

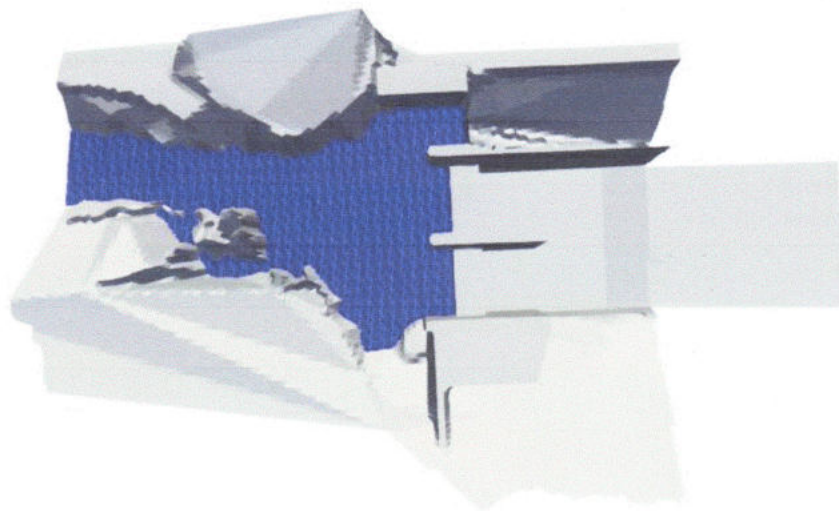
IB-NUJIĆ j.d.o.o.

Okička 22 A, 10 430 Samobor, Kroatien

Wasserkraftwerk Felsentunnel an der Ramsauer Ache

2d- / 3d- numerische Modellierung

zur Verkläusung und zum Schwallverhalten



Auftraggeber: WKW Felsentunnel GmbH & Co. KG
Bergenerstr. 10
94256 Drachselried

Samobor, im Juli 2022.

.....
Dr.-Ing. Marinko Nujić

(Projektleiter und Bearbeiter)

Inhaltsverzeichnis

1. Allgemeines.....	1
1.1. Einführung.....	1
1.2. Aufgabenstellung.....	3
1.3. Planung 2020 / 2021.....	3
2. Numerische Modellierung.....	7
2.1. Einführung.....	7
2.2. Modellerstellung.....	8
2.3. HQ100 Berechnung.....	12
2.4. Verklausung.....	14
2.5. Schwall- und Sunkverhalten.....	17
3. Zusammenfassung.....	26
4. Literatur.....	29

1. Allgemeines

1.1. Einführung

Im Zuge der Genehmigungsplanung für das Wasserkraftwerk Felsentunnel wurde im Jahr 2012 ein Modellversuch an der Technischen Universität München durchgeführt.

Folgende Aspekte waren dabei im Modell zu untersuchen (aus Bericht der TUM):

- Leistungsfähigkeit der Wehranlage in den Bemessungslastfällen 1 und 2 nach DIN 19700 Teil 13
- Wasserstands-Abfluss-Beziehungen für die Wehranlage in den Betriebszuständen n , $(n-1)$ links und $(n-1)$ rechts
- Ermittlung der Wasserspiegellagen im Stauraum in den Bemessungslastfällen 1 und 2 nach DIN 19700 Teil 13
- Untersuchung des Treibholzverhaltens im Stauraum und an der Wehranlage für verschiedene Betriebszustände
- ggf. Optimierung der Wehranlage hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit und des Treibholzverhaltens
- Umbau der Abstürze 2 und 3 zu einer Rampe

Wesentliche Ergebnisse des Modellversuchs (aus Bericht der TUM zitiert):

Unterwassereinfluss

- Ein leistungsmindernder Einfluss des Unterwasserstands ist auszuschließen.

Hochwasserabfuhr unter Einhaltung des Stauziels

- Die Leistungsfähigkeit der Wehranlage nach DIN 19700 Teil 13 ist gegeben.
- Bei geringen bis mittleren Abflüssen (MQ bis ca. HQ20) liegt die Stauwurzel am Absturz 1 bei Fluss-km 6+192.
- Bei Hochwasserabflüssen ab ca. HQ20 bildet sich am Absturz 2 (Fluss-km 6+102) ein

Fließwechsel mit hydraulischer Entkopplung aus, d.h. die Wasserspiegel oberhalb sind nicht durch einen Aufstau am Wehr beeinflusst.

- Etwa bei Fluss-km 6+133 erreicht der Wasserspiegel bei sehr großen Hochwasserabflüssen (ab ca. HQ100) die Höhe der begleitenden B305. Wie oben erläutert, ist dies unabhängig vom zu errichtenden Absperrbauwerk.
- Bei Hochwasserabflüssen ab ca. HQ20 wird der Bereich des Widerlagers des Fußgängerstegs zumindest teilweise überspült.
- Es wird daher vorgeschlagen, ab ca. einem HQ20 (60 m³/s) den Stau zu legen und den Hochwasserabfluss durch ein oder zwei vollständig geöffnete Wehrfelder ab-zuführen.

Hochwasserabfuhr bei gelegtem Stau

- Für den Bemessungsabfluss BHQ1 = HQ100 im (n-1)-Fall ergibt sich ein Oberwasserspiegel von etwa 609,4 m+NN (siehe Tabelle Tab. 5 2), der damit mehr als 2 m tiefer als das Stauziel ZS liegt.
- Im Bemessungsfall 2 (BHQ2 = HQ1.000, (n)-Fall) liegt der Oberwasserspiegel nur etwa bei 606,6 m+NN (siehe Tabelle Tab. 5 2) und damit ca. 5 m unterhalb dem Stauziel ZS.

	n	n-1		n-a	
		links	rechts	links	rechts
HQ₁₀₀	606,3	<u>609,3</u>	<u>609,4</u>	609,3	609,1
HQ_{1.000}	<u>606,6</u>	610,1	610,1	609,7	609,7

- Es findet auch hier der beschriebene Fließwechsel an Absturz 2 mit hydraulischer Entkopplung des oberhalb liegenden Bereiches vom Wehrbauwerk statt.

KW Felsentunnel – Umplanung 2018 - Hochwasserabfuhr Seite 6

- Die Freiborde im Bereich des Widerlagers des Fußgängerstegs, die in der Betriebssituation „Stauziel ZS“ unzureichend waren, sind bei gelegtem Stau unproblematisch.
- Hingewiesen werden muss auf die große dynamische Beanspruchung des Ab-

sperrbauwerks und der Verschlüsse durch starke Pulsationen des Wasserspiegels.

- Es wurde die Hochwasserabfuhr bei gelegtem Stau empfohlen, auch im LF (n-1) ist dies bei Wasserspiegellagen deutlich unter ZS möglich.

Einbau einer Rampe statt Absturz 2 und 3 im Zuge der Baustellenumleitung

- Hinsichtlich der Leistungsfähigkeit der Wehranlage, Wasserspiegellagen und Freiborde im Stauraum hat der Einbau der Rampe keine Auswirkungen

Des Weiteren wurde im Jahr 2018 eine gutachterliche Stellungnahme seitens der TUM, im Zuge der Umplanung, abgegeben.

Wesentliche konzeptionelle Änderung gegenüber der Planung von 2012 war nun die Gestaltung als Flusskraftwerk ohne Ausleitungsstrecke.

1.2. Aufgabenstellung

In der gutachterlichen Stellungnahme der TUM wurden verschiedene Aspekte berücksichtigt sowie entsprechende Nachweise erbracht (Bericht TUM 2012, Stellungnahme 2018).

Das Straßenbauamt Traunstein hat dennoch in seiner Stellungnahme zum geplanten Vorhaben gewisse Sorgen über die Sicherheit der neben der Ramsauer Ache verlaufenden Bundesstraße B 305 geäußert. Konkret geht es dabei um das Schwall- und Sunkverhalten der Anlage sowie um Verklausungsszenarien, die u.U. zu einer Überflutung der Bundesstraße führen könnten.

Daraufhin hat die WKW Felsentunnel GmbH & Co. KG das IB-NUJIC damit beauftragt, diese genauer zu untersuchen und eine gutachterliche Stellungnahme dazu abzugeben.

1.3. Planung 2020 / 2021

Eine wesentliche konzeptionelle Änderung gegenüber dem Modellversuch von 2012 ist

nun die Gestaltung als Flusskraftwerk ohne Ausleitungsstrecke.

Die relevanten Abmessungen und Koten des zweifeldrigen Wehrbauwerks zur Hochwasserabführung bleiben dabei unverändert:

- zwei 5,20 m breite Wehrfelder
- je 4,0 m hohe Stauklappen (2012: Schützen)
- je 2,15 m hohen Aufsatzklappen
- Festes Stauziel ZS 611,15 m+NN (1. Ausbaustufe ohne Dynamik, Stand 2021)
- Klappengelenk 609,00 m+NN
- Überfallkrone 605,00 m+NN
- Sohlhöhe im OW 604,25 m+NN

Ein Übersichtslageplan der Wasserkraftanlage ist in den Abb. 1.1a, Abb. 1.1b und ein Längsschnitt durch ein Wehrfeld in der Abb. 1.2 dargestellt.

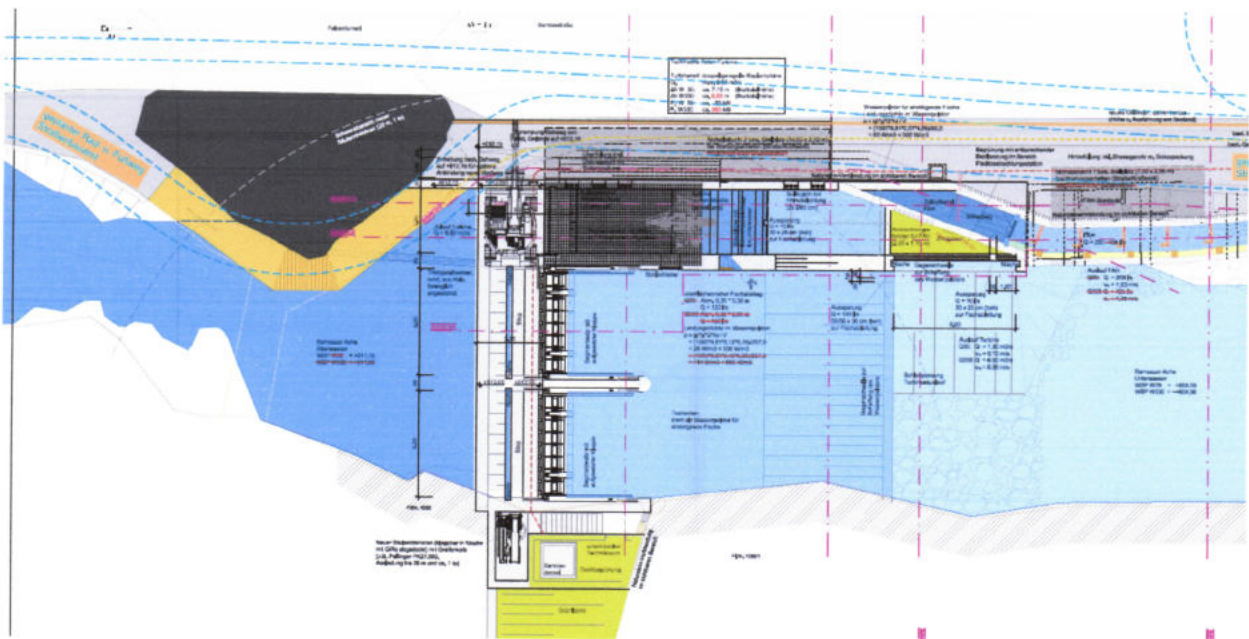


Abb. 1.1a: Übersichtslageplan der Wasserkraftanlage (IB Ederer Planungsstand mit Index 01.03.2021 - Ergänzung 15.03.2021).

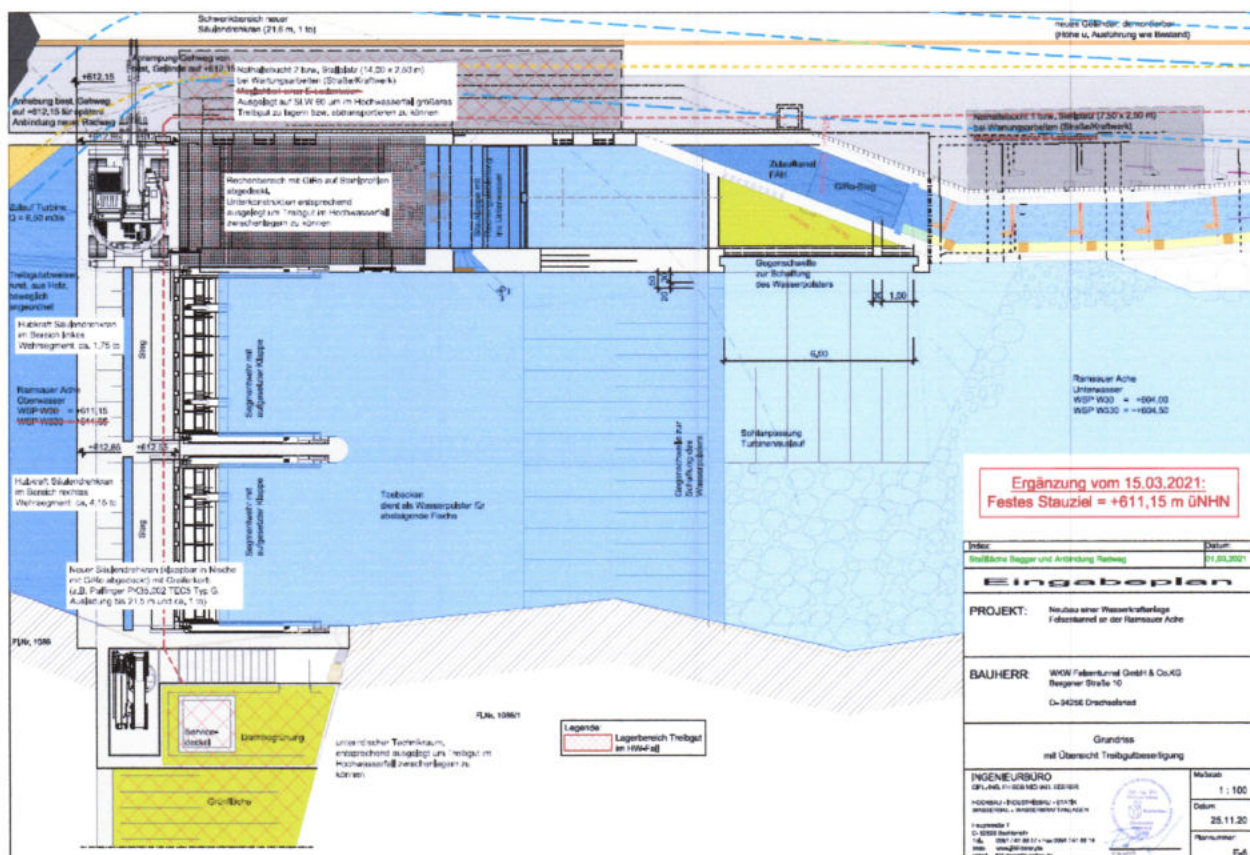


Abb. 1.1b: Übersichtslageplan der Wasserkraftanlage (IB Ederer Planungsstand mit Index 01.03.2021 - Ergänzung 15.03.2021).

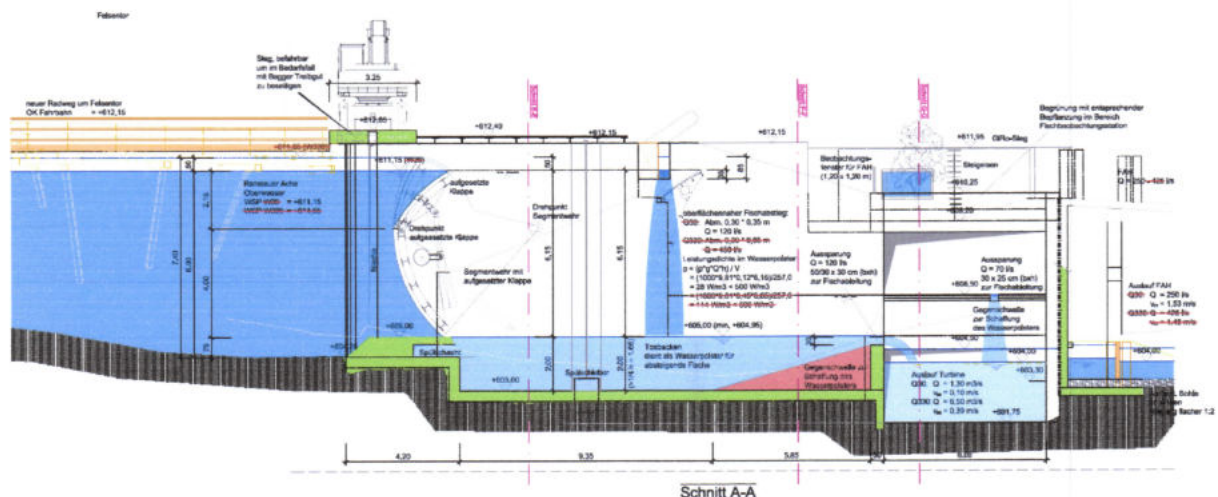


Abb. 1.2: Längsschnitt durch ein Wehrfeld (IB Ederer Planungsstand mit Index 01.03.2021 - Ergänzung 15.03.2021).

Die Stauwurzel des beantragten festen Stauzieles mit 611,15 m+NN reicht bis zur oberhalb liegenden Sohlschwelle bei Fl. KM 6+180 (*Anm.: früher Fl. KM 6+190*), dies ist ca. 120 m oberstrom der geplanten Kraftwerksanlage. Die Oberkante der Sohlschwelle bei Fl. KM 6+180 liegt bei 612,42 m+NN, so dass diese durch die Stauhaltung nicht eingestaut wird und somit eine natürliche Stauwurzelbegrenzung darstellt (Stellungnahme TUM 2018).

Das Bemessungshochwasser HQ100 = BHQ1 wird entgegen dem 2012 verwendeten Wert von 105 m³/s, auf unsere Anfrage seitens des WWA Traunstein, nun als 92 m³/s angegeben.

2. Numerische Modellierung

2.1. Einführung

Die zweidimensionale numerische Modellierung wurde mit dem Modell *h_sim-2d* durchgeführt. Das Modell *h_sim-2d* wurde von Dr. Nujić entwickelt, basierend auf seiner langjähriger Erfahrung mit dem Modell HYDRO_AS-2D. Die im HYDRO_AS-2D eingesetzten Verfahren für die Berechnung der konvektiven und diffusiven Strömen durch die Zellseiten, wurden größtenteils in *h_sim-2d* übernommen und dabei hinsichtlich der Genauigkeit weitgehend verbessert sowie optimiert. *h_sim-2d* ermöglicht im Vergleich zu HYDRO_AS-2D u.A. eine genauere Modellierung: der überströmten Deiche / Straßen, der Abstürze, der Strömung unter Druckabfluss, langen Verdolungen und Durchlässen, etc. Für eine genaue Abflussmodellierung der überströmten Deiche sind z.B. bei den meisten Modellen (inkl. HYDRO_AS-2D) mindestens 2 bis 3 Elementreihen erforderlich. Für *h_sim-2d* reicht sogar nur 1 Elementreihe, um zufriedenstellende Ergebnisse (weniger als 5 Prozent Fehler bei der Abflussermittlung) zu erzielen. Es treten außerdem weniger Oszillationen in der Wasserspiegellage auf, als bei HYDRO_AS-2D.

Differenzen in der berechneten Wasserspiegellage zwischen HYDRO_AS-2D und *h_sim-2d* sind auf einer freien Fließstrecke i.d.R. unter 2 bis 3 cm. Das neue Modell zeichnet sich außerdem durch wesentlich kürzere Rechenzeiten aus (10 mal schneller und mehr). Die durchgeführten Vergleiche haben ergeben, dass *h_sim-2d* im Vergleich zu HYDRO_AS-2D umso schneller ist, je mehr Rechenkerne es gibt.

Die dreidimensionale Modellierung wurde mit dem Modell OpenFOAM V9 durchgeführt: <https://doc.cfd.direct/openfoam/user-guide-v9/>.

Als „Solver“ wurde dabei InterFOAM / Volume-Of-Fluid 3D Solver eingesetzt: OpenFOAM 9: <https://openfoamwiki.net/index.php/InterFoam>.

Für die Modellierung von Turbulenz wurde das kOmegaSST Modell verwendet: <https://doc.cfd.direct/openfoam/user-guide-v9/turbulence>.

Die 3d- Modellierung wurde an der Technischen Universität in Rijeka durchgeführt.

2.2. Modellerstellung

Die Modellerstellung erfolgte auf Basis der zur Verfügung gestellten Daten, bestehend aus den vermessenen Querprofilen, Einzelpunkten und sämtlichen Bruchlinien (Abb. 2.1).

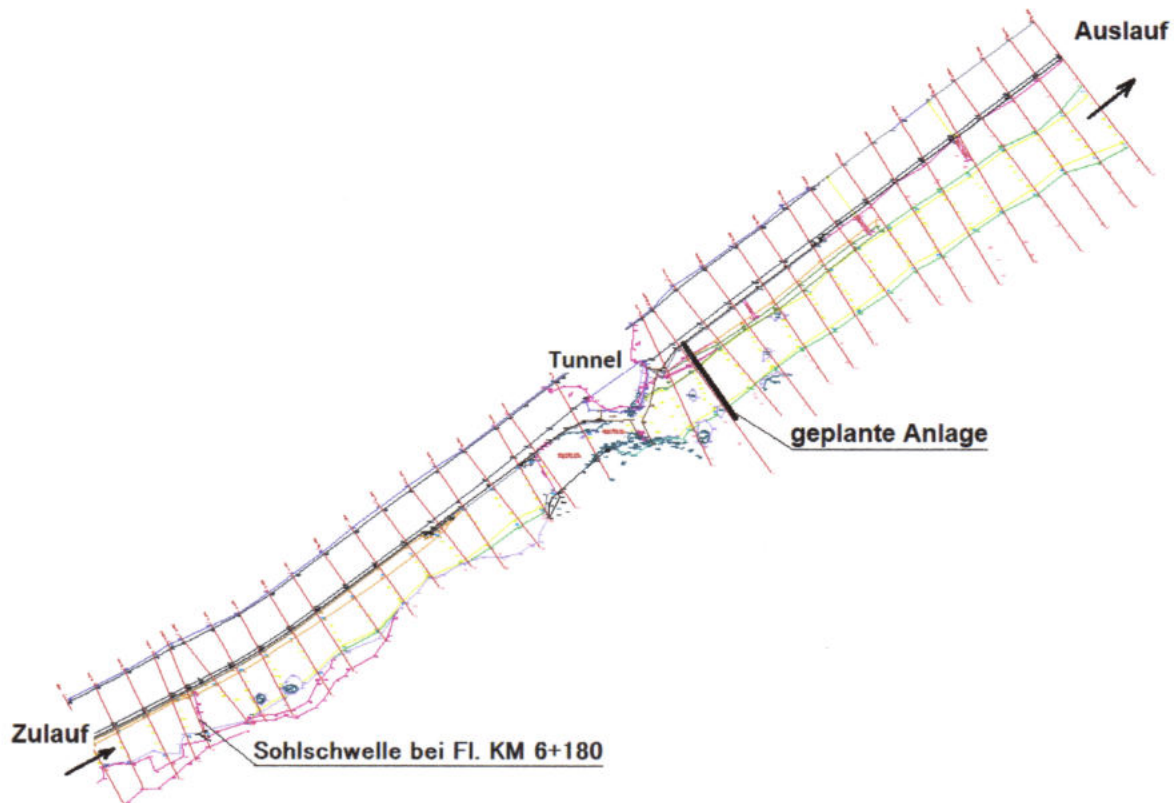


Abb. 2.1: Übersichtsplan – Vermessungsdaten.

Basierend auf diesen Daten wurde zunächst ein hochauflösendes digitales Geländemodell einschließlich 2d- Berechnungsnetz des Bestands erstellt, das alle relevante Strukturen beinhaltet (Abb. 2.2 und Abb. 2.3). Das Netz wurde jedoch im Bereich der geplanten Anlage bereits entsprechend angepasst (Abb. 2.3). Das resultierende 2d- Netz besteht aus insgesamt 48.700 Knotenpunkten und 92.630 Elementen. Der Punktabstand beträgt um ca. 40 cm.

Der Zulauf ist ca. 125 m von der geplanten Anlage bzw. ca. 25 m stromaufwärts der Sohlschwelle bei Fl. KM 6+180 (Absturz 1), entfernt. Der Auslauf liegt ca. 105 m stromabwärts der geplanten Anlage.

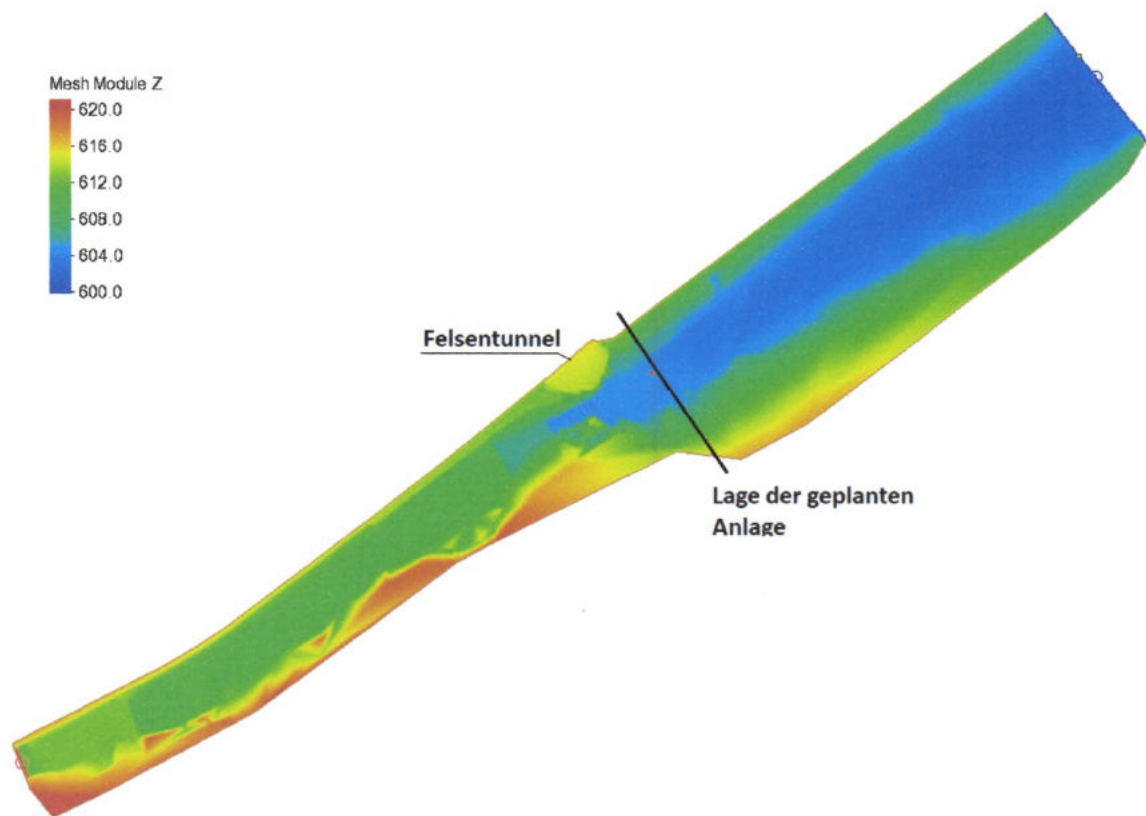


Abb. 2.2: Höhengichtlinien des resultierenden Geländemodells.

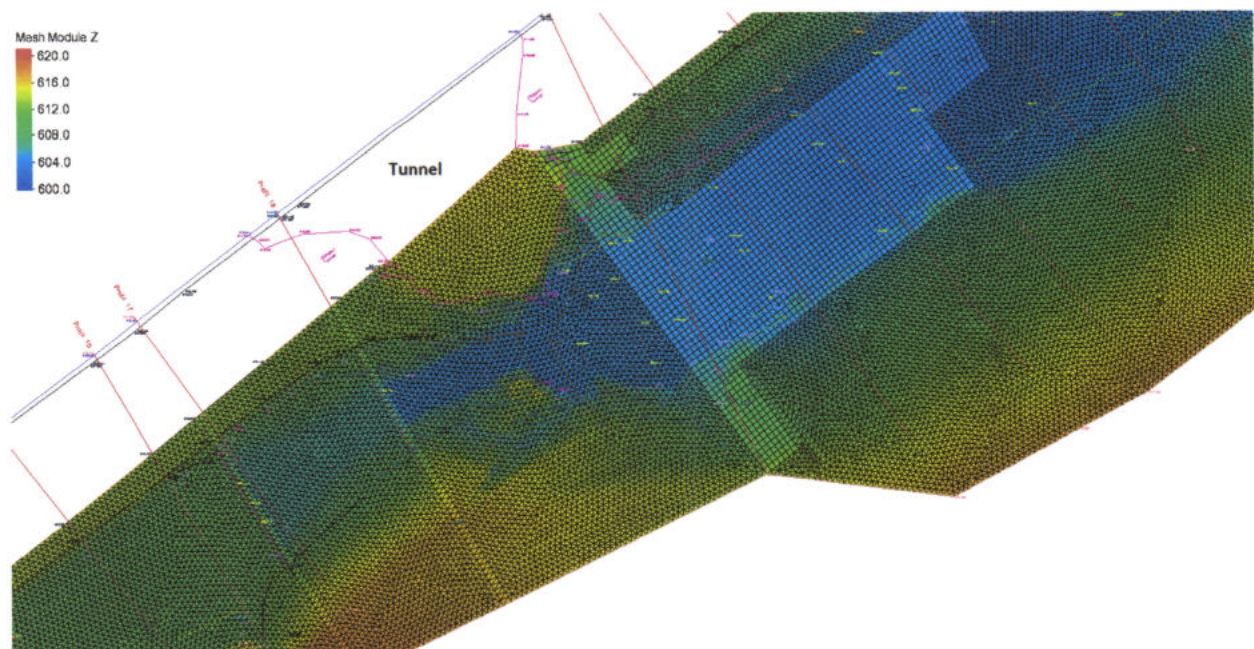


Abb. 2.3: Ausschnitt aus dem Berechnungsnetz im Bereich der geplanten Anlage.

Im Stauraum befinden sich zudem noch zwei weitere Abstürze:

- Absturz 2 bei Fl. Km 6+102 und
- Absturz 3 bei Fl. Km 6+087.

Des Weiteren wurden für den Planungszustand die geo - referenzierten Lagepläne der geplanten Anlage verwendet (Abb. 2.4).

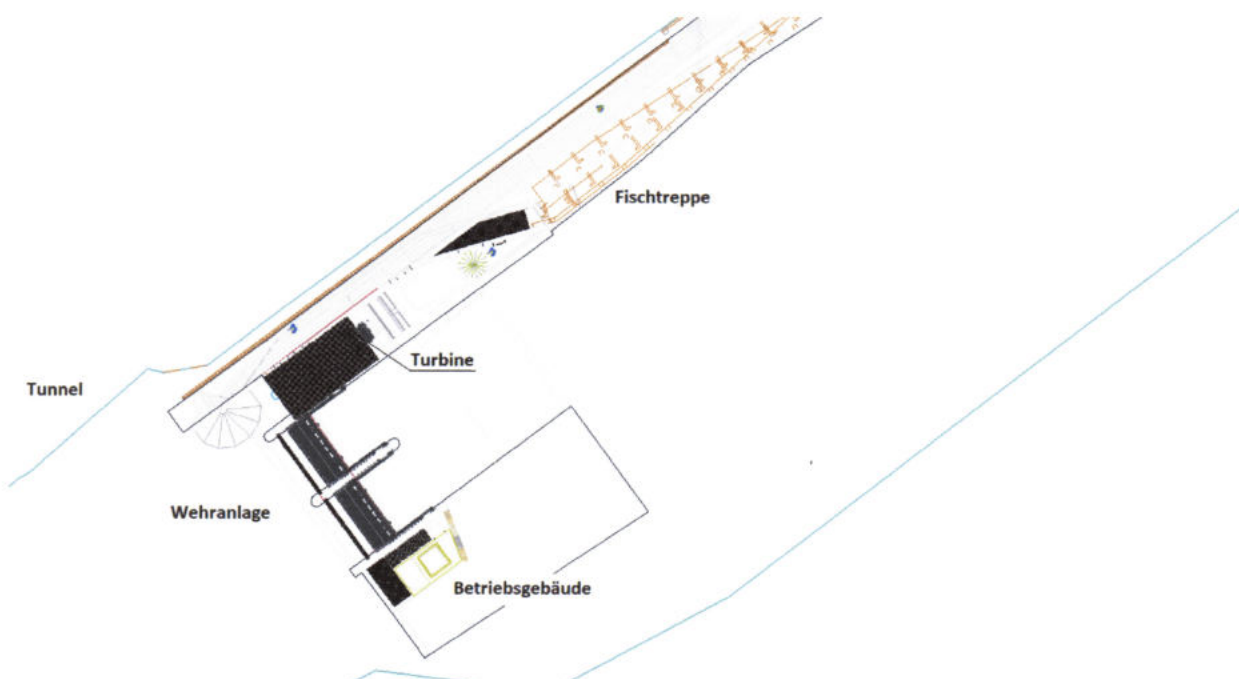


Abb. 2.4: Lageplan der geplanten Anlage.

Die Anlage wurde gemäß Plänen Lage-getreu in das Bestandsnetz integriert. Das resultierende Netz wurde anschließend im Bereich der geplanten Anlage verfeinert und entsprechend angepasst. In undurchströmbaren Bereichen wie z.B. Betriebsgebäuden, Wehrpfeilern, etc. wurden entsprechende Elemente auf Disable gesetzt (Abb. 2.6 rötlich gefärbt). Sohlenhöhen wurden ebenfalls gemäß Plänen angepasst (Wehranlage, Tosbecken, Turbinenauslauf, etc.), wie aus der Abb. 2.5 ersichtlich. Das resultierende 2d-Netz des Planungszustands besteht aus insgesamt 55.460 Knotenpunkten und 99.440 Elementen. Der Punktabstand im Bereich der Wehranlage beträgt lediglich ca. 18 cm.

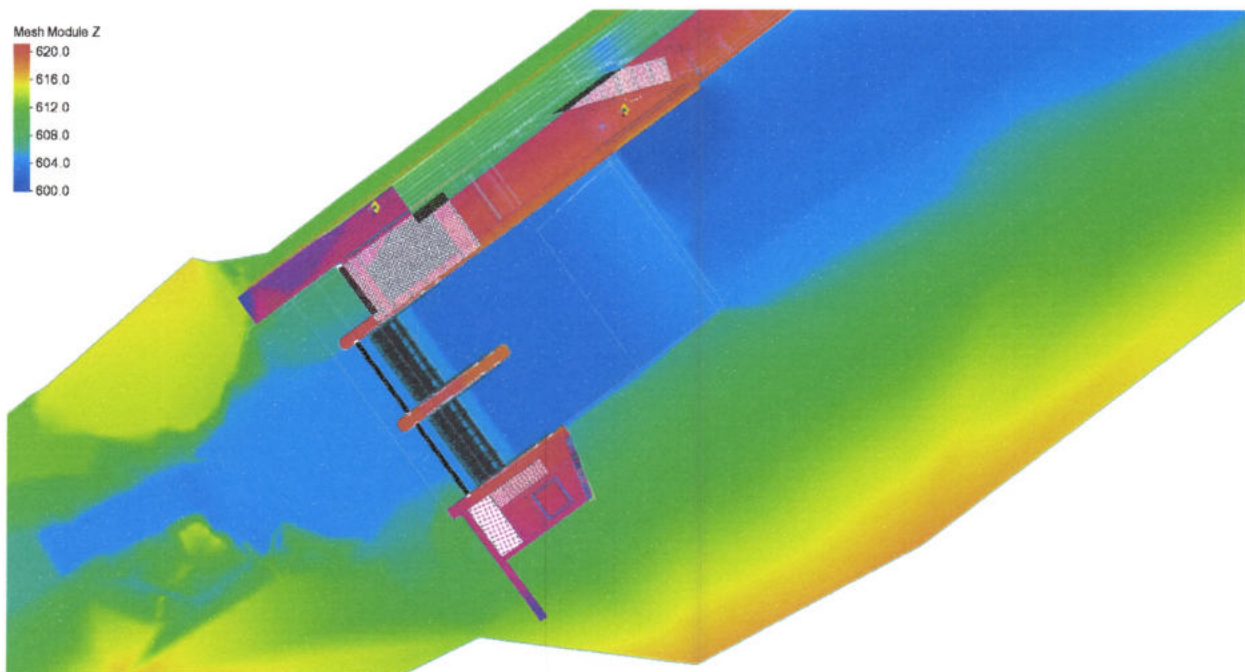


Abb. 2.5: Ausschnitt aus dem DGM des Planungszustands, mit der geplanten Anlage.

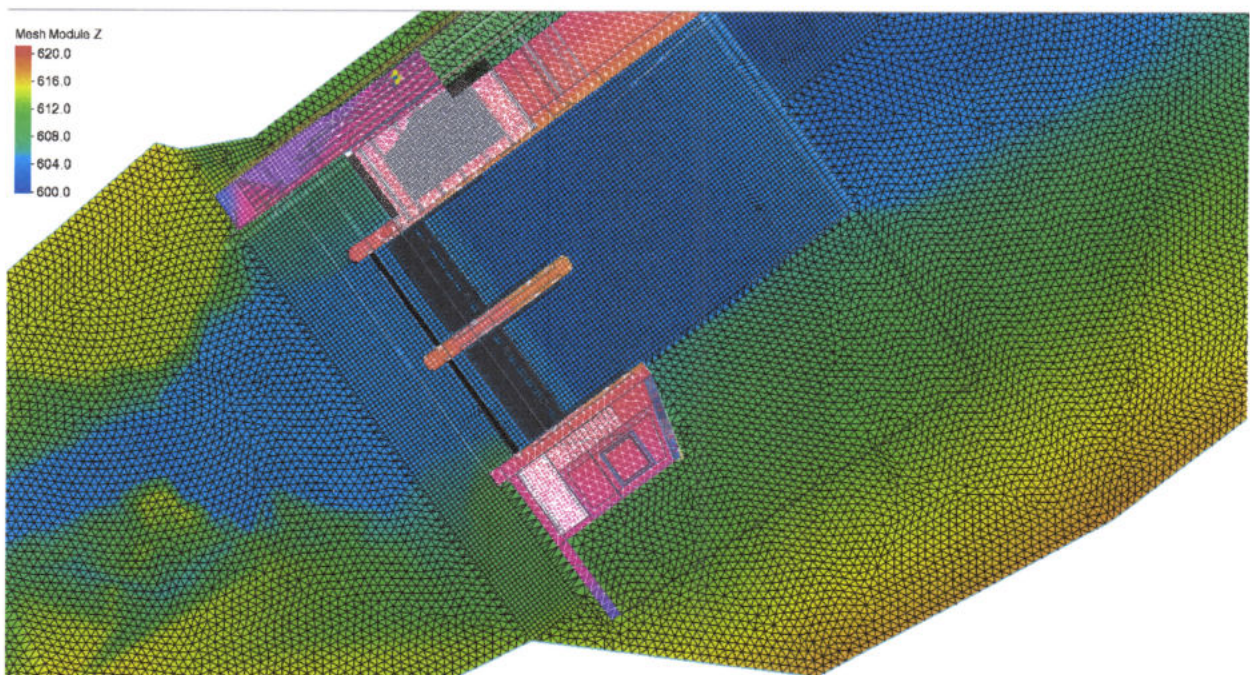


Abb. 2.6: Ausschnitt aus dem Berechnungsnetz des Planungszustands.

2.3. HQ100 Berechnung

Als erstes wurde ein HQ100 für den Bestand berechnet.

Der Zufluss beträgt nach Angaben des WWA Traunstein, $Q = 92 \text{ m}^3/\text{s}$.

Am Auslauf wurde ein Energieliniengefälle von 8,5 Promille spezifiziert. Dieser Wert wurde aus den früheren 1d- Berechnungen des Büros Richter ermittelt.

Der Strickler-Wert wurde auf $KSt = 25$ gesetzt.

HQ100 Berechnung des Planungszustands erfolgte zunächst für zwei Fälle: linkes Wehrfeld offen (li) und rechtes Wehrfeld offen (re). Die Randbedingungen sind gleich geblieben, wie bei der Bestandsberechnung.

Die Abb. 2.7 zeigt die berechneten Wasserspiegellagen im Längsschnitt. Punkte wurden entsprechend den vermessenen Querprofilen (Profil 1 bis Profil 33 + Profil 35) entlang des linken Ufers gesetzt.

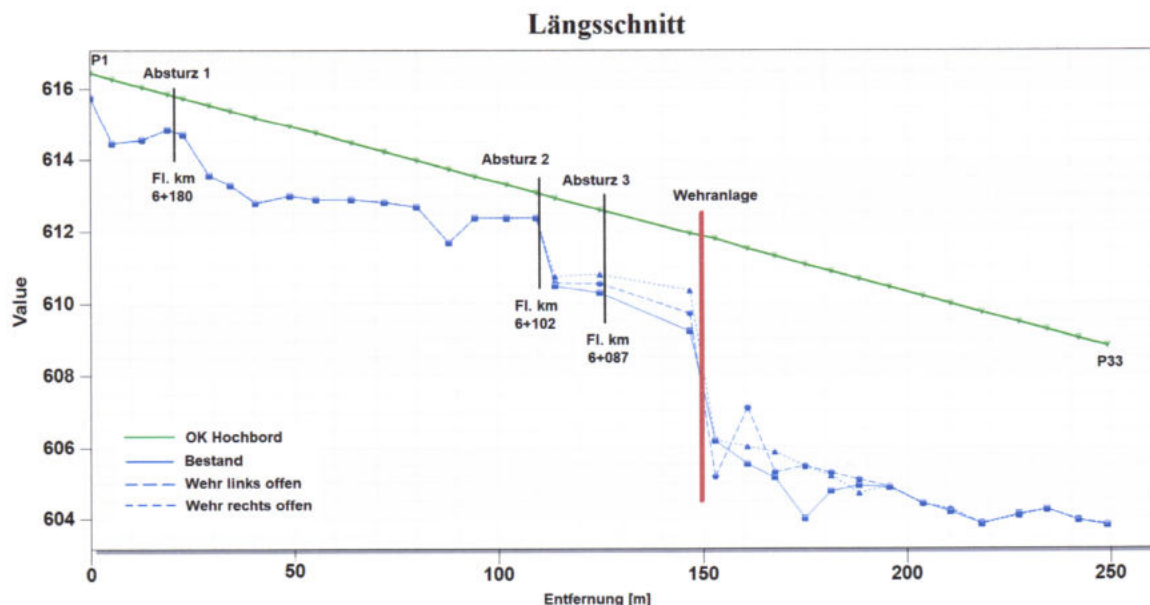


Abb. 2.7: Längsschnitt der berechneten Wasserspiegellagen.

Die Wasserspiegellagen vor der Wehranlage sind etwas geringer, als im Längsschnitt dargestellt und betragen: $H_{li} = 409,45$ [müNN] (linkes Wehrfeld offen) und $H_{re} = 609,80$ [müNN] (rechtes Wehrfeld offen) und liegen somit etwas höher als beim Modellversuch. Diese Unterschiede könnten mit den 3d- Strömungseffekten am Wehr zusammenhängen.

Am Absturz 2 findet ein Fließwechsel, mit hydraulischer Entkoppelung des oberhalb liegenden Bereichs vom Wehrbauwerk, statt. Infolge dessen, bleiben die Wasserspiegellagen stromaufwärts des Absturzes 2 erhalten.

Am Wehr selbst findet ebenfalls ein Fließwechsel, mit hydraulischer Entkoppelung des oberhalb liegenden Bereichs vom Wehrbauwerk, statt. Infolge dessen, beeinflussen die Wasserspiegellagen unterhalb des Wehres, sowie die eingesetzte Auslaufrandbedingung, die Strömungssituation oberhalb des Wehres nicht. Dies stimmt genauso mit dem Ergebnis des Modellversuchs überein.

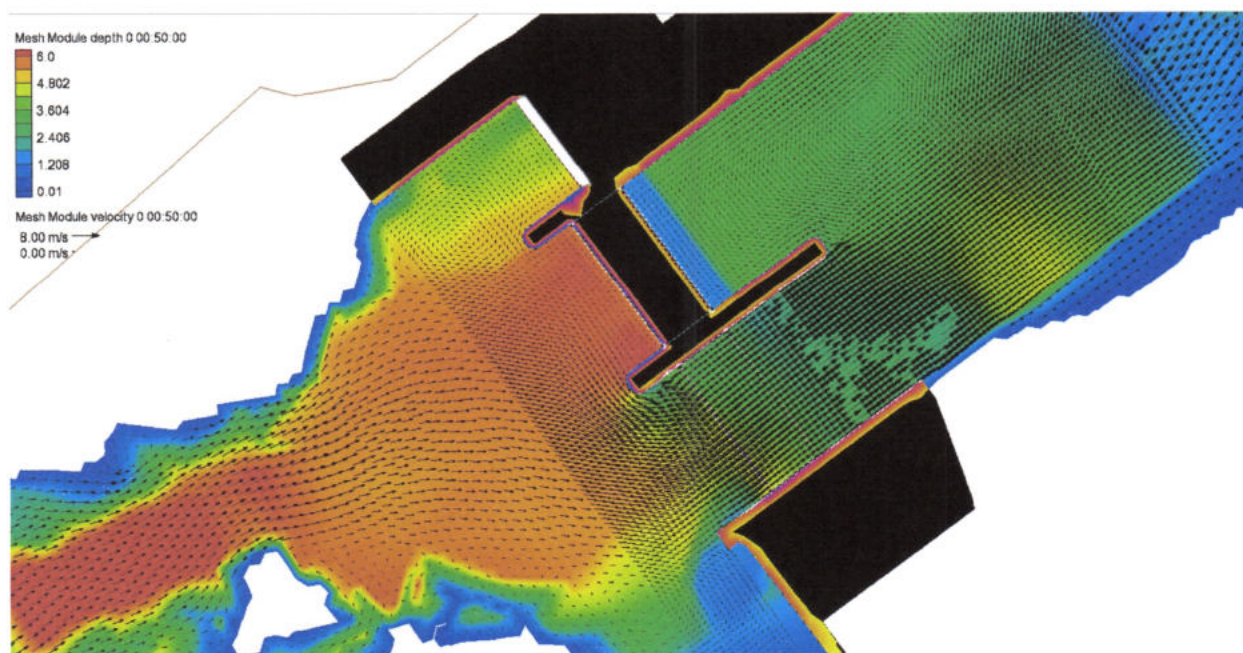


Abb. 2.8: Ausschnitt aus dem Strömungsbild des Planungszustands, rechtes Wehrfeld offen.

Nach einer Entfernung von ca. 50 m unterhalb des Wehrbauwerks bleiben die Wasserspiegellagen erhalten, wie es aus der Abb. 2.7 ersichtlich ist.

Ein Ausschnitt aus dem resultierenden Strömungsbild ist in der Abb. 2.8 zu sehen. Farblich dargestellt sind die Wassertiefen überlagert mit den Strömungsvektoren.

2.4. Verklausung

Die Verklausung wurde in Abstimmung mit dem WWA Traunstein und entsprechend den Leitfaden des bayerischen Landesamtes für Umwelt (Heft: Gefahrenanalyse incl. Wildbachgefährdungsbereiche, Anhang V, Schwemmholz), definiert.

In einem ersten Schritt erfolgte die Einstufung des Schwemmholztransports, entsprechend der Tabelle 2.1. Im Hinblick auf die vorherrschenden Verhältnisse an der Ramsauer Ache, im betreffenden Abschnitt bzw. bis ca. 1 km Stromaufwärts, ist die Beurteilung – Holztransport als Gering einzustufen.

Tabelle 2.1:

Einstufung des Schwemmholztransports				
Gerinne- prozess	Prozesstyp	Hochwasser – schwach fluviatiler Feststofftransport	fluviatiler Feststofftransport	murartig
	Pauschalgefälle Uferbewuchs	$\leq 10\%$ stammbildender Bewuchs	10 – 30 % Strauchbewuchs	$\geq 30\%$ kaum Bewuchs
Holztransport	Spezifisches Schwemmholz- volumen lt. Tool (LFU)	$\leq 20 \text{ m}^3/\text{m}^2$	20 – 40 m^3/m^2	$\geq 40 \text{ m}^3/\text{m}^2$
	Linienführung	stark gewunden	leicht gewunden	gestreckt
	Gerinnerrauheit	rau	glatt	
	Längsprofil	Abstürze	gestuft	gleichmäßig
Holz- maße	Baumlänge L	$L \geq b_{wp}$	$L < b_{wp}$	
	Stammdurchmesser d	$d/2 \geq h$	$d < h/2$	
	Wurzelstockdurchmesser d_w	$d_w \geq h$	$d_w < h$	
Beurteilung - Holztransport	GERING MÄßIG HOCH			

Alle Werte, mit evtl. Ausnahme vom Uferbewuchs, befinden sich eindeutig auf der linken Tabellenseite. Baumlänge L dürfte, gemäß dem Bericht der TUM (2012) und wie es drinnen steht in Absprache mit dem WWA Traunstein, um bzw. über 10 m liegen. Wasserspiegelbreite b_{w0} liegt jedoch in vielen Abschnitten unter 10 m bzw. in einigen Querschnitten sogar unter 7 bis 8 m. Schwemmholzvolumen ist im betreffenden Abschnitt als gering einzustufen, d.h. $< 20 \text{ m}^3 / \text{m}^2$, da sich Bäume hauptsächlich höher am Hang befinden.

In einem zweiten Schritt erfolgte die Einstufung des „Kreuzungsbauwerks“, entsprechend der Tabelle 2.2.

Tabelle 2.2:

Einstufung des Kreuzungsbauwerks				
Kreuzungs- bauwerk	Disposition im Modellbereich	Brücke mit größerer/ähnlicher Verklauungsgefahr oberhalb		oberste Brücke im Modellbereich
	Lichte Weite B	$B > b_W$	$B = b_W$	$B < b_W$
	Brückenart	Brücke mit Stauschild		Bogenbrücke, Balkenbrücke, Fachwerkbrücke
	Brückenpfeiler Spartenleitung(en)	kein Pfeiler keine		ein/mehrere Pfeiler unter KUK
Hydraulik	Freibord Fb	$\geq 1.0 \text{ m}$	$1.0 - 0.5 \text{ m}$	$\leq 0.5 \text{ m}$
	relative Abflusstiefe h/H	< 0.5	$0.5 \leq 0.75$	$0.75 \leq 1$
	Froude-Zahl Fr	< 1		≥ 1
Gerinne- verlauf	Wasserspiegel- breite b_W	Oberstrom $b_{w0} < B$	$b_{w0} = B$	$b_{w0} > B$
		Unterstrom $b_{wu} < B$	$b_{wu} = B$	$b_{wu} > B$
	Sohlstruktur	Oberstrom Unterstrom	glatt, befestigt glatt, befestigt	rau, unbefestigt rau, unbefestigt
Beurteilung - Kreuzungsbauwerk		UNKRITISCH MITTEL KRITISCH		

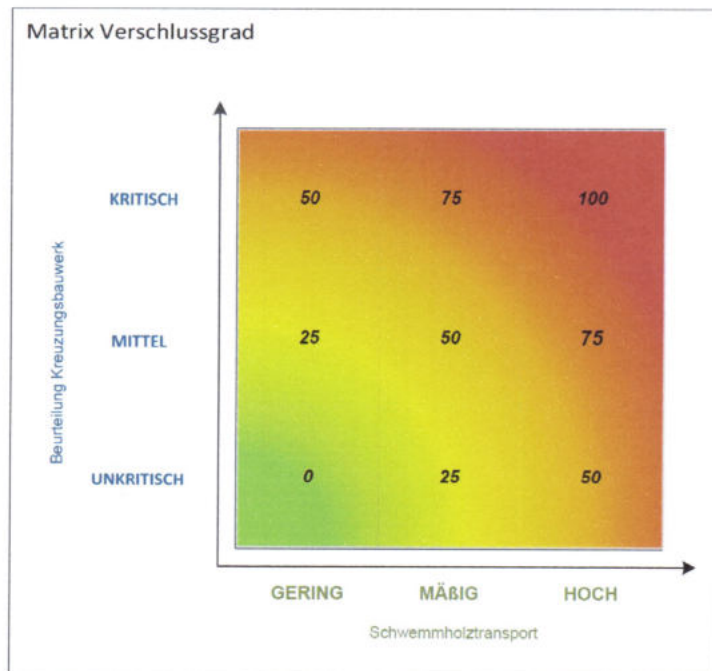
Im Hinblick auf die vorherrschenden Verhältnisse an der Ramsauer Ache, im betreffenden Abschnitt bzw. bis ca. 1 km Stromaufwärts, ist die Beurteilung – Kreuzungsbauwerk als Mittel einzustufen.

Abschließende Beurteilung entsprechend Matrix- Verschlussgrad (Tabelle 2.3):

Schwemmholz = Gering und Kreuzungsbauwerk = Mittel ergeben einen Verklauungswert von 25%.

Selbst wenn das Kreuzungsbauwerk als Kritisch anzusehen wäre, würde der Verklauungswert maximal 50% betragen. Dieser Fall entspräche dann annähernd dem Fall (n-1), für den der Nachweis der Hochwassersicherheit im Modellversuch der TUM bereits erbracht wurde. Dies bestätigen ebenfalls die Ergebnisse der 2d- Modellierung des Planungszustands (Abb. 2.7 li / re). Der ungünstigere Fall dabei ist, wenn das linke Wehrfeld komplett verklaut wäre, sodass die Strömung hauptsächlich durch das rechte Wehrfeld statt fände. Aber selbst dann würde die Wasserspiegellage um fast 2 m unter der Bordkante liegen.

Tabelle 2.3:



Anmerkung: neben den beiden Rechenläufen (linkes bzw. rechtes Wehrfeld offen), wurde eine zusätzliche Berechnung durchgeführt, indem angenommen wurde, daß der Bereich um den Wehrpfeiler verklaut ist (Abb. 2.9). Die berechneten Wasserspiegellagen liegen dabei annähernd mittig zwischen den beiden Ergebnissen (li. / re. Wehrfeld offen).

Abschließend kann festgehalten werden, dass eine mögliche **Verklauung** der Wehranlage die Hochwassersicherheit der Bundesstraße B 305 nicht gefährdet.

Unabhängig davon wird jedoch empfohlen, dass ein geeignetes Gerät (z.B. ein Kran) einschl. Personal, zur Beseitigung des Schwemmholzes im Hochwasserfall, bereit steht.

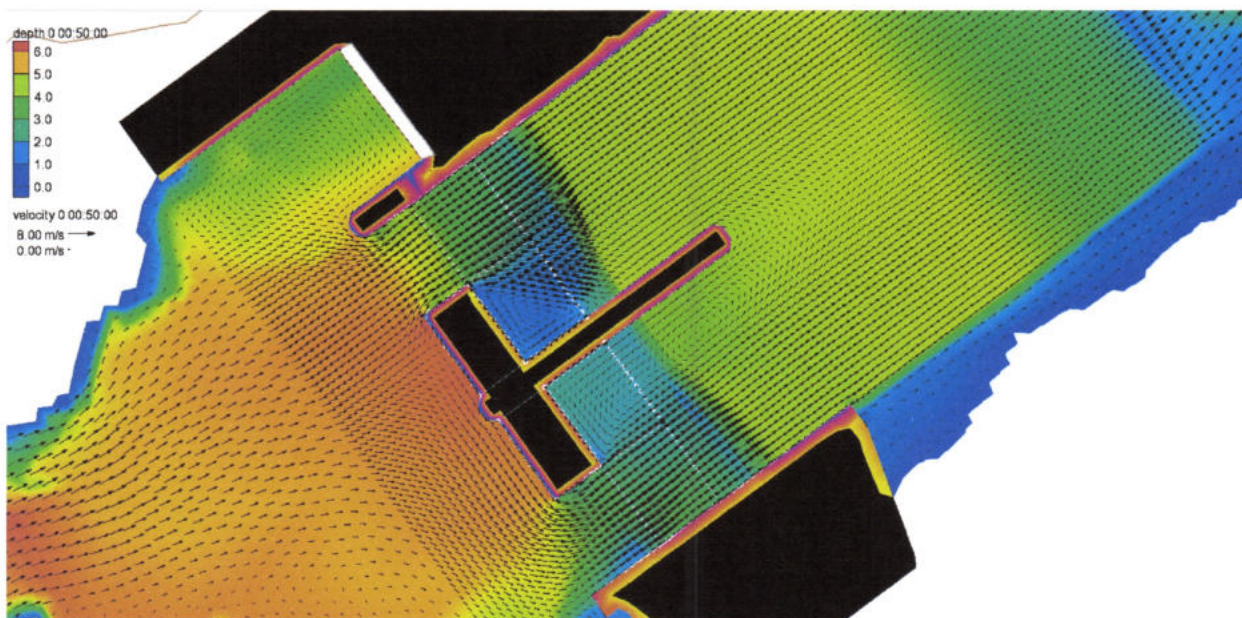


Abb. 2.9: Ausschnitt aus dem Strömungsbild des Planungszustands mit Verklausung im mittleren Bereich.

2.5. Schwall- und Sunkverhalten

Das Straßenbauamt Traunstein hat in seiner Stellungnahme u.a. Sorgen um das Schwall- und Sunkverhalten der Anlage, die u.U. zu einer Überflutung der Bundesstraße führen könnten.

Sunkwellen können evtl. beim plötzlichen Start der Turbine entstehen. Die Wahrscheinlichkeit das größere Wellen dabei entstehen ist aber sehr gering, weil das Wasser, das über die Wehrklappen abgeführt wird, nun durch die Turbine abläuft.

Der Fall wurde dennoch im 2d-Modell etwas genauer untersucht. Es wird angenommen, dass 6,5 m³/s (maximale Turbinenleistung) anfangs nur über die Wehrklappe abfließen.

Hierzu wurde zuerst ein Rechenlauf durchgeführt, bis der stationäre Zustand mit vorgegebenem Stauziel (611,15 müNN) erreicht ist. Danach wurde die Berechnung unterbrochen und der Zufluss zur Turbine durch zurücksetzen der Disable – Elemente freigemacht. Anschließend wurde der Rechenlauf fortgesetzt.

Ein Ausschnitt aus dem resultierenden Strömungsbild ist in der Abb. 2.10 dargestellt.

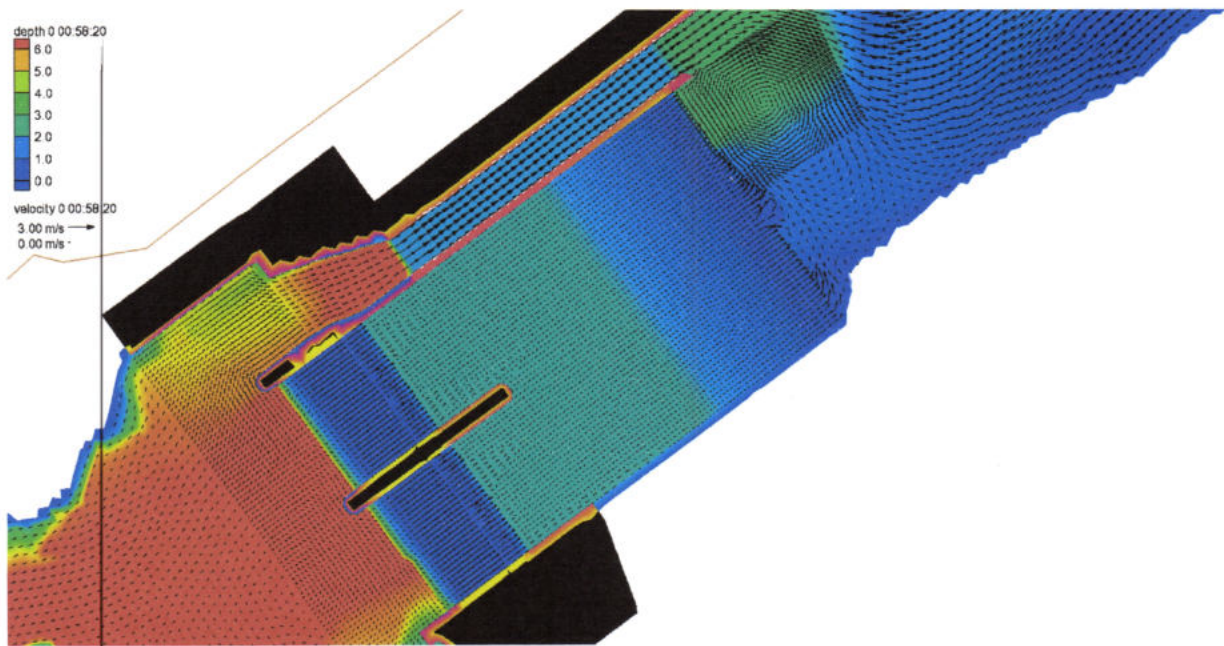


Abb. 2.10: Ausschnitt aus der Strömungssituation bei der 2d- Modellierung des Sunkverhaltens.

Anmerkung: Es wurde nur die Turbinenöffnung, d.h. ohne Turbine, annähernd modelliert. Die Saugrohr wurde durch ein äquivalentes Rechteckprofil ersetzt und mit KUK belegt.

Der zeitliche Verlauf der Differenz der Wasserspiegellage ist in der Abb. 2.11 für zwei Pegelpunkte exemplarisch dargestellt. Wie daraus ersichtlich, sinkt der Wasserspiegel vor der Wehranlage bis maximal 40 cm ab und steigt unterhalb der Wehranlage um maximal 8 Zentimeter an. Dies ist auch das „worst case“ Szenario, weil es angenommen wurde, dass die Turbine sofort mit der maximalen Abflußmenge beaufschlagt wird, was in der Realität

nicht der Fall sein wird.

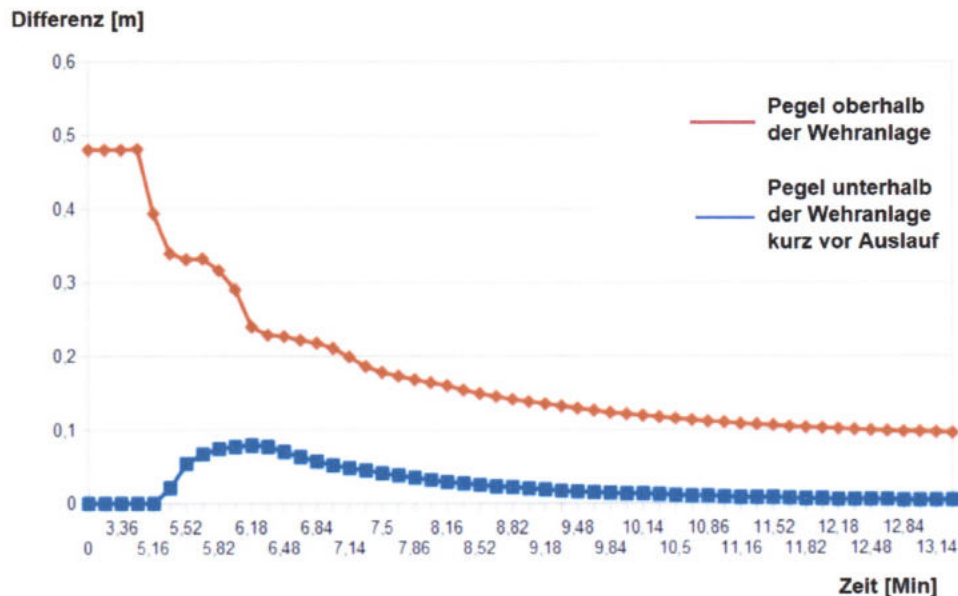


Abb. 2.11: Der zeitliche Verlauf der Differenz der Wasserspiegellage beim Sunkverhalten.

Mit steigendem Abfluss in der Ramsauer Ache werden die Differenzen der Wasserspiegellage jedoch immer geringer und betragen beim Abfluss von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ nur noch ein paar Zentimeter.

Abschließend kann festgehalten werden, dass die evtl. auftretenden **Sunkwellen** die Hochwassersicherheit der Bundesstraße nicht gefährden.

Schwallwellen können bei plötzlichem Schließen der Turbine auftreten. Es wurden zwei charakteristische Abflüsse untersucht: $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (maximale Turbinenleistung) und $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ (bei noch höheren Abflüssen werden nämlich die Schützen komplett geöffnet).

Anmerkung: die durchgeführten Untersuchungen haben ergeben, dass die größten Schwallwellen bei größtem Turbinendurchfluss auftreten, in diesem Fall = maximale Turbinenleistung. Das „worst case“ Szenario tritt dabei bei einer gesamten Abflussmenge von $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ auf, wobei alles durch die Turbine abfließt.

Hierzu wurde, ähnlich wie bei Sunkwellen, jeweils zuerst ein Rechenlauf durchgeführt bis zum Erreichen des stationären Zustands. Der Wasserspiegel vor der Anlage erreicht dabei das vorgegebene Stauziel von 611,15 müNN. Der Zufluss zur Turbine wurde im Modell als Auslauf, mit einer passenden W-Q Beziehung definiert. Die W-Q Beziehung wurde so festgelegt, dass bei vorgegebenem Stauziel die ausgeleitete Wassermenge dem maximalen Turbinendurchfluss ($6,5 \text{ m}^3/\text{s}$) entspricht. Stauklappen wurden als breitröhriger Wehrüberfall mit entsprechender Wehrkronenhöhe modelliert. Dies stellt den ungünstigsten Fall dar, weil der Überfallbeiwert für einen breitröhrigen Wehrüberfall am kleinsten ist. D.h. eine andere Wehrform resultiert in einer geringeren Differenz der Wasserspiegellage.

Nach dem Erreichen des stationären Zustands wurde die Berechnung kurz unterbrochen, der Zufluss zur Turbine auf Null gesetzt und daraufhin der Rechenlauf fortgesetzt.

Anmerkung: bei $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ wird angenommen, dass die gesamte Abflussmenge durch die Turbine läuft und somit nichts über die Wehranlage abfließt (Abb. 2.12a). Hier gleicht die Wehrkronenhöhe dem Stauziel und beträgt 611,15 müNN.

Die Abb. 2.12a stellt die Strömungssituation nach dem Erreichen des stationären Zustands dar, wobei die gesamte Abflussmenge durch die Turbine abfließt. Die Abb. 2.12b stellt die Strömungssituation am Ende der Simulation dar, wobei die gesamte Abflussmenge über die Stauklappen abfließt. Höhe der Stauklappen beträgt 611,15 müNN.

In der Abb. 2.13 ist die Differenz der Wasserspiegellagen für zwei Pegelpunkte oberhalb der Wehranlage dargestellt. Wie daraus ersichtlich beträgt die Differenz am Ende maximal 44 cm. Es soll jedoch sehr wohl angemerkt werden, dass in diesem Fall alle Stauklappen fixiert bleiben, was in der Realität nicht der Fall sein wird, da die Stauklappen ja rasch abgesenkt werden. Zudem wurde die Überströmung der Stauklappen als breitröhriger Wehrüberfall modelliert. In der Realität liegt aber der Überfallbeiwert wahrscheinlich um 20 bis 30 % höher. Demzufolge ist es hier mit noch niedrigerem Wasserspiegel zu rechnen.

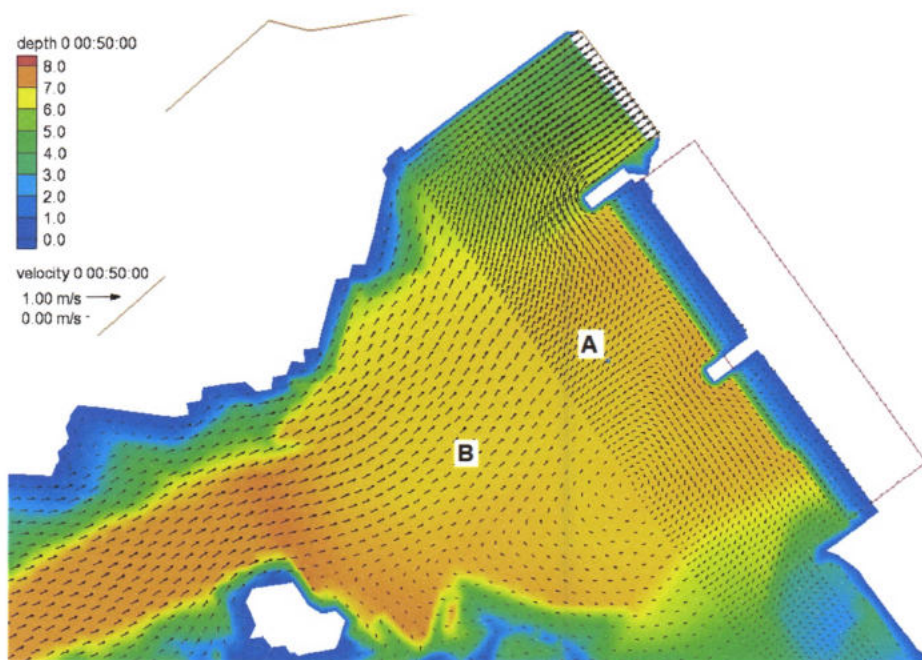


Abb. 2.12a: Ausschnitt aus der Strömungssituation bei der 2d- Modellierung des Schwallverhaltens mit $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Abfluss erfolgt nur durch die Turbine.

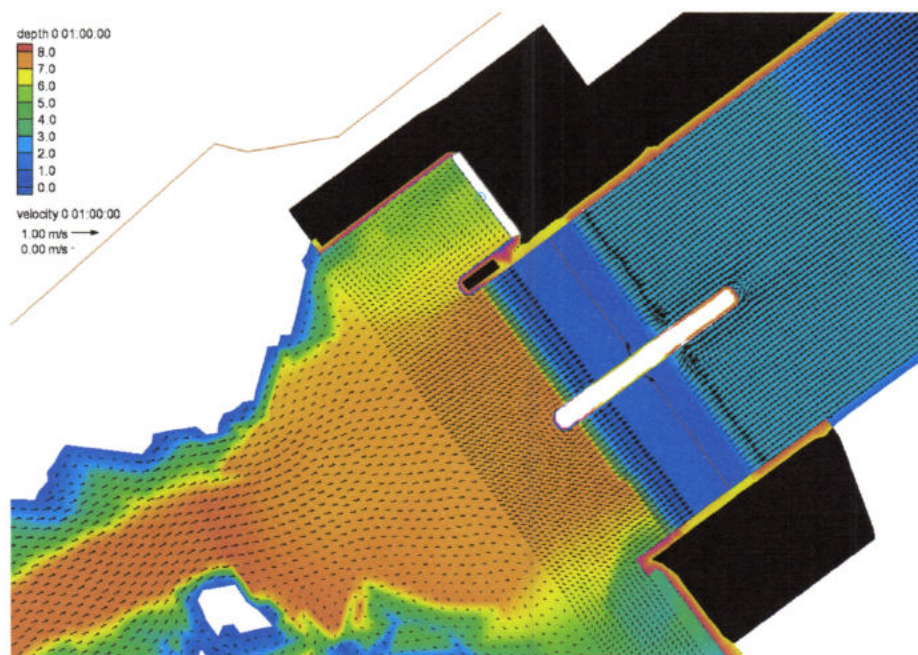


Abb. 2.12b: Ausschnitt aus der Strömungssituation bei der 2d-Modellierung des Schwallverhaltens mit $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Turbine ist zu und der Abfluss erfolgt nur über die Stauklappen.

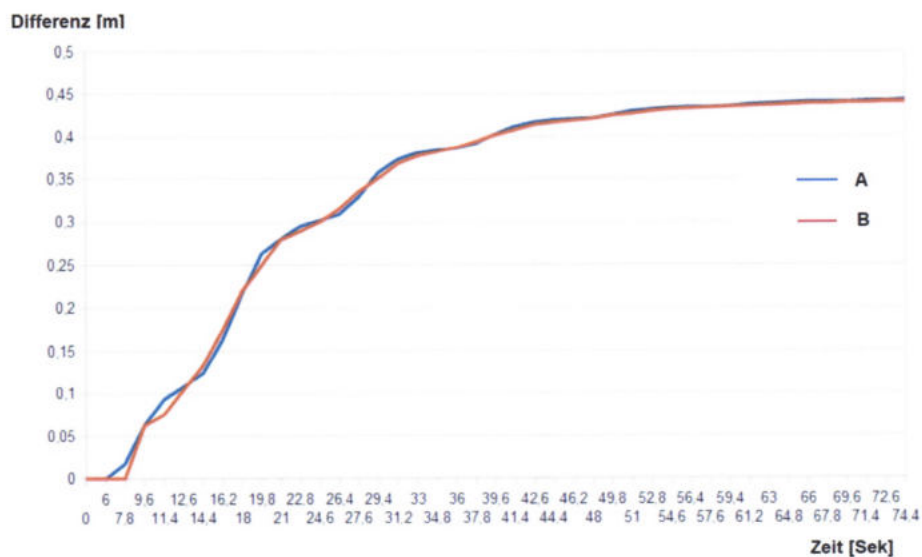


Abb. 2.13: Zeitlicher Verlauf der Differenz der Wasserspiegellage beim Schwallverhalten mit $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Ergebnis der 2d- Modellierung.

Beide Bilder (Abb. 2.12 und Abb. 2.13) beziehen sich auf die Ergebnisse der 2d-

Modellierung.

Die Schwallwellen wurden zudem mit dem 3d- Modell OpenFOAM berechnet, weil sich bekannter Weise an der Nase der propagierender Welle kleinere Wellen bilden können. Das 3d- Modell wurde zuerst anhand von experimentellen Daten validiert (Leng & Chanson, 2017). In der Abb. 2.14 ist ein Vergleich der berechneten und der gemessenen Wasserspiegellagen dargestellt, woraus ersichtlich ist, dass die berechneten Wasserspiegellagen sehr gut mit den gemessenen übereinstimmen. Sowohl die Form als auch die Amplitude der kleinen Wellen wurden dabei sehr gut nachgebildet.

Nach der Validierung wurde, basierend auf dem 2d- Modell, ein 3d- Modell des betreffenden Gebiets erstellt. Das 3d- Modell hat eine horizontale Auflösung von 15 cm und eine vertikale (d.h. über die Tiefe) Auflösung von 5 cm. Die betreffenden 3d- Modellierungen wurden an der Technischen Universität Rijeka durchgeführt.

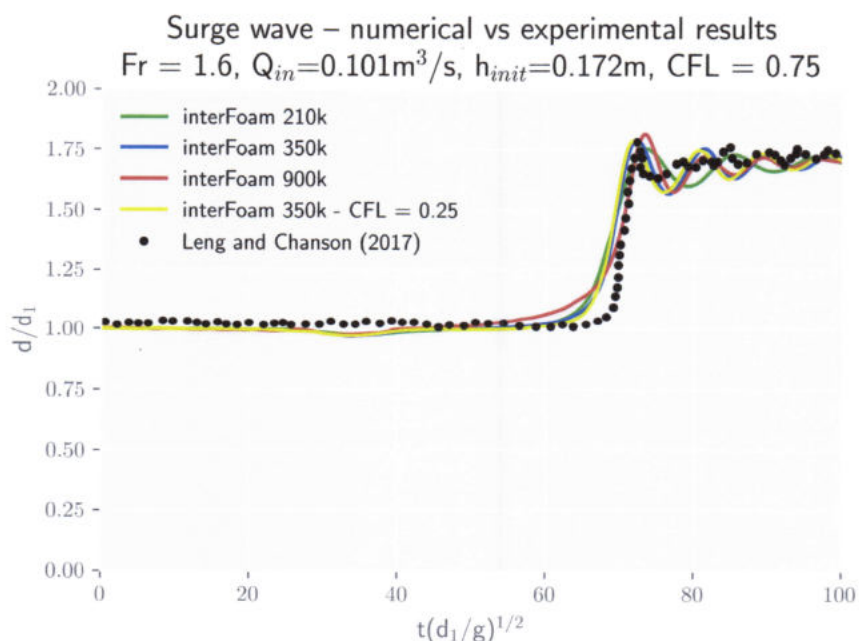


Abb. 2.14: Vergleich der mit dem 3d- Modell berechneten mit den experimentell bestimmten Wasserspiegellagen.

In der Abb. 2.15 ist die Differenz der Wasserspiegellagen für die gleichen zwei Pegelpunkte oberhalb der Wehranlage dargestellt. Wie daraus ersichtlich beträgt die

Differenz am Ende maximal 43 cm. Das Ergebnis stimmt somit sehr gut mit dem Ergebnis der 2d- Modellierung (sowie mit dem theoretischen Wert) überein (vgl. Abb. 2.13).

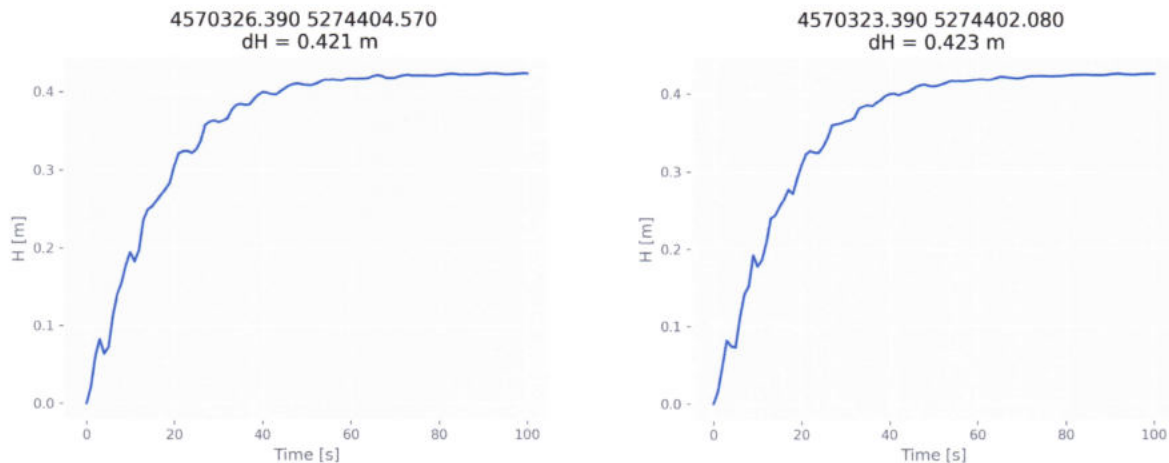


Abb. 2.15: Zeitlicher Verlauf der Differenz der Wasserspiegellage beim Schwallverhalten mit $Q = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Ergebnis der 3d- Modellierung.

In weiterer Folge wurde der Abfluss von $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet, wovon $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ durch die Turbine und $53,5 \text{ m}^3/\text{s}$ über die Stauklappen ablaufen. Die Höhe der Stauklappen wurde dabei so gesetzt, dass der Wasserstand vor der Wehranlage dem Stauziel, d.h. 611,15 mÜNN entspricht. Nach dem Erreichen des stationären Zustands wurde die Turbine zugemacht, sodaß die gesamte Abflussmenge über die Stauklappen abläuft.

In der Abb. 2.16 ist die Differenz der Wasserspiegellagen für zwei Pegelpunkte oberhalb der Wehranlage dargestellt. Das Ergebnis der 3d- Modellierung ist in der Abb. 2.17 zu sehen. Wie daraus ersichtlich, beträgt die Differenz maximal 11 bis 15 cm.

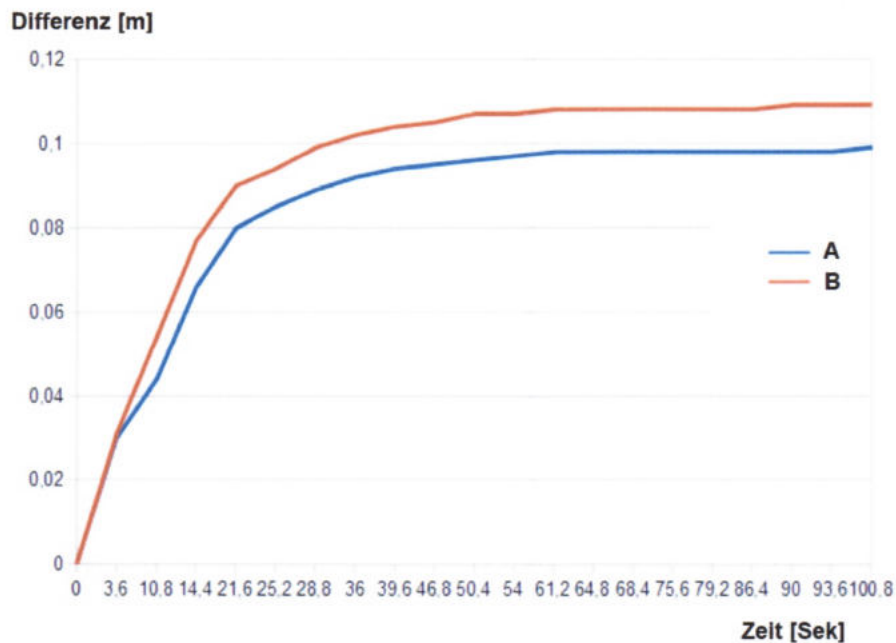


Abb. 2.16: Zeitlicher Verlauf der Differenz der Wasserspiegellage beim Schwallverhalten mit $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$. Ergebnis der 2d- Modellierung.

Anmerkung: die Schwall- / Sunkwellen breiten sich nur bis zur Stauwurzel aus. Dort findet ein Fließwechsel statt, womit die Wasserspiegellage oberhalb der Schwelle bei Fl. Km 6+180 vom Strömungszustand unterhalb, vollkommen entkoppelt ist.

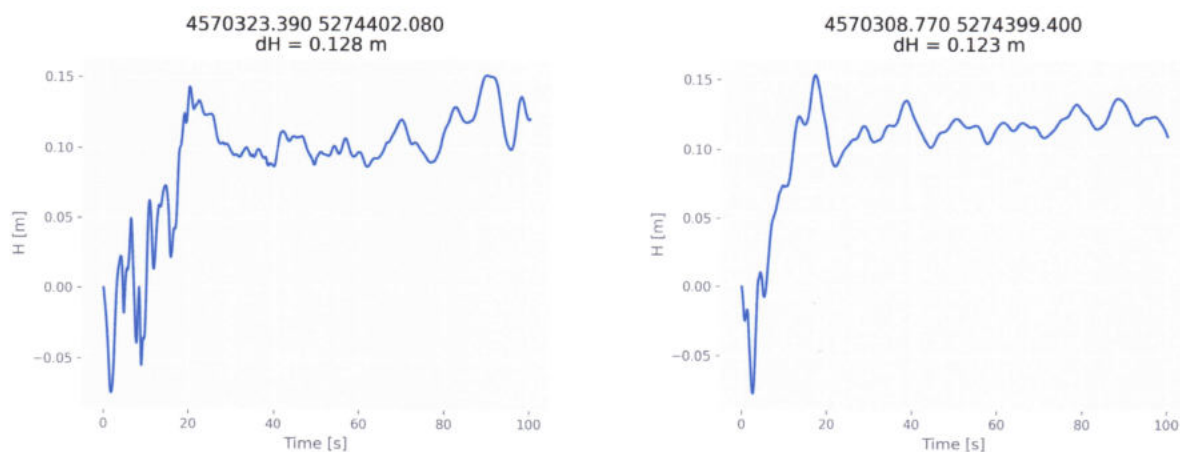


Abb. 2.17: Zeitlicher Verlauf der Differenz der Wasserspiegellage beim Schwallverhalten mit $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s}$. Ergebnis der 3d- Modellierung.

Abschließende Beurteilung:

Im Schreiben von Herrn Ederer an das Straßenbauamt vom 3.12.2020 wurde die Vorgehensweise beim Schließen der Turbine ausführlich erläutert. Demnach schließt die Turbine nicht sofort, sondern innerhalb einer Zeitspanne von 5 Sekunden. In der gleichen Zeitspanne, d.h. innerhalb von 5 Sekunden, werden aber die Stauklappen soweit abgesenkt, sodaß die maximale Abflußmenge von 6,5 m³/s problemlos abgeführt werden kann. Selbst beim Ausfall einer Stauklappe, reicht die Zeit zum Absenken der restlichen beiden Stauklappen vollkommen aus. Damit werden die möglichen Schwallerscheinungen aufgefangen, da die Öffnungszeit der Stauklappen der Schließzeit der Turbine entspricht.

Die 2d- / 3d- Modellierungsergebnisse zeigen, dass selbst im „worst case“ Szenario, d.h. wenn die Turbine sofort schließt und die Stauklappen gar nicht abgesenkt werden, sich ein maximaler Anstieg der Wasserspiegellage von 43 cm ergeben würde. Wenn die Stauklappen jedoch innerhalb der 5 Sekunden abgesenkt werden, würde der Anstieg der Wasserspiegellage unterhalb von 10 bis 15 cm liegen. Angesichts des vorhandenen Freibords von über einem Meter würde der Wasserspiegel im „worst case“ Szenario immer noch mindestens 57 cm unterhalb der Bord OK liegen, womit auch die Hochwassersicherheit der Bundesstraße B305 voll gewährleistet ist.

3. Zusammenfassung

Das Straßenbauamt Traunstein hat in seiner Stellungnahme zum geplanten Vorhaben gewisse Sorgen über die Sicherheit der neben der Ramsauer Ache verlaufenden Bundesstraße B 305 geäußert. Konkret geht es dabei um das Schwall- und Sunkverhalten der Anlage sowie um Verklausungsszenarien, die u.U. zu einer Überflutung der Bundesstraße führen könnten.

Die Verklausung wurde in Abstimmung mit dem WWA Traunstein und entsprechend den Leitfaden des bayerischen Landesamtes für Umwelt (Heft: Gefahrenanalyse incl. Wildbachgefährdungsbereiche, Anhang V, Schwemmholz), definiert. Die betreffende

Analyse hat einen Verklauungswert von maximal 50% ergeben. Diese entspricht jedoch dem früher im Modellversuch untersuchten Fall (n-1), für den der Nachweis bereits erbracht wurde. Dies bestätigen ebenfalls die Ergebnisse der 2d- Modellierung des Planungszustands (Abb. 2.7).

Sunkwellen können evtl. beim plötzlichen Start der Turbine entstehen. Die 2d- Modellierungsergebnisse zeigen, dass selbst im „worst case“ Szenario, d.h. wenn die Turbine sofort öffnet, die Wasserspiegellagen oberhalb der Wehranlage (kritischer Bereich) kurzfristig um maximal 40 cm abgesenkt würden. Unterhalb der Wehranlage würde sich ein Anstieg der Wasserspiegellagen um maximal 8 cm ergeben.

Schwallwellen können bei plötzlichem Schließen der Turbine auftreten. Die 2d- / 3d- Modellierungsergebnisse belegen, dass selbst im „worst case“ Szenario, d.h. wenn die Turbine sofort schließt und die Stauklappen nicht abgesenkt werden, sich kurzfristig ein maximaler Anstieg der Wasserspiegellage von 43 cm ergeben würde. Wenn die Stauklappen jedoch innerhalb der 5 bis 10 Sekunden abgesenkt werden, würde der Anstieg der Wasserspiegellage nur noch 10 bis 15 cm betragen.

Abschließend kann festgehalten werden dass:

- eine mögliche Verklauung der Wehranlage die Hochwassersicherheit der Bundesstraße B 305 nicht gefährdet. Unabhängig davon wird jedoch empfohlen, dass ein geeignetes Gerät (Kran) einschl. Personal, zur Beseitigung des Schwemmholzes im Hochwasserfall, bereit steht.
- die evtl. auftretenden Schwallwellen die Hochwassersicherheit der Bundesstraße B 305 nicht gefährden würden. Selbst im schlimmsten Fall („worst case“ Szenario) würde die kurzfristige Anhebung der Wasserspiegellage maximal um 43 cm betragen. Das verfügbare Freibord würde somit immer noch über 57 cm betragen. In der Realität werden die Stauklappen jedoch innerhalb der 5 Sekunden abgesenkt. Somit würde der Anstieg der Wasserspiegellage unterhalb von 10 bis 15 cm liegen.

- die evtl. auftretenden Sunkwellen die Hochwassersicherheit der Bundesstraße B 305 nicht gefährden würden. Selbst im schlimmsten Fall („worst case“ Szenario) würde die kurzfristige Anhebung der Wasserspiegellage unterhalb der Wehranlage maximal um 8 cm, und das bei Niedrigwasser, betragen.

4. Literatur

Leng, X., & Chanson, H. (2017). Upstream propagation of surges and bores: free-surface observations. *Coastal Engineering Journal*, 59(01), 1750003.

TUM (2012): Modellversuch WKW Anlage an der Ramsauer Ache.

TUM (2018): Stellungnahme WKW Anlage an der Ramsauer Ache.

Glowinski, R., Splitting methods for the numerical solution of the incompressible Navier-Stokes equations, in *Vistas in Applied Mathematics*, A. V. Balakrishnan, A. A. Dorodnitsyn, J. L. Lions, eds., Optimization Software, New York, 1986, pp. 57-95.

LAFON F., OSHER S., 1991: High Order Filtering Methods for Approximating Hyperbolic Systems of Conservation Laws, *Jour. of Comp. Phys.* 96, pp. 110-142.

Marchuk, G.I., *Methods of Numerical Mathematics*. Springer, 1975.

NUJIC M.: Efficient Implementation of Non-oscillatory Schemes for the Computation of Free-surface Flows, *Journal of Hydraulic Research*, 33(1), 1995.

NUJIC M.: Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen, *Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München*, Nr. 64 / 1999.

PIRONNEAU, O.: *Finite Element Methods for Fluids*, Masson, Paris, 1989.

SHU, C.W. und OSHER, S., Efficient Implementation of Essentially Non-oscillatory Shock-Capturing Schemes, *J. Comput. Physics*, 77, pp. 439-471, 1988.

Smolianski. A., Finite-element/level-set/operator-splitting (FELSOS) approach for computing two-fluid unsteady flows with free moving interfaces. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Wiley, 2005, 48 (3), pp. 231 - 269. 10.1002/flid.823. hal-01706187 .

TAN, W.: *Shallow Water Hydrodynamics*, Elsevier, Amsterdam, 1992.

Zienkiewicz, O.C. and Codina R., A general algorithm for compressible and incompressible flow - Part I. The split, characteristic-based scheme. *Int. J. Num. Meth. Fluids* 20 (1995), 869-885.

Zienkiewicz, O.C., Morgan, K., Datya Sai, B.V.K., Codina, R. and Vazquez, M., A general algorithm for compressible and incompressible flow - Part II. Tests on the explicit form. *Int. J. Num. Meth. Fluids* 20 (1995), 887-913.