.

$$q_s = 2,50 I_R^{\frac{2}{3}} (q - q_{cr}) \quad (3.20)$$

mit

$$q_{cr} = 0,26 \left( \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \right)^{\frac{5}{3}} d_i^{\frac{3}{40}} I_R^{\frac{7}{6}} \quad (3.21)$$

$q = vh$  spezifischer Abfluss (m<sup>2</sup>/s)

$q_{cr}$  kritischer spezifischer Abfluss (m<sup>3</sup>/ms)

$d_i$  Korngröße, für welche i % des Materials feiner ist (mm)

(Habersack et al., 2011)

### 3.3.1.3. Meyer-Peter und Müller

1948 entwickelten Meyer-Peter und Müller eine auf zahlreichen Labormessungen beruhende Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes (Habersack et al., 2011).

$$\frac{\rho g R \left( \frac{k_{St}}{k_R} \right)^{\frac{2}{3}} I_R}{d_m} - 0,047 g (\rho_s - \rho) = 0,25^3 \sqrt{\rho} \frac{[(\rho_s - \rho) g q_s]^{\frac{2}{3}}}{d_m} \quad (3.22)$$

mit

$k_R$  Kornrauigkeit (m<sup>1/3</sup>/s)

Die Formel kann auch unter Verwendung des Shields-Faktors ( $\theta_c$ ) und der von Einstein 1950 eingeführten dimensionslosen Geschiebetransportrate

$$q^* = \frac{q_s}{d\sqrt{g\chi d}} \quad (3.23)$$

mit

$$\chi = \frac{(\rho_s - \rho)}{\rho}$$

in einer allgemeinen Form ausgedrückt werden:

$$q^* = 8(\theta - \theta_c)^{\frac{2}{3}} \quad (3.24)$$

mit

$q^*$  dimensionslose Geschiebetransportrate (-)

$\theta_c = 0,047$

$$\theta = \frac{hI_s}{\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)d_m}$$

#### 3.3.1.4. Hunziker

Hunziker gibt an, dass in der Formel von Meyer-Peter und Müller bei fraktioneller Berechnung von deckschichtfähigem Geschiebe der Sohlwiderstand unterschätzt wird und schlägt deswegen vor, den Beiwert von 8 auf 5 zu reduzieren. Er unterscheidet auch zwischen Deck- und Unterschicht. Die Formel wird für verschiedene Kornfraktionen ausgewertet.

$$q_i^* = 5p_i[\zeta_i(\theta'_{ms} - \theta_{cm})]^{1,5} \quad (3.25)$$

mit

$q_i^*$  spezifischer Geschiebetrieb je Fraktion (m<sup>2</sup>/s)

$p_i$  Anteil der Fraktion am Korngerüst (%)

$$\theta'_{ms} = \frac{u_*^2}{g\left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right)d_{mDS}}$$

$$\theta_{cm} = \theta_c \left( \frac{d_{mUS}}{d_{mDS}} \right)^{0,33}$$

$d_{mUS}$  mittlerer Korndurchmesser Unterschicht (mm)

$d_{mDS}$  mittlerer Korndurchmesser Deckschicht (mm)

$$\zeta_i = \left( \frac{d_i}{d_{mDS}} \right)^{-\alpha}$$

$$\alpha = 0,011 \theta'_{ms}{}^{-1,5} - 0,3$$

(Habersack et al., 2011)

### 3.3.1.5. Smart und Jäggi

Smart und Jäggi führten weitere Versuche auf Basis der Arbeit von Meyer-Peter und Müller durch und entwickelten folgende Formel, welche die Transportrate in erster Linie von Abfluss und Gefälle abhängig macht:

$$q_b = \frac{4}{s-1} \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} q I_S^{1,6} \left( 1 - \frac{\theta_{cr}(s-1)d_m}{h_m I s} \right) \quad (3.26)$$

$q_b$  volumetrische Geschiebetransportrate pro Einheitsbreite (m<sup>2</sup>/s)

$s$  Verhältnis von Feststoff- zu Fluidichte (-)

$\theta_{cr}=0,05$  gilt für 0,2 % < I – 20 %

$h_m$  mittlere Wassertiefe (m)

(Gertsch, 2009)

### 3.3.1.6. Zanke

Der adaptierte Berechnungsansatz nach Zanke lautet

$$G^* = 0.04 Fr \left( \frac{Fr_S^*}{Fr_{S,cr}^*} \right)^{\frac{2}{3}} Ri \quad (3.27)$$

mit

$G^*$  dimensionslose Transportkennzahl (-)

$Fr = \frac{v_m}{\sqrt{g^* h}}$  Froude-Zahl (-)

$Fr_S^* = R \frac{I}{\rho d_{50}}$  Feststoff-Froude-Zahl (-)

$Fr_{S,cr}^*$  kritische Feststoff-Froude-Zahl nach Shields () (-)

$Ri = \left[ 10 \left( \frac{Fr_S^*}{Fr_{S,cr}^*} \right)^{-9} + 1 \right]^{-1}$  Risikoparameter für  $\frac{Fr_S^*}{Fr_{S,cr}^*} \leq 2.15$  (-)

$Ri = 1$  Risikoparameter für  $\frac{Fr_S^*}{Fr_{S,cr}^*} > 2.15$  (-)

Die Feststoffmasse ergibt sich zu

$$m_F = G^* \rho_S \sqrt{g R I} d_{50} \quad (3.28)$$

$m_F$  Feststoffmasse (kg)

(Mertens, 2006)

### 3.3.1.7. Rickenmann

1991 leitete Rickenmann aus den zuvor von Meyer-Peter und Müller sowie Smart und Jäggi durchgeführten Versuchen eine weitere Geschiebetransportformel ab, welche für Gefälle von 0,04 % bis 20 % gültig ist.

$$q_b = 3,1 \left( \frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0,2} (q - q_c) S^{1,5} \frac{1}{(s - 1)^{1,5}} \quad (3.29)$$

Wobei

$$q_c = 0,065 (s - 1)^{1,67} g^{0,5} d_{50}^{1,5} S^{-1,12} \quad (3.30)$$

$q_c$  kritischer Abfluss pro Einheitsbreite bei Beginn des Sedimenttransportes (m<sup>2</sup>/s)

$S$  Gerinne- beziehungsweise Energieliniengefälle (m/m)

(Badoux und Rickenmann, 2008)

## 3.3.1.8. Engelund und Hansen

Engelund und Hansen entwickelten 1967 eine Formel zur Berechnung der aus Geschiebe- und Schwebstofftransport bestehenden Gesamtfracht. Die Grundannahme besteht darin, dass die Feststoffe über Bodenkörper (Riffel, Dünen) mit charakteristischen Eigenschaften hinwegtransportiert werden (Habersack et al., 2011).

$$q^* = 0,05 \frac{C^2}{g} \theta^{\frac{5}{2}} \quad (3.31)$$

## 3.3.1.9. Einstein

Im Gegensatz zu den anderen Gleichungen, die von einem Transportbeginn ab einem Grenzzustand ausgehen, fußt die Geschiebegleichung von Einstein auf Geschwindigkeitsschwankungen.

Laut (Habersack et al., 2011) werden für diesen Ansatz folgende Annahmen getroffen: Bewegung ist ein Wahrscheinlichkeitsproblem; das Teilchen bewegt sich, wenn der hydrodynamische Auftrieb (bzw. die Hebekräfte) größer ist als sein Gewicht; das Korn bewegt sich in Sprüngen mit bestimmter Frequenz; die durchschnittliche Entfernung, die ein Teilchen von Ablagerung zu Ablagerung wandert, ist für jedes Teilchen konstant und unabhängig von den Strömungsbedingungen (ca. 100 x d); die Wahrscheinlichkeit der Wiederablagerung eines bewegten Teilchens ist an allen Punkten der Sohle gleich groß; die transportierte Masse hängt von der Anzahl der Körner ab, die sich in einer bestimmten Zeit bewegen; es findet ein intensiver Austausch zwischen dem transportierten Sediment und dem Bett statt.

Die Gleichung kann vereinfacht werden zu:

$$A^* \Phi = p = f(B^* \Psi) \quad (3.32)$$

Mit den Konstanten  $A^*=43,5$  und  $B^*=0,143$  und den Intensitäten

$$\Phi = q_s \sqrt{\frac{\rho}{\rho_s - \rho} \frac{1}{g d^3}} = G^* * Fr^{*\frac{3}{2}} \quad (3.33)$$

$$\Psi = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \frac{d}{I_R R'_H} = \frac{1}{Fr^*} \quad (3.34)$$

$R'_H$  bezogener hydraulischer Radius (m)

In der Formel wird sowohl die Kornrauigkeit als auch der Formwiderstand des Gerinnes berücksichtigt (Habersack et al., 2011), (Zanke, 1982).

### 3.3.2. Gültigkeitsbereiche

Die meisten der oben angeführten Transportformeln wurden unter bestimmten Laborbedingungen entwickelt. Daher ist darauf zu achten, ob der gewählte Ansatz auf das zu untersuchende Gebiet übertragbar ist. Tabelle 6 zeigt die Gültigkeitsbereiche einiger Transportformeln aus der Literatur.

**Tabelle 6: Gültigkeitsbereiche ausgewählter Geschiebetransportformeln**

<b>Formel</b>	<b>d (mm)</b>	<b>d50 (mm)</b>	<b>l (m/m)</b>
<b>Schocklitsch</b>	0,3 – 4,9	-	0,00012 – 0,055
<b>Meyer-Peter/Müller</b>	0,4 - 29	-	0,0004 – 0,02
<b>Smart / Jäggi</b>	-	-	< 0,2
<b>Zanke</b>	0,04 - 30	-	-
<b>Rickenmann</b>	-	-	0,0004 – 0,2
<b>Engelund / Hansen</b>	0,2 - 1	> 0,15	-
<b>Einstein</b>	0,78 - 29	-	0,00037 – 0,018

Aus (USACE, 2002), (Badoux und Rickenmann, 2008) und (Mertens, 2006).

### 3.3.3. Kornverteilung

Im vom Gewässerbezirk Gmunden zur Verfügung gestellten Bericht sind zwei Linienzahlanalysen (LZA) zu finden, die in der Nähe des Projektstandortes aufgenommen wurden.

LZA 25 (Abbildung 19 und Tabelle 7) wurde an einer Schotterbank am Gleitufer der Alm oberhalb des Gangljodlwehrs aufgenommen und zeigt daher sowohl in der Deck- als auch in der Unterschicht (Grundsicht) deutlich feinere Korndurchmesser als LZA 26 (Abbildung 20 und Tabelle 8), die leicht stromabwärts des Gangljodlwehrs aufgenommen wurde (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006). LZA 26 zeigt Korndurchmesser, die für Gebirgsflüsse wie die Alm repräsentativ erscheinen, während LZA 25 als tendenziell feiner auffällt.

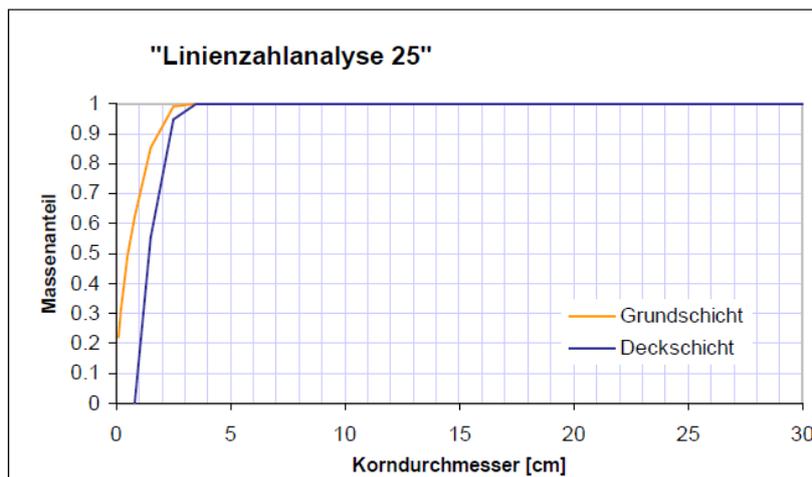


Abbildung 19: Kornverteilung Linienzahlanalyse 25, Flkm. 34,25 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006)

Tabelle 7: Linienzahlanalyse 25, Flkm. 34,25 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006)

Durchmesser (mm)	Unterschicht	Deckschicht
<b>d30</b>	1,8	11,8
<b>d50</b>	5,2	14,3
<b>d90</b>	18,5	23,8
<b>d<sub>m</sub></b>	9,4	20,0

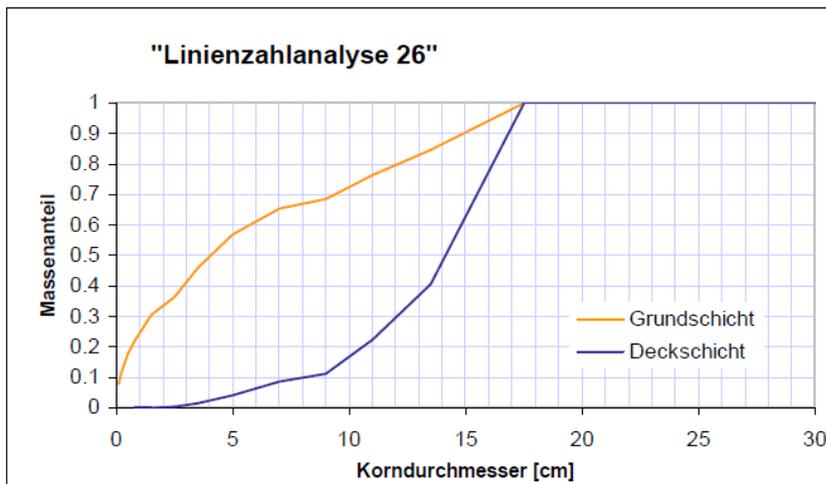


Abbildung 20: Kornverteilung Linienzahlanalyse 26, Flkm. 33,48 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006)

Tabelle 8: Linienzahlanalyse 26, Flkm. 33,48 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH and DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006)

Durchmesser (mm)	Unterschicht	Deckschicht
d30	14,5	120,5
d50	40,5	141,4
d90	148,9	168,3
d <sub>m</sub>	67,8	148,1

Durch die reduzierte Fließgeschwindigkeit vor Wehranlagen nimmt der mittlere Korndurchmesser im Oberwasser nach und nach ab, das Geschiebe wird gleichförmiger und feinkörniger, je näher an der Wehranlage es abgelagert wird (fraktionierter Transport). LZA 25 weist die kleineren Korndurchmesser auf, daher wäre diese Kornverteilung für Analysen im Staubereich relevant. Außerdem begünstigen die in LZA 25 vorhandenen Korndurchmesser das Laichverhalten einiger Fischarten, weshalb diese Kornverteilung auch für Fragestellungen, die Habitate betreffen, interessant wäre. LZA 26 ist typisch für das Gebiet im Allgemeinen und wird daher für die Modellierungen herangezogen. In den Modellen wird der mittlere Korndurchmesser ( $d_m$ ) der Unterschicht verwendet.

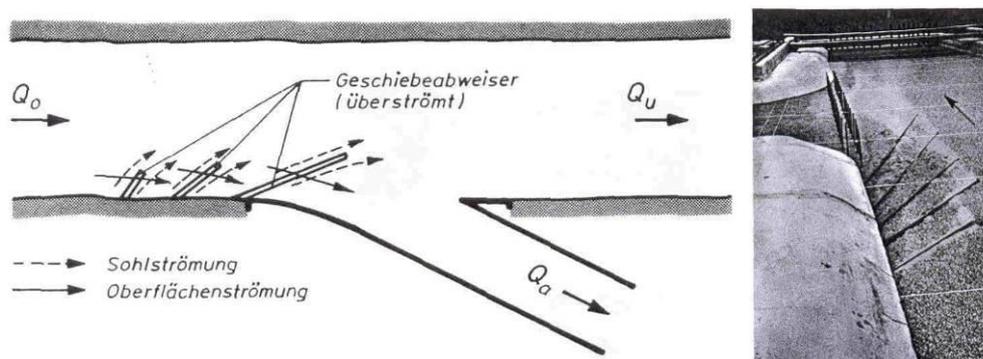
### 3.4. **MABNAHMEN**

Um die in Kapitel 1.1 auf Seite 2 definierten Probleme zu erleichtern, wurden drei Maßnahmenpakete (siehe Kapitel 4.3 auf Seite 47) erstellt, welche auf den in diesem Kapitel erläuterten theoretischen Konzepten beruhen.

Die Verteilung der Feststofffrachten ist dahingehend zu beeinflussen, dass die OWH und ihr Einlaufbereich nicht verlanden sowie dass sich das eingetragene Geschiebe im Bereich vor dem Querbauwerk konzentriert, von wo aus es durch Stauraumpülungen leichter zu entfernen ist.

#### 3.4.1. Geschiebeabweiser

Als Maßnahme bieten sich für das vorliegende Problem fächerartige Leitschwellen (Abbildung 21) an. Das Prinzip ist physikalisch nachgewiesen und findet sich im Kern bei der Anwendung von Lenk- bzw. Sohlgrundbuhnen wieder.



**Abbildung 21: Geschiebeabweisung durch fächerartige Leitschwellen (Scheuerlein, 1984)**

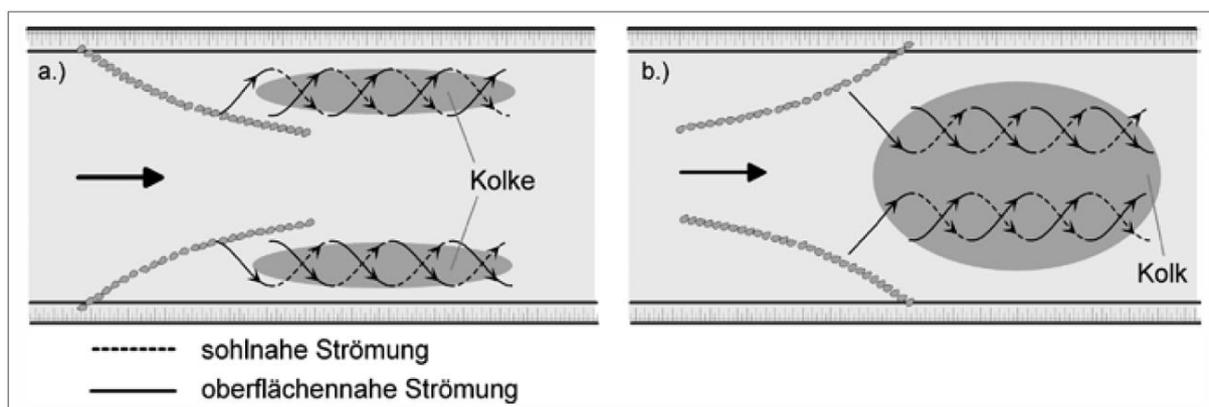
Dabei werden niedrige Bauelemente fächerartig (zum Beispiel verankerte Baumstämme oder „Mann-an-Mann“ gerammte Pfahlreihen) vor dem zu schützenden Bereich errichtet. Je höher die Fächerelemente ausgeführt werden, desto mehr zeigen sich die Lenkwirkung und auch die Beeinflussung der WSPL-Lagen.

In den Räumen zwischen den Fächern soll sich eine Spiralströmung ausbilden, die Material aus den Fächerfeldern in Richtung Flussmitte transportiert, wo sich eine „Sedimentfahne“ ausbilden soll. Wichtig ist dabei ein möglichst scharfkantiger Übergang, um die Ausbildung starker Spiralströmungen zu fördern. Das Grundprinzip der Strömungsbildung ist auch in der nachfolgenden Konzeption (Abbildung 22) ersichtlich. Das Konzept kann schrittweise erweitert werden (Verlängerung der Fächer oder Erweiterung flussauf).

### 3.4.2. Strömungstrichter

Das Konzept deklinant angeordneter Strömungstrichter (Sindelar und Mende, 2009) wäre ebenfalls ein günstiger Ansatz zur Problemlösung. In Abbildung 22 a ist der für die gegenständliche Problemstellung denkbare Ansatz dargestellt. Dieses Konzept ist mit dem Prinzip des Geschiebeabweisers vergleichbar.

Analog zum Geschiebeabweiser wird hinter dem Trichterelement eine Spiralströmung erzeugt, die eingetragenes Material aus dem Bereich abtransportiert. Die Bauanordnung selbst lenkt sohnnahe, gröberes Material entlang dem Bauwerk und über den zu schützenden Bereich hinaus ab.



**Abbildung 22: Konzept Strömungstrichter: a) deklinante und b) inklinante Anordnung (Sindelar und Mende, 2009)**

Beim gegenständlichen Projekt würde nur die halbe Seite des deklinant angeordneten Strömungstrichters eingebaut, die Wirkung wird überprüft.

### 3.4.3. Pfahlkolke (Konzept)

Das Konzept der Pfahlkolke wurde bisher nicht wissenschaftlich untersucht. Es gilt zu untersuchen, ob es im Bereich der Pfähle durch eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit zu einer Kolkbildung kommt (siehe Abbildung 23). Das Konzept kann in Form eines Leitelements umgesetzt werden. Abbildung 24 zeigt eine mögliche Variante, die Einbindung in das Ufer erfolgt mit Blocksteinen, Holzpfähle werden „Mann-an-Mann“ eingebracht. Die zur Ausbildung der Kolke erforderlichen Abstände sind zu untersuchen. Es muss auf eine ausreichende Einbindetiefe geachtet werden, um Instabilitäten der Pfähle bei Abtragung der Sohle zu vermeiden. Durch die erweiterten Abstände zwischen den Pfählen sollen sich somit neue Fließwege ergeben (siehe Abbildung 24).

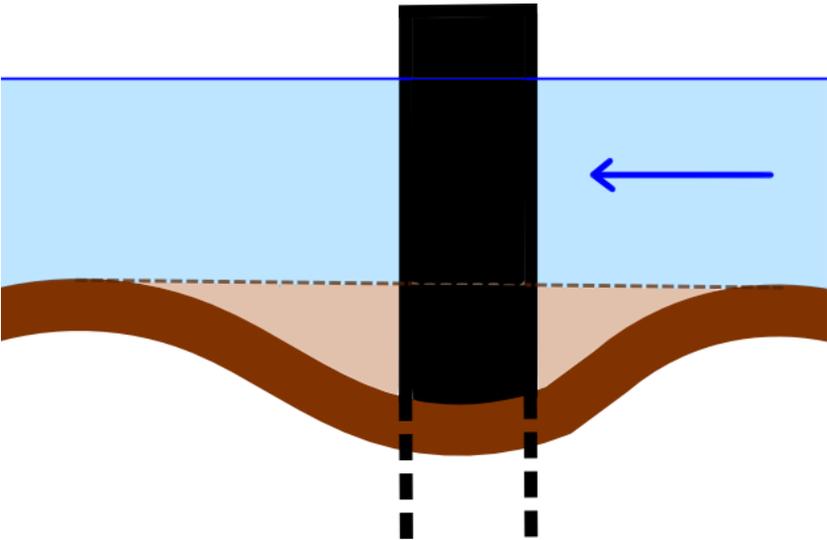


Abbildung 23: Schema der Ausbildung eines Pfahlkolks

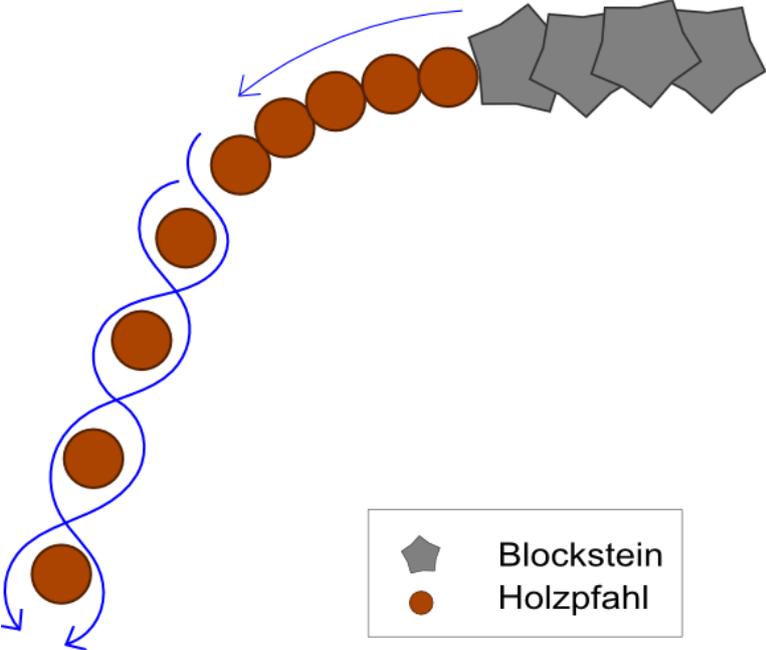


Abbildung 24: theoretische Fließwege um die Pfähle

### 3.5. **MODELLIERUNG**

#### 3.5.1. Modellaufbau

Der Modellaufbau erfolgte auf Basis einer Vermessung in Verbindung mit einem Airborne Laserscan (Rasterauflösung 10 m, Quelle CORINE Landcover) und unter Zuhilfenahme bestehender Pläne (Entnahme von Höhenkoten). Die Vermessung wurde am 4.11.2016 als Kombination einer terrestrischen Vermessung und einer RTK-DGPS-Messung durchgeführt. Aus den gesammelten Daten wurde mittels einer Spezialsoftware (Laser\_as-2D) ein homogenes, digitales Geländemodell generiert. Der weitere Aufbau des Modells erfolgte mit der Software SMS (Surface-Water Modeling System) der Firma Aquaveo (flussbau iC GesmbH, 2017).

Das Modell des aktuellen Zustands wurde schrittweise erweitert beziehungsweise umgebaut, um die verschiedenen Ausgangssituationen abzubilden (siehe dazu auch Kapitel 3.5.4 auf Seite 41 und Kapitel 4.4 auf Seite 60).

#### 3.5.2. Berechnungsmethoden

Die Abflussmodellierung erfolgte mit der Software HYDRO\_AS-2D. Die von Dr. Marinko Nujić entwickelte Software HYDRO\_AS-2D dient zur zweidimensionalen Modellierung von Fließgewässern. Sie wird zur Erfassung komplexer Strömungsverhältnisse eingesetzt, bei denen eindimensionale Modelle keine zuverlässigen Aussagen mehr treffen können. Das explizite Zeitschrittverfahren sorgt für eine zeitgenaue Simulation des Wellenablaufes (Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen, 2018).

Für die numerische Simulation ist eine Diskretisierung, also eine Aufteilung des Gesamtgebiets in eine bestimmte Anzahl an diskreten Elementen, erforderlich. Das im Programm integrierte Verfahren beruht auf der numerischen Lösung der Flachwassergleichungen (siehe auch Kapitel 3.2.3 auf Seite 19) mit einer räumlichen Diskretisierung nach der Finite-Volumen Methode (Nujić, 2003). Bei der Finite-Volumen-Methode wird das Gebiet in finite, also nicht überlappende, Bereiche unterteilt. Jedem dieser Bereiche (Kontrollvolumina) wird ein Knoten zugeordnet, an welchem die diskreten Werte gespeichert werden. Die durch Integration der Kontinuitätsgleichungen über die Kontrollvolumina entstehenden Volumenintegrale können mit dem Satz von Gauss in Oberflächenintegrale umgewandelt werden. In Kombination mit geeigneten Randbedingungen entsteht ein algebraisches Gleichungssystem, welches numerisch gelöst werden kann (Hickel, 2013).

Mittels des numerischen hydrodynamischen Modells HYDRO\_AS-2D wurden entsprechende Hochwassersimulationen durchgeführt und die Ergebnisse dargestellt (siehe Kapitel 1.1 auf Seite 44).

Die Geschiebemodellierung wurde mit der Software BASEMENT (Basic Simulation Environment) der ETH Zürich durchgeführt. Hierbei handelt es sich um eine frei zugängliche Softwareanwendung für hydro- und morphodynamisches Modellieren. Sie wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie am Departement Bau, Umwelt und Geomatik entwickelt. Aufgrund der Gültigkeitsbereiche (siehe Tabelle 6) und basierend auf Erfahrungswerten wurde der Ansatz nach Smart und Jäggi (Einkorn) (siehe Kapitel 1.1 auf Seite 30) angewendet.

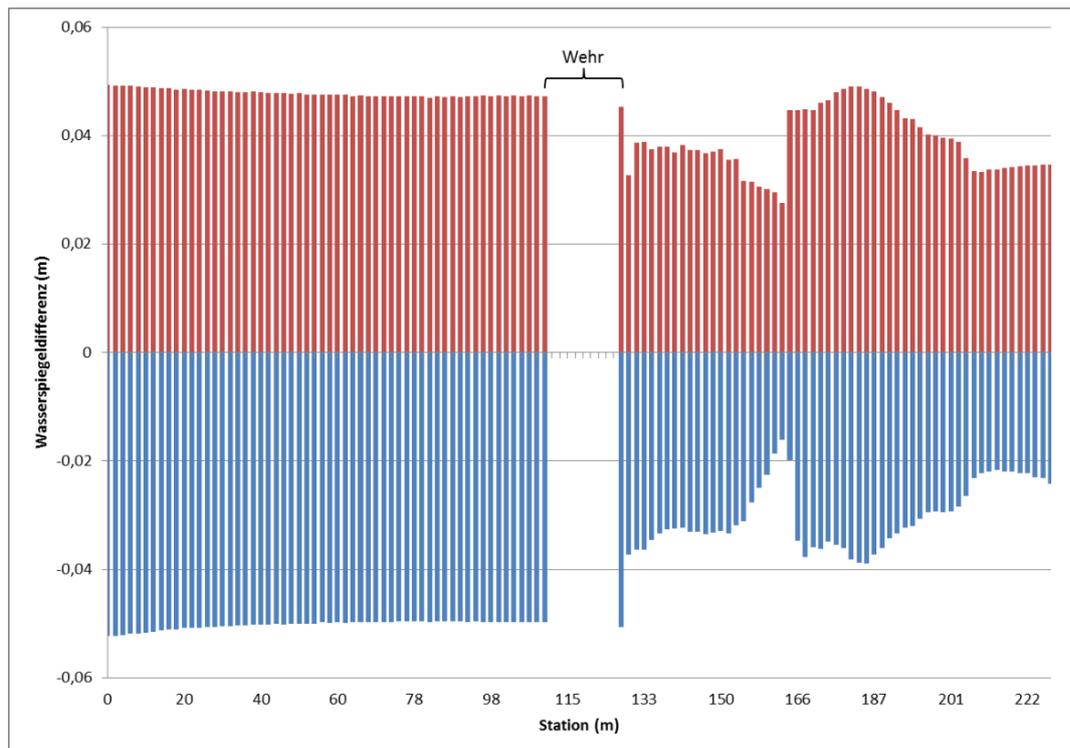
### 3.5.3. Kalibrierung / Sensitivitätsanalyse

In unmittelbarer Umgebung des Projektstandortes lagen keine Wasserstands-Abflussbeziehungen zur Durchführung einer detaillierten Kalibrierung des Modells vor. Daher wurde eine Sensitivitätsanalyse vorgenommen, wozu die aus drei verschiedenen Rauigkeitsdefinitionen errechneten Wasserspiegel(W SPL)-Lagen im Längenschnitt verglichen wurden. Die gewählten Strickler-Werte („Standard“) wurden um 10 % verringert („rau“) beziehungsweise erhöht („glatt“) (siehe Tabelle 9). Die jeweiligen Differenzen der WSPL-Lagen der „rauen“ und der „glatten“ Variante zum Standard liegen bei Mittelwasser im Subdezimeterbereich (siehe Abbildung 25). Der Längenschnitt wurde beim Wehr unterbrochen, da sich hier aufgrund der 2D - Berechnungsweise (Tiefenmittelung) nicht repräsentative Werte ergeben.

Aufgrund der geringen WSPL-Differenzen und aufgrund von Erfahrungswerten wurde in den Modellen mit den Rauigkeiten „Standard“ gerechnet.

**Tabelle 9:  $k_{St}$ -Werte ( $m^{1/3}/s$ ) in der Sensitivitätsanalyse**

<b>Bereich</b>	<b>Standard</b>	<b>rau</b>	<b>glatt</b>
<b>Sohle</b>	34	30,6	37,4
<b>Beton</b>	50	45	55
<b>OWH</b>	30	27	33
<b>Ufer</b>	20	18	22
<b>Blockstein</b>	22	19,8	24,2



**Abbildung 25: WSPL-Differenzen im Längenschnitt rau-Standard (rot) und glatt-Standard (blau) aus der Sensitivitätsanalyse**

#### 3.5.4. Szenarien

Eine Übersicht aller Rechenläufe ist Tabelle 10 zu entnehmen.

Um einen Eindruck des hydrodynamischen Verhaltens im Projektgebiet gewinnen zu können, erfolgte zunächst eine hydrodynamische Berechnung verschiedener größerer Hochwasserereignisse (Jährlichkeit von 30, 100 und 300 Jahren -  $HQ_{30}$ ,  $HQ_{100}$ ,  $HQ_{300}$ ).

Im aktuellen Zustand sollten  $HQ_1$ ,  $HQ_5$  und  $HQ_{10}$  jeweils hydrodynamisch wie auch mit Sedimenttransport modelliert werden. Im nächsten Schritt wurden die gleichen Szenarien auch für den Zustand mit ausgewählten Maßnahmen berechnet.

Anknüpfend daran sollten auch Rechenläufe, die eine Normalabflussperiode über 5 Tage ohne Geschiebezugabe aber mit Geschiebetransport beinhalten, simuliert werden. In beiden Zuständen wurde dafür zunächst mit geöffneten Schützen und hochgeklapptem Wehr gerechnet, dann mit geschlossenen Schützen, hochgeklapptem Wehr und einer Entnahme von  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ausbaudurchfluss, siehe Kapitel 1.1 auf Seite 13) am Werkskanal.

Außerdem erfolgte eine Analyse verschiedener Varianten einer Remobilisierung des Stauraumes. Dazu wurde einerseits mit geöffneten Schützen und hochgeklapptem Wehr gerechnet, andererseits mit geschlossenen Schützen und vier verschiedenen Absenkungen der Wehrklappe.

In der Qualitätszielverordnung Ökologie Oberflächengewässer § 13 (4) (BMLFUW, 2010) wird festgelegt, dass der gute hydromorphologische Zustand gegeben ist, wenn bei MQ die mittlere Fließgeschwindigkeit im Querprofil einen Wert von 0,3 m/s nur „auf kurzen Strecken“ unterschreitet. Dieser Gedanke wird im Zukunftsmodell „Kleinwasserkraft 2040“ aufgegriffen: Ziel ist die eigenständige Sanierung der Fließgewässer durch teilweise Verlandung von Stauräumen. Da der Geschiebetrieb an der Alm vergleichsweise intakt ist, bietet sich das Kraftwerk Gangljodl als idealer Standort für diesbezügliche Untersuchungen an. Daher sollte im letzten Szenario überprüft werden, welche Fließverhältnisse derzeit und nach einem HQ<sub>5</sub>-Ereignis im Stauraum vorherrschen. Es sollte außerdem untersucht werden, ob die Verlandung bereits so weit fortgeschritten ist, dass keine anthropogene Reduktion der Fließgeschwindigkeit mehr auftritt. Dazu wurden Berechnungen bei Mittelwasserführung und bei Auftreten des arithmetischen Mittelwerts der Jahresniedrigstwerte MJNQT durchgeführt.

**Tabelle 10: Übersicht der Rechenläufe**

<b>Szenario</b>	<b>Modellzustand</b>	<b>stationär / instationär</b>	<b>Qmax (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Qsedmax (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Laufzeit (s)</b>
<b>HQ<sub>30</sub></b>	Ist	Instationär	265	kein	116100
<b>HQ<sub>100</sub></b>	Ist	Instationär	339	kein	116100
<b>HQ<sub>300</sub></b>	Ist	Instationär	395	kein	116100
<b>HQ<sub>1</sub></b>	Ist	Instationär	103	0,005	116100
	Maßnahmen	Instationär	103	0,005	116100
<b>HQ<sub>5</sub></b>	Ist	Instationär	174	0,01	116100
	Maßnahmen	Instationär	174	0,01	116100
<b>HQ<sub>10</sub></b>	Ist	Instationär	213	0,013	116100
	Maßnahmen	Instationär	213	0,013	116100
<b>MQ Offen</b>	Ist	Stationär	10	kein	548100
	Maßnahmen	Stationär	10	kein	548100
<b>MQ geschlossen</b>	Ist	Stationär	10	kein	548100
	Maßnahmen	Stationär	10	kein	548100
<b>Remobilisierung</b>	offen (4)	Stationär	10	kein	18000
	geschlossen	Stationär	10	kein	18000
<b>Stau MQ</b>	Ist	Stationär	10	kein	14400
	nach HQ <sub>5</sub>	Stationär	10	kein	14400
<b>Stau MJNQT</b>	Ist	Stationär	2,57	kein	14400
	nach HQ <sub>5</sub>	Stationär	2,57	kein	14400

## 4. ERGEBNISSE

### 4.1. *HYDROLOGIE*

#### 4.1.1. Dauerlinien

Abbildung 26 zeigt die in Kapitel 3.1.11 (Seite 16) erwähnten Dauerlinien. Zur Lesart: der Abfluss von  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  wird durchschnittlich an 30 Tagen im Jahr überschritten (blaue Linie) beziehungsweise unterschritten (rote Linie). Die Dauerlinien werden zur Ermittlung der Geschiebefrachten benötigt (siehe Kapitel 4.2 auf Seite 44).

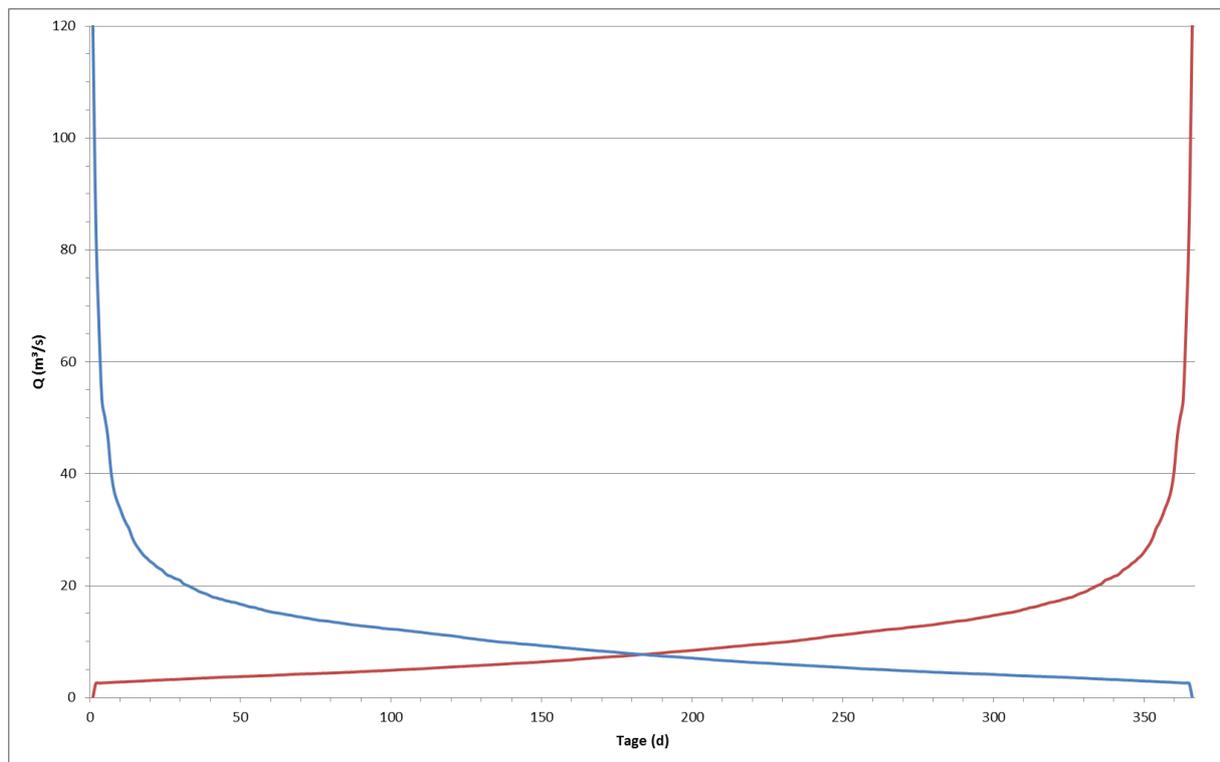
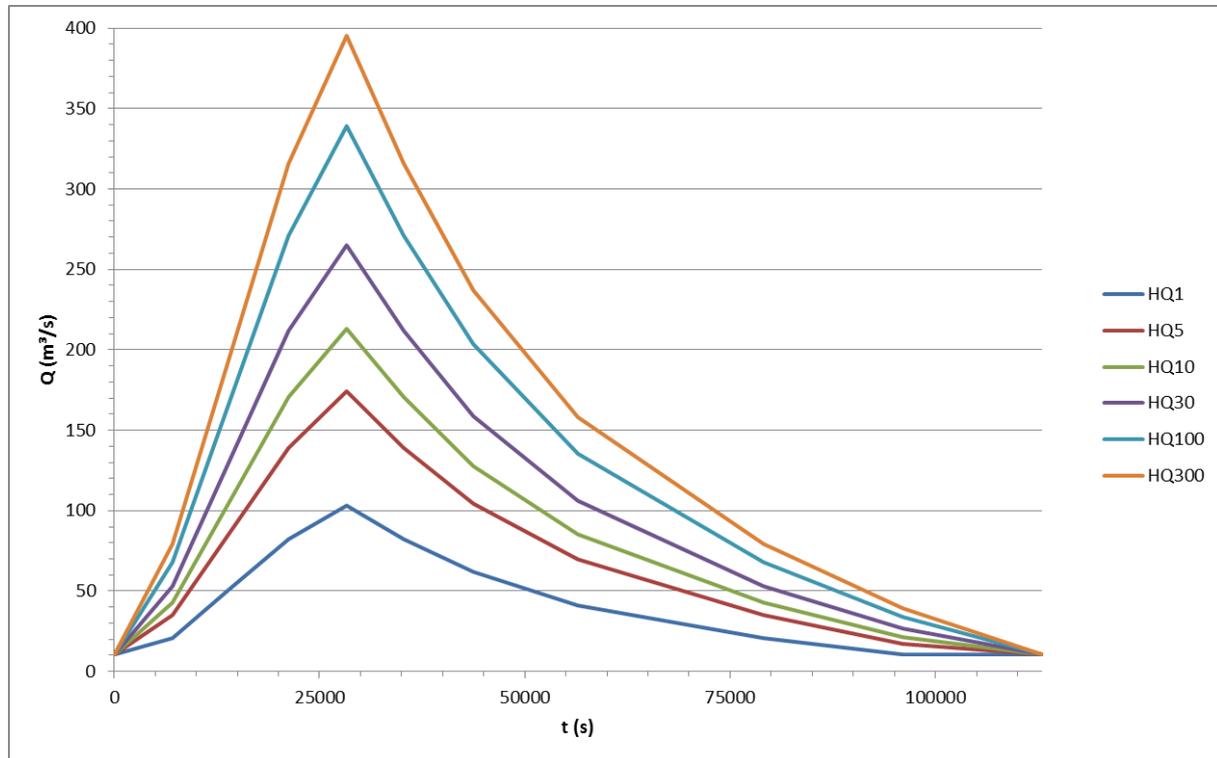


Abbildung 26: Unterschreitungsdauerlinie (rot) und Überschreitungsdauerlinie (blau)

#### 4.1.2. Krepwellen

In Abbildung 27 sind die nach Krep generierten Hochwasserwellen für HQ<sub>1</sub>, HQ<sub>5</sub>, HQ<sub>10</sub>, HQ<sub>30</sub>, HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>300</sub> zu sehen.



**Abbildung 27: Krepwellen verschiedener Hochwasserereignisse**

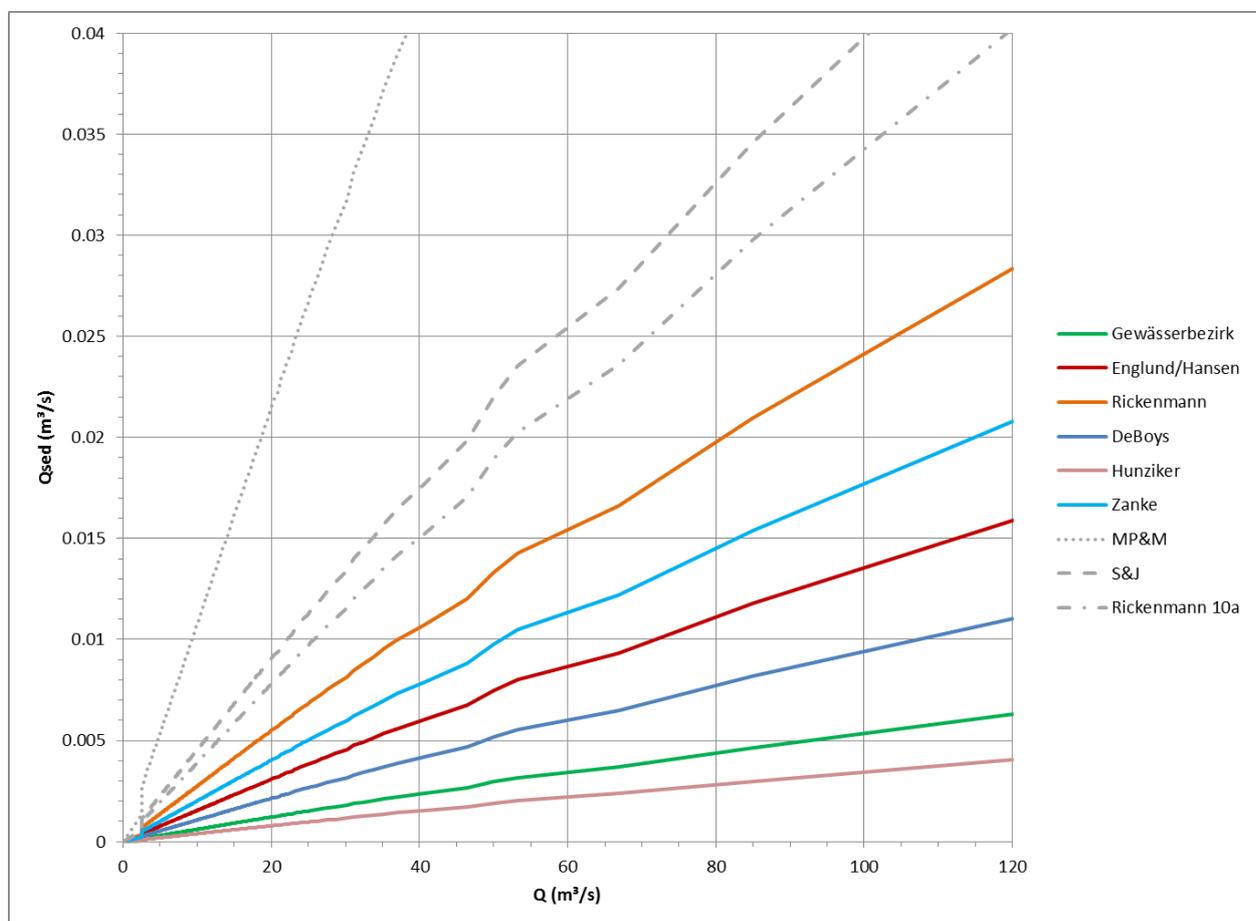
Der Eingangswert für das arithmetische Mittel der Jahresniedrigstwerte (MJNQT) ergibt sich aufgrund der Distanz der beiden Messstellen (Pegel Grünau und Pegel Friedlmühle, siehe auch Tabelle 1) zu MJNQT = 2,57 m³/s.

## 4.2. **FESTSTOFFTRANSPORT**

Mit Hilfe von errechneten Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten bei bestimmten Durchflüssen aus der Dauerlinie (siehe Kapitel 4.1.1 auf Seite 43) am Gangljodlwehr konnten für beide Kornverteilungen potenzielle Jahresfrachten für verschiedene Transportformeln abgeschätzt werden. Durch Variation der Parameter der Formeln (Breite des Gerinnes, Gefälle, Rauigkeit) wurden im Sinne einer Sensitivitätsanalyse Spannweiten der Jahresfrachten errechnet. Dies war notwendig, weil, wie oben erwähnt, die Transportformeln auf unterschiedlichen Annahmen beruhen und durchwegs zu über- oder unterschätzenden Ergebnissen führen. Im nächsten Schritt wurden alle nicht plausiblen Ergebnisse

ausgeschieden und aus den verbliebenen Werten Mittel gebildet. Die Jahresfrachten des Geschiebes konnten nun auf die Jahresfracht des Abflusses (Dauerlinie) bezogen werden, jedem Abfluss der Dauerlinie ( $Q$  in  $m^3/s$ ) wurde ein Geschiebetransport ( $Q_{sed}$  in  $m^3/s$ ) zugeordnet. Dieser Vorgang wurde einmal mit dem Modell des aktuellen Zustands und einmal mit dem Modell mit eingebautem Bühnenfächer und abgesenkter Wehrklappe durchgeführt.

Abbildung 28 zeigt den Zusammenhang zwischen  $Q$  und  $Q_{sed}$  beispielhaft für den aktuellen Zustand und LZA 25. Die großen Schwankungen in den Jahresfrachten führen zu sehr weit streuenden Ergebnissen, in der Abbildung sind zu Anschauungszwecken alle Ergebnisse repräsentiert.



**Abbildung 28: Zusammenhang zwischen Durchfluss ( $Q$ ) und Geschiebetransport ( $Q_{sed}$ ) für LZA 25 im aktuellen Zustand für verschiedene Transportformeln**

In dem vom Gewässerbezirk Gmunden zur Verfügung gestellten Bericht wird am Projektstandort eine jährliche Geschiebefracht von  $20000 m^3/a$  ausgewiesen. Dieser Wert wird in Folge als Eingangsgröße verwendet. Zu jedem Durchfluss  $Q$  aus der Dauerlinie wird (gegebenenfalls durch Extrapolation) ein Spitzenwert für  $Q_{sed}$  gesucht. Im nächsten Schritt wird eine Geschiebewelle erstellt, die die gleiche Form wie die zugehörige Durchflusswelle

aufweist (Skalierung). Das Ergebnis dieses Vorgangs ist in Abbildung 29 exemplarisch für  $HQ_1$  im aktuellen Zustand mit LZA 26 dargestellt.

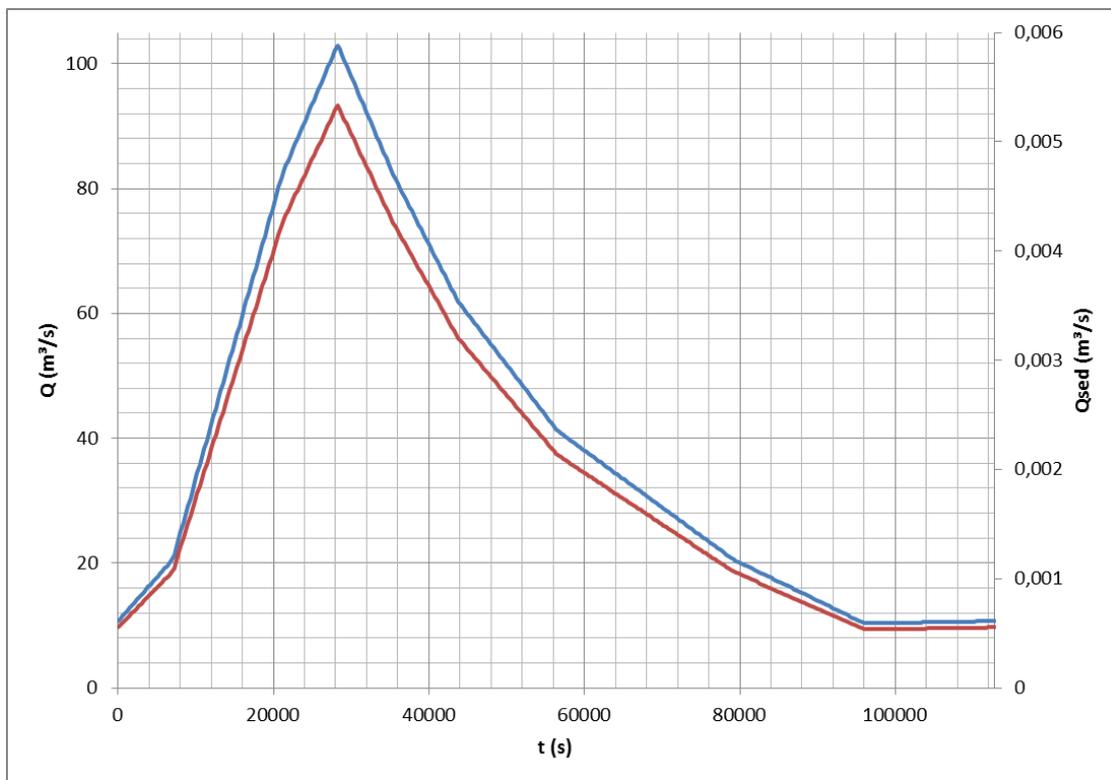


Abbildung 29:  $HQ_1$ -Wellen für  $Q$  (blau) und  $Q_{sed}$  (rot) für LZA 26

### 4.3. MAßNAHMENKONZEPTE

Unter Anwendung der in Kapitel 3.4 ab Seite 36 beschriebenen theoretischen Ansätze wurden drei verschiedene Maßnahmen herausgearbeitet. Abbildung 30 zeigt die Bereiche, in denen sie eingebracht werden sollen. Maßnahme 1 bezieht sich direkt auf den oberwassereitigen Ein- bzw. Ausstiegsbereich der OWH, Maßnahme 2 betrifft den Stauraum und Maßnahme 3 die lange Wehrklappe.

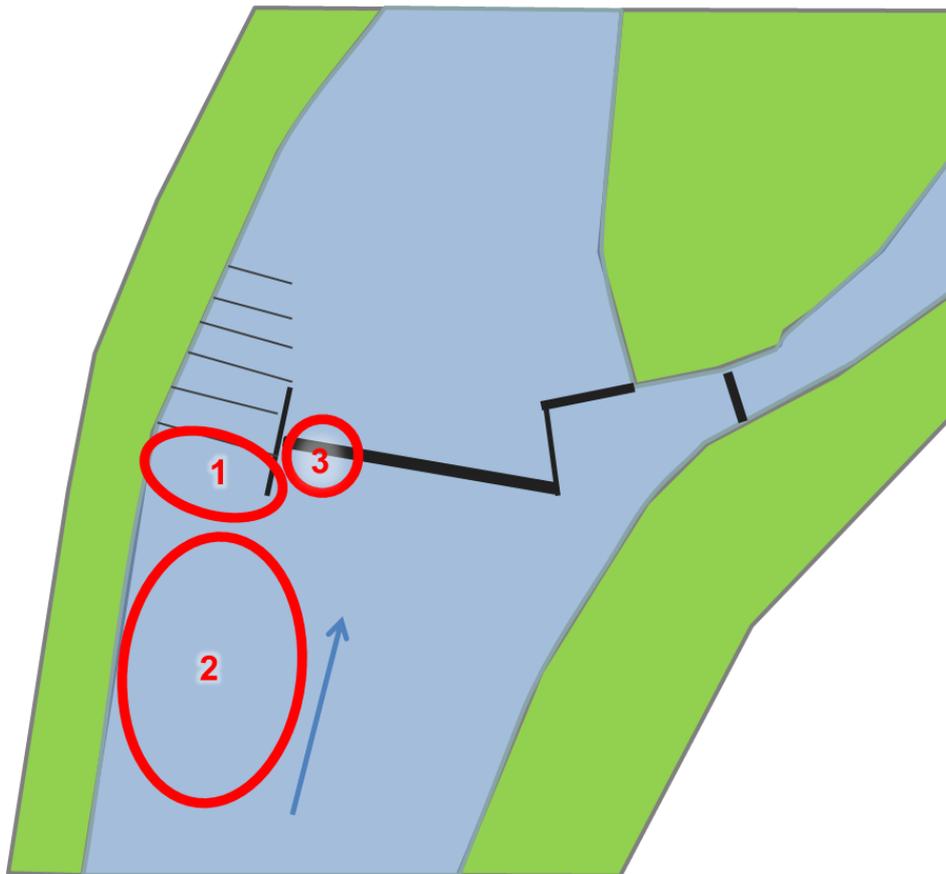


Abbildung 30: Lage der Maßnahmen am KW Gangljodl, 1: Ein-/ Ausstiegsbereich der OWH, 2: Leitelemente im Stauraum, 3: Unterteilung der Wehrklappe

#### 4.3.1. Maßnahme 1

Maßnahme 1 bezieht sich direkt auf die Verbesserung der Einlaufsituation an der OWH. Aktuell wird durch die große Breite des Einlaufes eine sehr geringe Wassertiefe erreicht, wodurch Wanderbewegungen von Wasserorganismen behindert werden. Durch den Umbau des Einlaufbereiches sollen größere Wassertiefen möglich gemacht werden. Das vorgeschlagene Maßnahmenkonzept besteht aus fünf Elementen (E1- E5). In Abbildung 31 sind die einzelnen Elemente schematisch dargestellt, ihre Funktion wird im Folgenden beschrieben.

Elemente:

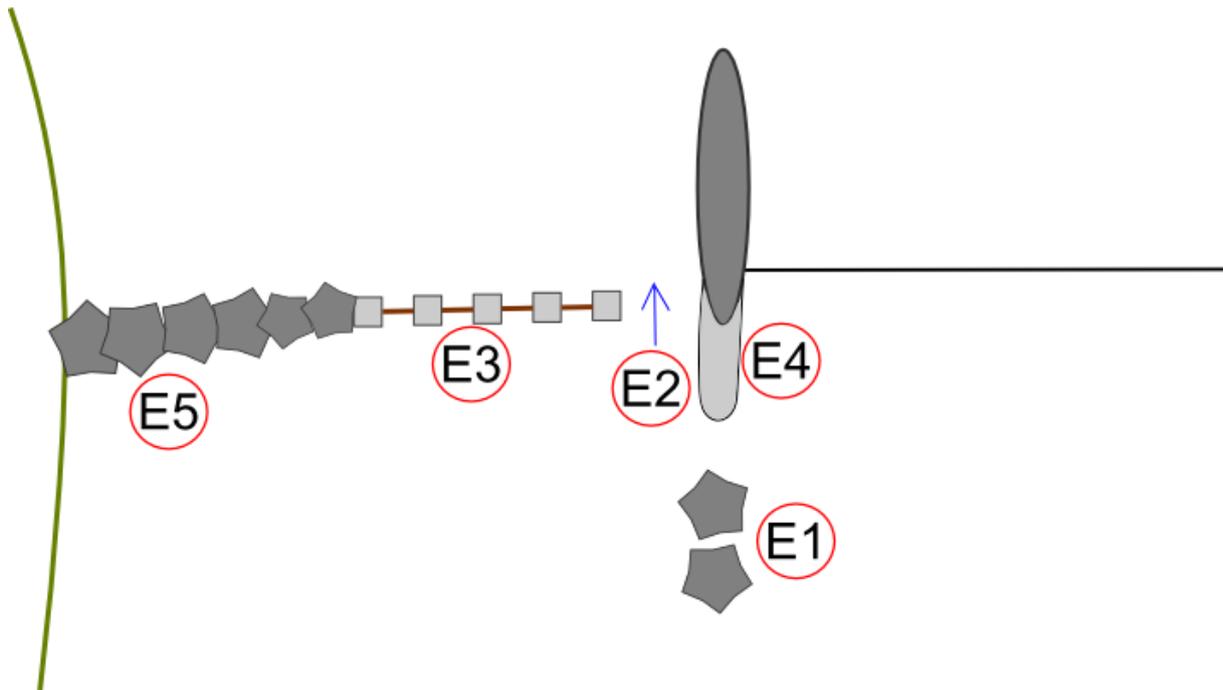
**E1:** Blocksteine

**E2:** Entfernung Ortbeton

**E3:** Einbringung von Bohlen zwischen I-Profilen

**E4:** Erhöhung Sporn

**E5:** linksufrige Anpassung



**Abbildung 31: Maßnahme 1 mit den Elementen 1-5 am Ein-/ Ausstiegsbereich der OWH**

Flussauf des Sporns werden zwei große Steine (Blocksteine) eingebracht (E1), deren Funktion in der Sicherung des Flussbetts sowie die Teilung der Strömung besteht (siehe Abbildung 32). Auch hier kann der vorher an den Pfählen beschriebene Kolk durch eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeiten auftreten (siehe Kapitel 3.4.3 auf Seite 37). Dadurch würde sich theoretisch zwischen den Blocksteinen der Beginn der Tiefenrinne zur OWH ausbilden.



**Abbildung 32: projizierte Lage der Blocksteine aus E1 stromaufwärtig des Sporns (11.05.2016)**

Zwischen dem Sporn und dem ersten bestehenden gerammten I-Profil am Einlauf soll sich die Tiefenrinne fortsetzen. Dafür muss der dort situierte Beton entfernt und Material abgegraben werden (E2, siehe Abbildung 33). Die Einlaufbreite der OWH wird dadurch verringert, die Fließgeschwindigkeit erhöht.



**Abbildung 33: Lage der neuen Tiefenrinne aus E2 am Ein-/ Ausstieg der OWH (11.05.2016)**

Zwischen den restlichen I-Profilen werden Holzbohlen eingebracht, um den gesamten Abfluss in der Tiefenrinne zu konzentrieren (E3, siehe Abbildung 34 und Abbildung 35).

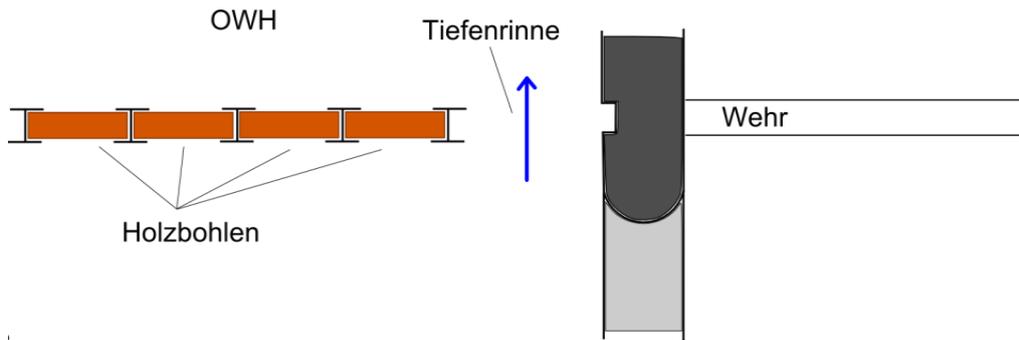


Abbildung 34: Grundriss E3 mit Holzbohlen zur Abflusskonzentration in der Tiefenrinne

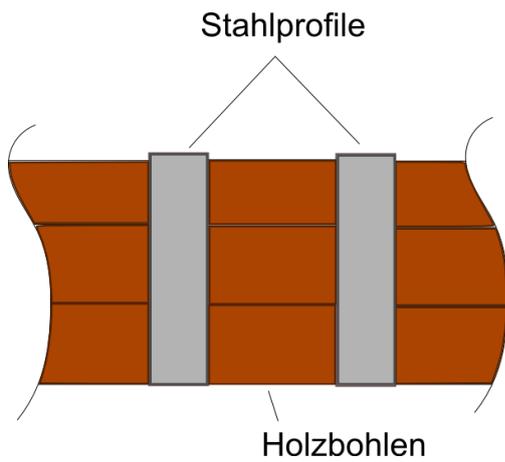


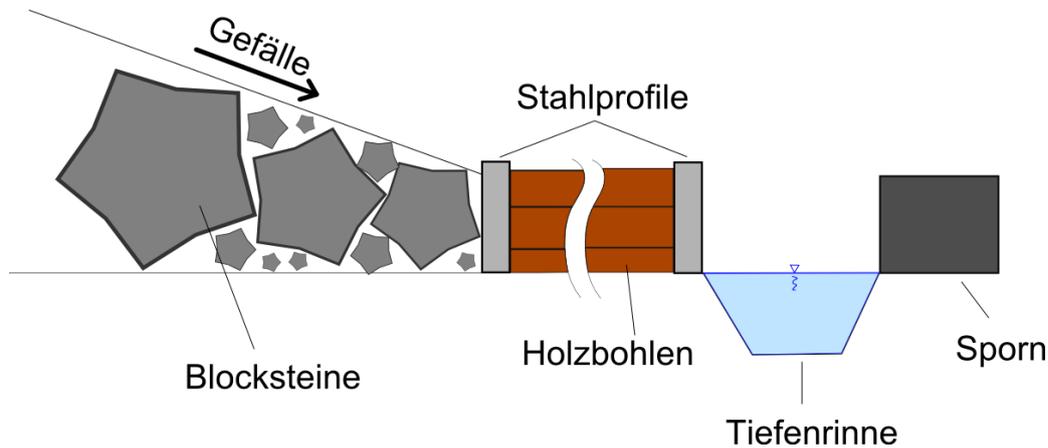
Abbildung 35: Ansicht der zwischen den Stahlprofilen eingebrachten Holzbohlen aus E3

Der Bereich des Sporns, der aktuell unter der Wasseroberfläche (Stauziel) liegt, wird erhöht. Dadurch wird das Geschiebe im Stauraum gehalten und eine ausreichende Dotation der OWH wird gewährleistet (E4, siehe Abbildung 36).



Abbildung 36: Bereich der Erhöhung des bestehenden Sporns für E4 (11.05.2016)

Vom letzten I-Profil zum linken Ufer hin werden Blocksteine mit zunehmender Größe verlegt, um das Einlaufverhalten in die OWH zu verbessern, ankommendes Geschiebe zurückzuhalten und eine harmonischere Einbindung in die Landschaft zu erreichen (E5). Die bestehende Breite des Einlaufbereiches wird so zusätzlich verringert. Abbildung 37 zeigt einen schematischen Schnitt durch den geplanten Einlaufbereich.



**Abbildung 37: Querschnitt Maßnahme 1 ohne E1: Verbesserung des Einlaufverhaltens in die OWH und Geschieberückhalt**

Durch die geringe Fließgeschwindigkeit ist damit zu rechnen, dass es an der linken Seite des Einlaufes (vor den Blocksteinen) zu Anlandungen kommt, die weiter in Richtung Einlaufmitte voranschreiten (siehe Abbildung 38). Dies beeinflusst die Funktionsfähigkeit der Organismenwanderhilfe nicht, da sich der Abfluss in der Tiefenrinne konzentriert und diese somit theoretisch durch höhere Sohlschubspannungen länger geschiebefrei bleibt. Das abgelagerte Material muss in festzulegenden Intervallen entfernt werden, wenn es den Betrieb der OWH stört.

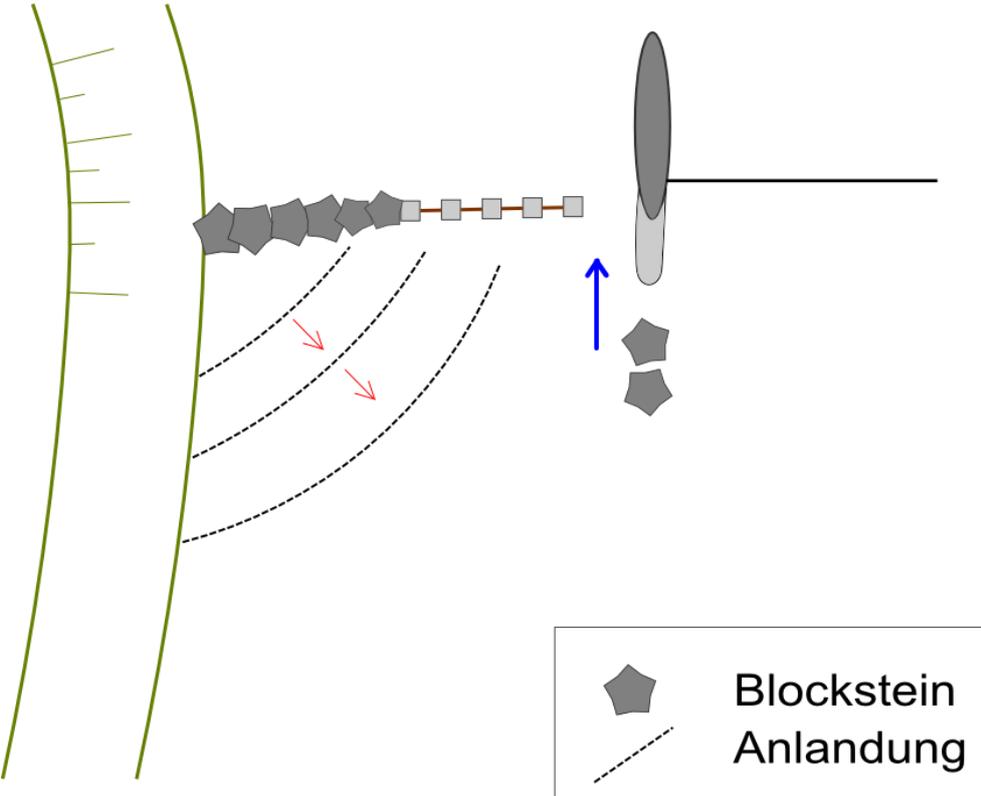


Abbildung 38: Schema der möglichen zukünftigen Anlandungsentwicklung am linken Ufer oberhalb der OWH

#### 4.3.2. Maßnahme 2

Maßnahme 2 dient der Lenkung des Geschiebes. Dafür wurden vier Varianten (A-D) ausgearbeitet:

**A:** Buhnen

**B:** aufgelöste Buhnen

**C:** fächerartige Leitelemente

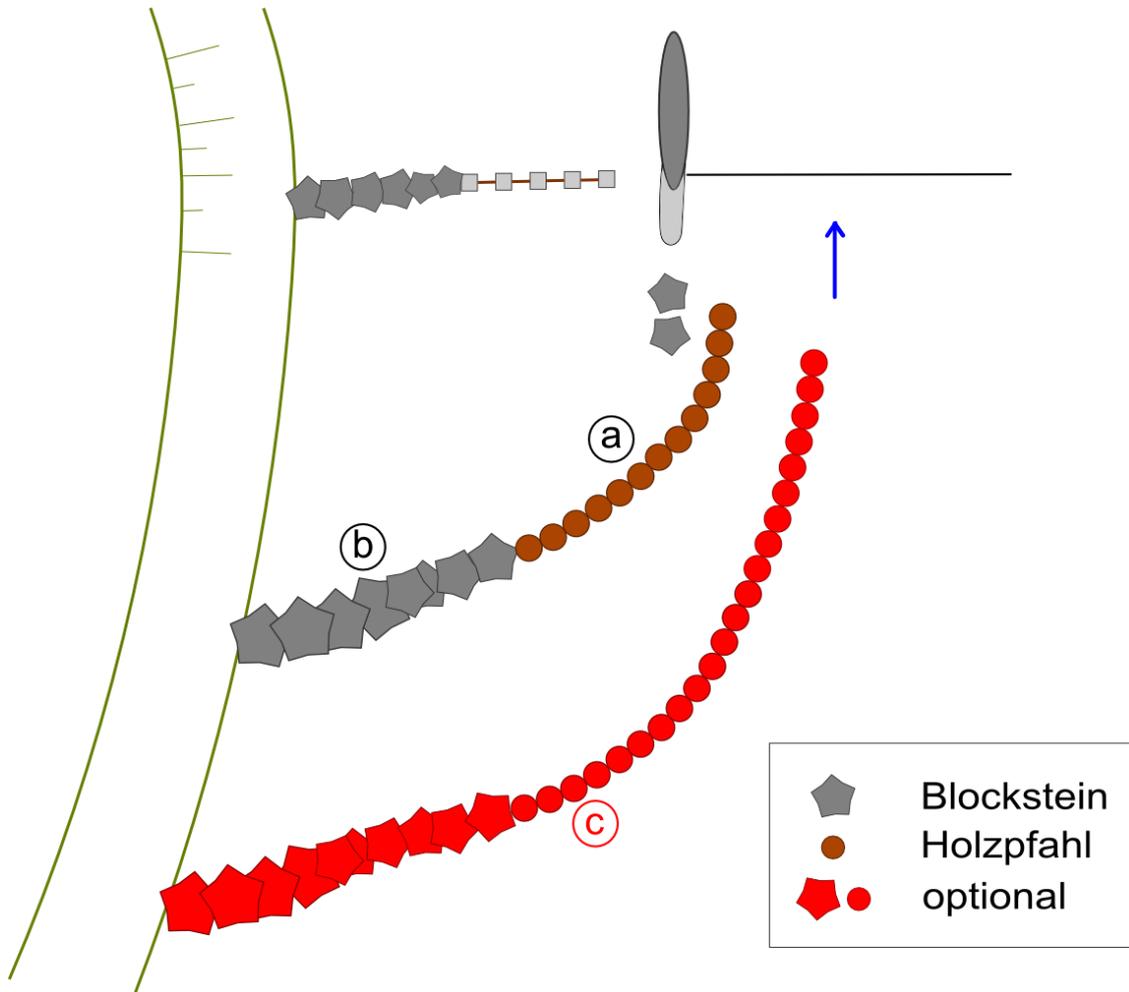
**D:** unterbrochene fächerartige Leitelemente

##### 4.3.2.1. Variante A

Die Pfahlreihe besteht aus eingeschlagenen „Mann-an-Mann“ Holzpfählen (a in Abbildung 39), welche permanent unter der Wasseroberfläche liegen müssen, um eine Faulung des Materials zu verhindern. Sie dienen der Geschiebelenkung.

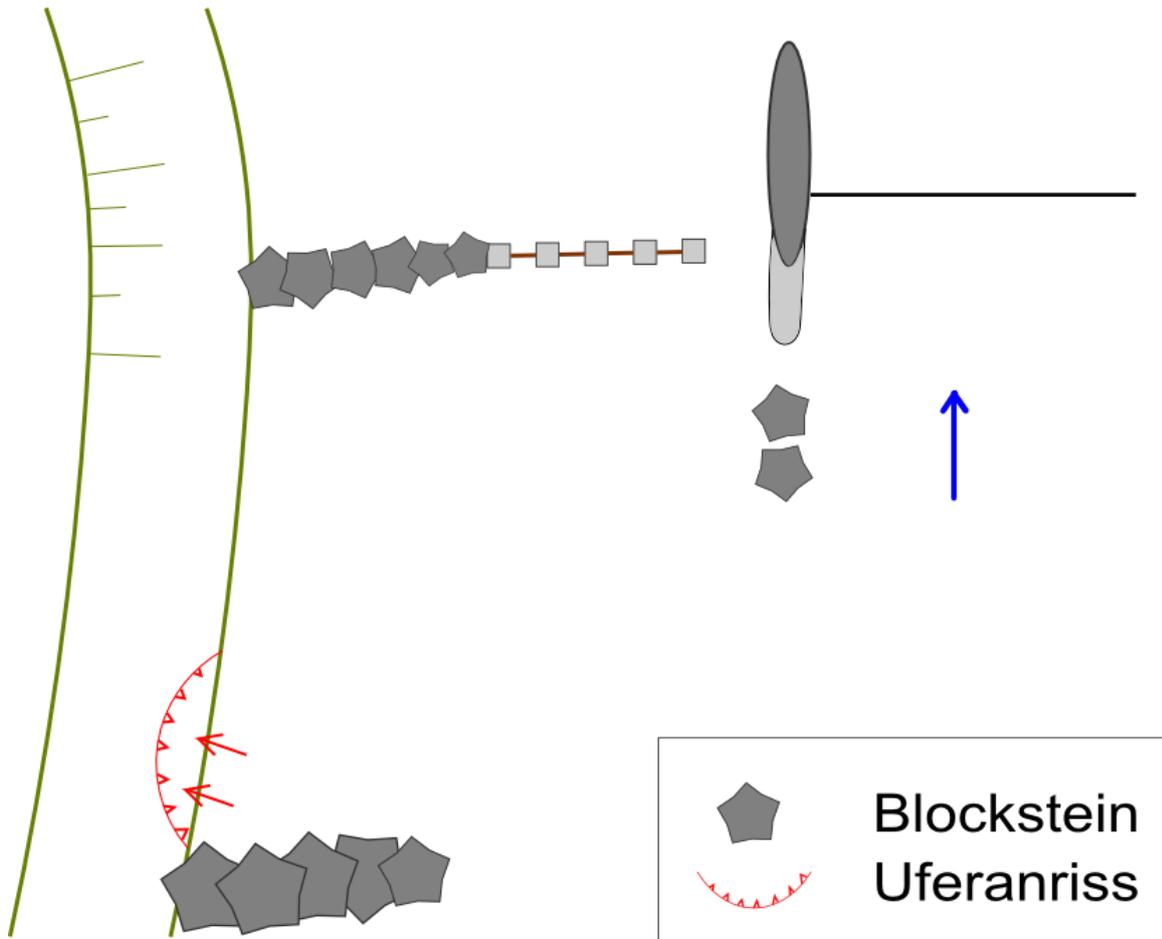
Die Buhne besteht aus Blocksteinen und befindet sich am Ansatz der Pfahlreihe (b). Sie wird als Niederwasserbuhne (Scheitel auf Höhe von NQ) ausgeführt und soll die Strömung so lenken, dass die Kiesablagerung am Einlauf der OWH sukzessive verkleinert wird und sich das im Fluss transportierte Geschiebe vor der Wehrklappe sammelt, um eine Spülung zu erleichtern.

Sollte es hinter der Buhne zu verstärkten Ablagerungen kommen, kann eine Erweiterung optional als nächster Schritt umgesetzt werden. Sie besteht aus einer neuerlichen Kombination von Buhne und Pfahlreihe und wird der ersten Maßnahme vorgelagert, um die Feststoffsituation weiter zu verbessern (c).



**Abbildung 39: Prinzipskizze Variante A: Niederwasserbuhne aus Pfählen (a) und Blocksteinen (b) zur Geschiebelenkung mit optionaler Erweiterung (c)**

Durch theoretisch verstärkte Anströmung des Ufers kann die Gefahr von Uferanrissen (siehe Abbildung 40) beziehungsweise von Unterspülungen bestehen, daher sollte unter Umständen eine Verstärkung der vorhandenen Ufersicherung angedacht werden.



**Abbildung 40: mögliche Uferbeanspruchung durch die Buhne**

Die Kombination aus Buhne (Blocksteine) und Pfählen soll ähnlich dem Konzept der Strömungstrichter und Geschiebeabweiser bewirken, dass Geschiebe durch die Ausbildung einer Spiralströmung in die Flussmitte gelenkt wird.

Die Materialwahl erfolgt einerseits aus wirtschaftlichen Gründen, da Blocksteine kostengünstiger einzubringen sind als Pfähle, andererseits weisen die Holzpfähle durch ihre glattere Oberfläche ein besseres Anströmverhalten auf als die rauen Steine. Daher werden die Leitelemente im kritischen Bereich aus Holzpfählen und im ufernahen Bereich aus Blocksteinen ausgeführt. Beide Materialien wirken im Flusslauf nicht künstlich und sind langlebig. Durch die Verwendung von vor Ort vorhandenen Baustoffen können die Transportkosten niedrig gehalten werden.

## 4.3.2.2. Variante B

Variante B gleicht weitgehend Variante A, nur werden die Abstände zwischen den Pfählen flussabwärts nach und nach vergrößert (siehe Abbildung 41). So kann es zur beschriebenen Kolkbildung um die Pfähle kommen (siehe Kapitel 3.4.3 auf Seite 37). Der geschiebeabweisende Effekt wird dadurch verstärkt, außerdem bildet sich die gewünschte Tiefenrinne theoretisch schon früher aus. Es sollte sich auch eine verbesserte Situation für die Fische ergeben, da diese mehrere Wege aus der OWH haben (auch zwischen den Pfählen hindurch).

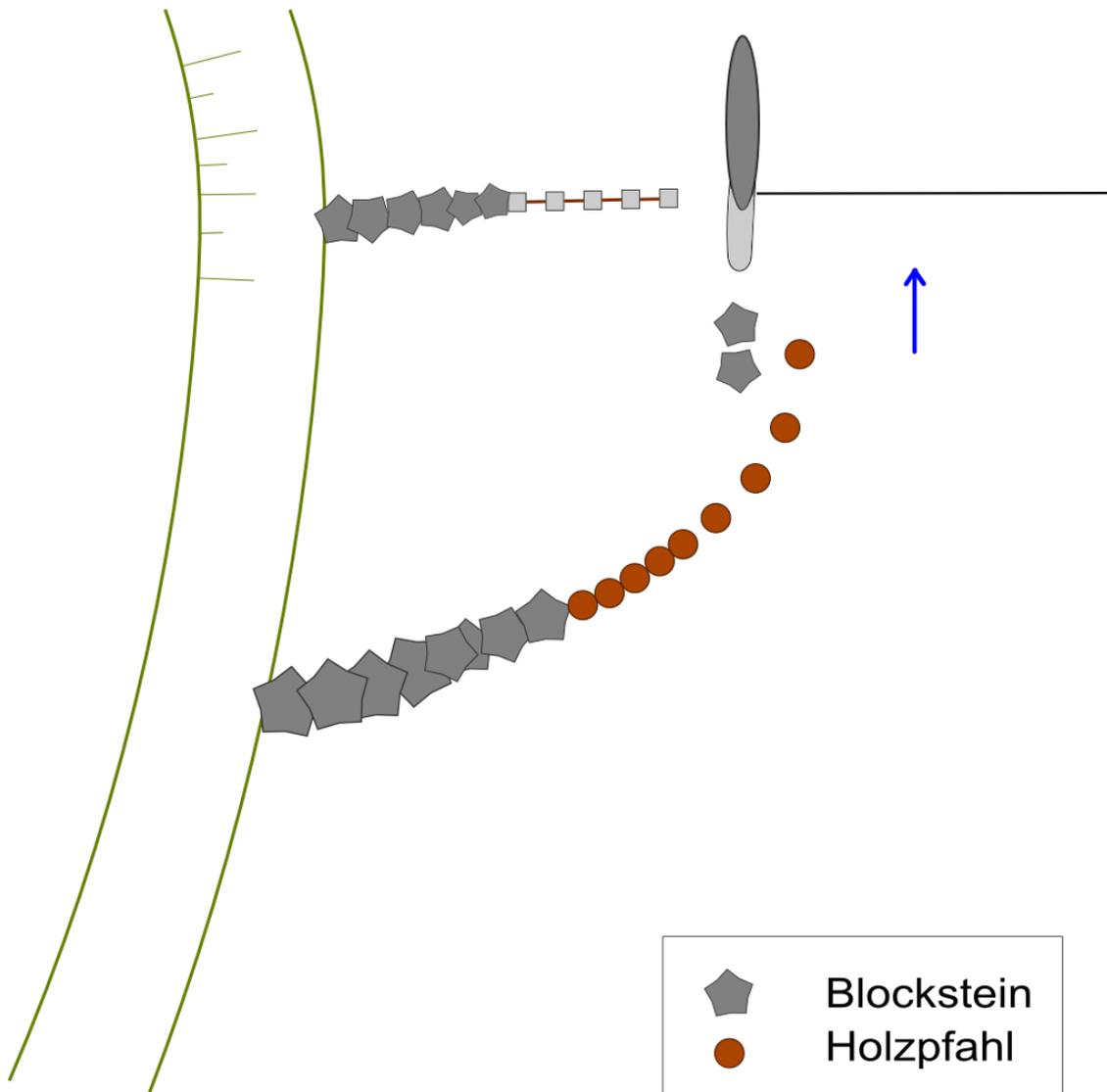


Abbildung 41: Prinzipskizze Variante B: aufgelöste Niederwasserbühne

4.3.2.3. Variante C

Es werden drei Bühnen angeordnet, die als fächerartige Leitelemente (siehe Kapitel 3.4.1 auf Seite 36) wirken. Am Fuß bestehen sie aus Blocksteinen, weiter in Flussmitte werden Holzpfähle verwendet, um eine schärfere Abgrenzung zu bewirken (siehe Abbildung 42). Wie in Kapitel 1 (Seite 36) beschrieben, soll sich eine „Sedimentfahne“ ausbilden und sich das Sediment vor der Wehrklappe sammeln.

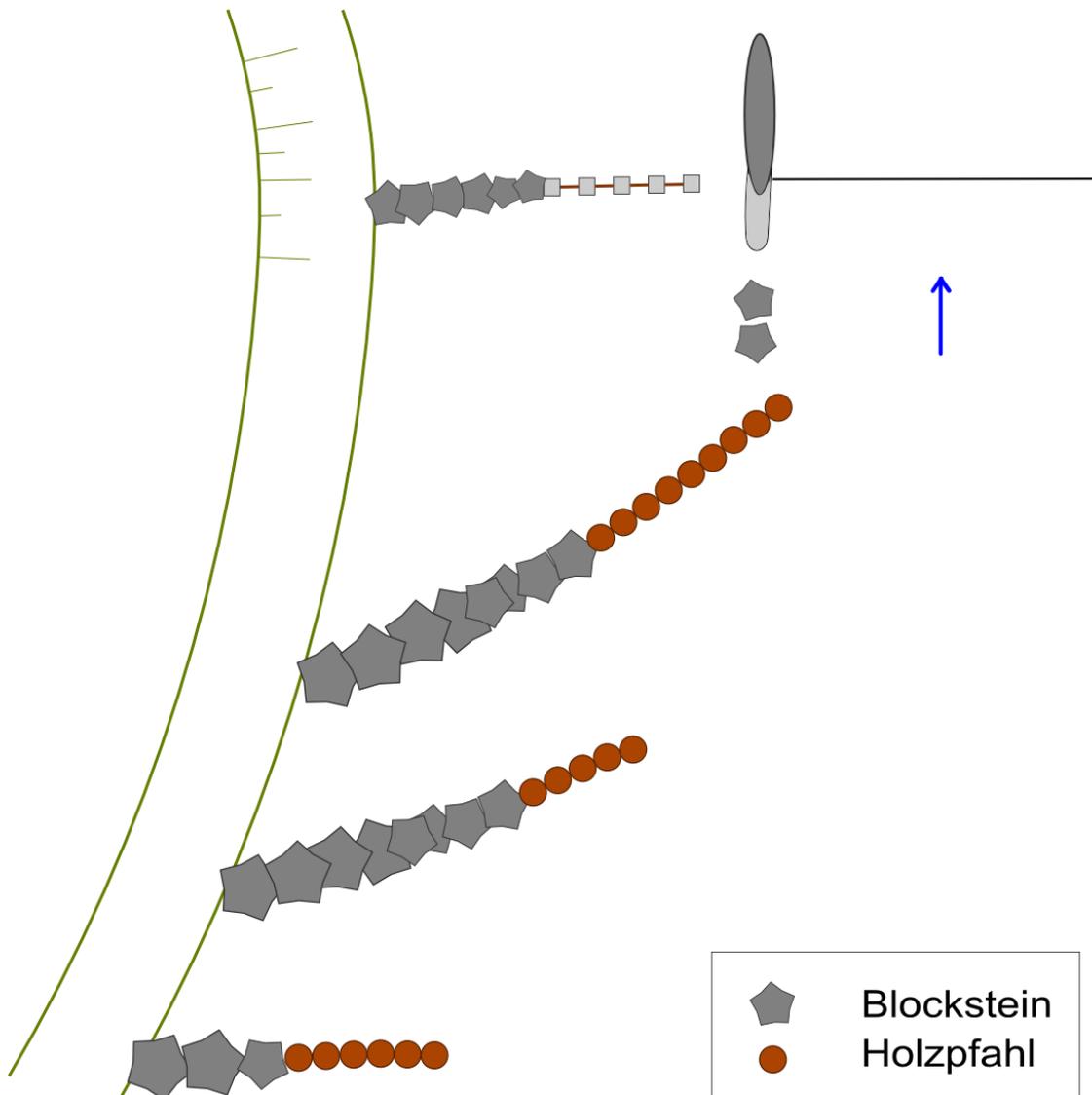


Abbildung 42: Prinzipskizze Variante C: fächerartige Leitelemente zur Sammlung von Sediment vor der Wehrklappe

4.3.2.4. Variante D

Auch hier werden drei Bühnen angeordnet, die am Fuß aus Blocksteinen bestehen und dann in Pfahlreihen übergehen. Die in Fließrichtung erste Bühne wird durchgehend ausgeführt, die beiden anderen als unterbrochene Bühnen (siehe Abbildung 43). Die Unterbrechungen sollen für einen gesicherten Ein- und Ausstieg aus der OWH sorgen, da sich eine größere Anzahl an Passagen in den Fluss ergibt.

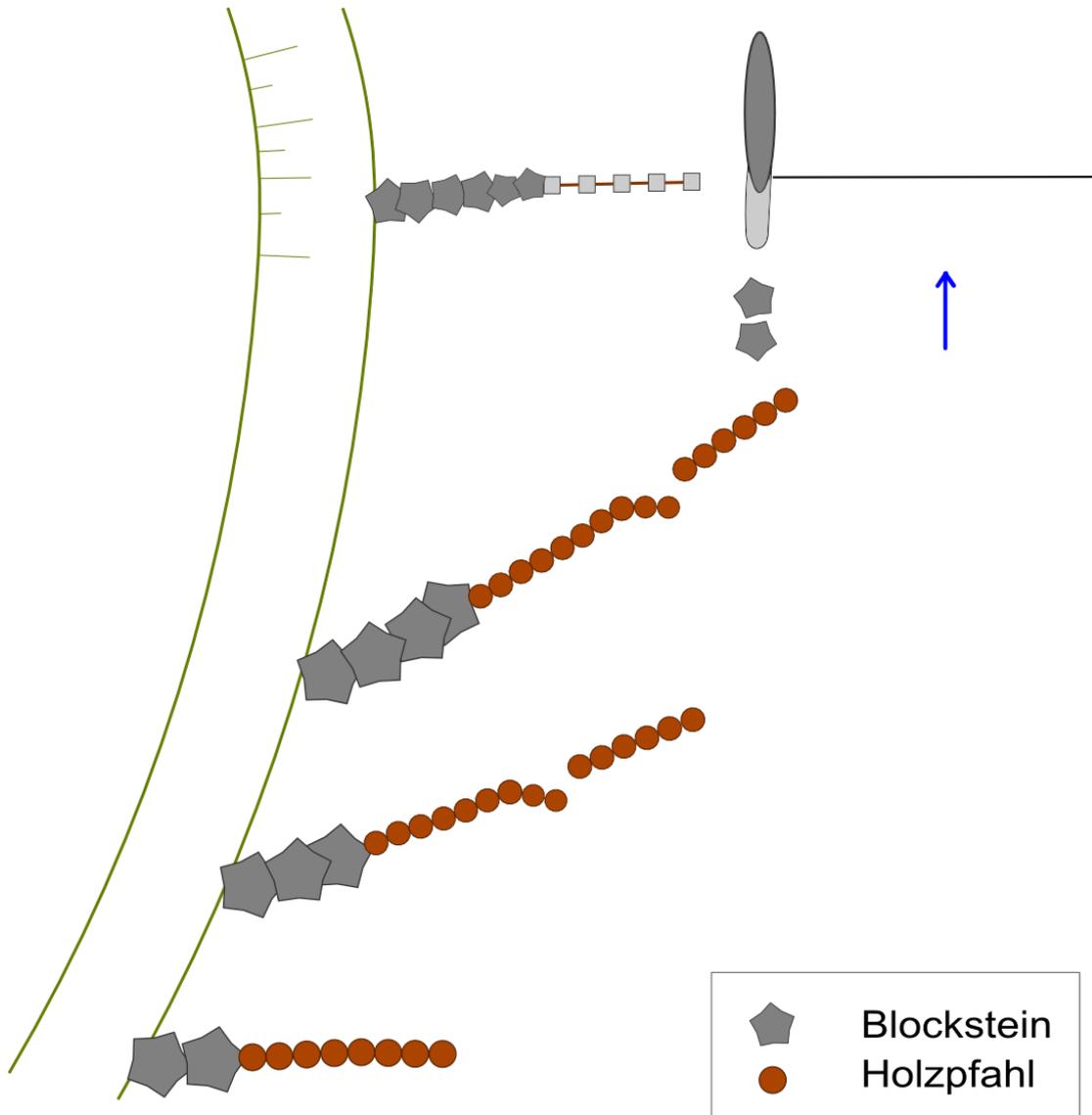
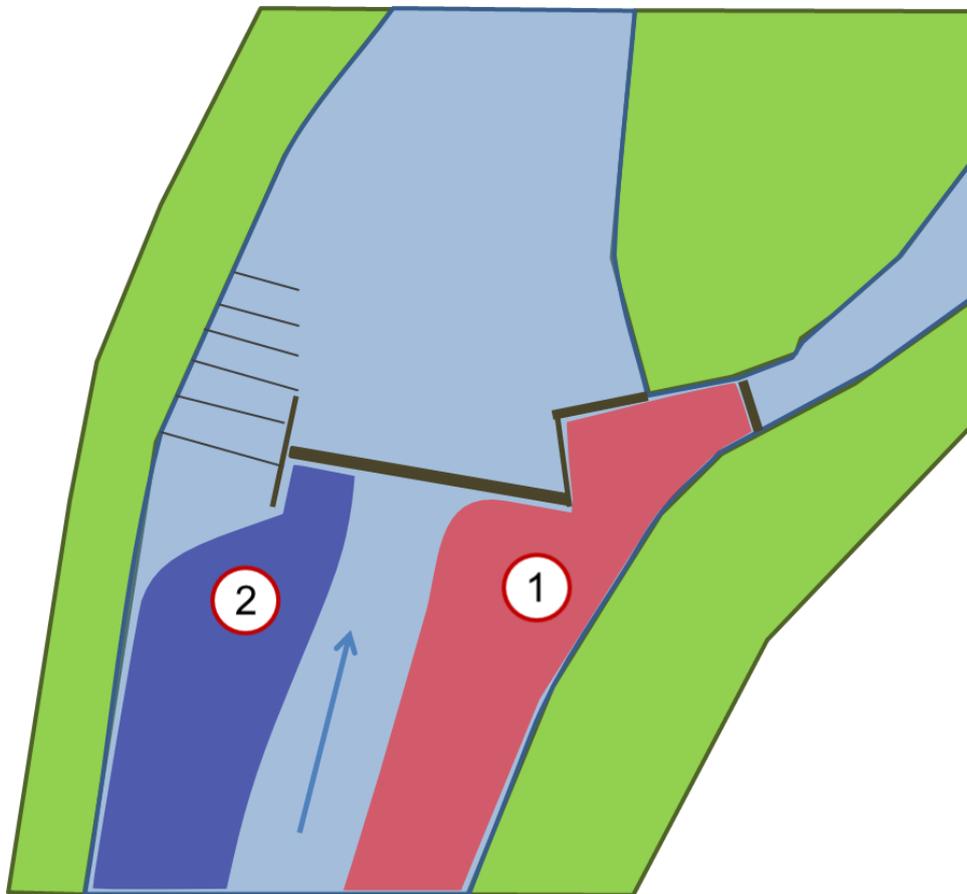


Abbildung 43: Prinzipskizze Variante D: unterbrochene fächerartige Leitelemente für gesicherten Ein- und Ausstieg aus der OWH

#### 4.3.3. Maßnahme 3

Als Maßnahme 3 soll ein Teil der Wehrklappe abgetrennt und mit separater Steuerung als Spülschütz ausgebildet werden. Aktuell sind zwei Spülschütze auf der rechten Seite der Alm rechts vom Wehr angeordnet. Bei einer Spülung durch diese kann der in Abbildung 44 (1) schematisch in Rot dargestellte Bereich aktiviert werden. Diese Spülung hat nur eine geringe bis keine Auswirkung auf den Bereich vor der Wehrklappe und auf den Einlaufbereich der OWH (siehe Kapitel 4.10.1 auf Seite 78). Durch eine zusätzliche Spülmöglichkeit kann der in Blau (2) dargestellte Bereich in Abhängigkeit der Wehr- und Stauraumgeometrie remobilisiert werden, dadurch soll das durch die Maßnahme 2 dort abgelagerte Material zuverlässig in den Unterwasserbereich weitertransportiert werden (siehe Kapitel 4.10.2 auf Seite 79).



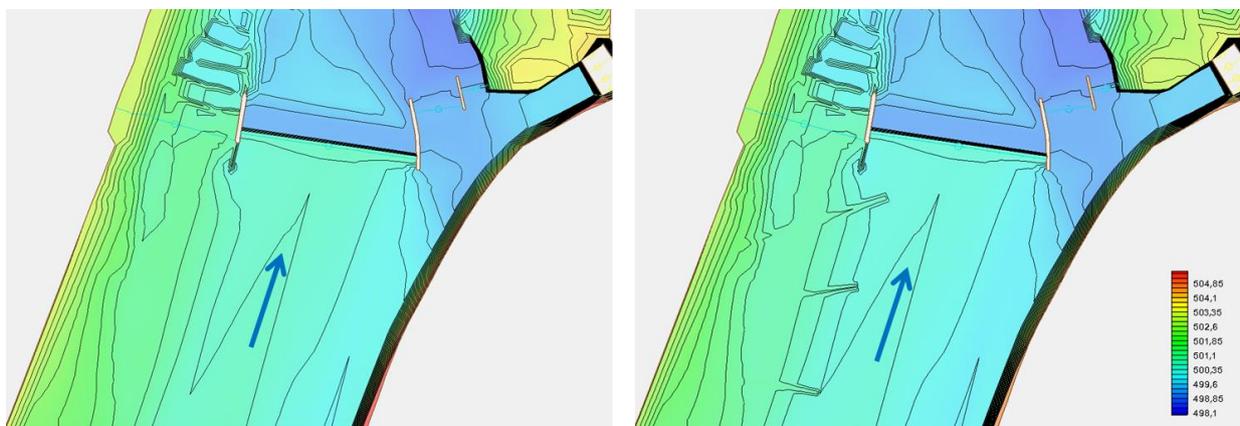
**Abbildung 44: Schema der durch eine Stauraumspülung remobilisierbaren Bereiche: Spülung durch die bestehenden Schütze (1) bzw. durch das neue Spülschütz (2)**

#### 4.4. **MODELL**

Wie bereits in Kapitel 3.5.1 auf Seite 39 beschrieben, wurde zunächst das Modell des aktuellen Zustands aufgebaut.

Für das Modell mit eingebauten Maßnahmen wurde die Maßnahme 2C (fächerartige Leitelemente, siehe Kapitel 4.3.2.3 auf Seite 57) in Kombination mit Maßnahme 3 (Abtrennung eines Teils der Wehrklappe, siehe Kapitel 4.3.3 auf Seite 59) aus dem Maßnahmenkonzept zur Berechnung ausgewählt. In Voranalysen wurde ermittelt, dass diese Maßnahmen am besten zur Berechnung geeignet sind und voraussichtlich die größte Wirkung zeigen werden.

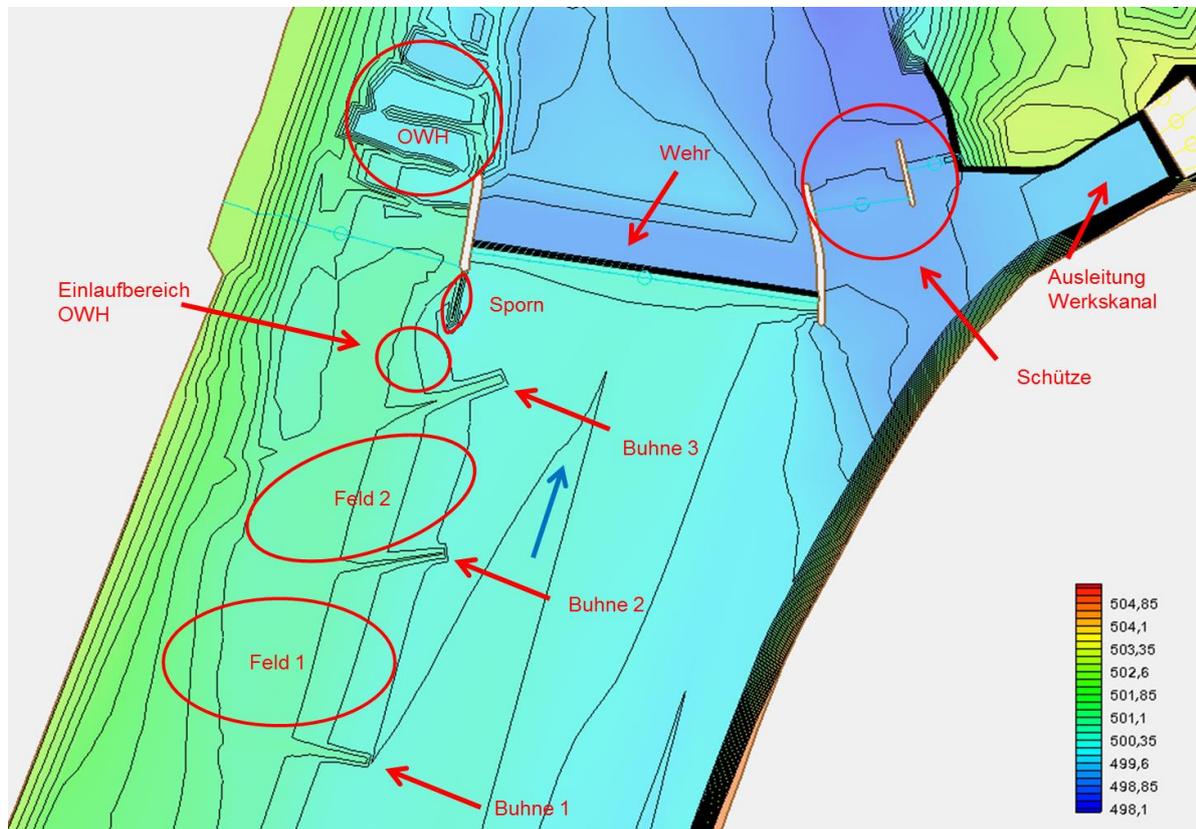
Das Modell des aktuellen Zustands wurde um drei Bühnen erweitert. Diese mussten überhöht eingebaut werden, um dem Umstand Rechnung zu tragen, dass 2D-Modelle tiefenmittelnd rechnen und daher kleinräumige Effekte (wie Niederwasserbühnen) nicht abgebildet werden können. Die Wehrklappe wurde auf einer Länge von 5 m abgesenkt (siehe Abbildung 45).



**Abbildung 45: Modell des aktuellen Zustands (links) und mit Maßnahmen (rechts) (Höhen in m ü. A., HSL 0,25 m)**

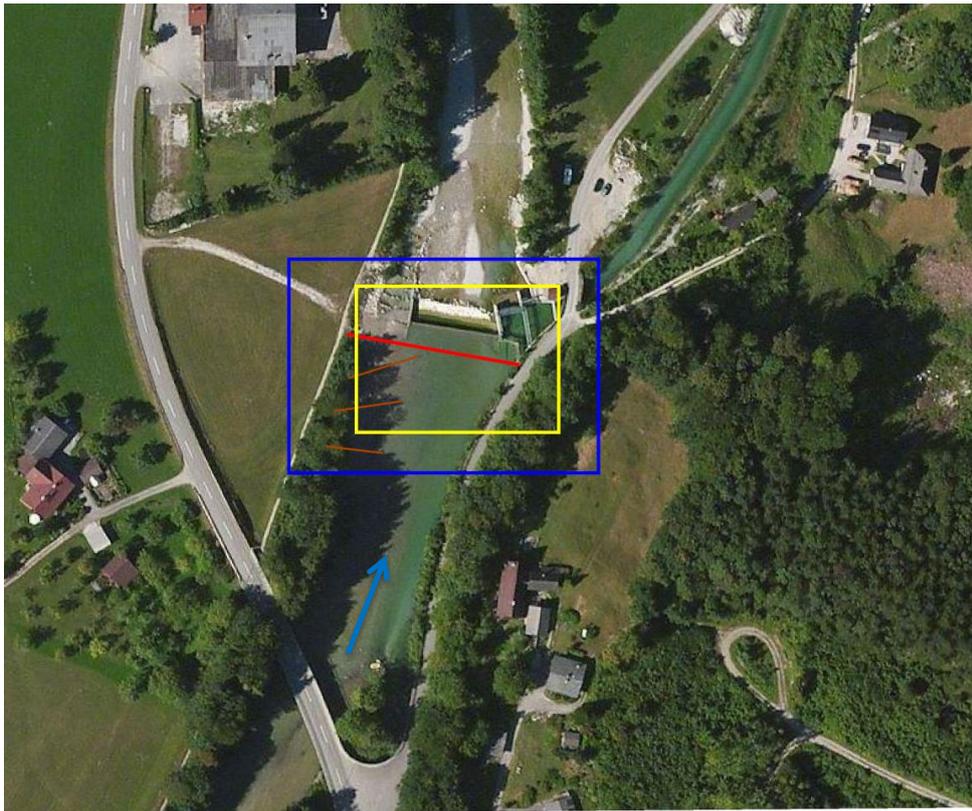
Für die Berechnung von  $HQ_{30}$ ,  $HQ_{100}$  und  $HQ_{300}$  wurde das Modell des aktuellen Zustands mithilfe der Laserscan-Daten im Vorland-Bereich sowie flussauf und flussab erweitert, um auch mögliche großräumige Überflutungen abbilden zu können. Dieses neue Modell erstreckt sich von knapp unterhalb der Ausleitung Redlmühle bis zur Wiedereinleitung bei Gangljodl. Die Landnutzung wurde aus den CORINE Land Cover-Daten entnommen. Da Laserscan-Daten die Beschaffenheit der Flusssohle meist nur unzureichend widerspiegeln können, wurde hier anhand von bekannten Referenzpunkten (Pegelprofil) nachgearbeitet.

In Abbildung 46 ist eine Übersicht über die verschiedenen Modellbereiche und deren Bezeichnung dargestellt. Die Bühnen und die zugehörigen Bühnenfelder sind nur im Zustand mit eingebauten Maßnahmen zu berücksichtigen, im aktuellen Zustand sind sie nicht Teil des Modells.



**Abbildung 46: Bezeichnung der Modellbereiche, Höhe in m ü. A., HSL 0,25 m**

Abbildung 47 zeigt die Lage der für die Darstellung der Ergebnisse verwendeten Ansichtsfenster und des Profils. Der Ausschnitt für die Abbildungen der Wassertiefen und Fließvektoren ist blau gekennzeichnet, der Ausschnitt für die WSPL-Differenzen ist gelb und das Profil ist rot dargestellt. Zusätzlich ist die Lage der Bühnen an den braunen Linien zu erkennen.



**Abbildung 47: Lage der Ansichtsfenster (blau: Wassertiefen und Fließvektoren, gelb: WSPL-Differenzen), Schnittlinie (rot) für die Auswertung und Buhnen (braun) (Orthofoto: Bing Maps, 2016)**

#### **4.5. ERGEBNISSE FÜR $HQ_{30}$ , $HQ_{100}$ UND $HQ_{300}$**

Die Abflusswerte für die Berechnung von  $HQ_{30}$ ,  $HQ_{100}$  und (indirekt) auch  $HQ_{300}$  wurden aus der Gefahrenzonenplanung 2006 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH, 2011) entnommen. Alle nach 2006 errichteten Hochwasserschutzmaßnahmen (zum Beispiel Rückhaltebecken oder Linearmaßnahmen) finden keinen Eingang in die Berechnung. Die vergleichsweise geringe Länge des Modells kann dazu führen, dass Hochwasserereignisse anders abgebildet werden als unter Verwendung größerer Modelle.

Abbildung 48, Abbildung 49 und Abbildung 50 zeigen die Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei  $HQ_{30}$ ,  $HQ_{100}$  bzw.  $HQ_{300}$ . Schon bei  $HQ_{30}$  treten auch außerhalb des Flussschlauches Fließgeschwindigkeiten über 1 m/s auf, bei  $HQ_{100}$  gibt es bereits Bereiche mit Fließgeschwindigkeiten über 1,5 m/s. Die Fließgeschwindigkeiten bei  $HQ_{300}$  unterscheiden sich nicht wesentlich von denen der  $HQ_{100}$ -Berechnung. Die größten Geschwindigkeiten treten in allen drei Szenarien im später genauer betrachteten Teil des Modells, nämlich im Nahebereich des Kraftwerkes Gangljodl, auf. Hier sind sowohl bei  $HQ_{30}$ , als auch bei  $HQ_{100}$  und  $HQ_{300}$  Werte über 3 m/s zu beobachten.

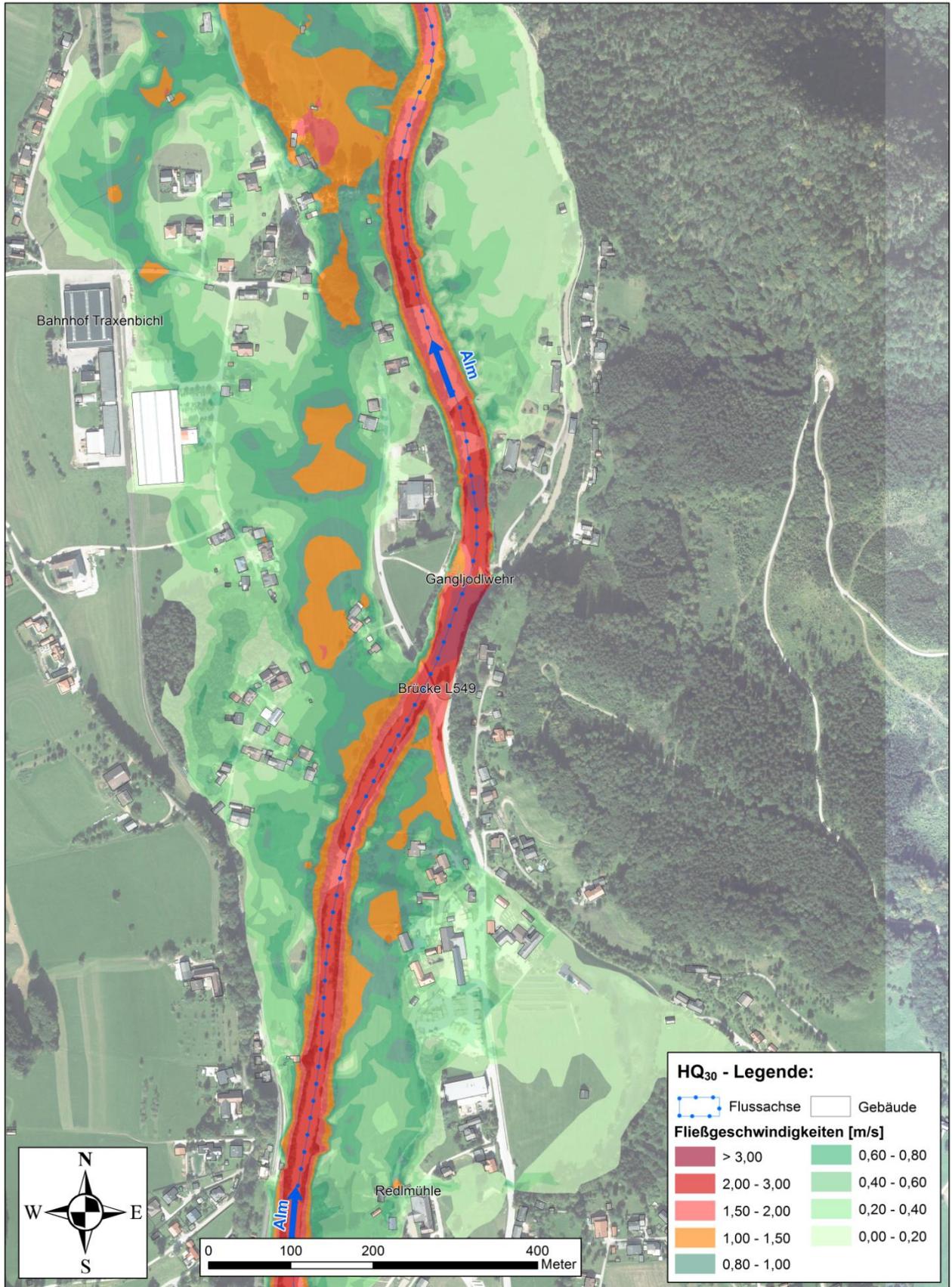


Abbildung 48: Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei HQ<sub>30</sub> (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018)

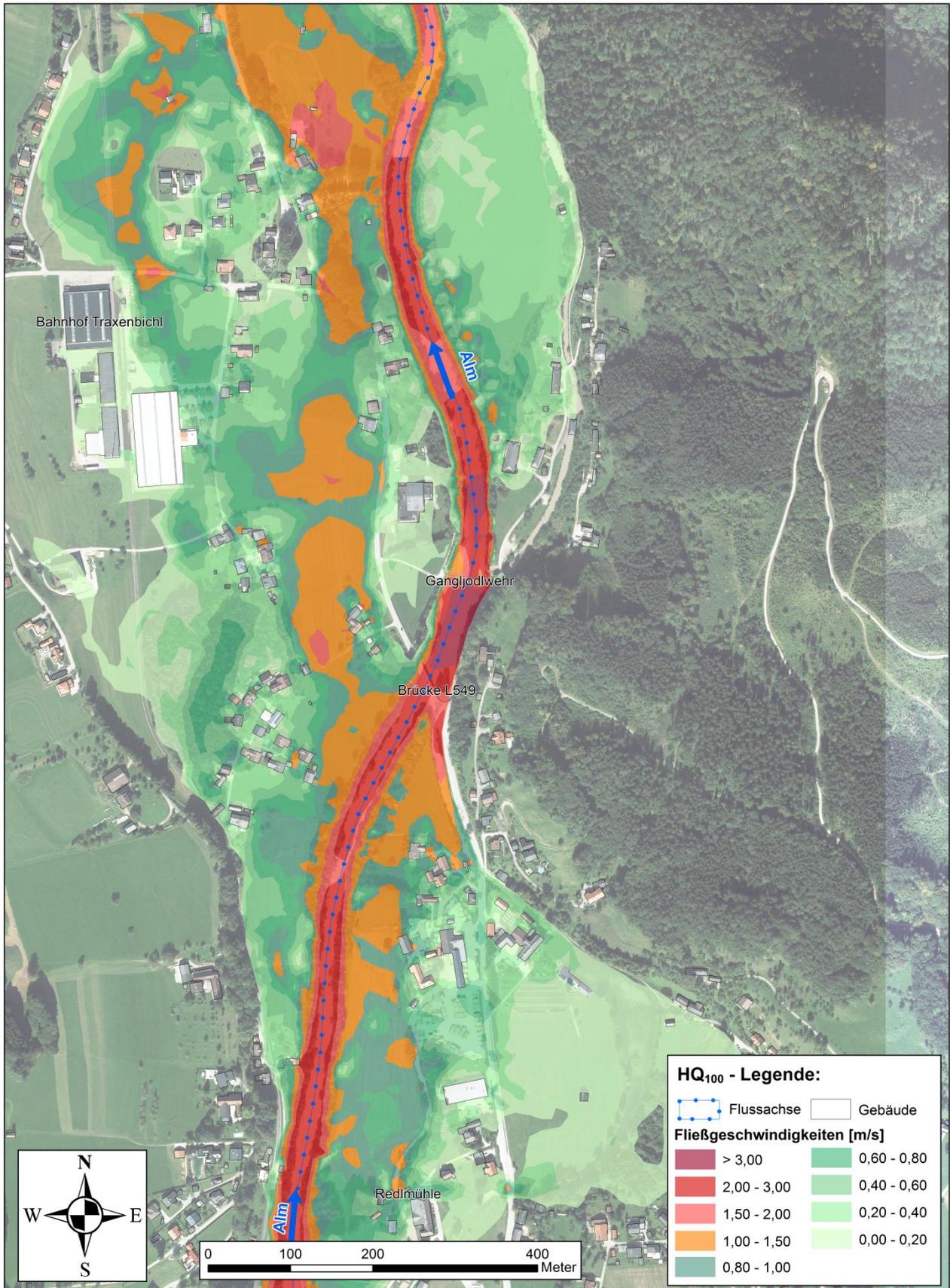


Abbildung 49: Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei HQ<sub>100</sub> (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018)

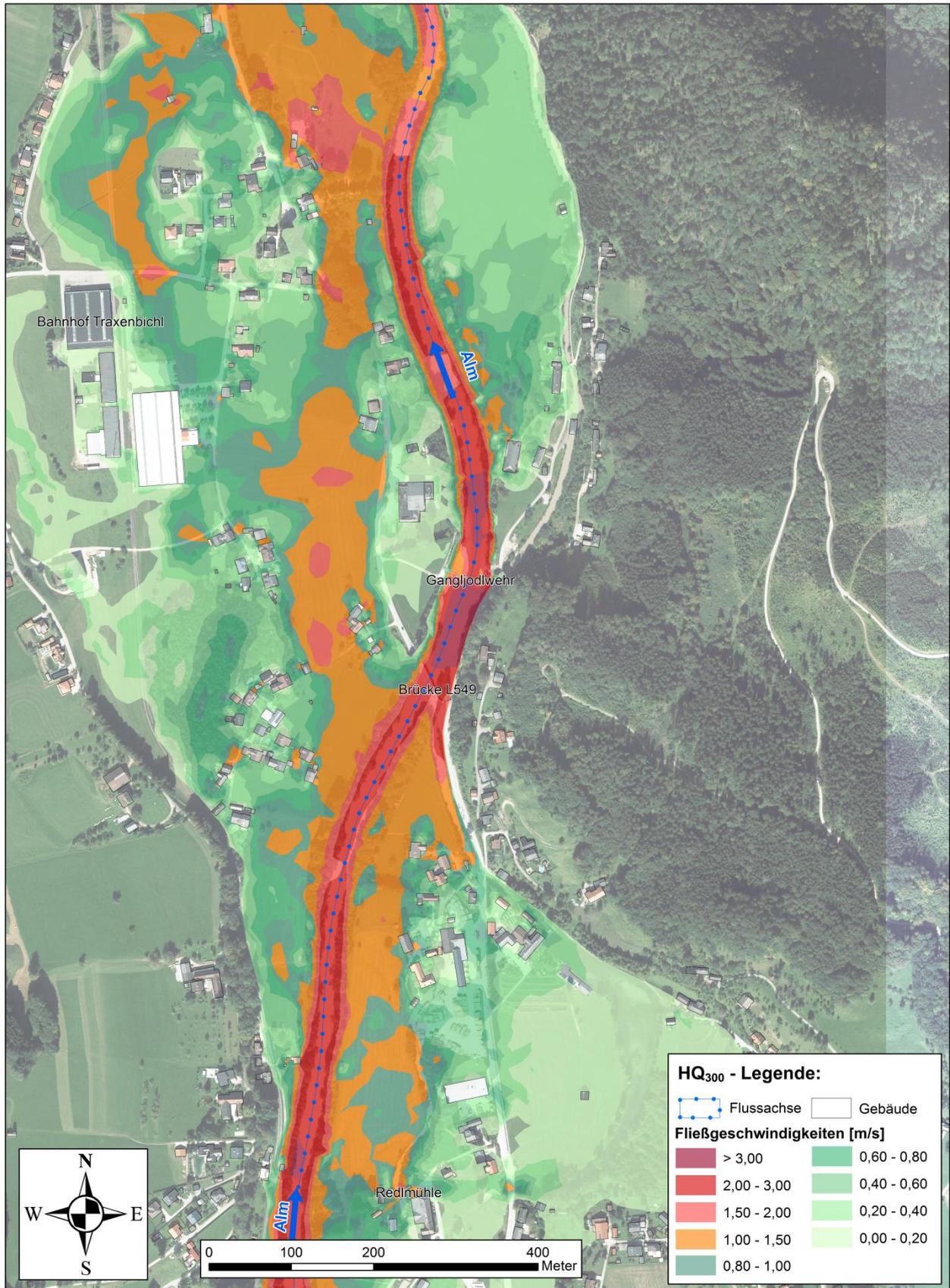
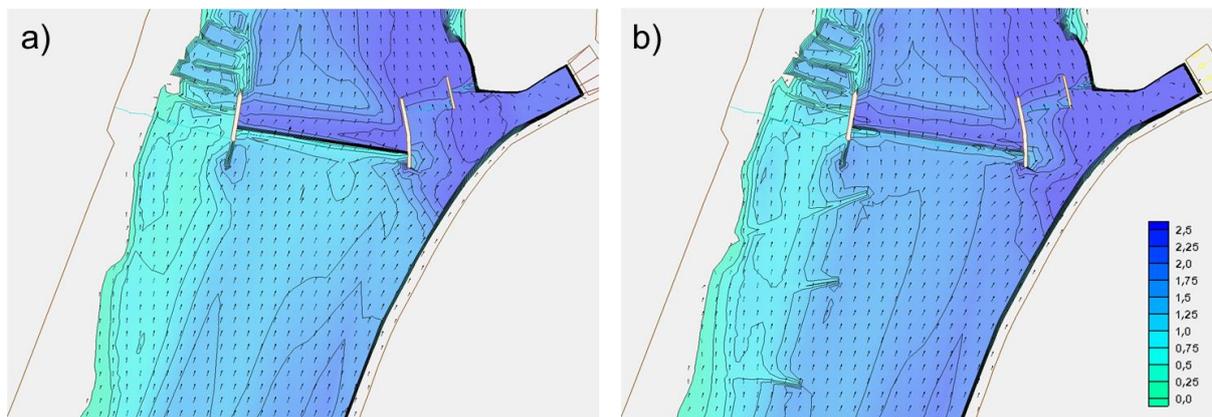


Abbildung 50: Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei HQ<sub>300</sub> (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018)

#### 4.6. *ERGEBNISSE DER HQ<sub>1</sub> - SIMULATION*

Für die HQ<sub>1</sub>-Berechnung wurde die Wehrklappe ganz abgesenkt und die Schütze wurden geöffnet. Die Ausleitung zum Werkskanal war geschlossen. In Abbildung 51 sind die Wassertiefen (Angaben in m, Isolinien im Abstand von 0,25 m) und Fließvektoren für den aktuellen Zustand (a) und mit Maßnahmen (b) zum Zeitpunkt des höchsten Abflusses (Q<sub>max</sub> = 103 m<sup>3</sup>/s) zu sehen. Für Informationen bezüglich der Lage der unterschiedlichen Bereiche ist Abbildung 46 zu Rate zu ziehen.

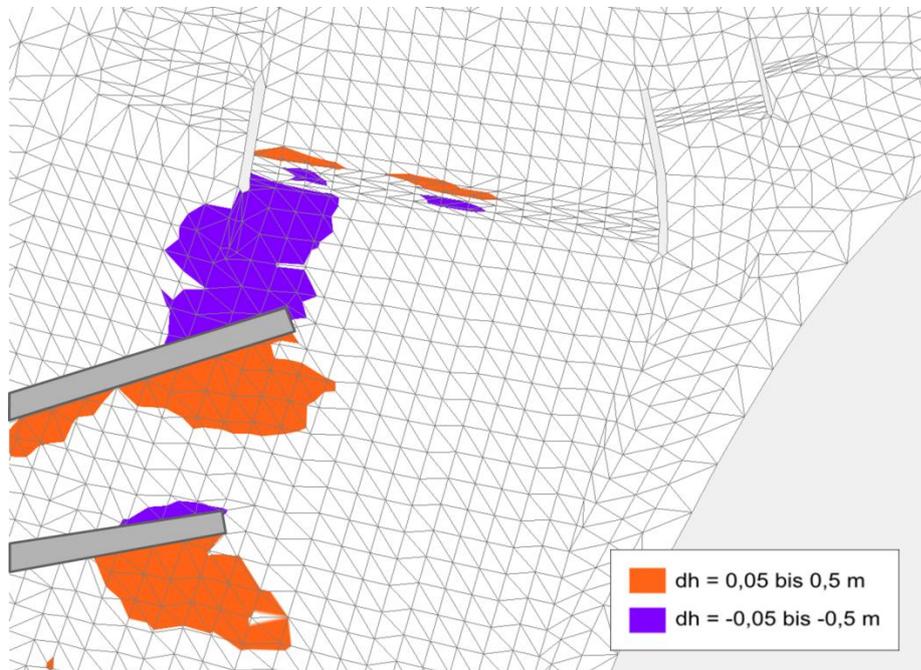
Am linken Ufer zeigen sich im Bereich der Buhnen leichte Veränderungen des WSPL. Er liegt im Modell mit Maßnahmen geringfügig höher als im aktuellen Zustand. Der Abfluss über dem Wehr ist durch die Buhnen beeinflusst, im Zustand mit Maßnahmen kann eine Tendenz hin zum Sporn erkannt werden.



**Abbildung 51: Wassertiefen und Fließvektoren für HQ<sub>1</sub>, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b), Angaben in m, Isolinien 0,25 m**

Abbildung 52 zeigt die WSPL-Differenzen für HQ<sub>1</sub>. Für die Darstellung wurden in jedem Punkt zum Zeitpunkt des Abflussmaximums der WSPL des aktuellen Zustands vom WSPL des Zustands mit Maßnahmen subtrahiert. Bereiche, in denen der WSPL des aktuellen Zustands höher liegt, sind violett eingefärbt und Bereiche, in denen der WSPL im Zustand mit Maßnahmen höher liegt, sind orange dargestellt. Zur besseren Orientierung ist die Lage der Buhnen mit grauen Feldern gekennzeichnet. Um nur relevante Differenzen abzubilden, wurden lediglich Punkte in die Darstellung einbezogen, in denen der Betrag der WSPL-Differenz (dh) zwischen 0,05 und 0,5 m liegt. Differenzen unter 0,05 m liegen in der Spannweite der Modellgenauigkeit, Werte über 0,5 m würden nur Unterschiede im benetzten Bereich zeigen.

In Abbildung 52 zeigen sich an den stromaufwärtigen Seiten der Buhnen erhöhte WSPL im Zustand mit Maßnahmen. Auf den stromabwärtigen Seiten und im Einlaufbereich der OWH liegt der WSPL im aktuellen Zustand höher. Dies lässt auf die Ausbildung der Spiralströmung im Zustand mit Maßnahmen schließen.



**Abbildung 52: WSPL-Differenzen für HQ<sub>1</sub> – Subtraktion WSPL aktueller Zustand von WSPL Zustand mit Maßnahmen**

Abbildung 53 zeigt die Ergebnisse der Geschiebemodellierung für HQ<sub>1</sub> mit LZA 26 zum Zeitpunkt des Abflussmaximums. Links (a) ist der aktuelle Zustand zu sehen, rechts (b) der Zustand mit eingebauten Maßnahmen. Bereiche, in denen Sedimentation stattfindet, sind grün dargestellt, Bereiche mit Erosion sind gelb bis rot eingefärbt.

Beim Auftreten der Hochwasserabflussspitze wird im aktuellen Zustand das linke Ufer oberhalb der OWH stärker angegriffen, während im Zustand mit Maßnahmen oberhalb der ersten Buhne eine geringer ausgeprägte Erosion sowie ein kleiner Sedimentationsbereich erkennbar ist. Die Schotterbank wird in beiden Szenarien abgetragen, wobei im Zustand mit Maßnahmen durch die Wirkung der Buhnen ein reduzierter Effekt beobachtbar ist. Dadurch wird auch eine verstärkte Anlandung vor der Wehrklappe hervorgerufen. Im Unterwasserbereich des Wehres kommt es im Zustand mit Maßnahmen zu einer größeren Erosion. In beiden Zuständen zeigt sich eine Verlandung an der Ausleitung zum Werkskanal sowie ober- und unterhalb der Schütze. Der erodierte Bereich am rechten Ufer stromabwärts der Schütze ist einem Modellfehler geschuldet, dies hat jedoch keine weiteren Auswirkungen auf die Ergebnisse.

Nach dem Ereignis (siehe Abbildung 54) ist in beiden Zuständen an der Ausleitung zum Werkskanal und im Bereich der Schütze noch immer eine starke Ablagerung zu erkennen. Im Zustand mit Maßnahmen schreitet diese aber weniger weit stromaufwärts fort als im aktuellen Zustand. Hier ist generell eine geringer ausgeprägte Erosion des gesamten Stauraums zu beobachten, ein Teil der erst abgetragenen Schotterbank wird sogar wieder angelagert. Im aktuellen Zustand verlandet in etwa die Hälfte des ursprünglichen Einlaufbereiches der OWH wieder, während die Ablagerungen im Zustand mit Maßnahmen an den Bühnenköpfen (charakteristische „Sedimentfächer“) und vor der Wehrklappe konzentriert sind.



**Abbildung 53: Sedimentation / Erosion HQ<sub>1</sub> bei Abflussspitze mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**



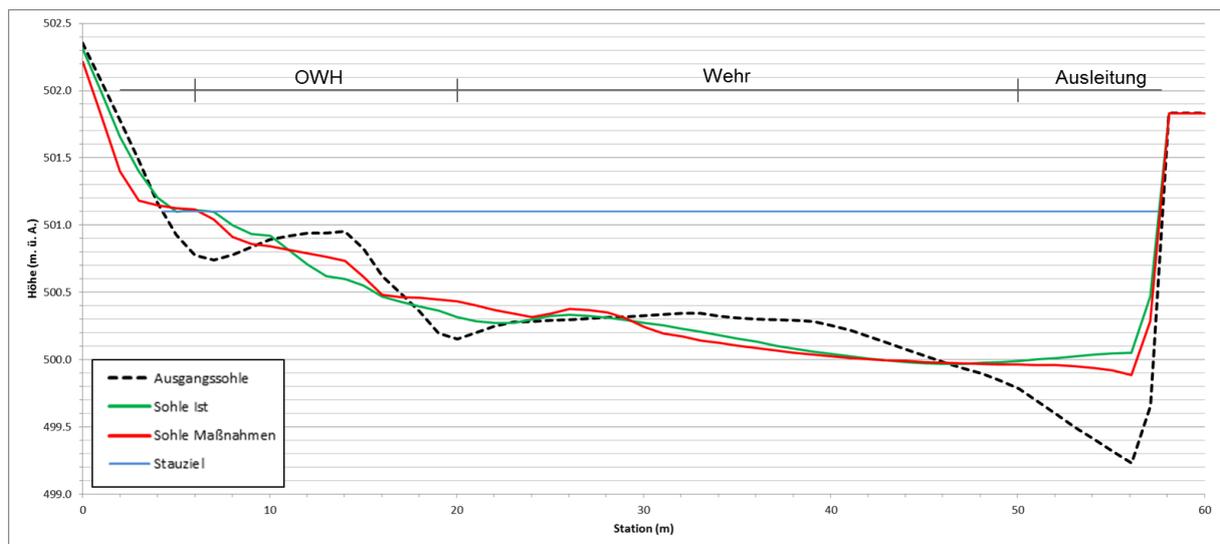
**Abbildung 54: Sedimentation / Erosion rot HQ<sub>1</sub> nach dem Ereignis mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**

Für die Darstellung des Abflussquerschnitts wurde ein Profil etwa 5 m oberhalb des Wehres gewählt. Das Profil befindet sich zwischen Sporn und Bühnen (links) sowie oberhalb der Ausleitung zum Werkskanal (rechts) und liegt normal auf die Flussachse. Im Gegensatz zu den flächigen Darstellungen weiter oben können hier Anlandungs- oder Abtragungshöhen an

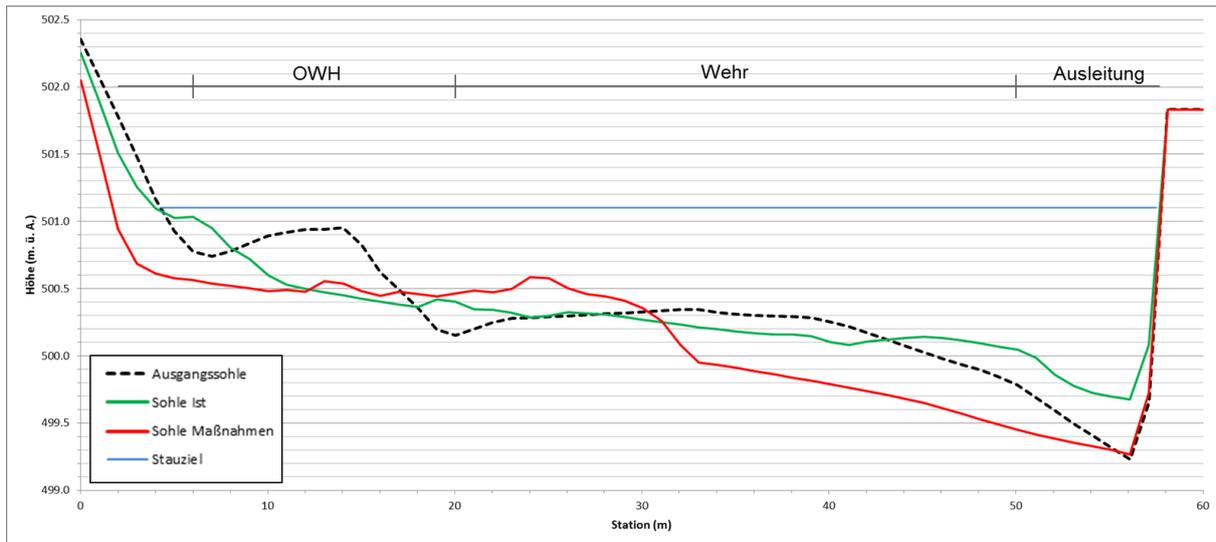
bestimmten Stellen direkt abgelesen werden. In den Profilen ist jeweils die Ausgangssohle (welche im betrachteten Bereich für alle Modelle gleich ist) in schwarz, die Sohle im aktuellen Zustand in grün sowie die Sohle im Zustand mit Maßnahmen in rot dargestellt. Zusätzlich ist zur Orientierung der Stauwasserspiegel in blau zu sehen.

Zum Zeitpunkt des Abflussmaximums bei  $HQ_1$  zeigt sich bereits deutlich die Abtragung der Schotterbank (Station ca. 6 bis 18 m) in beiden Zuständen. Das linke Ufer wird leicht erodiert, die Tiefenrinne um Station 20 m und die Ausleitung zum Werkskanal wird in beiden Zuständen aufgefüllt (siehe Abbildung 55).

Die Sohle des aktuellen Zustands liegt nach dem Ereignis fast durchgehend höher als die Sohle im Zustand mit Maßnahmen (siehe Abbildung 56). Das linke Ufer und die Schotterbank werden in beiden Zuständen erodiert. Im Zustand mit Maßnahmen zeigt sich, dass der Stauraum ab der Hälfte des Wehres und weiter in Richtung der Ausleitung zum Werkskanal massiv erodiert wird, während im aktuellen Zustand eine weitere Verfüllung der Ausleitung zu beobachten ist.



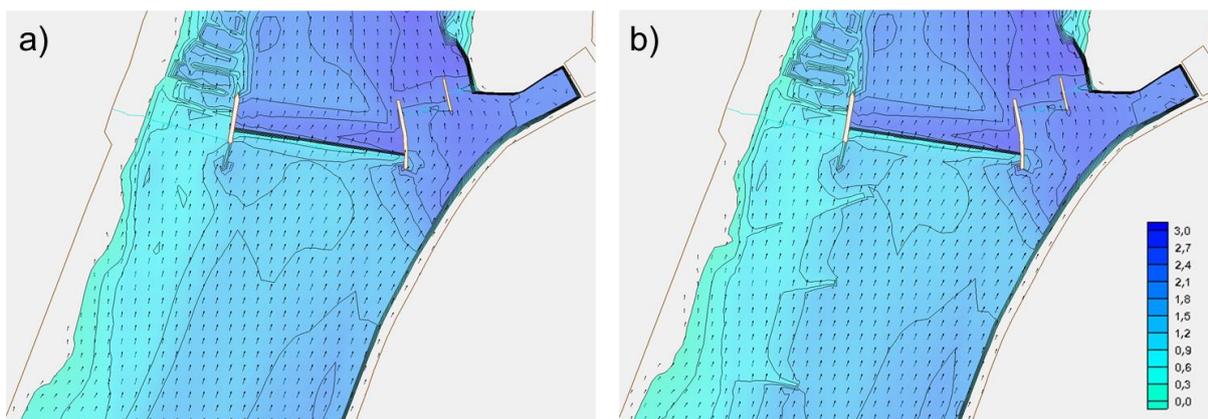
**Abbildung 55: Profildarstellung der Sohlhöhen für  $HQ_1$  bei Abflussspitze mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung**



**Abbildung 56: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ<sub>1</sub> nach dem Ereignis mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung**

**4.7. ERGEBNISSE DER HQ<sub>5</sub> - SIMULATION**

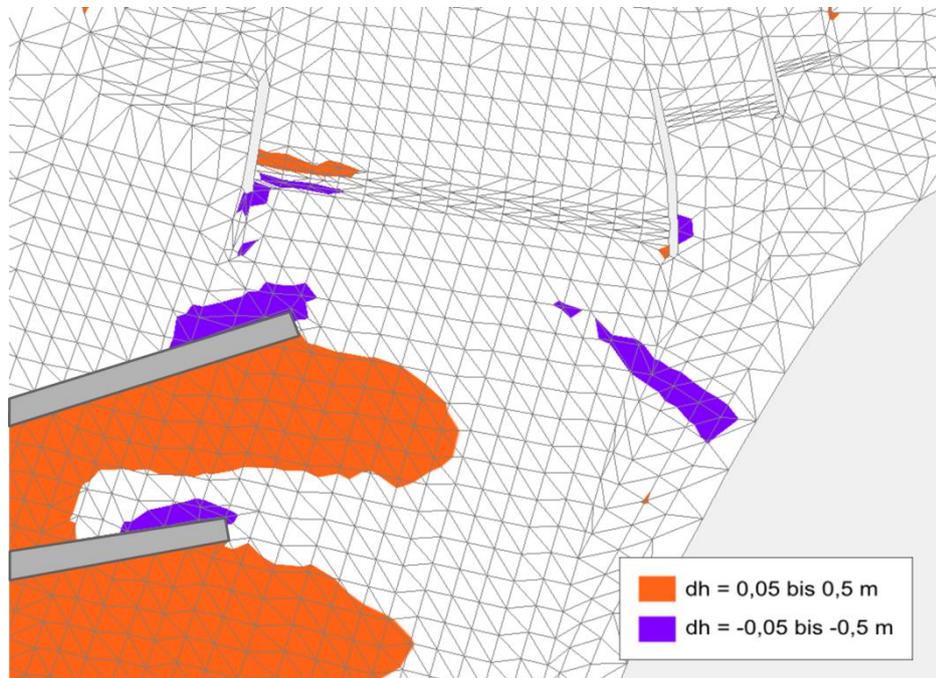
Auch für die Berechnung von HQ<sub>5</sub> wurde die Wehrklappe ganz umgelegt, der Werkskanal geschlossen und die Schütze geöffnet. Für Informationen bezüglich der Lage der unterschiedlichen Bereiche ist Abbildung 46 zu Rate zu ziehen. Die Wassertiefen und Fließvektoren für HQ<sub>5</sub> unterscheiden sich in den beiden Zuständen nur im Bereich der Buhnen am linken Ufer (Abbildung 57).



**Abbildung 57: Wassertiefen und Fließvektoren für HQ<sub>5</sub>, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b), Angaben in m, Isolinien 0,3 m**

In der Wasserspiegeldifferenzenkarte (Abbildung 58) sind deutliche Unterschiede im Wasserspiegel erkennbar. Im Zustand mit Maßnahmen liegt der Wasserspiegel zum Zeitpunkt des Abflussmaximums stromaufwärts der Buhnen fast durchgehend höher als im aktuellen Zustand. Der Wasserspiegel im aktuellen Zustand liegt kleinräumig an den

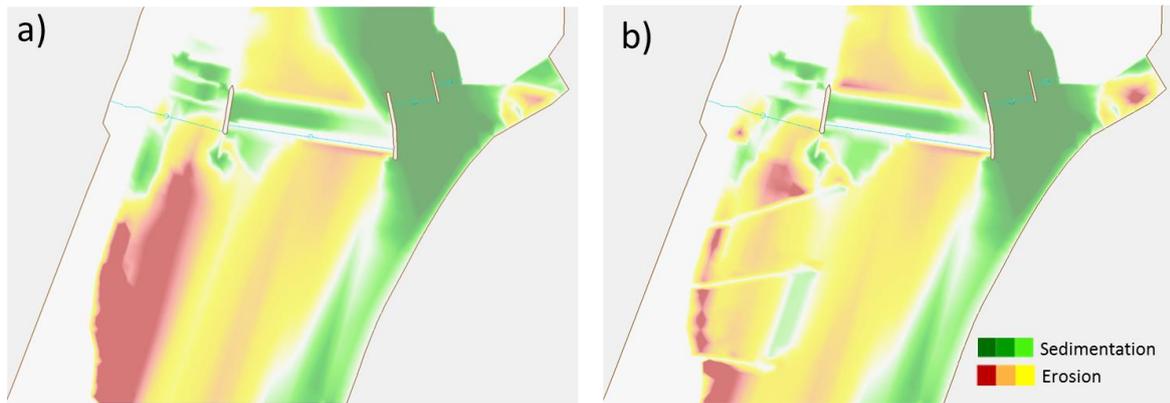
stromabwärtigen Seiten der Buhnen höher. Auch vor der Ausleitung zum Werkskanal gibt es einen Bereich, in dem der aktuelle Zustand einen höheren Wasserspiegel aufweist als der Zustand mit Maßnahmen.



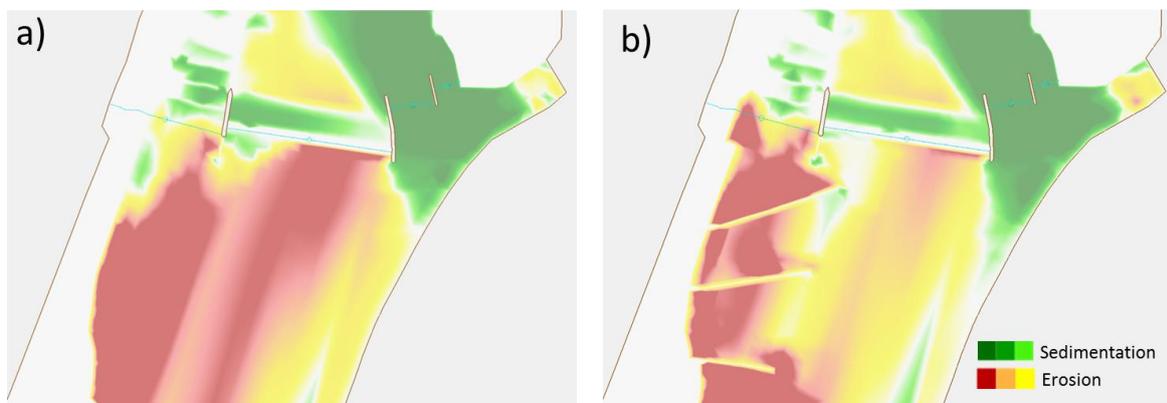
**Abbildung 58: WSPL-Differenzen für HQ<sub>5</sub> – Subtraktion WSPL aktueller Zustand von WSPL Zustand mit Maßnahmen**

Zum Zeitpunkt der Abflussspitze bei HQ<sub>5</sub> zeigen sich beide Zustände in den Ergebnissen der Geschiebemodellierung ähnlich (siehe Abbildung 59). Es kann beim Zustand mit Maßnahmen eine verstärkte Konzentration der Ablagerungen oberhalb des Wehres beobachtet werden während das linke Ufer im aktuellen Zustand wesentlich stärker beansprucht wird. Es kommt in beiden Zuständen zum Abtrag der Schotterbank, wobei die Erosion im Zustand mit Maßnahmen weniger stark ausgeprägt ist. Weiter ist in beiden Zuständen eine Ablagerung am linken Ufer vor der OWH zu beobachten, wobei deren Ausmaß im Zustand mit Maßnahmen geringer ausfällt.

Nach dem Ereignis (siehe Abbildung 60) sind in beiden Zuständen die Spuren starker Erosionsvorgänge erkennbar. Im aktuellen Zustand sind davon nur ein kleiner Bereich links vor der OWH und rechts des Sporns sowie der Bereich bei den Schützen ausgenommen. Im Zustand mit Maßnahmen gibt es vor dem Wehr einen Bereich ohne Erosion, am Bühnenkopf der dritten Buhne ist ein Ablagerungsbereich zu erkennen. Der Einlaufbereich der OWH ist hier nicht von Sedimentation betroffen, der Bereich bei den Schützen jedoch weist eine ähnliche Ausprägung wie im aktuellen Zustand auf.



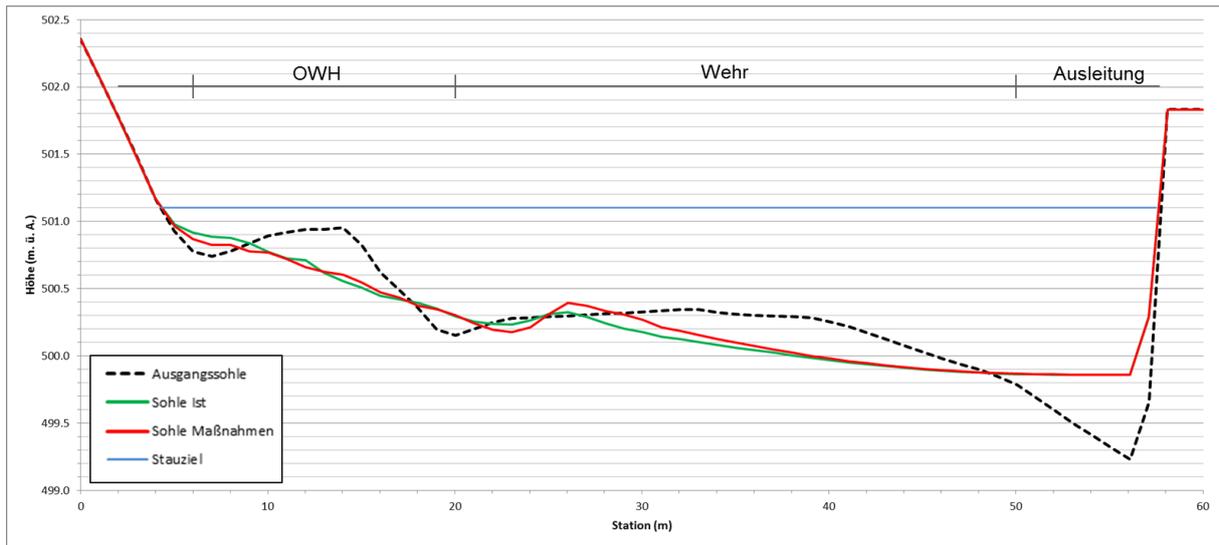
**Abbildung 59: Sedimentation / Erosion  $HQ_5$  bei Abflussspitze mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**



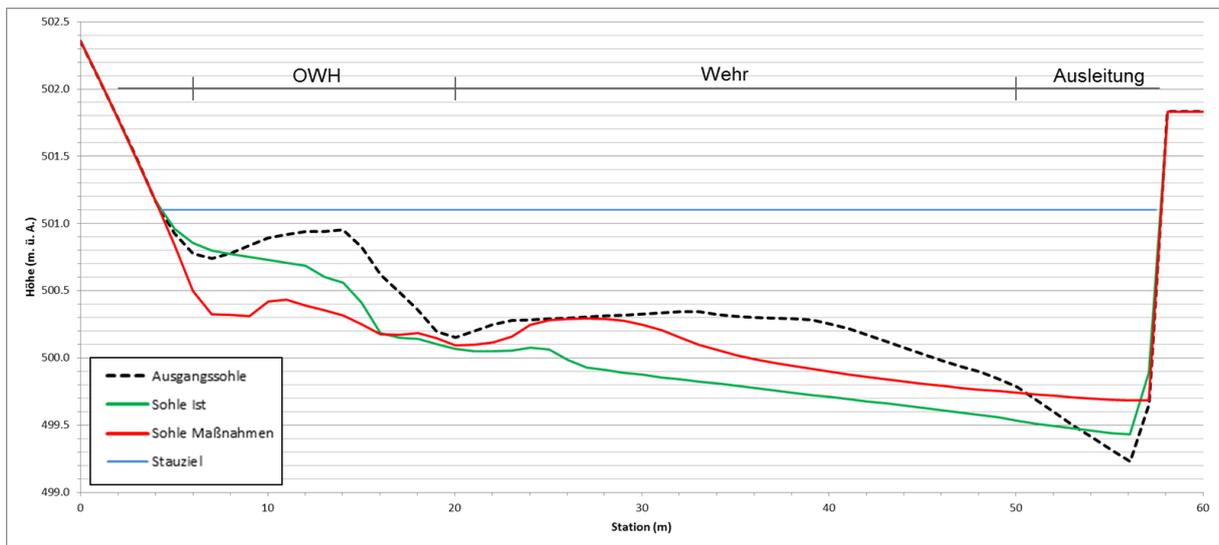
**Abbildung 60: Sedimentation / Erosion  $HQ_5$  nach dem Ereignis mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**

Bei der Betrachtung der Sohllagen fällt auf, dass sich die beiden Zustände zum Zeitpunkt des Abflussmaximums im Profil kaum unterscheiden. Die Schotterbank wird erodiert und die Ausleitung zum Werkskanal verfüllt, vor dem Wehr kommt es zu Erosionsvorgängen (siehe Abbildung 61).

Nach dem Ereignis liegt die Sohle des Zustands mit Maßnahmen bis Station 15 m durchgehend unter der Ausgangssohle und der Sohle des aktuellen Zustands (siehe Abbildung 62). Ab Station 15 m zeigt sich die umgekehrte Ausprägung. Die Sohle des aktuellen Zustands liegt abgesehen von der Ausleitung über die ganze Länge unterhalb der Ausgangssohle, der Stauraum wird erodiert. Die Sohle des Zustands mit Maßnahmen ist zwischen Station 24 und 28 m beinahe gleich hoch wie die Ausgangssohle und liegt ansonsten unterhalb derselben, wobei auch in diesem Zustand die Ausleitung verfüllt wird.



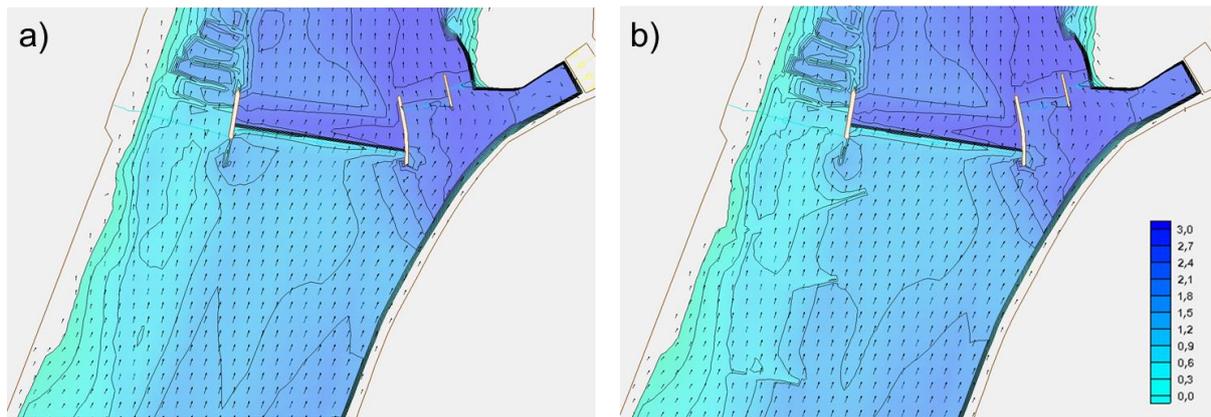
**Abbildung 61: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ<sub>5</sub> bei Abflussspitze mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung**



**Abbildung 62: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ<sub>5</sub> nach dem Ereignis mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung**

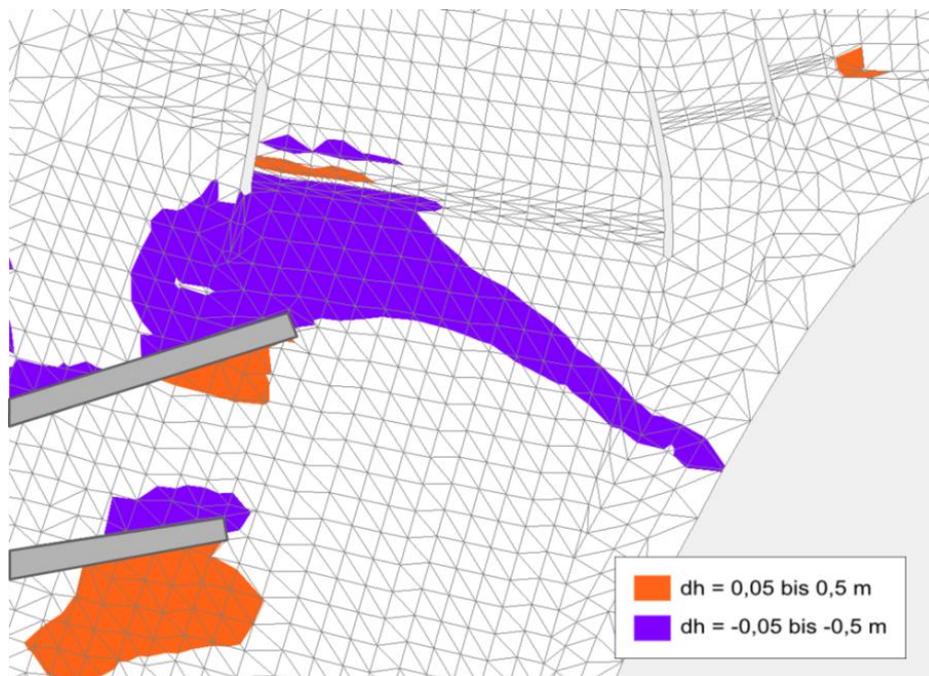
#### 4.8. ERGEBNISSE DER HQ<sub>10</sub> - SIMULATION

Im Modell des zehnjährlichen Hochwassers unterscheiden sich die Fließvektoren der beiden Szenarien zum Zeitpunkt des Abflussmaximums kaum. Der Abfluss über das Wehr weist in beiden Fällen eine ähnliche Charakteristik auf (siehe Abbildung 63). Für Informationen bezüglich der Lage der unterschiedlichen Bereiche ist Abbildung 46 zu Rate zu ziehen.



**Abbildung 63: Wassertiefen und Fließvektoren für HQ<sub>10</sub>, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b), Angaben in m, Isolinien 0,3 m**

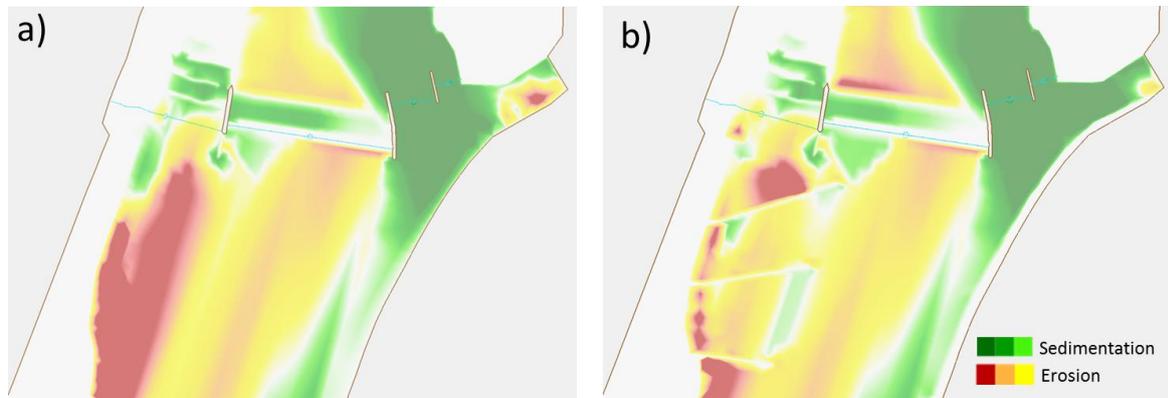
Der Wasserspiegel liegt im Zustand mit Maßnahmen, ähnlich wie bei den ersten beiden Hochwasserszenarien, an der stromaufwärtigen Seite der Buhnen höher als der Wasserspiegel des aktuellen Zustands. Im Einlaufbereich der OWH und weiter durch den Stauraum bis vor die Ausleitung zum Werkskanal liegt jedoch der Wasserspiegel des aktuellen Zustands höher (siehe Abbildung 64).



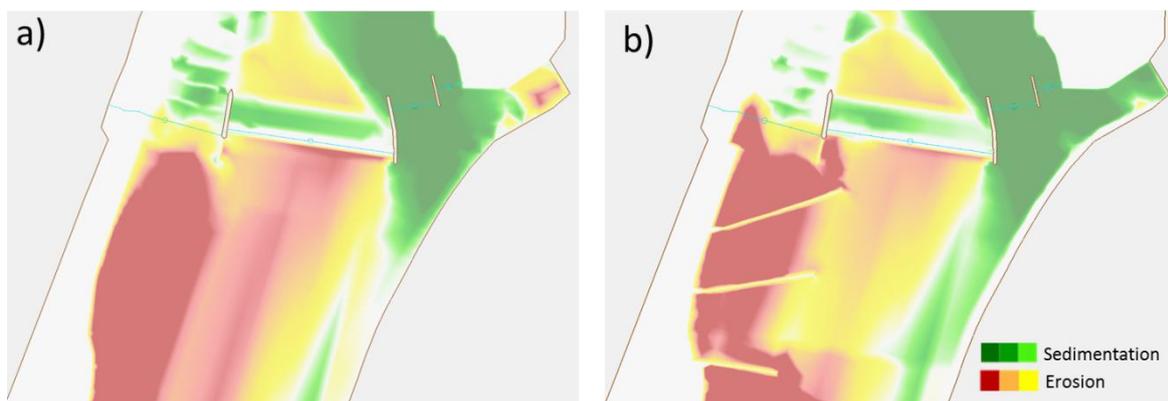
**Abbildung 64: WSPL-Differenzen für HQ<sub>10</sub> – Subtraktion WSPL aktueller Zustand von WSPL Zustand mit Maßnahmen**

Die Geschiebeverlagerung zum Zeitpunkt der Abflussspitze (siehe Abbildung 65) ähnelt in beiden Zuständen stark der des HQ<sub>5</sub>-Szenarios. Allein die Erosionsbereiche an der Ausleitung zum Werkskanal lassen Unterschiede erkennen: im aktuellen Zustand sind sie stärker ausgeprägt als bei HQ<sub>5</sub>, im Zustand mit Maßnahmen ist der Effekt geringer.

Auch nach dem Ereignis (siehe Abbildung 66) weisen beide Zustände ähnliche Verlagerungen wie bei HQ<sub>5</sub> auf. Es ist zu beachten, dass links der Flussachse nun in beiden Zuständen mit Ausnahme des Sporns im aktuellen Zustand keine Ablagerungen erkennbar sind.



**Abbildung 65: Sedimentation / Erosion HQ<sub>10</sub> bei Abflussspitze mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**

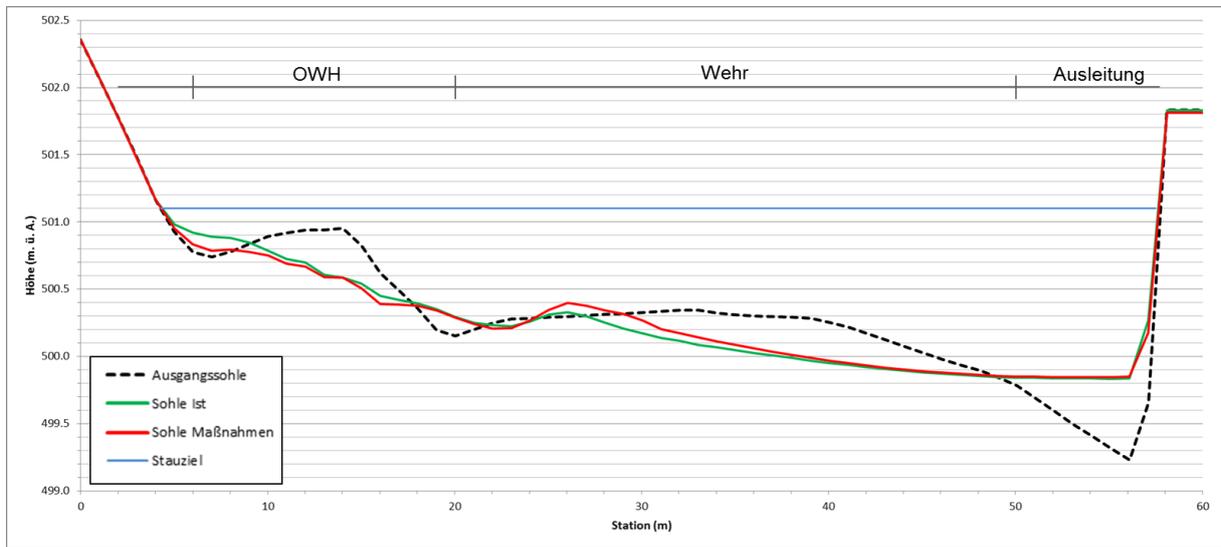


**Abbildung 66: Sedimentation / Erosion HQ<sub>10</sub> nach dem Ereignis mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**

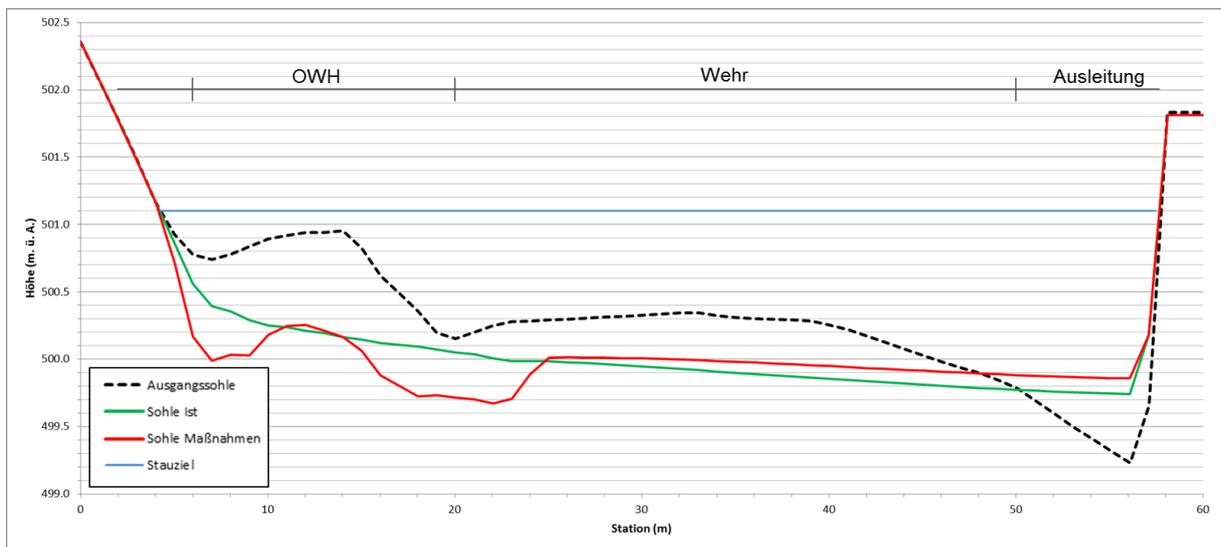
Die Sohllagen im Profil zum Zeitpunkt der Abflussspitze ähneln naheliegender Weise ebenfalls denen der HQ<sub>5</sub>-Modellierung. Die Sohlen im aktuellen Zustand sowie im Zustand mit Maßnahmen unterscheiden sich nur geringfügig voneinander (siehe Abbildung 67).

Nach dem Ereignis zeigt sich das Profil des aktuellen Zustands gleichmäßig über die ganze Breite geräumt und zum rechten Ufer hin abfallend. Die Sohle des Zustands mit Maßnahmen ist ab Station 25 m zum rechten Ufer leicht geneigt. Zwischen dem linken Ufer und Station 25 m ist eine stärkere Erosion als im aktuellen Zustand erkennbar, darauf folgen ein Bereich mit verhältnismäßig wenig Abtrag und dann eine Vertiefung. Auffällig ist die Ähnlichkeit mit der

Ausgangssohle: Bis zu Station 25 m scheint sich der Verlauf der Ausgangssohle in verringerter Höhe nachzubilden (siehe Abbildung 68).



**Abbildung 67: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ<sub>10</sub> bei Abflussspitze mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung**



**Abbildung 68: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ<sub>10</sub> nach dem Ereignis mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung**

#### 4.9. ERGEBNISSE DER NORMALABFLUSS - SIMULATION

Die Berechnung mit Mittelwasser für eine Dauer von fünf Tagen wurde sowohl im aktuellen Zustand als auch im Zustand mit Maßnahmen durchgeführt. Es wurde einmal mit offenen Schützen, hochgeklapptem Wehr und geschlossenem Werkskanal (siehe Abbildung 69) und einmal mit geschlossenen Schützen und geschlossenem Wehr, dafür mit offenem Werkskanal gerechnet. Hier wurden  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$  entnommen, dies entspricht dem Ausbaudurchfluss QA (siehe Kapitel 2.6 auf Seite 13). Es wurde kein Geschiebe zugegeben, aber mit Geschiebetransport gerechnet (LZA26). Für Informationen bezüglich der Lage der unterschiedlichen Bereiche ist Abbildung 46 zu Rate zu ziehen.

Die Ergebnisse der Berechnungen mit offenen Schützen lassen in den beiden Zuständen kaum Unterschiede erkennen. Es zeigt sich, dass im Stauraum, im Bereich der Ausleitung zum Werkskanal und unterhalb des Wehres Erosionsprozesse auftreten. Der Bereich bei den Schützen wird mit Sediment verfüllt, rechts des Sporns kommt es zu kleinräumigen Anlandungen.

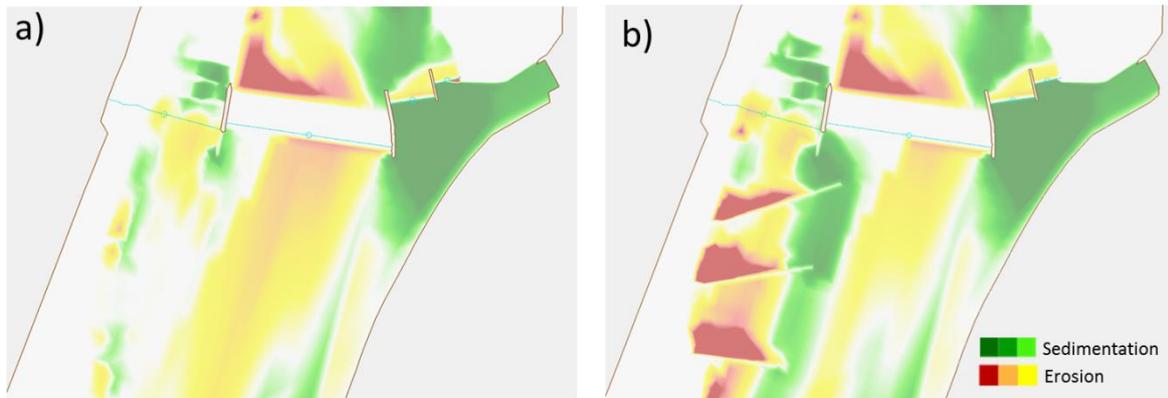


**Abbildung 69: Sedimentation / Erosion nach fünf Tagen MQ - Schütze offen aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**

Im aktuellen Zustand zeigen die Ergebnisse der Berechnung mit geschlossenen Schützen, hochgeklapptem Wehr und geöffneter Ausleitung mit Entnahme von QA (a in Abbildung 70) eine starke Verlandung im Bereich der Schütze und an der Ausleitung zum Werkskanal. Auch die OWH wird teilweise verfüllt, es sind Anlandungen am Sporn zu erkennen. Im Stauraum, unterhalb des Wehres und im Einlaufbereich der OWH treten Erosionsprozesse auf. Die Schotterbank ist nur geringfügig von Umlagerungsprozessen betroffen. Einzig im Bereich des Böschungsfußes gibt es unwesentliche Ablagerungs- und Erosionsprozesse.

Im Zustand mit Maßnahmen (b in Abbildung 70) gibt es im Bereich der Schütze nur geringfügige Unterschiede zum aktuellen Zustand. Die Schotterbank wird jedoch durch die

Wirkung der Buhnen abgetragen, das Material sammelt sich fahnenförmig an den Buhnenköpfen. Die OWH verlandet teilweise, dafür wird der Einlaufbereich der OWH erodiert.



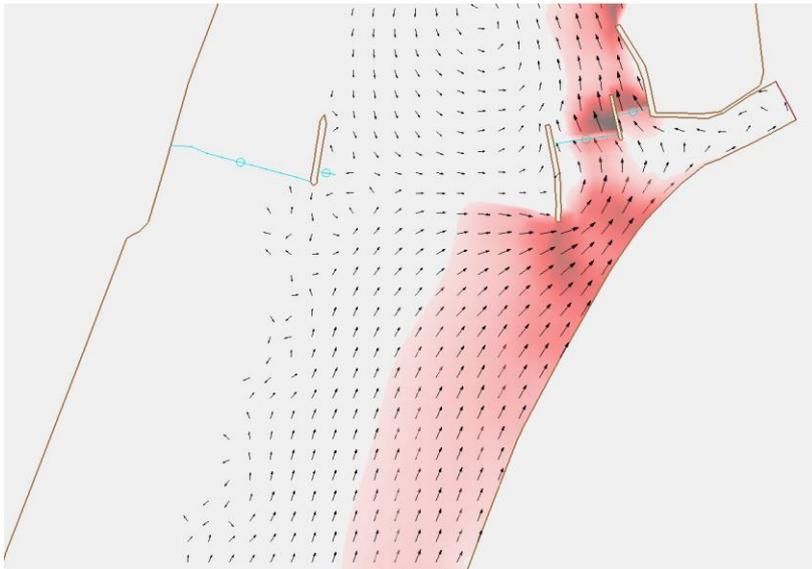
**Abbildung 70: Sedimentation / Erosion nach fünf Tagen MQ - Schütze geschlossen aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung**

#### 4.10. REMOBILISIERUNG - ERGEBNISSE

Im Szenario „Remobilisierung“ soll überprüft werden, wo bei Mittelwasserführung (stationär) je nach Konfiguration des Wehres und der Schütze Geschiebe mobilisiert wird. Dazu wurden im Modell mit Maßnahmen auf Basis von Schubspannungsberechnungen jene Bereiche ausgewiesen, in denen Körner mit einem Durchmesser von größer gleich 9,4 mm (entspricht  $d_m$  in LZA 25, siehe Kapitel 3.3.3 auf Seite 34) bewegt werden. Je größer die mobilisierten Körner, desto tiefer der Rotton. Für Informationen bezüglich der Lage der unterschiedlichen Bereiche ist Abbildung 46 zu Rate zu ziehen.

##### 4.10.1. Schütze offen

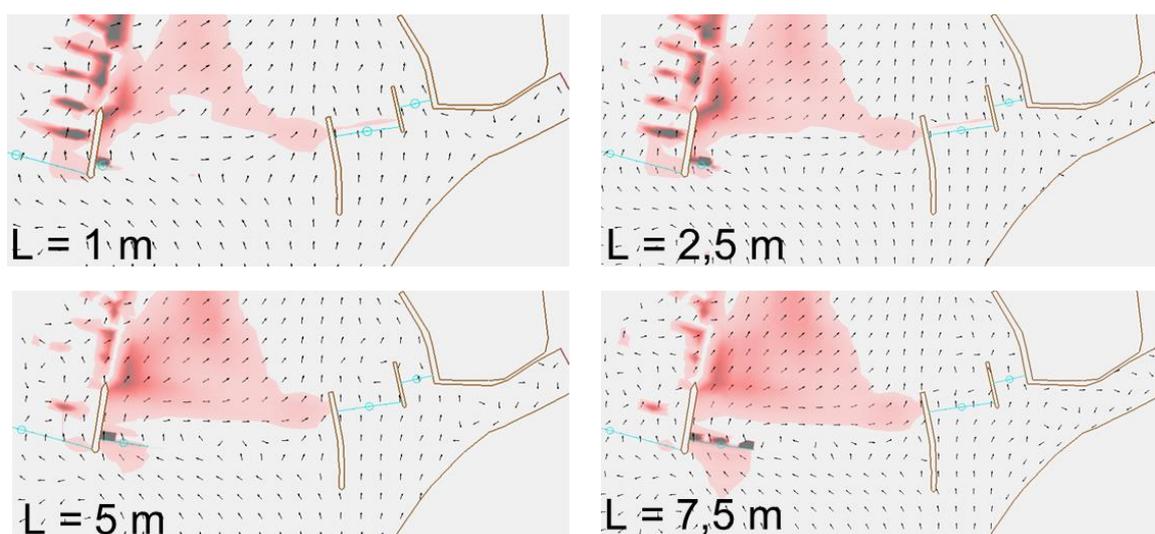
In der Variante mit offenen Schützen und hochgeklapptem Wehr (siehe Abbildung 71) wird die Ablagerung am rechten Ufer mobilisiert. Außerdem zeigt sich, dass der Bereich bei den Schützen bereits bei Mittelwasser mobilisiert werden kann. Die hier dargestellten Ergebnisse unterscheiden sich von den in Kapitel 4.9 (Seite 77) vorgestellten durch die Laufzeit und die Berechnungsweise. Die Ergebnisse des Szenarios „Remobilisierung“ sind qualitativer Natur, während die Ergebnisse des Szenarios „Normalabfluss“ die Situation nach einer fünftägigen Mittelwasserperiode abbilden. Die Berechnungsergebnisse bestätigen, dass der Bereich bei den Schützen in einer längeren Mittelwasserperiode bei gegebener Konfiguration tatsächlich remobilisiert werden kann.



**Abbildung 71: Remobilisierung von Körnern ab  $d=9,4$  mm mit geöffneten Schützen bei MQ. Je tiefer der Rotton, desto größer der Durchmesser der mobilisierten Körner.**

#### 4.10.2. Schütze geschlossen

Im Szenario mit geschlossenen Schützen wurden vier verschiedene Varianten berechnet. Die Wehrklappe wurde linksseitig auf den Längen von 1 m, 2,5 m, 5 m und 7,5 m abgesenkt und der transportierbare Korndurchmesser wurde bestimmt (siehe Abbildung 72). Je länger die Absenkung wird, desto größer ist der mobilisierte Bereich im Stauraum und desto geringer ist die Erosion in der OWH. Das Szenario wurde nur mit Mittelwasser berechnet, bei höheren Abflüssen ist eine großflächigere Mobilisierung zu erwarten.



**Abbildung 72: Remobilisierung von Körnern ab  $d=9,4$  mm mit geschlossenen Schützen und teilweise abgesenktem Wehr bei MQ. Je tiefer der Rotton, desto größer der Durchmesser der mobilisierten Körner.**

#### 4.10.3. Stau-Analyse - Ergebnisse

Das Ziel des Zukunftsmodells „Kleinwasserkraft 2040“ ist die eigenständige Sanierung der Fließgewässer durch teilweise Verlandung von Stauräumen. Da der Geschiebetrieb an der Alm vergleichsweise intakt ist, bietet sich das Kraftwerk Gangljodl als idealer Standort für diesbezügliche Untersuchungen an.

Die Berechnungen wurden einerseits im Modell des aktuellen Zustands und andererseits im Modell nach HQ<sub>5</sub> (Addition beziehungsweise Subtraktion der Anlandungs- und Abtragungshöhen nach der HQ<sub>5</sub>-Simulation im aktuellen Zustand) durchgeführt. Die Schütze waren geschlossen und das gesamte Wehr hochgeklappt.

Abbildung 73 zeigt die Ergebnisse der MQ-Berechnung für den aktuellen Zustand (a) und nach HQ<sub>5</sub> (b). Bereiche mit mittleren Fließgeschwindigkeiten über 0,3 m/s sind grün und Bereiche mit darunter liegenden Geschwindigkeiten sind rot eingefärbt. Der Grenzwert von 0,3 m/s entstammt der QZV Ökologie (BMLFUW, 2010) (siehe auch Kapitel 1.13.5.4 auf Seite 41).

Die Ergebnisse der Stau-Analyse bei MQ zeigen, dass weder im aktuellen Zustand noch nach HQ<sub>5</sub> im gesamten Stauraum Fließgeschwindigkeiten über 0,3 m/s auftreten. Im aktuellen Zustand weist der erweiterte Einlaufbereich zum Werkskanal zwar ausreichend hohe Geschwindigkeiten auf, der Bereich vor dem Wehr jedoch nicht. Im Bereich der Brücke zeigen sich im Flussschlauch durchwegs Geschwindigkeiten über 0,3 m/s. Nach HQ<sub>5</sub> sind Veränderungen im Bereich der Brücke erkennbar, der Zufluss zum Werkskanal erscheint jedoch verlangsamt.

Abbildung 74 zeigt die Ergebnisse der MJNQT-Berechnung für den aktuellen Zustand (a) und nach HQ<sub>5</sub> (b). Der geringere Abfluss bedingt veränderte Fließwege, wodurch sich zwangsläufig ein Unterschied zu den Ergebnissen der MQ-Berechnung ergibt. Im aktuellen Zustand sind die Fließgeschwindigkeiten vor dem Wehr ausreichend hoch, während der Bereich unter der Brücke mit Geschwindigkeiten über 0,3 m/s im Vergleich zu MQ kleiner ist. Nach HQ<sub>5</sub> zeigt sich im Bereich der Brücke sowohl gegenüber MJNQT im aktuellen Zustand als auch zu MQ nach HQ<sub>5</sub> eine Veränderung hin zu höheren Fließgeschwindigkeiten.

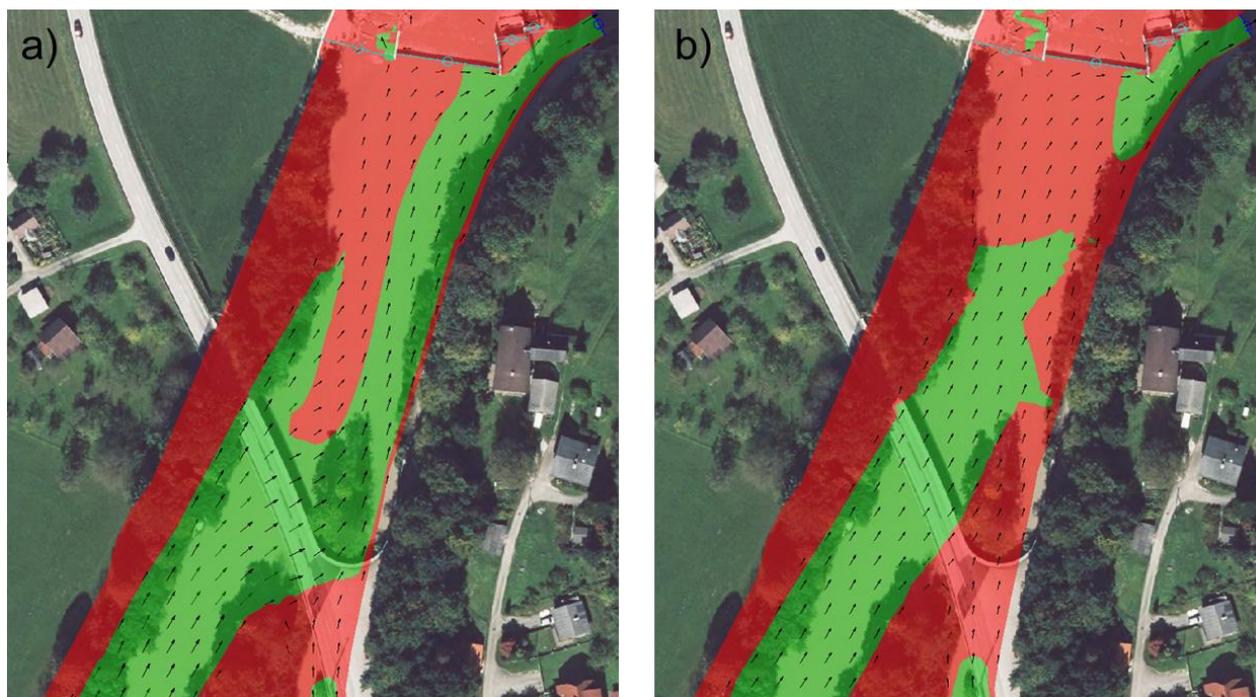


Abbildung 73: Stau-Analyse MQ Ist (a) und MQ nach  $HQ_5$  (b),  $v < 0,3$  m/s (rot),  $v > 0,3$  m/s (grün) (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018)



Abbildung 74: Stau-Analyse MJNQT Ist (a) und MJNQT nach  $HQ_5$  (b),  $v < 0,3$  m/s (rot),  $v > 0,3$  m/s (grün) (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018)

## 5. SCHLUSSFOLGERUNG

Im Vergleich zum aktuellen Zustand zeigt sich im HQ<sub>1</sub>-Szenario beim Zustand mit Maßnahmen eine verstärkte Tendenz zur Ablagerung von Material vor der Wehrklappe (siehe Kapitel 4.3.3 (Seite 59) und 4.10 (Seite 78) sowie Abbildung 2). Es ist jedoch zu erkennen, dass der Einlaufbereich der OWH zwischen dem Sporn und der dritten Buhne verlandet, insofern wäre eine Untersuchung der Kombination der bereits analysierten Maßnahme 2 mit Maßnahme 1 (siehe Kapitel 4.3.11 auf Seite 47) von Interesse.

Bei HQ<sub>5</sub> sind die Umlagerungsvorgänge und der Abfluss so stark, dass nur ein sehr geringer Effekt der Buhnen zu beobachten ist, ähnliches ist bei HQ<sub>10</sub> zu erkennen. Die Leitelemente werden als Niederwasserbuhnen ausgeführt, dadurch entsprechen die geringen Effekte bei größeren Hochwasserereignissen den Erwartungen.

Im Normalabfluss-Szenario zeigt sich der Effekt der Buhnen am deutlichsten. Bei geschlossenen Schützen kann im Zustand mit Maßnahmen der Einfluss der Maßnahme 2 und damit auch die für Buhnenfächer typische Ablagerungsform der Sedimentfahne abgebildet werden. Im aktuellen Zustand sind hier im Bereich der Schotterbank so gut wie keine Bewegungen nachzuweisen, während im Zustand mit Maßnahmen große Umlagerungsprozesse berechnet wurden. Auch hier wäre eine Untersuchung des Einflusses von Maßnahme 1 aufschlussreich.

Es ist anzumerken, dass es sich bei den vorliegenden Modellen um 2D-tiefengemittelte Berechnungen handelt. Die Leitelemente mussten überhöht eingebaut werden, da es sonst unweigerlich zu einer permanenten Unterschätzung des Einflusses derselben gekommen wäre.

Eine 3D - Modellierung wird vorgeschlagen, da durch diese die Geschwindigkeitsverteilung in Z-Richtung, also verteilt über die Wassertiefe, sowie Turbulenzen berechnet werden können. So könnte das Verhalten der Strömung an kleinräumigen Strukturen (wie den Buhnen) detaillierter untersucht werden (Sattler et al., 2018).

Das Szenario Remobilisierung zeigt, dass eine Abtrennung der Wehrklappe zur Optimierung des Remobilisierungsverhaltens beitragen könnte. Aus den Ergebnissen der Stau-Analyse geht hervor, dass die Fließgeschwindigkeiten im Stauraum nach wie vor zu niedrig sind, als dass kein Stau laut QZV Ökologie mehr vorliegt.

Mit Hilfe der gegenständlichen Vorstudie können in jedem Falle Trends als Basisdaten für die weitere Bearbeitung, auch in Hinblick auf die hier nicht berücksichtigte Maßnahme 1 sowie die Varianten für Maßnahme 2, abgeleitet werden.

Es ist anzumerken, dass grundsätzlich weiterhin, wie bei jeder Anlage, mit Maßnahmen im Rahmen der Wartung, Sanierung und Wiederherstellung speziell nach größeren Hochwasserereignissen gerechnet werden muss.

## **6. ZUSAMMENFASSUNG**

Diese Arbeit stellt im Rahmen des Projektes „Optimierung der Durchgängigkeit an Flüssen in Oberösterreich – Geschiebehaushalt und Organismenwanderung am KW Gangljodl“ eine Vorstudie dar. Es sollte ein Maßnahmenkonzept zur Verbesserung der Geschiebedurchgängigkeit am Standort des Kraftwerkes Gangljodl an der Alm erstellt werden.

Die Arbeit wurde im Zeitraum von 08/2016 bis 03/2019 erstellt.

Nach einer Vermessung vor Ort, einer eingehenden Literaturstudie und einer Sichtung von bereitgestellten Daten konnte das Modell des aktuellen Zustands generiert werden. Im Anschluss erfolgte die Ausarbeitung des vorliegenden Maßnahmenkonzeptes. Aus diesem Konzept wurden zwei Teile ausgewählt, welche in das Modell des aktuellen Zustands eingebaut und in weiterer Folge in Hinblick auf Hydrodynamik und Geschiebetransport untersucht wurden.

In der Berechnung wurden verschiedene Szenarien überprüft. Für den aktuellen Zustand wurden Hochwasserereignisse mit den Wiederkehrintervallen von 30, 100 und 300 Jahren bearbeitet. Im aktuellen Zustand und im Zustand mit eingebauten Maßnahmen wurde Ereignisse mit 1 -, 5 - und 10 - jährlichem Wiederkehrintervall untersucht. Außerdem wurde in beiden Zuständen eine Berechnung einer fünf Tage andauernden Mittelwasserperiode durchgeführt. Im aktuellen Zustand und nach einem HQ<sub>5</sub> wurde eine Analyse der Fließgeschwindigkeiten im Stauraum vorgenommen. Im Zustand mit eingebauten Maßnahmen wurden zusätzlich Remobilisierungsvorgänge modelliert.

Es folgte eine graphische Darstellung der Ergebnisse. Die ausgewählten Maßnahmen (fächerartige Leitelemente und Abtrennung der Wehrklappe) zeigten im Wesentlichen die erwartete Wirkung.

Für weiterführende Untersuchungen wird vorgeschlagen, eine 3D - Optimierung der Bühnenabstände und –winkel durchzuführen sowie die verbliebenen Maßnahmen und Varianten zu prüfen. Außerdem bleibt zu untersuchen, wie sich das Geschiebe im Unterwasser verhält. Wenn auch der oberwasserseitige Einstiegsbereich der OWH freigehalten werden kann, muss überprüft werden, ob die Durchgängigkeit unterwasserseitig gewährleistet ist, da sich das bestehende Problem sonst nur verschiebt.

---

## 7. TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Auswertung Messwerte Grünau (Jahresreihe 1981-2013) und Friedlmühle (Jahresreihe 1976-2013) (BMLFUW, 2015).....	13
Tabelle 2: Hochwasserkennwerte im Bereich Gangljodl .....	13
Tabelle 3: Erstellung von Hochwasserwellen nach Kreps.....	17
Tabelle 4: Wertbereiche für $k_{St}$ ( $m^{1/3}/s$ ) nach verschiedenen Autoren .....	21
Tabelle 5: verwendete $k_{St}$ -Werte ( $m^{1/3}/s$ ).....	22
Tabelle 6: Gültigkeitsbereiche ausgewählter Geschiebetransportformeln .....	33
Tabelle 7: Linienzahlanalyse 25, Flkm. 34,25 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006).....	34
Tabelle 8: Linienzahlanalyse 26, Flkm. 33,48 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH and DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006).....	35
Tabelle 9: $k_{St}$ -Werte ( $m^{1/3}/s$ ) in der Sensitivitätsanalyse .....	40
Tabelle 10: Übersicht der Rechenläufe.....	42

**8. ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

Abbildung 1: Aktueller Zustand am Kraftwerk Gangljodl (gelb: Geschiebeablagerung, blau: Hauptfließrichtung, rot strichpunktiert: Gewässerachse) (Orthofoto: Bing Maps, 2016) ..... 3

Abbildung 2: Zielzustand am Kraftwerk Gangljodl (gelb: Geschiebeablagerung, blau: Hauptfließrichtung, rot strichpunktiert: Gewässerachse) (Orthofoto: Bing Maps, 2016) ..... 5

Abbildung 3: Gewässernetz und Einzugsgebiete Oberösterreich, gelb: Einzugsgebiet der Alm (Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018), (geoland.at, 2018)..... 6

Abbildung 4: Ausschnitt ÖK 500 mit dem Almsee im Zentrum (Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen, 2018) ..... 7

Abbildung 5: Klimadiagramm Grünau-Almegg mit mittlerer Monatstemperatur und Niederschlagshöhen..... 8

Abbildung 6: Gewässerzustand nach WRRL im Projektgebiet (DORIS, 2018) ..... 9

Abbildung 7: biozönotische Region im Projektgebiet (DORIS, 2018).....10

Abbildung 8: hydrologische Messstellen im Projektgebiet (BMLFUW, 2017) .....11

Abbildung 9: Grundwasserspiegel an der Messstelle Scharnstein (Jänner 2009 bis Dezember 2015).....12

Abbildung 10: Schema KW Gangljodl mit verschiedenen Bauteilen.....14

Abbildung 11: Oberwasserbereich OWH - KW Gangljodl mit geringer Wassertiefe im Einlauf (11.05.2016).....15

Abbildung 12: Kieskörper am linken Ufer direkt oberhalb der OWH (11.05.2016).....15

Abbildung 13: Zusammenhang von Wassertiefe (h), Geländehöhe (z) und Höhe über einem Bezugsniveau (H) für die FWG (Nujić, 2003).....20

Abbildung 14: Rauigkeitsvergabe im Modell, jede Farbe stellt einen Bereich gleicher Rauigkeit dar .....22

Abbildung 15: Kräfte an einem eingetauchten Festkörper (Patt und Gonsowski, 2011) .....23

Abbildung 16: Schema der Fortbewegungsformen Gleiten, Rollen und Springen von Geschiebe .....24

Abbildung 17: Bewegungsbeginn nach Hjulström mit Grenzgeschwindigkeit Erosion (a) und Grenzgeschwindigkeit Ablagerung (b) (Ahnert, 2015).....26

Abbildung 18: Bewegungsbeginn nach Shields (Giesecke et al., 2009).....26

Abbildung 19: Kornverteilung Linienzahlanalyse 25, Flkm. 34,25 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006) .....34

Abbildung 20: Kornverteilung Linienzahlanalyse 26, Flkm. 33,48 (Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH und DHI Wasser & Umwelt GmbH, 2006) .....35

Abbildung 21: Geschiebeabweisung durch fächerartige Leitschwellen (Scheuerlein, 1984) .36

Abbildung 22: Konzept Strömungstrichter: a) deklinante und b) inklinante Anordnung (Sindelar und Mende, 2009) .....37

---

Abbildung 23: Schema der Ausbildung eines Pfahlkolks .....	38
Abbildung 24: theoretische Fließwege um die Pfähle .....	38
Abbildung 25: WSPL-Differenzen im Längenschnitt rau-Standard (rot) und glatt-Standard (blau) aus der Sensitivitätsanalyse .....	41
Abbildung 26: Unterschreitungsdauerlinie (rot) und Überschreitungsdauerlinie (blau) .....	43
Abbildung 27: Krepwellen verschiedener Hochwasserereignisse .....	44
Abbildung 28: Zusammenhang zwischen Durchfluss (Q) und Geschiebetransport (Qsed) für LZA 25 im aktuellen Zustand für verschiedene Transportformeln .....	45
Abbildung 29: HQ <sub>1</sub> -Wellen für Q (blau) und Qsed (rot) für LZA 26.....	46
Abbildung 30: Lage der Maßnahmen am KW Gangljodl, 1: Ein-/ Ausstiegsbereich der OWH, 2: Leitelemente im Stauraum, 3: Unterteilung der Wehrklappe .....	47
Abbildung 31: Maßnahme 1 mit den Elementen 1-5 am Ein-/ Ausstiegsbereich der OWH ...	48
Abbildung 32: projektierte Lage der Blocksteine aus E1 stromaufwärtig des Sporns (11.05.2016).....	49
Abbildung 33: Lage der neuen Tiefenrinne aus E2 am Ein-/ Ausstieg der OWH (11.05.2016) .....	49
Abbildung 34: Grundriss E3 mit Holzbohlen zur Abflusskonzentration in der Tiefenrinne .....	50
Abbildung 35: Ansicht der zwischen den Stahlprofilen eingebrachten Holzbohlen aus E3.....	50
Abbildung 36: Bereich der Erhöhung des bestehenden Sporns für E4 (11.05.2016) .....	50
Abbildung 37: Querschnitt Maßnahme 1 ohne E1: Verbesserung des Einlaufverhaltens in die OWH und Geschieberückhalt .....	51
Abbildung 38: Schema der möglichen zukünftigen Anlandungsentwicklung am linken Ufer oberhalb der OWH .....	52
Abbildung 39: Prinzipskizze Variante A: Niederwasserbuhne aus Pfählen (a) und Blocksteinen (b) zur Geschiebelenkung mit optionaler Erweiterung (c) .....	54
Abbildung 40: mögliche Uferbeanspruchung durch die Buhne.....	55
Abbildung 41: Prinzipskizze Variante B: aufgelöste Niederwasserbuhne.....	56
Abbildung 42: Prinzipskizze Variante C: fächerartige Leitelemente zur Sammlung von Sediment vor der Wehrklappe .....	57
Abbildung 43: Prinzipskizze Variante D: unterbrochene fächerartige Leitelemente für gesicherten Ein- und Ausstieg aus der OWH.....	58
Abbildung 44: Schema der durch eine Stauraumspülung remobilisierbaren Bereiche: Spülung durch die bestehenden Schütze (1) bzw. durch das neue Spülschütz (2).....	59
Abbildung 45: Modell des aktuellen Zustands (links) und mit Maßnahmen (rechts) (Höhen in m ü. A., HSL 0,25 m) .....	60
Abbildung 46: Bezeichnung der Modellbereiche, Höhe in m ü. A., HSL 0,25 m .....	61

---

Abbildung 47: Lage der Ansichtsfenster (blau: Wassertiefen und Fließvektoren, gelb: WSPL-Differenzen), Schnittlinie (rot) für die Auswertung und Buhnen (braun) (Orthofoto: Bing Maps, 2016).....	62
Abbildung 48: Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei HQ <sub>30</sub> (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018).....	63
Abbildung 49: Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei HQ <sub>100</sub> (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018).....	64
Abbildung 50: Verteilung der Fließgeschwindigkeiten bei HQ <sub>300</sub> (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018).....	65
Abbildung 51: Wassertiefen und Fließvektoren für HQ <sub>1</sub> , aktuell (a) und mit Maßnahmen (b), Angaben in m, Isolinien 0,25 m .....	66
Abbildung 52: WSPL-Differenzen für HQ <sub>1</sub> – Subtraktion WSPL aktueller Zustand von WSPL Zustand mit Maßnahmen.....	67
Abbildung 53: Sedimentation / Erosion HQ <sub>1</sub> bei Abflussspitze mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebmodellierung .....	68
Abbildung 54: Sedimentation / Erosion rot HQ <sub>1</sub> nach dem Ereignis mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebmodellierung .....	68
Abbildung 55: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ <sub>1</sub> bei Abflussspitze mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung .....	69
Abbildung 56: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ <sub>1</sub> nach dem Ereignis mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung .....	70
Abbildung 57: Wassertiefen und Fließvektoren für HQ <sub>5</sub> , aktuell (a) und mit Maßnahmen (b), Angaben in m, Isolinien 0,3 m .....	70
Abbildung 58: WSPL-Differenzen für HQ <sub>5</sub> – Subtraktion WSPL aktueller Zustand von WSPL Zustand mit Maßnahmen.....	71
Abbildung 59: Sedimentation / Erosion HQ <sub>5</sub> bei Abflussspitze mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebmodellierung .....	72
Abbildung 60: Sedimentation / Erosion HQ <sub>5</sub> nach dem Ereignis mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebmodellierung .....	72
Abbildung 61: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ <sub>5</sub> bei Abflussspitze mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung .....	73
Abbildung 62: Profildarstellung der Sohlhöhen für HQ <sub>5</sub> nach dem Ereignis mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung .....	73
Abbildung 63: Wassertiefen und Fließvektoren für HQ <sub>10</sub> , aktuell (a) und mit Maßnahmen (b), Angaben in m, Isolinien 0,3 m .....	74
Abbildung 64: WSPL-Differenzen für HQ <sub>10</sub> – Subtraktion WSPL aktueller Zustand von WSPL Zustand mit Maßnahmen.....	74

---

Abbildung 65: Sedimentation / Erosion $HQ_{10}$ bei Abflussspitze mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung .....	75
Abbildung 66: Sedimentation / Erosion $HQ_{10}$ nach dem Ereignis mit LZA 26, aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung .....	75
Abbildung 67: Profildarstellung der Sohlhöhen für $HQ_{10}$ bei Abflussspitze mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung .....	76
Abbildung 68: Profildarstellung der Sohlhöhen für $HQ_{10}$ nach dem Ereignis mit Ausgangssohle und Stauziel, Blickrichtung in Fließrichtung .....	76
Abbildung 69: Sedimentation / Erosion nach fünf Tagen MQ - Schütze offen aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung .....	77
Abbildung 70: Sedimentation / Erosion nach fünf Tagen MQ - Schütze geschlossen aktuell (a) und mit Maßnahmen (b) aus Geschiebemodellierung .....	78
Abbildung 71: Remobilisierung von Körnern ab $d=9,4$ mm mit geöffneten Schützen bei MQ. Je tiefer der Rotton, desto größer der Durchmesser der mobilisierten Körner. ....	79
Abbildung 72: Remobilisierung von Körnern ab $d=9,4$ mm mit geschlossenen Schützen und teilweise abgesenktem Wehr bei MQ. Je tiefer der Rotton, desto größer der Durchmesser der mobilisierten Körner. ....	79
Abbildung 73: Stau-Analyse MQ Ist (a) und MQ nach $HQ_5$ (b), $v < 0,3$ m/s (rot), $v > 0,3$ m/s (grün) (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018) .....	81
Abbildung 74: Stau-Analyse MJNQT Ist (a) und MJNQT nach $HQ_5$ (b), $v < 0,3$ m/s (rot), $v > 0,3$ m/s (grün) (Orthofoto: Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, 2018).....	81

## 9. QUELLENVERZEICHNIS

AHNERT, F. (2015): Einführung in die Geomorphologie, Eugen Ulmer Stuttgart, Stuttgart.

Amt der Oberösterreichischen Landesregierung (2018): Land Oberösterreich. Online im Internet: URL [www.land-oberoesterreich.gv.at](http://www.land-oberoesterreich.gv.at) [Abruf am 2.7.2018].

Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, Direktion Umwelt und Wasserwirtschaft, Abteilung Oberflächengewässermanagement (2011): Seeprofil Almsee. Online im Internet: URL [https://www.land-oberoesterreich.gv.at/Mediendateien/Formulare/DokumenteAbt\\_W/Almsee.pdf](https://www.land-oberoesterreich.gv.at/Mediendateien/Formulare/DokumenteAbt_W/Almsee.pdf) [Abruf am 27.9.2017].

Amt der Oberösterreichischen Landesregierung, grün integral (Hrsg.) (2007): Raumeinheit Unteres Almtal (Nr. 39): Natur und Landschaft, Leitbilder für Oberösterreich. Linz.

BACHURA, B.; BLATTERER, H.; MÜLLER, G.;SCHAY, G. (1993): Alm, Untersuchungen zur Gewässergüte, Stand 1991-1993 (Nr. 4/1993).

BADOUX, A.; RICKENMANN, D. (2008): Berechnungen zum Geschiebetransport während der Hochwasser 1993 und 2000 im Wallis. Wasser Energie Luft 100. Jahrgang, 2008.

BATHURST, J.C.; GRAF; W.H.; CAO, H.H. (1982): Initiation of Sediment Transport in Steep Channels with Coarse Bed Material. EUROMECH 156 Mechanics of Sediment Transport. Istanbul.

BECHTELER, W. (2006): ALPRESERV - Sustainable Sediment Management of Alpine Reservoirs considering ecological and economical Aspects (Nr. 2). Alpreserv, Neubiberg.

BERGMEISTER, K.; SUDA, J.; HÜBL, J.; RUDOLF-MIKLAU, F. (2009): Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren. Ernst & Sohn, Berlin.

BOLLRICH, G. (2007): Technische Hydromechanik, 6. Auflage. Huss, Berlin.

Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen (2018): Amap Online. Online im Internet: URL [www.austrianmap.at](http://www.austrianmap.at) [Abruf am 2.7.2018]

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (2017): eHYD: – Zugang Zu Hydrografischen Daten Österreich. Online im Internet: URL <http://ehyd.gv.at/> [Abruf am 28.9.2017].

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (BMLFUW) (2015): Hydrografisches Jahrbuch von Österreich 2013 (Daten und Auswertungen). BMLFUW, Wien.

Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft (2010): Qualitätszielverordnung Ökologie Oberflächengewässer - QZV Ökologie OG.

Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus (Hrsg.) (2018): Mittlerer Jahresniederschlag 1981-2010.

Büro Pieler ZT GmbH (2014): Leitfaden für die Einleitung von Oberflächengewässern in Vorfluter. Land Niederösterreich, Niederösterreich.

CHOW, V.T. (1959): Open-Channel Hydraulics. McGraw-Hill Book Company, Illinois.

DORIS - Digitales Oberösterreichisches Raum-Informationen-System (2018). Online im Internet: URL [www.doris.at](http://www.doris.at) [Abruf am 18.6.2018].

flussbau iC GesmbH (2017): Bericht ABU Zöbernbach - Güns Gefahrenzonenplanung Pilgersdorf.

geoland.at (2018). Online im Internet: URL [www.geoland.at](http://www.geoland.at) [Abruf am 7.2.2018].

GERTSCH, E. (2009): Geschiebelieferung alpiner Wildbachsysteme bei Grossereignissen - Ereignisanalysen und Entwicklung eines Abschätzverfahrens. Universität Bern.

GIESECKE, J.; MOSONYI, E.; HEIMERL, S. (2009): Wasserkraftanlagen-Planung, Bau und Betrieb, 5. Auflage. Springer.

HABERSACK, H. (1995): Praktische Anwendung der HEC-Software, in: Drobir, H. (Hrsg.), Mathematische Modellierung Offener Gerinne. Vorgestellt bei ÖWAV Seminar, TU Wien, Wien.

HABERSACK, H.; TRITTHART, M.; LALK, P.; SCHÖBERL, F.; HENGL, M.; HUBER, B.; KNOBLAUCH, H.; RICKENMANN, D.; SCHOBER, B.; KLÖSCH, M.; GABRIEL, H.; HAIMANN, M.; MOSER, M.; STEPHAN, U.; BADURA, H.; HAUER, C.; KROUZECKY, N. (2011): Fließgewässermodellierung-Arbeitsbehelf Feststofftransport und Gewässermorphologie.

HICKEL, S. (2013): Angewandte Strömungssimulation - Vorlesungsunterlagen, Technische Universität München. Online im Internet: URL [https://www.aer.mw.tum.de/fileadmin/tumwaer/www/pdf/lehre/angewandte\\_cfd/V6\\_2013.pdf](https://www.aer.mw.tum.de/fileadmin/tumwaer/www/pdf/lehre/angewandte_cfd/V6_2013.pdf) [Abruf am 11.10.2017].

Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen, (2018): Hydrotec. Online im Internet: URL [www.hydrotec.de](http://www.hydrotec.de) [Abruf am 7.5.2018].

Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH (2011): Revitalisierung Wasserkraftanlage "Gangljodlwehr" - Hydraulisches Gutachten 2010 (mit Ergänzungen im März 2011). Wien.

Ingenieurbüro Neukirchen ZT-GmbH, DHI Wasser & Umwelt GmbH (2006): Gewässerbetreuungskonzept Alm -Geschiebe.

KNAUF, D. (o.J.): Rauheitsklassen mit Bildbeispielen. Online im Internet: URL <https://www.psw-knauf.de/download/Bildbeispiele-Rauheitsklassen.pdf> [Abruf am 25.6.2018].

LANGE, G.; LECHER, K. (Hrsg.) (1993): Gewässerregelung und Gewässerpflege - Naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern, 3. Auflage. Paul Parey, Hamburg, Berlin.

MERTENS, W. (2006): Hydraulisch-sedimentologische Berechnung naturnah gestalteter Fließgewässer - Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis.

Microsoft (2016): Bing Maps. Online im Internet: URL [www.bing.com/maps](http://www.bing.com/maps) [Abruf am 08.10.2016]

NACHTNEBEL, H.-P. (2010): Hydrologie und Flussgebietsmanagement - Sedimenttransport-Modellierung - Vorlesungsunterlagen, Universität für Bodenkultur Wien. Online im Internet: URL

[https://iwhw.boku.ac.at/LVA816101/Power\\_Point\\_Pr%C3%A4sentationen/VO101\\_12\\_Sedimenttransport.pdf](https://iwhw.boku.ac.at/LVA816101/Power_Point_Pr%C3%A4sentationen/VO101_12_Sedimenttransport.pdf) [Abruf am 27.9.2017]

NAUDASCHER, E. (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, 2. Auflage. Springer, Wien, New York.

NUJIĆ, M. (2003): Hydro\_as-2d Benutzerhandbuch.

OFENBÖCK, G.; SCHENKER, P.; FENZ, R. (2015): Broschüre 2. Nationaler Gewässerbewirtschaftungsplan.

PATT, H.; GONSOWSKI, P. (2011): Wasserbau - Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen, 7. Auflage. Springer, Berlin, Heidelberg.

PATT, H.; JÜRGING, P.; KRAUS, W. (2011): Naturnaher Wasserbau - Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern, 4. Auflage. Springer, Bonn.

SATTLER, S., MATTERSBERGER, E., PFEMETER, M. (2018): 3D Numerical Flow Calculations. CommuniCation 22, 2.

SCHÄLCHLI, U., KIRCHHOFER, A. (2012): Sanierung Geschiebehaushalt Strategische Planung. Ein Modul der Vollzugshilfe Renaturierung der Gewässer, Umwelt-Vollzug Nr. 1226, Bundesamt für Umwelt, Bern.

SCHEUERLEIN, H. (1984): Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen. Ernst&Sohn, Berlin.

SHIELDS, A. (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik in der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung (Nr. 26), Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Berlin.

SINDELAR, C.; MENDE, M. (2009): Lenkbuhnen zur Strukturierung und Stabilisierung von Fließgewässern. WasserWirtschaft 99, 75.

USACE, U.A.C. of E. (2002): SAM Hydraulic Design Package for Channels - User's Manual. Vicksburg, Mississippi.

ZANKE, U. (2013): Hydraulik für den Wasserbau, 3. Auflage. Springer Vieweg.

ZANKE, U. (1982): Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer, Hannover.