

Oskar v. Miller – Institut  
82432 Obernach – Walchensee

EINGANG

23. Feb. 2012

Landratsamt GOL



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
MÜNCHEN

Lehrstuhl und Versuchsanstalt  
für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Technische Universität München  
Arcisstr. 21 • 80290 München

Bewilligung gemäß § 14 WHG erteilt mit Bescheid  
des Landratsamtes Berchtesgadener Land  
vom 24. JUNI 2014 Nr. 322.0/16.430.02

## Wasserkraftwerk Felsentunnel an der Ramsauer Ache

### Versuchsbericht Nr. 416



Plan festgestellt / genehmigt mit Bescheid  
des Landratsamtes Berchtesgadener Land  
vom 24. JUNI 2014 Nr. 322.0/16.430.02



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

Im wasserrechtlichen  
Verfahren gesehen.  
Amtl. Sachverständiger

Traunstein, den 12. April 2012  
Wasserwirtschaftsamt

Obernach, im Februar 2012

Prokoph  
Bauberrat

Dr.-Ing. Richard Huber  
(Projektleitung)

Prof. Dr. Peter Rutschmann  
(Direktor der Versuchsanstalt)

## Inhaltsverzeichnis

1	Allgemeines.....	1
2	Anlagenbeschreibung.....	2
3	Aufgabenstellung.....	5
4	Modell und Messtechnik.....	6
4.1	Maßstabswahl, Ähnlichkeit, Modellbetrieb .....	6
4.2	Modellaufbau.....	7
4.3	Messtechnik .....	9
4.3.1	Wasserspiegelmessungen .....	9
4.3.2	Visuelle Dokumentation.....	10
5	Versuchsdurchführung und Ergebnisse zu Leistungsfähigkeit und Wasserspiegelverlauf .....	11
5.1	Messprogramm zu Leistungsfähigkeit und Wasserspiegelverlauf.....	11
5.2	Unterwassereinfluss .....	12
5.3	Betriebssituation „Stauziel $Z_s$ “ .....	13
5.4	Betriebssituation „Stau gelegt“ .....	21
5.4.1	HQ <sub>100</sub> , linkes Wehrfeld geschlossen (n-1 links).....	22
5.4.2	HQ <sub>100</sub> , linkes Schütz geschlossen (n-a links) .....	23
5.4.3	HQ <sub>100</sub> , rechtes Wehrfeld geschlossen (n-1 rechts).....	24
5.4.4	HQ <sub>100</sub> , rechtes Schütz geschlossen (n-a rechts) .....	25
5.4.5	HQ <sub>100</sub> , alle Wehrfelder offen (n).....	26
5.4.6	HQ <sub>1.000</sub> , linkes Wehrfeld geschlossen (n-1 links).....	27
5.4.7	HQ <sub>1.000</sub> , linkes Schütz geschlossen (n-a links) .....	28
5.4.8	HQ <sub>1.000</sub> , rechtes Wehrfeld geschlossen (n-1 rechts).....	29
5.4.9	HQ <sub>1.000</sub> , rechtes Schütz geschlossen (n-a rechts) .....	30
5.4.10	HQ <sub>1.000</sub> , alle Wehrfelder offen (n).....	31
5.4.11	Zusammenfassung der Betriebssituation „Stau gelegt“ .....	32
5.5	Erforderlicher Schützenhub.....	34
5.6	Öffnung-Abfluss-Beziehung für ein Wehrfeld bei Einhaltung des Stauziels	36
6	Versuchsdurchführung und Ergebnisse zur Verklauungswahrscheinlichkeit....	37

6.1	Messprogramm Verkläusungswahrscheinlichkeit.....	37
6.2	Ergebnisse Verkläusungswahrscheinlichkeit.....	39
7	Ergänzende Messungen „Rampe“.....	43
7.1	Veranlassung .....	43
7.2	Betriebssituation „Stauziel $Z_s$ “.....	44
7.3	Betriebssituation „Stau gelegt“ .....	45
7.4	Verkläusungswahrscheinlichkeit.....	46
7.5	Zusammenfassung der Variante mit Rampe .....	47
8	Konstruktive Hinweise.....	48
9	Zusammenfassung.....	49

## 1 Allgemeines

Im Herbst 2010 fertigte der Lehrstuhl und die Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München (TUM) im Zuge der Genehmigungsplanung eine Stellungnahme zur n-1-Bedingung an der geplanten Wasserkraftanlage Felsentunnel an der Ramsauer Ache (Lkr. Berchtesgadener Land) an.

Am 27.10.2011 fand zusammen mit den Antragstellern, der planenden Ingenieurgesellschaft für Wasserkraftanlagen Richter mbH (IG Richter) sowie dem Wasserwirtschaftsamt Traunstein (WWA TS) ein Ortstermin statt. Dabei wurde neben der n-1-Bedingung am geplanten Wehr (→ Abfuhr des HQ<sub>100</sub> unter Einhaltung des Stauziels bei Ausfall eines Wehrfeldes) insbesondere der Wasserspiegelverlauf zwischen Wehr und Stauwurzel im Hochwasserfall diskutiert (Freibord zur parallel verlaufenden Bundesstraße B305). Die hierzu vorliegende Wasserspiegelberechnung (1d, wenige Querschnitte) wurde vom WWA Traunstein und der TUM wegen der komplizierten Topographie und der komplexen Strömungssituation als nicht genügend aussagekräftig beurteilt. Das WWA TS forderte daher zum Nachweis ausreichender Freiborde zur B305 einen physikalischen Modellversuch mit ausreichend großem Maßstab.

Darüber wies insbesondere die TUM auf eine potentielle Verklausungsproblematik hin.

Das hierzu am 08. November 2010 von der TUM erstellte Angebot wurde vom Auftraggeber am 17. November 2010 beauftragt.

Der Modellbau erfolgte schließlich im Herbst 2011, die Untersuchungen wurden im Dezember 2011 und Januar 2012 durchgeführt. Am 19. Januar 2011 fand die Modellbesichtigung mit dem Auftraggeber und dem WWA TS statt.

## 2 Anlagenbeschreibung

Die geplante Wasserkraftanlage ist als Ausleitungskraftwerk vorgesehen und besteht im Wesentlichen aus

- einem zweifeldrigen Absperrbauwerk (Bauwerksachse bei Fluss-km 6+058) mit Einlaufbauwerk zur Triebwasserleitung
- einer Fischaufstiegshilfe am linken Ufer
- der Triebwasserleitung, ebenfalls im Bereich des linken Ufers (3 x DN 1200)
- dem Krafthaus ca. 200 Meter flussabwärts
- sowie dem Unterwasserbereich (DN 3000) bis zum Auslaufbauwerk ca. bei Fluss-km 5+760

Das Absperrbauwerk ist unmittelbar unterhalb der natürlichen Engstelle auf Höhe des Felsentunnels vorgesehen (Abb. 2-3) und besitzt zwei 5,20 m breite Wehrfelder mit je 4,0 m hohen Schützen und je 2,65 m hohen Aufsatzklappen.

Die wichtigsten Koten der Wehranlage sind (siehe auch Abb. 2-2):

- Oberkante Pfeiler 612,15 m+NN
- Stauziel  $Z_s$  611,65 m+NN
- Klappengelenk 609,00 m+NN
- Überfallkrone 605,00 m+NN

Der entstehende Stauraum hat eine Länge von etwa 130 m und reicht bis zu einem bestehenden Absturz (im Weiteren: Absturz 1) bei Fluss-km 6+190. Im Stauraum befinden sich zwei weitere Abstürze:

- Absturz 1 bei Fluss-km 6+190
- Absturz 2 bei Fluss-km 6+102
- Absturz 3 bei Fluss-km 6+087.

Am linken Ufer des Stauraums und des Unterwasserbereichs verläuft die Bundesstraße 305, die auf Höhe der oben beschriebenen Engstelle die dort befindliche Felsnase im Tunnel durchquert.

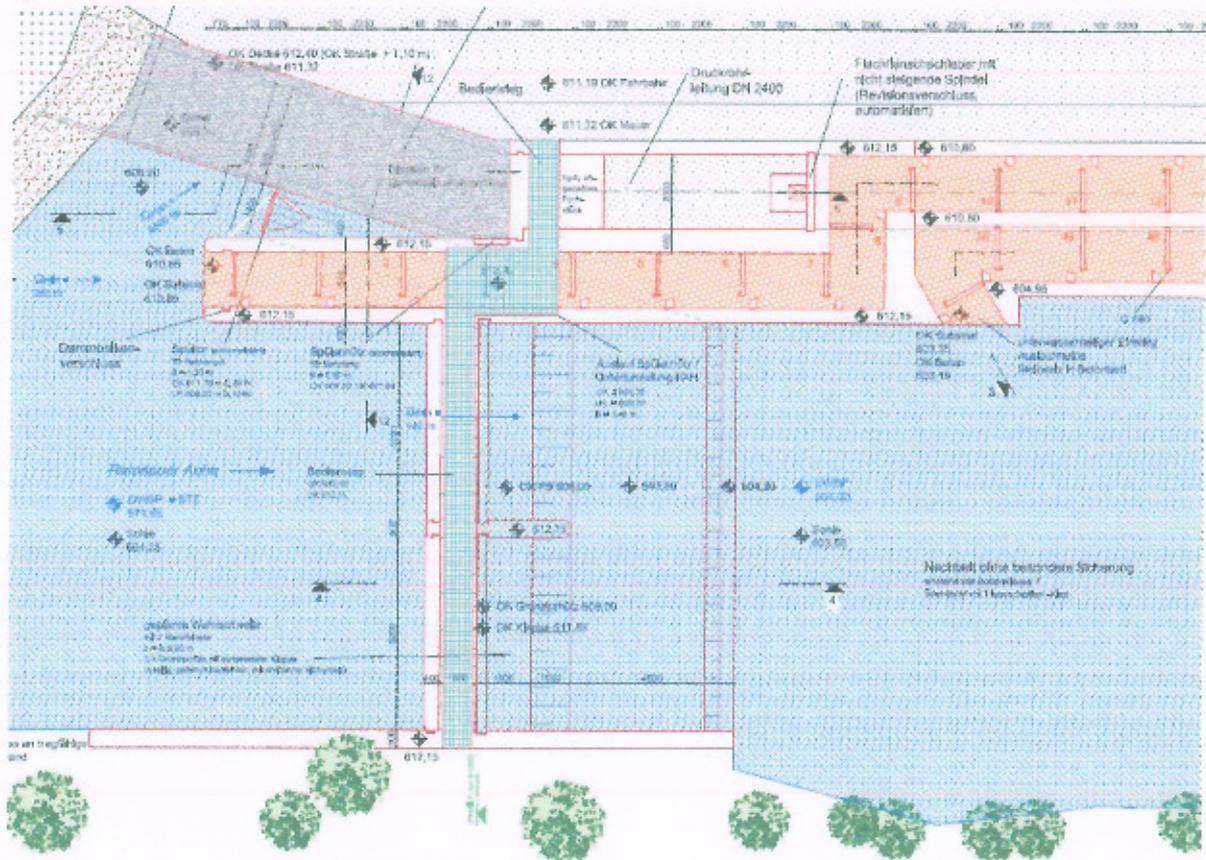


Abb. 2-1: Übersichtslageplan der geplanten Wasserkraftanlage

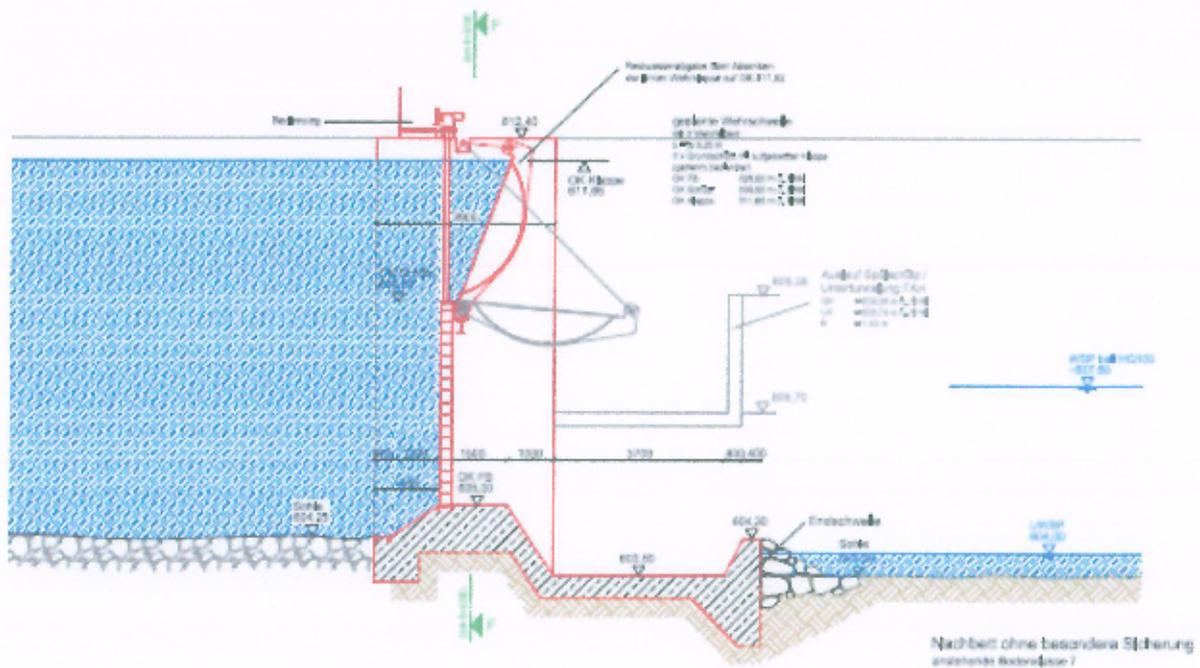


Abb. 2-2: Längsschnitt durch ein Wehrfeld (Tosbecken im Modell länger)



**Abb. 2-3: Lage des geplanten Absperrbauwerks**

Die Bemessungshochwasserabflüsse gemäß DIN 19700 Teil 13 betragen

- Hochwasserbemessungsfall 1:  $BHQ_1 = HQ_{100} = 105 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hochwasserbemessungsfall 2:  $BHQ_2 = HQ_{1.000} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Als weitere charakteristische Abflüsse sind zu nennen:

- Restwasserabgabe (Klappe)  $Q_{RW} = 0,44 \text{ m}^3/\text{s}$
- Abfluss Fischaufstiegshilfe  $Q_{FAH} = 0,25 \text{ m}^3/\text{s}$
- Mittelwasserabfluss  $MQ = 5,25 \text{ m}^3/\text{s}$
- max. Turbinenabfluss  $Q_T = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- mittlerer Hochwasserabfluss  $MHQ = 36,6 \text{ m}^3/\text{s}$
- 10-jährlicher Hochwasserabfluss  $HQ_{10} = 52 \text{ m}^3/\text{s}$
- 20-jährlicher Hochwasserabfluss  $HQ_{20} = 60 \text{ m}^3/\text{s}$

### **3 Aufgabenstellung**

Entsprechend dem Angebot vom 08. Oktober 2010 sind folgende Aspekte im Modellversuch zu untersuchen:

- 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.

## 4 Modell und Messtechnik

Alle Höhenangaben beziehen sich auf das Deutsche Haupthöhennetz DHHN92 (HST160), in dem die uns übergebenen Bauwerkspläne gezeichnet sind. Die Daten der Geländevermessung wurden entsprechend angepasst.

### 4.1 Maßstabswahl, Ähnlichkeit, Modellbetrieb

Aufgrund der komplexen Topographie im Stauraum und der daraus resultierenden dreidimensionalen Strömungsverhältnisse im Stauraum und im Bereich der Anströmung der Wehrfelder sowie der u.U. ungleichmäßigen Beaufschlagung der Wehrfelder wurde ein Vollmodell gewählt. Damit eine gesicherte Übertragbarkeit auf die Natur mit Einhaltung der grundlegenden Ähnlichkeitsbedingungen gewährleistet werden konnte, wurde das geometrische Abbildungsverhältnis von Modell zu Natur mit

$$M = 1 : 15$$

festgelegt.

Im vorliegenden Fall wird die Strömung primär von Schwere- und Trägheitskräften bestimmt, so dass für die Versuchsdurchführung die Froude'schen Ähnlichkeitsgesetze zu berücksichtigen waren. Bei der gewählten Maßstabszahl  $\lambda = 15$  ergeben sich u.a. folgende Umrechnungszahlen:

<b>geometrische Abmessungen</b>	$1 : \lambda$	=	<b>1 : 15</b>
<b>Abflüsse</b>	$1 : \lambda^{5/2}$	=	<b>1 : 871,4</b>
<b>Geschwindigkeiten, Zeiten</b>	$1 : \lambda^{1/2}$	=	<b>1 : 3,87</b>

Im gewählten Modellmaßstab entsprechen die Bemessungshochwasserabflüsse also:

HQ <sub>100</sub>	= 105 m <sup>3</sup> /s	→ 120,5 l/s
HQ <sub>1.000</sub>	= 165 m <sup>3</sup> /s	→ 191,6 l/s.

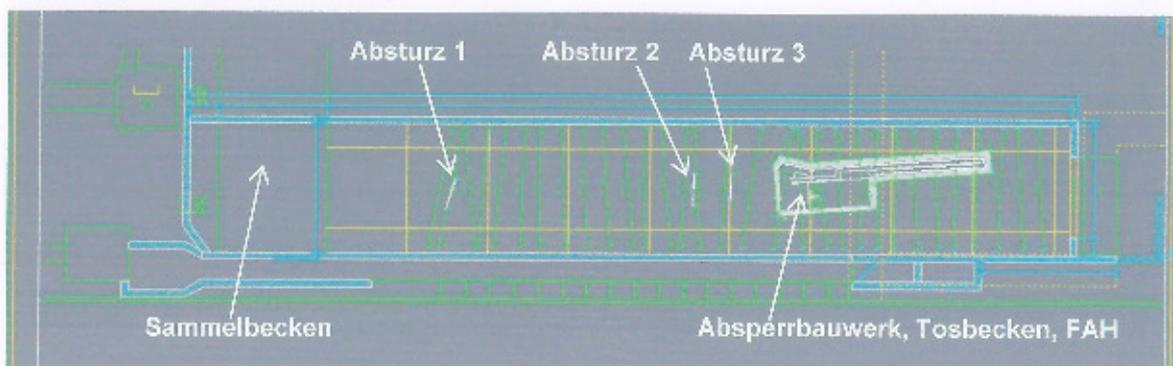
## 4.2 Modellaufbau

Im Modell wurden ca. 150 m oberwasserseitig sowie ca. 100 m unterhalb der Sperrenachse abgebildet. Das gesamte Modell ohne Wasserzuführung ist ca. 22 m lang und 3,20 m breit. Ein Lageplan des Modells ist in Abb. 4-1 und Anlage 1 ersichtlich.

Abb. 4-2 zeigt das gesamte Modell und die wesentlichen Bestandteile, Abb. 4-3 das Absperrbauwerk im Detail. Der Zulauf-, der Oberwasser- sowie der Unterwasserbereich wurden aus Beton modelliert. Die Betonbauwerke des Absperr- und Einlaufbauwerks und der Fischaufstiegshilfe (FAH) sowie die Verschlüsse wurden aus PVC erstellt. Die Verschlüsse konnten über Gewindestangen auch in genau definierte Zwischenstellungen eingestellt werden. Nachdem in den untersuchten Hochwassersituationen das Kraftwerk nicht in Betrieb ist, konnte auf die Abbildung der Triebwasserleitung und des Krafthauses sowie auf eine entsprechende Durchflusssteuerung verzichtet werden. Die Tosbeckenlänge wurde abweichend von den vorliegenden Plänen in Absprache mit der planenden Ingenieurgesellschaft für Kleinwasserkraft Richter mbH überschlägig dimensioniert und auf ca. 18 m festgelegt.

Der Modellzufluss erfolgte über bis zu zwei geeichte Messrinnen zu einem über die gesamte Modellbreite angeordneten, eingetieften Sammelbecken. Dadurch konnten die hydraulischen Anforderungen einer gleichmäßigen Zuströmung auch bei großen Zuflüssen ins Modell erfüllt werden.

Die Steuerung des Unterwasserstandes erfolgte mittels einer am Modellauslauf angeordneten Klappe.



**Abb. 4-1: Übersichts-Lageplan des Modells**

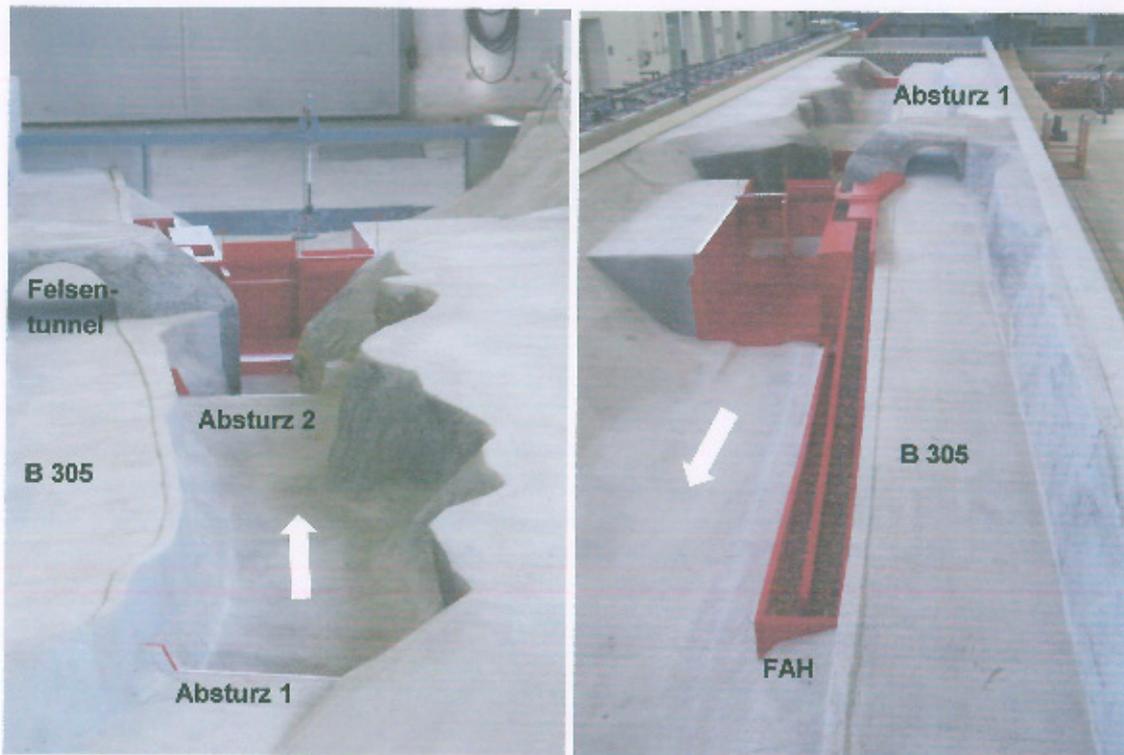


Abb. 4-2: Ansicht des Modells vom Oberwasser (links) und Unterwasser (rechts)

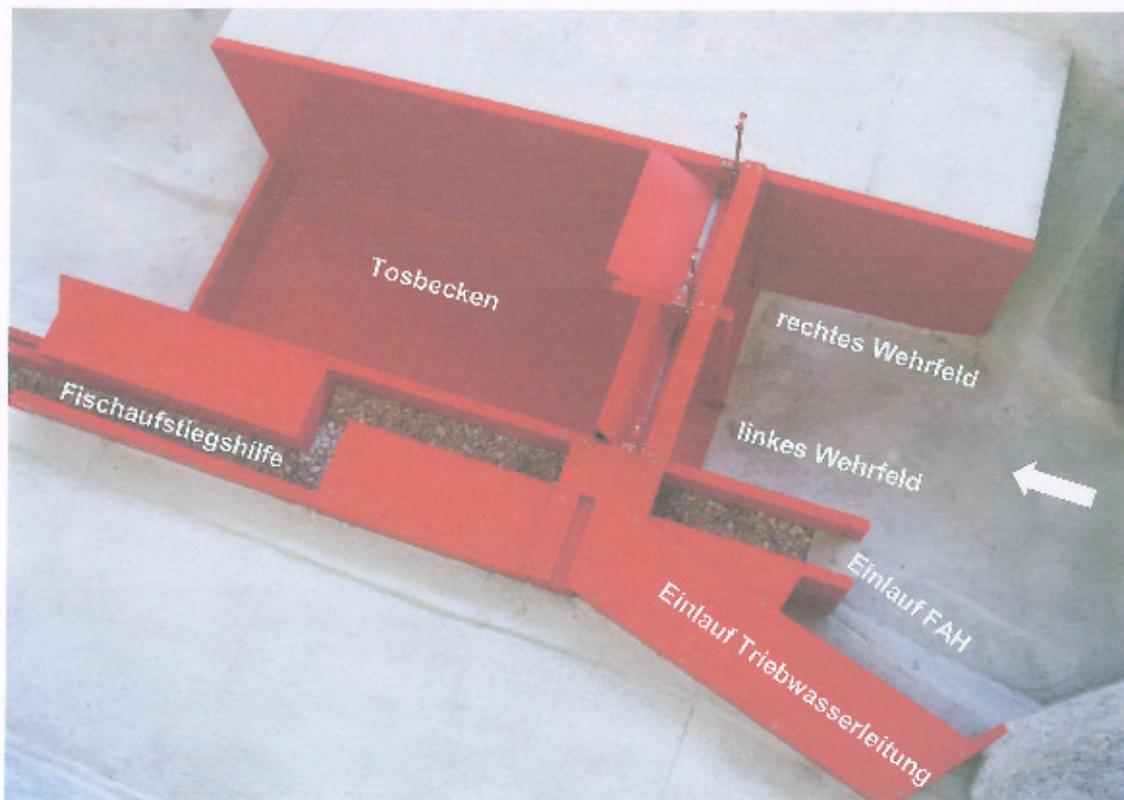


Abb. 4-3: Modell des Absperrbauwerks

### 4.3 Messtechnik

#### 4.3.1 **Wasserspiegelmessungen**

Die Wasserspiegelmessungen (Messrinnen, Ober- und Unterwasserspiegel) erfolgten mit mechanischen Stechpegeln. Insgesamt wurden im Oberwasser sechs Pegel angeordnet. Die Pegel OW-1 bis OW-5 liegen über die Stauraumlänge verteilt, Pegel OW-6 wird als Oberwasserspiegel am Absperrbauwerk definiert. Zur Einstellung des Unterwasserstandes am Modellende diente Pegel UW (Lage siehe Tab. 4-1).

**Tab. 4-1: Zuordnung der Lage der Stechpegel zur Wasserspiegel-Messung**

<b>Pegel</b>	<b>Fluss-km</b>
<b>OW-1</b>	6+173
<b>OW-2</b>	6+149
<b>OW-3</b>	6+133
<b>OW-4</b>	6+115
<b>OW-5</b>	6+075
<b>OW-6 (Wehr)</b>	6+065
<b>UW</b>	5+978

### 4.3.2 Visuelle Dokumentation

Darüber hinaus erfolgte eine umfangreiche Dokumentation der Versuche mit Fotos und Videoaufnahmen. Die Video- und Fotodateien zu allen untersuchten Situationen sind auf der DVD in Anlage 2 enthalten. Die Ordnerstruktur auf der DVD entspricht der Gliederung dieses Berichts.

Die Dateinamen ergeben sich im Wesentlichen nach folgender Systematik:

#### a) Leistungsfähigkeit, Wasserspiegel etc:

BS\_Q\_Lfd.Nr.jpg bzw. mp4

mit

BS: Betriebssituation (z.B. ZS → Stauziel, n-1\_li → Stau gelegt und linkes Feld geschlossen, ...)

Q: Abfluss (z.B. HQ20, MQ, ...)

#### b) Verklausung:

BS\_Q\_Länge\_Anzahl\_Lfd.Nr.mp4

mit

BS: Betriebssituation (z.B. ZS → Stauziel, n-1\_li → Stau gelegt und linkes Feld geschlossen, ...)

Q: Abfluss (z.B. HQ20, MQ, ...)

Länge: Holzlänge im Modell in cm

Anzahl: 01 → einzeln

05 → in 5er-Paketen

10 → in 10er-Paketen

## 5 Versuchsdurchführung und Ergebnisse zu Leistungsfähigkeit und Wasserspiegelverlauf

Der Übersichtlichkeit halber erfolgt die Darstellung der Versuchsergebnisse in zwei Blöcken. Der erste Block (Ziffer 5) behandelt die Versuche, die Aussagen über die Leistungsfähigkeit des Absperrbauwerks und die Wasserspiegelverläufe (WSP) im Stauraum geben. Der zweite Block (Ziffer 6) enthält die umfangreichen Testreihen zum Thema Treibholz.

### 5.1 Messprogramm zu Leistungsfähigkeit und Wasserspiegelverlauf

Die Kombination der unter Ziffer 3 beschriebenen Lastfälle (LF) und Betriebssituationen (BS) ergibt folgende Versuchsmatrix. Im Zuge der Projektbearbeitung wurde aufgrund der erzielten Ergebnisse auf einige Punkte teilweise oder ganz (nicht farbig) verzichtet, andere Kombinationen kamen hinzu.

**Tab. 5-1: Versuchsmatrix aller durchgeführten Versuche zu Leistungsfähigkeit und Wasserspiegelverlauf**

Bezeichnung	Seite	Abflüsse	OW-Stand	UW-Stand	Messung
<b>UW-Einfluss</b>		HQ <sub>100</sub>	= f (Q)	variabel	bis zum Einfluss des UW auf OW
<b>BS OW=Z<sub>s</sub></b>		MQ – HQ <sub>1.000</sub>	Z <sub>s</sub>	= f (Q)	WSP im Stauraum
<b>BS n</b>		MQ – HQ <sub>1.000</sub>	= f (Q)	= f (Q)	Q-W-Beziehung WSP im Stauraum min. erforderlicher Schützenhub
<b>BS (n-1)</b>	links	MQ – HQ <sub>1.000</sub>	= f (Q)	= f (Q)	Q-W-Beziehung WSP im Stauraum min. erforderlicher Schützenhub
	rechts				
<b>BS (n-a)</b>	links	MQ – HQ <sub>1.000</sub>	= f (Q)	= f (Q)	Q-W-Beziehung WSP im Stauraum
	rechts				
<b>Klappe</b>	links	= f (Öffnung)	Z <sub>s</sub>	—	Leistungskurve
	rechts				
<b>Schütz</b>	links	= f (Öffnung)	Z <sub>s</sub>	= f (Q)	Leistungskurve
	rechts				

In der Betriebssituation (n-1) ist ein Feld komplett geschlossen (Schütz und Klappe), in der Situation (n-a) ist ebenfalls ein Feld vollständig geöffnet, im anderen Feld das Schütz nicht gehoben, die aufgesetzte Klappe jedoch geöffnet. Die in der Bezeichnung angegebene Seite benennt das ganz (n-1) oder teilweise (n-a) geschlossene Feld.

## **5.2 Unterwassereinfluss**

Der evtl. Einfluss des Unterwasserstands auf die Leistungsfähigkeit der Wehranlage wurde für die Betriebssituation (n-a) bei  $HQ_{100}$  untersucht. Diese Situation stellt die ungünstigste Kombination dar, da hier für einen bestimmten Abfluss der Oberwasserstand niedriger ist als z.B. bei (n-1) und daher ein Rückstau einfluss bereits bei geringeren Unterwasserständen auftritt. (In der Betriebssituation n, die bzgl. Rückstau einfluss noch ungünstiger wäre, tritt kaum ein Aufstau oberhalb der Wehranlage auf, so dass der OW-Spiegel auch beim  $HQ_{1.000}$  weit unterhalb des Stauziels liegt)

Im Modell wurde versucht, den „Grenz“-Unterwasserstand zu ermitteln, indem der Unterwasserstand soweit angehoben wird, bis ein Einfluss auf den Oberwasserstand ersichtlich ist.

Der Unterwasserstand wurde am Unterwasserpegel des Modells bei Fluss-km 5+978 definiert, gemessen und mit dem aus der vorliegenden hydraulischen 1d-Berechnung interpolierten Wert von 604,27 m+NN verglichen (bei  $HQ_{100}$ ). Es zeigte sich, dass selbst bei einem Unterwasserstand von 609,00 m+NN, also fast 5 m über dem berechneten, noch kein Rückstau einfluss zu beobachten war.

**Für die geplante Anlage ist daher ein leistungsmindernder Einfluss des Unterwasserstandes durch Rückstau auszuschließen und brauchte in den weiteren Untersuchungen nicht berücksichtigt werden.**

### 5.3 Betriebssituation „Stauziel Z<sub>S</sub>“

Üblicherweise wird bei Staustufen auch bei wechselnden Abflüssen das Stauziel Z<sub>S</sub> gehalten. Bei Abflüssen größer als der Turbinenabfluss wird das „überflüssige“ Wasser über das Wehr abgegeben. So ergibt sich auch die Forderung der DIN 19700, im Bemessungslastfall 1 (hier: HQ<sub>100</sub> unter Anwendung der (n-1)-Regel) und im Bemessungslastfall 2 (hier: HQ<sub>1.000</sub> unter Ansatz aller Wehrfelder) das Stauziel nicht zu überschreiten. Daraus resultiert eine entsprechende erforderliche Leistungsfähigkeit der Wehranlage.

Darüber hinaus stellt sich auch die Frage des Wasserspiegelverlaufs im Stauraum. Selbst bei Einhaltung des Stauziels in den Bemessungslastfällen unmittelbar an der Wehranlage ist der Verlauf der Staulinie relevant und muss auf eventuelle Schwachstellen beim Freibord überprüft werden.

Hierzu wurden im Modell neun verschiedene Abflüsse von MQ bis zum HQ<sub>1.000</sub> untersucht. Die Verschlüsse waren jeweils symmetrisch so weit geöffnet, dass sich bei jedem Abfluss am Wehr gerade ein Wasserspiegel in Höhe des Stauziels (ZS = 611,65 m+NN) einstellte. Bis zum HQ<sub>50</sub> geschah dies durch Absenkung der Klappen, dann durch Anheben der Schützen.

Der Wasserspiegel am Wehr wurde mit Pegel OW-6 gemessen, an den Pegeln OW-1 bis OW-5 der Wasserspiegelverlauf im Stauraum (Tab. 4-1). Bei höheren Abflüssen war dies großteils nicht mehr sinnvoll, da sich eine stark instationäre und ungleichförmige Strömung ausbildete.

Bei kleinen Abflüssen wie MQ oder Q<sub>T</sub> ergibt sich ein weitgehend horizontaler Wasserspiegel vom Wehr bis zur Stauwurzel, die unmittelbar am Absturz 1 liegt. Die Abstürze 2 und 3 sind eingestaut, die Wasseroberfläche ist ruhig (siehe Abb. 5-1 und Abb. 5-2).



**Abb. 5-1: Betriebssituation (BS) „Z<sub>s</sub>“ für MQ (links) und Q<sub>T</sub> (rechts), Blick jeweils gegen die Fließrichtung**



**Abb. 5-2: Betriebssituation (BS) „Z<sub>s</sub>“ für MQ (links) und Q<sub>T</sub> (rechts), Blick jeweils in Fließrichtung (im weißen Kreis das Widerlager des Steg)**

Abb. 5-3 zeigt einen Längsschnitt durch den Stauraum für MQ und Q<sub>T</sub>. Der geringste Freibord von ca. 0,55 m ergibt sich am linken Ufer etwa bei Fluss-km 6+080 auf Höhe des (oberstromigen) Widerlagers des Fußgängersteges (im Folgenden kurz als „Widerlager Steg“ bezeichnet). Abb. 5-4 zeigt diese Stelle in der Natur bzw. im Modell bei einem Abfluss von MQ.

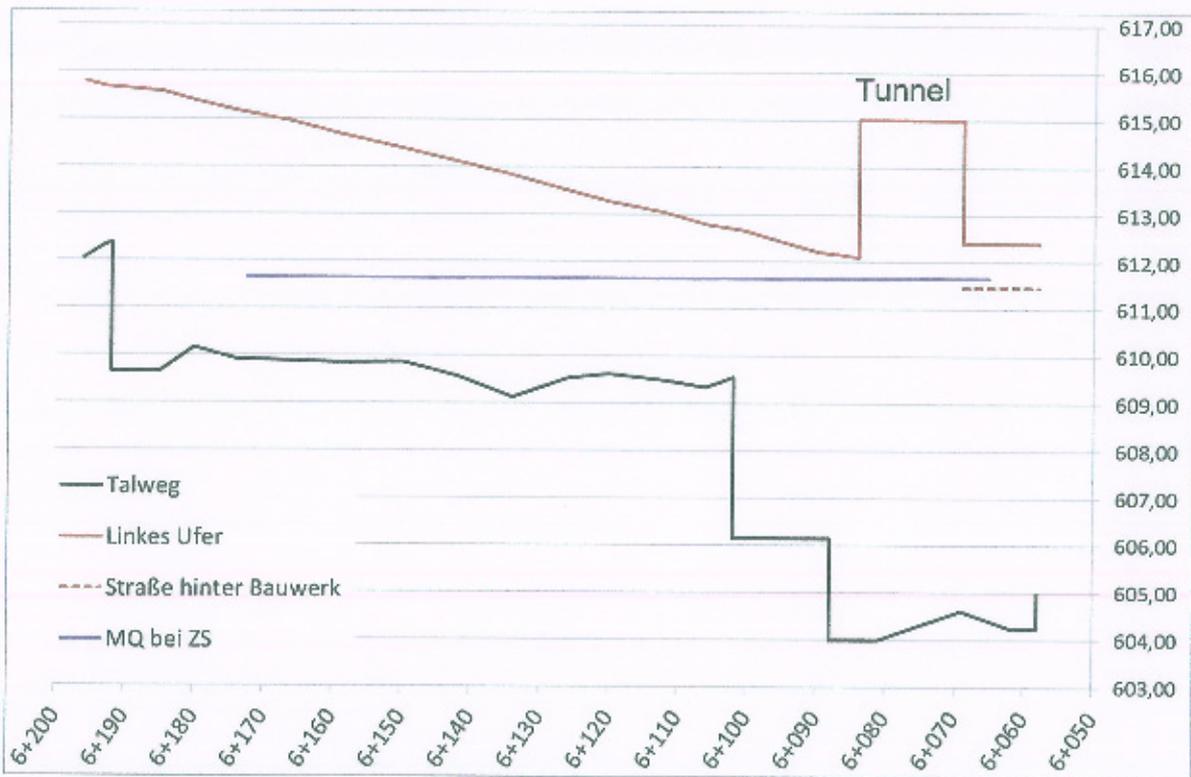


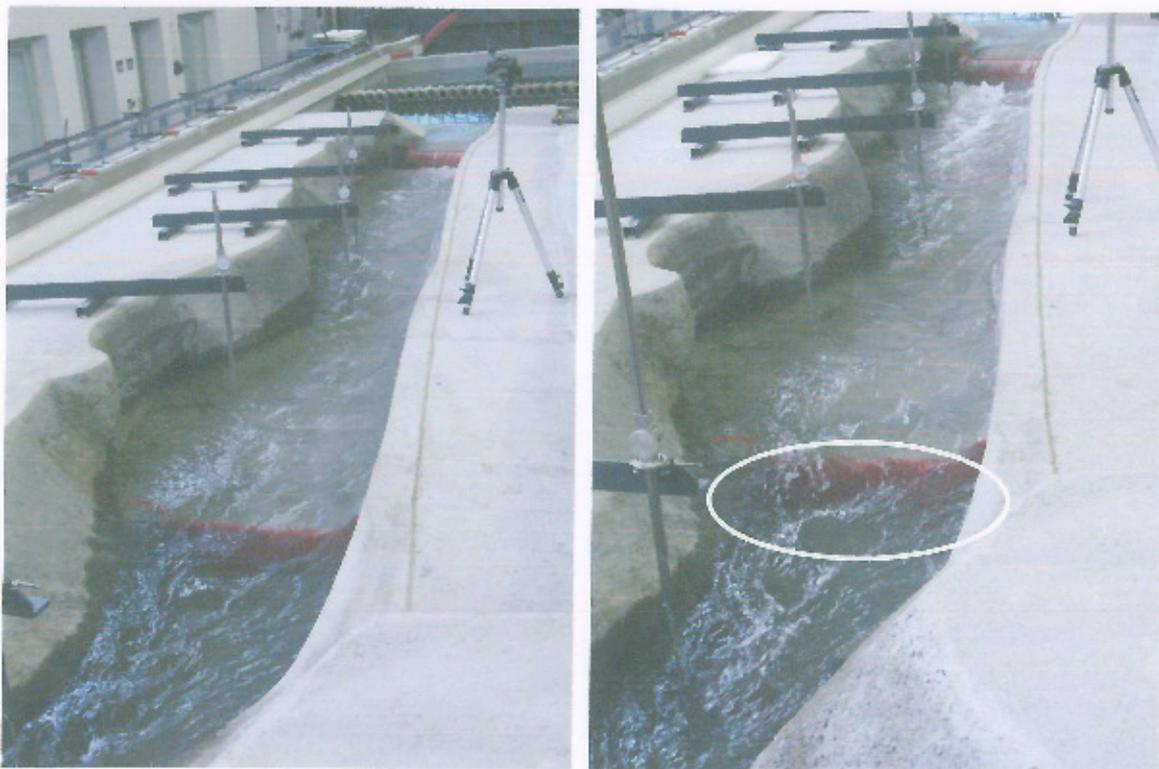
Abb. 5-3: Längsschnitt durch Stauraum für BS „Zs“, MQ und  $Q_T$



Abb. 5-4: Widerlager Steg in der Natur und bei MQ

Bei einem Abfluss in Höhe des MHQ (36,6 m<sup>3</sup>/s) wird die Wasseroberfläche unruhi-ger, unterhalb von Absturz 1 beginnen lokale Wellenbildungen, Absturz 2 ist nach wie vor eingestaut (Abb. 5-5 und Abb. 5-6 links). Der Freibord am Widerlager des Stegs beträgt nach wie vor ca. 0,55 m (Abb. 5-7 links).

Ab einem Abfluss von ca. HQ<sub>20</sub> (60 m<sup>3</sup>/s) beginnt sich am Absturz 2 ein Fließwechsel auszubilden. Die Wasseroberfläche ist geprägt von lokalen Erscheinungen, großen Wellen, Wasserspiegelquergefällen etc. (Abb. 5-5 und Abb. 5-6 rechts). Eine Mes-sung der Wasserspiegelhöhen bzw. die Darstellung des Wasserspiegelverlaufs ist z.T. nicht mehr sinnvoll. Am Widerlager des Stegs beginnen leichte Ausuferungen (Abb. 5-7 rechts). Durch den Fließwechsel bei Absturz 2 ist der Wasserspiegelverlauf oberhalb hydraulisch entkoppelt vom Bereich unterhalb des Absturzes, also auch vom durch das Wehr erzeugten Aufstau. Evtl. Freiborddefizite oberhalb von Absturz 2 bei größeren Abflüssen als ca. HQ<sub>20</sub> bestehen also auch im IST-Zustand und wä-ren nicht durch die geplante Stauanlage hervorgerufen.



**Abb. 5-5: Betriebssituation (BS) „Z<sub>s</sub>“ für MHQ (links) und HQ<sub>20</sub> (rechts), Blick jeweils gegen die Fließrichtung, beginnender Fließwechsel bei HQ<sub>20</sub> am Absturz 2**



**Abb. 5-6: Betriebssituation (BS) „Z<sub>s</sub>“ für MHQ (links) und HQ<sub>20</sub> (rechts), Blick jeweils in Fließrichtung**



**Abb. 5-7: Widerlager des Stegs bei MHQ (links) und HQ<sub>20</sub> (rechts)**

Für die Bemessungsabflüsse  $BHQ_1 = HQ_{100} = 105 \text{ m}^3/\text{s}$  sowie  $BHQ_2 = HQ_{1,000} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$  ergeben sich die obigen Aussagen in deutlicherer Ausprägung: Der Wasserspiegelverlauf ist noch ungleichmäßiger, am Widerlager des Stegs tritt eine beinahe permanente Ausuferung auf und der Fließwechsel am Absturz mit hydraulischer Entkopplung des oberhalb liegenden Abschnitts ist vollkommen ausgebildet (siehe Abb. 5-8, Abb. 5-9 und Abb. 5-10).



Abb. 5-8: Betriebssituation (BS) „Zs“ für  $HQ_{100}$  (links) und  $HQ_{1,000}$  (rechts), Blick jeweils gegen die Fließrichtung



Abb. 5-9: Betriebssituation (BS) „Zs“ für  $HQ_{100}$  (links) und  $HQ_{1,000}$  (rechts), Blick jeweils in Fließrichtung



**Abb. 5-10: Widerlager des Stegs bei  $HQ_{100}$  (links) und  $HQ_{1.000}$  (rechts)**

Zusammenfassend kann für die Betriebssituation „Z<sub>8</sub>“ folgendes festgehalten werden:

- Die Leistungsfähigkeit der Wehranlage ist für beide Bemessungslastfälle nach DIN 19700 Teil 13 mehr als ausreichend (mehr dazu in den nachfolgenden Abschnitten).
- Bei geringen bis mittleren Abflüssen (MQ bis ca. HQ<sub>20</sub>) liegt die Stauwurzel am Absturz 1 bei Fluss-km 6+192.
- Bei großen Hochwasserabflüssen 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.
- Bei größeren Hochwasserabflüssen ab ca. HQ<sub>20</sub> wird der Bereich des Widerlagers des Fußgängerstegs zumindest teilweise überspült.
- Etwa bei Fluss-km 6+133 erreicht der Wasserspiegel ab einem Abfluss von ca. HQ<sub>100</sub> die Höhe der begleitenden B305. Wie oben erläutert, ist dies unabhängig vom zu errichtenden Absperrbauwerk.
- Bei Hochwasserabflüssen ist der Wasserspiegel extrem unruhig und instationär. Insbesondere am Wehrbauwerk treten starke Pulsationen mit periodischer Überströmung der Verschlüsse und der seitlichen Begrenzungen auf (siehe Abb. 5-11).



Abb. 5-11: Starke Pulsationen am Bauwerk mit Überströmungen (hier bei HQ<sub>100</sub>)

Es wird daher vorgeschlagen, ab ca. einem HQ<sub>20</sub> (60 m<sup>3</sup>/s) den Stau zu legen und den Hochwasserabfluss durch ein oder zwei vollständig geöffnete Wehrfelder abzuführen (siehe nachfolgende Abschnitte).

#### **5.4 Betriebssituation „Stau gelegt“**

Aufgrund der im vorhergehenden Abschnitt beschriebenen ungenügenden Situation bzgl. des Freibords wird nun die Abfuhr der Bemessungshochwasserabflüsse  $BHQ_1$  ( $HQ_{100}$ ) und  $BHQ_2$  ( $HQ_{1.000}$ ) mit gelegtem Stau, d.h. mit einem oder zwei geöffneten Wehrfeldern untersucht. Die Darstellung der nachfolgenden zehn verschiedenen Kombinationen von

- Abflüssen ( $HQ_{100}$  und  $HQ_{1.000}$ ) mit
- Betriebssituationen (n, n-1, n-a, jeweils links oder rechts)

beschränkt sich zunächst auf die visuelle Darstellung der jeweiligen Strömungszustände. Im abschließenden Kapitel 5.4.11 werden die wesentlichen Ergebnisse und Aussagen zu den unterschiedlichen Einstellungen zusammengefasst.

### 5.4.1 HQ<sub>100</sub>, linkes Wehrfeld geschlossen (n-1 links)

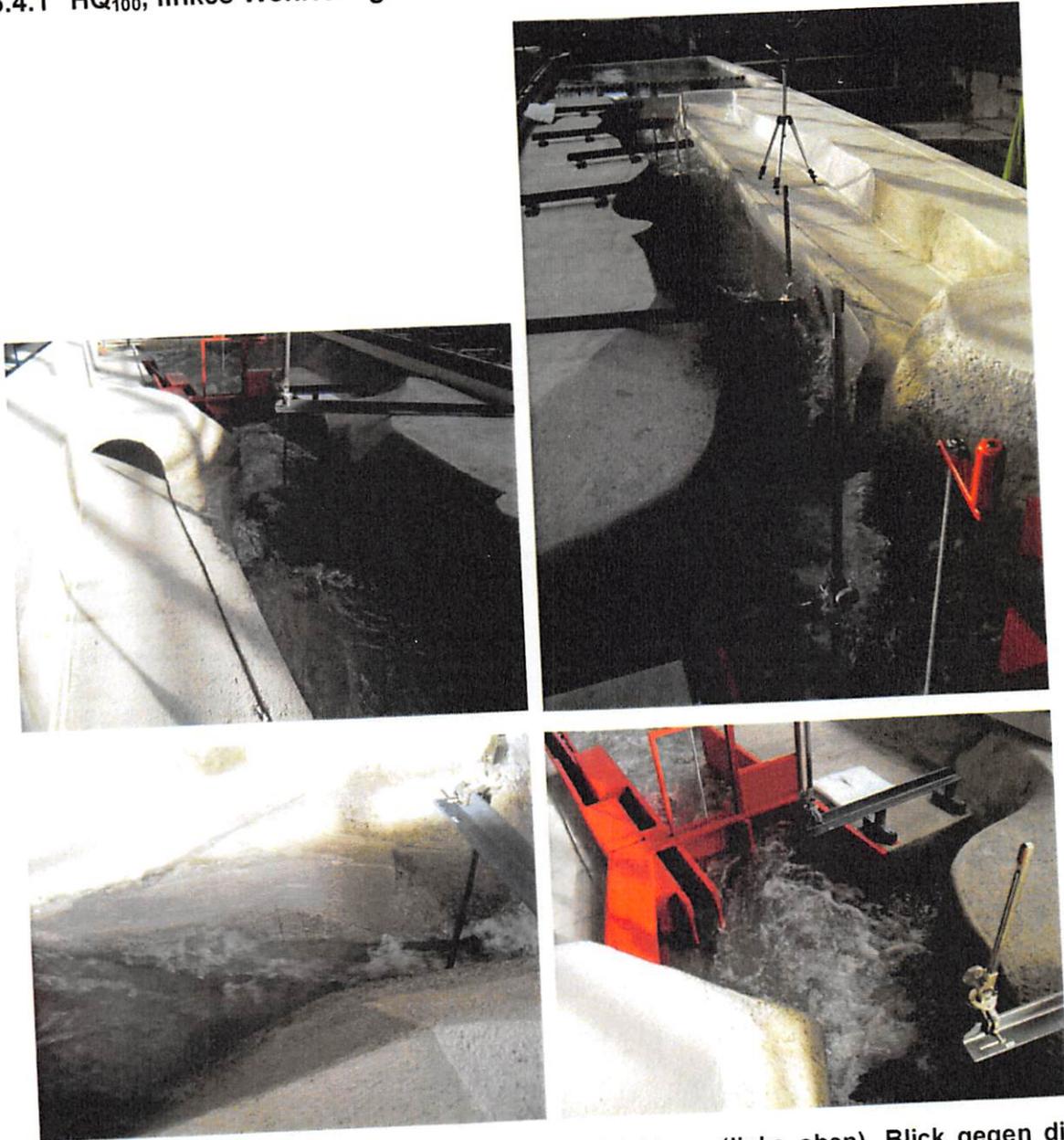


Abb. 5-12: HQ<sub>100</sub> bei (n-1, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

### 5.4.2 HQ<sub>100</sub>, linkes Schütz geschlossen (n-a links)



Abb. 5-13: HQ<sub>100</sub> bei (n-a, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

### 5.4.3 HQ<sub>100</sub>, rechtes Wehrfeld geschlossen (n-1 rechts)



Abb. 5-14: HQ<sub>100</sub> bei (n-1, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

#### 5.4.4 HQ<sub>100</sub>, rechtes Schütz geschlossen (n-a rechts)



Abb. 5-15: HQ<sub>100</sub> bei (n-a, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

### 5.4.5 HQ<sub>100</sub>, alle Wehrfelder offen (n)



Abb. 5-16: HQ<sub>100</sub> bei (n): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

### 5.4.6 HQ<sub>1.000</sub>, linkes Wehrfeld geschlossen (n-1 links)



Abb. 5-17: HQ<sub>1.000</sub> bei (n-1, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

5.4.7 HQ<sub>1.000</sub>, linkes Schütz geschlossen (n-a links)



Abb. 5-18: HQ<sub>1.000</sub> bei (n-a, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

5.4.8 HQ<sub>1.000</sub>, rechtes Wehrfeld geschlossen (n-1 rechts)



Abb. 5-19: HQ<sub>1.000</sub> bei (n-1, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

5.4.9 HQ<sub>1.000</sub>, rechtes Schütz geschlossen (n-a rechts)



Abb. 5-20: HQ<sub>1.000</sub> bei (n-a, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

5.4.10 HQ<sub>1.000</sub>, alle Wehrfelder offen (n)

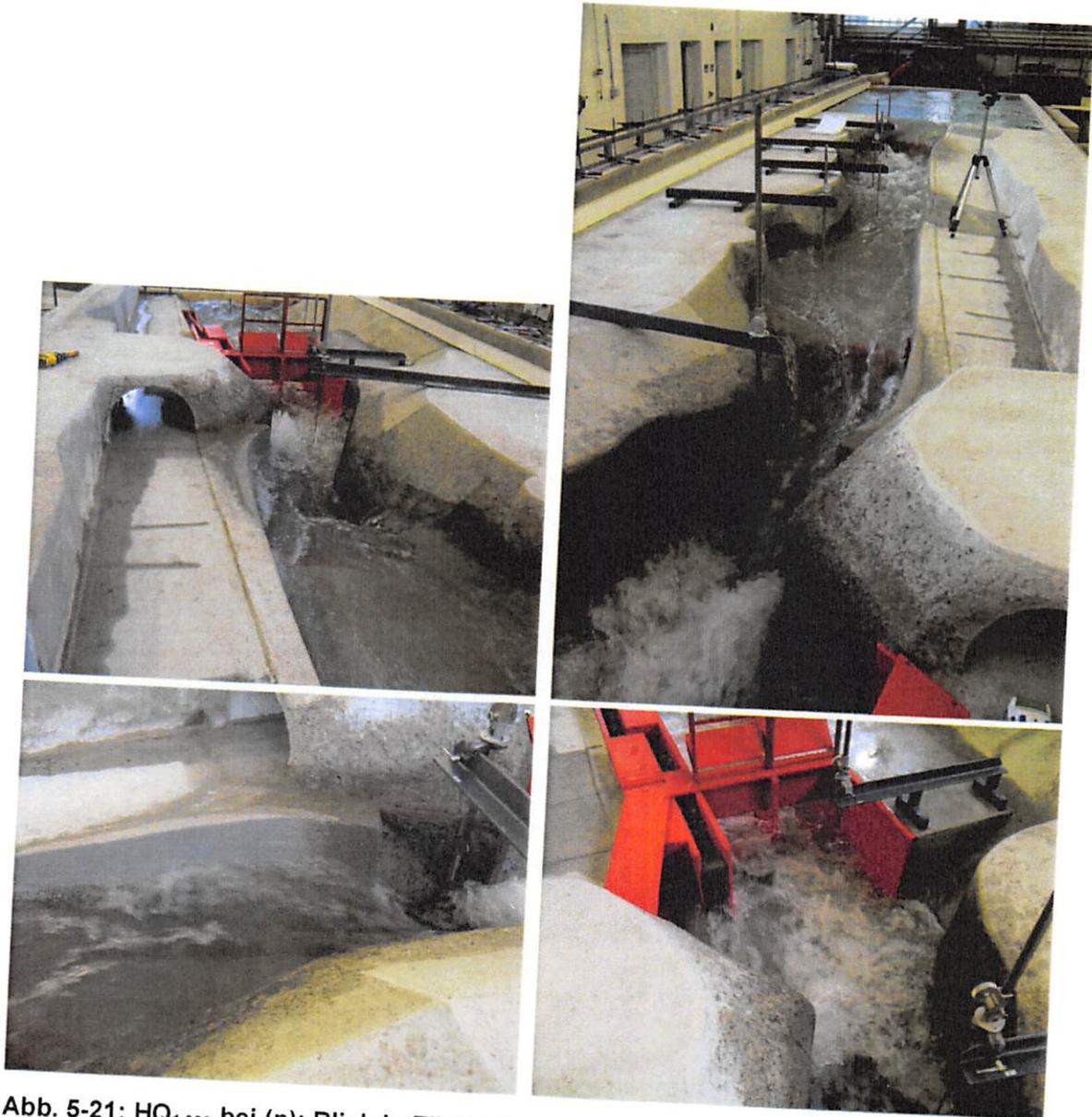


Abb. 5-21: HQ<sub>1.000</sub> bei (n): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

### 5.4.11 Zusammenfassung der Betriebssituation „Stau gelegt“

**Letztendlich ergeben sich für alle zehn oben bildlich dargestellten Situationen folgende Schlussfolgerungen:**

- Die für Bemessungsfall 1 und 2 nach DIN 19700 geforderte Leistungsfähigkeit der Wehranlage ist gegeben.
- Für den Bemessungsabfluss  $BHQ_1 = HQ_{100}$  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  $Z_S$  liegt.
- Im Bemessungsfall 2 ( $BHQ_1 = HQ_{1.000}$ , (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  $Z_S$ .
- Anzumerken ist, dass auf Grund des sehr unruhigen Wasserspiegels an der Messstelle die Ergebnisse nur mit Dezimeter-Genauigkeit angegeben sind.

**Tab. 5-2: Oberwasserspiegel in m+NN bei gelegtem Stau für alle zehn untersuchten Situationen (gemessen am Pegel OW-6). Unterstrichene Werte geben die Bemessungsfälle nach DIN 19700 an.**

	n	n-1		n-a	
		links	rechts	links	rechts
HQ <sub>100</sub>	606,3	<u>609,3</u>	<u>609,4</u>	609,3	609,1
HQ <sub>1.000</sub>	<u>606,6</u>	610,1	610,1	609,7	609,7

- In den (n-a)-Situationen werden die gelegten Klappen (Klappengelenk bei 609,00m+NN) nur mit wenigen Dezimetern überströmt.
- Aufgrund der mehr oder weniger freien Durchströmung der Wehrfelder selbst bei großen Hochwasserabflüssen musste auf die eigentlich als Aufgabe vorgesehene Erstellung von Wasserstands-Abfluss-Beziehungen verzichtet werden.
- Es findet in allen Situationen der bereits in Ziffer 5.3 beschriebene Fließwechsel an Absturz 2 mit der daraus resultierenden hydraulischen Entkopplung des oberhalb liegenden Bereiches vom Wehrbauwerk statt.
- Die Freiborde im Bereich des Widerlagers des Fußgängerstegs, die in der Betriebssituation „Stauziel  $Z_S$ “ unzureichend waren, sind bei gelegtem Stau unproblematisch (siehe jeweils das Foto links unten in den Abb. 5-12 bis Abb. 5-21).

- Ca. bei Fluss-km 6+133 tritt beim  $HQ_{100}$  eine beginnende, beim  $HQ_{1.000}$  eine leichte Ausuferung zur B305 auf. Wie oben beschrieben, ist dies aufgrund der Entkopplung bei Absturz 2 nicht auf den Einfluss des geplanten Wehrbauwerks zurückzuführen, sondern würde bereits im IST-Zustand auftreten.
- Hingewiesen werden muss auf die große dynamische Beanspruchung des Absperrbauwerks und der Verschlüsse durch starke Pulsationen des Wasserspiegels.

### 5.5 Erforderlicher Schützenhub

Bei der Modellbesichtigung am 19. Januar 2011 kam zur Sprache, dass aus Gründen der Einpassung des Bauwerks in die Umgebung der maximale Schützenhub von Bedeutung sein könnte. Als Zusatzuntersuchung wurde deshalb vereinbart, im Modell zu untersuchen, wie hoch die Unterkante der Schützen mindestens gehoben werden müssen, um eine sichere Abfuhr der Bemessungsabflüsse zu gewährleisten. Als erforderlicher Freibord vom Wasserspiegel zur Schützunterkante wurde vom WWA Traunstein ein Meter festgelegt (Treibholzabfuhr).

Für folgende Bemessungssituationen (siehe Tab. 5-3) ergaben sich die angegebenen maximalen Wasserspiegel unterhalb des geöffneten Schützes sowie die mindestens erforderlichen Schützunterkanten unter Berücksichtigung des geforderten Freibords von 1,0 m. Die nachfolgenden Fotos zeigen die zugehörigen Strömungsbilder, das unter dem Schütz verwendete Holzbrett entspricht dem Freibord von 1,0 m.

Als maßgeblicher Fall (höchste Schützunterkante) ergab sich die Abfuhr von  $HQ_{100}$  bei geschlossenem linkem Wehrfeld.



Abb. 5-22: Ermittlung der mindestens erforderlichen Schützunterkanten. Das Brett stellt den Freibord von 1,0 m dar (links oben:  $HQ_{100}$ , n-1 links; rechts oben:  $HQ_{100}$ , n-1 rechts; unten:  $HQ_{1.000}$ , n mit der im (n-1)-Fall ermittelten Höhe)

Tab. 5-3: Maximale Wasserspiegel und mindestens erforderliche Schützunterkanten

	HQ <sub>100</sub> ; n-1 links	HQ <sub>100</sub> ; n-1 rechts	HQ <sub>1.000</sub> ; n
<b>Max. WSP</b>	609,58 m+NN	609,52 m+NN	nicht maßgeblich
<b>Schützunterkante</b>	610,58 m+NN	610,52 m+NN	nicht maßgeblich

Zur Abfuhr der Bemessungshochwasserabflüsse gemäß DIN 19700 mit einem Freibord von 1,0 m ergibt sich also - für alle Wehrfelder - eine minimale Schützenunterkante von ca. 610,6 m+NN. Konstruktive oder betriebliche Aspekte sind hierbei nicht berücksichtigt.

### 5.6 Öffnung-Abfluss-Beziehung für ein Wehrfeld bei Einhaltung des Stauziels

Die in Abb. 5-23 eingetragenen roten Linien zeigen das Abflussvermögen über eine Klappe in Abhängigkeit von der Absenkung der Klappe. Der maximale Abfluss bei einer vollständig gelegten Klappe beträgt ca. 45 m<sup>3</sup>/s. Die blauen Linien beschreiben den Abfluss unter einem Schütz, wobei die Klappe gestellt ist.

Im normalen Betrieb wird bei zunehmenden Abflüssen zunächst die Klappe gelegt werden und dann das Schütz bei bereits gelegter Klappe gehoben werden. Diesen Übergangsbereich beschreiben die grünen Linien, wobei ab ca. 90 bis 95 m<sup>3</sup>/s Gesamtdurchfluss die Klappe nicht mehr überströmt wird und der gesamte Abfluss das Schütz unterströmt.

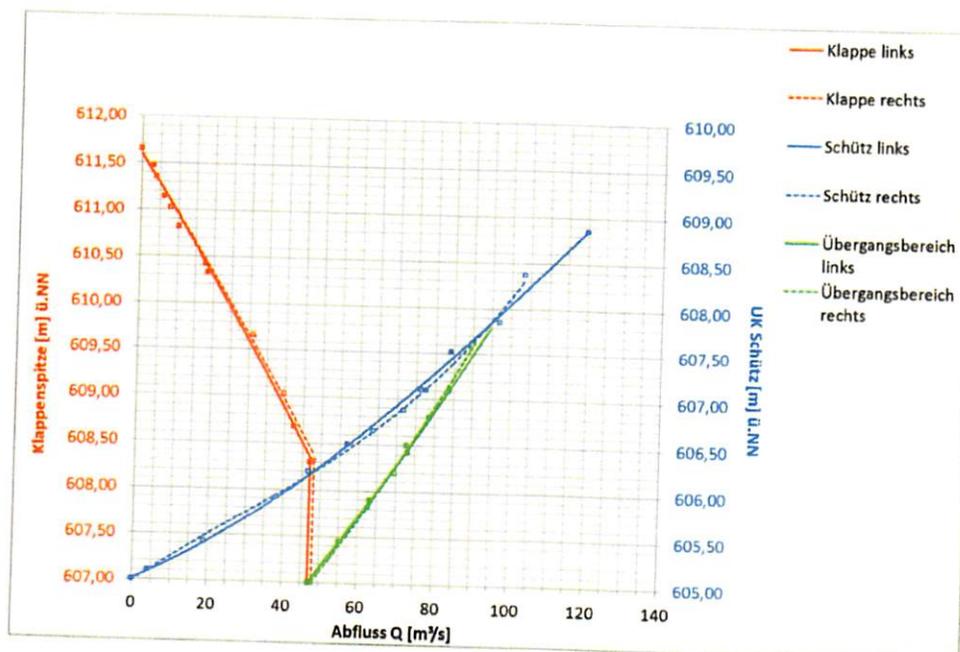


Abb. 5-23: Öffnung-Abfluss-Beziehung für je ein Wehrfeld bei Einhaltung des Stauziels  $Z_s = 611,65 \text{ m} + \text{NN}$

Die Zunahme der Klappenabflussleistung bei einer Höhe der Klappenspitze unterhalb des Klappengelenks (609,0 m+NN) ergibt sich aus einer Erhöhung des Überfallbeiwerts. Unterhalb einer Höhe der Klappenspitze von etwa 608,30 m+NN bleibt der Abfluss über die Klappe dann konstant.

*Anmerkung:* Aufgrund des unruhigen Wasserspiegels bereits bei MHQ ist im Modell die Einstellung des Oberwasserspiegels  $Z_s$  schwierig und das Diagramm mit entsprechenden Ungenauigkeiten behaftet (Streuung der Messpunkte um die Trendlinien). Ein wesentlicher Unterschied in der Leistungsfähigkeit der beiden Wehrfelder ist nicht festzustellen.

## 6 Versuchsdurchführung und Ergebnisse zur Verklausungswahrscheinlichkeit

### 6.1 Messprogramm Verklausungswahrscheinlichkeit

Für nachfolgend dargestellte Zustände wurden zunächst Treibholzversuche durchgeführt. Vom WWA Traunstein wurde als maßgebliche Länge 10 Meter Stammlänge vorgegeben. Zur Überprüfung der Sensitivität der Versuchsergebnisse bzgl. der Holzlänge wurden insgesamt fünf verschiedene Längen von 7,5 m bis 15 m untersucht. Für jede Länge wurden die 20 Hölzer jeweils einzeln, in 4 Fünfer-Paketen und in zwei Zehner-Paketen eingebracht, so dass für jeden untersuchten Zustand 60 Hölzer zur Auswertung kamen.

Untersucht wurde das Treibholzverhalten ausschließlich unter dem Aspekt der Verklausungswahrscheinlichkeit von entasteten Stämmen. Nicht dargestellt wurde das Verhalten von Wurzelstöcken, Bäumen mit Ästen, der Aufstau hinter einer Verklausung u.ä..

Tab. 6-1: Versuchsmatrix der durchgeführten Versuche zur Verklausungswahrscheinlichkeit

Bezeichnung	Seite	Abflüsse	Holzlängen	Anzahl
BS n	-----	HQ <sub>100</sub>	7,5 m 10,0 m 11,25 m 13,75 m 15 m	20 x 1 Stück 4 x 5 Stück 2 x 10 Stück
BS (n-1)	links	HQ <sub>100</sub>		
	rechts			
BS (n-a)	links	HQ <sub>100</sub>		
	rechts			
Klappen	beide	HQ <sub>20</sub>		
zusätzlich				
BS n	-----	HQ <sub>20</sub>	10,0 m	20 x 1 Stück 4 x 5 Stück 2 x 10 Stück
BS (n-1)	links			
	rechts			

Nachfolgende Abbildung zeigt die verwendeten Holzlängen in Relation zur Breite eines Wehrfeldes. Die unterschiedlichen Längen waren zur schnelleren Identifizierung farblich codiert.

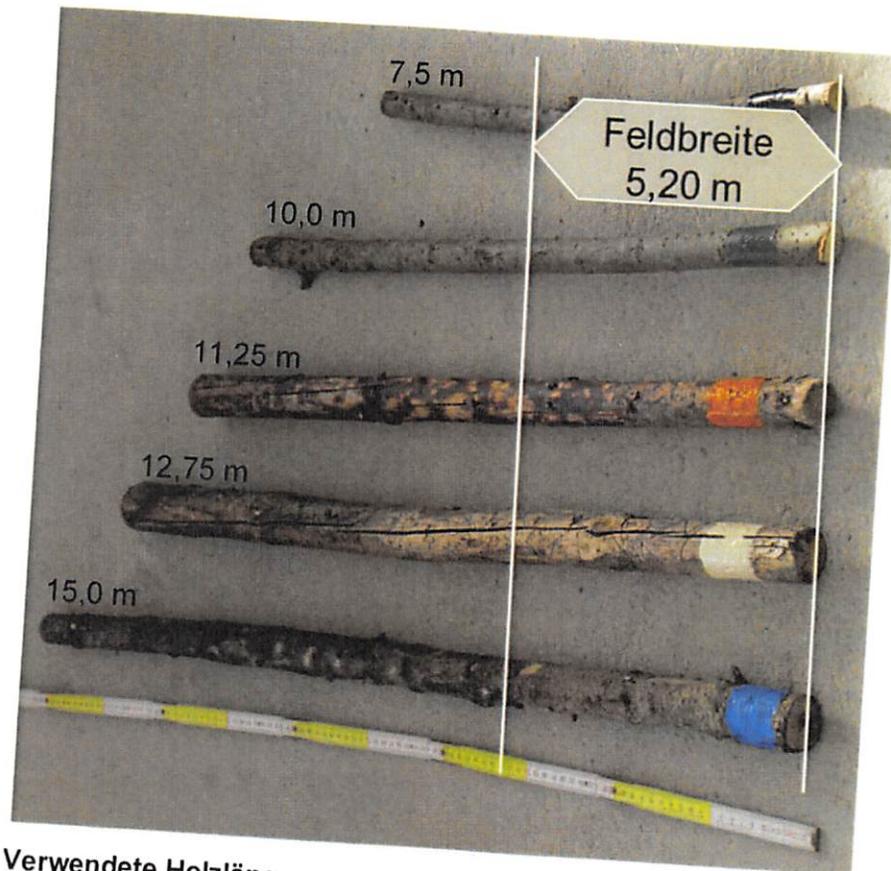


Abb. 6-1: Verwendete Holzlängen

## 6.2 Ergebnisse Verklauungswahrscheinlichkeit

Für jede Untersuchung wurde die Verklauungswahrscheinlichkeit  $p$  auf der Basis der jeweils 60 eingebrachten Hölzer (3 x 20) berechnet. Abb. 6-2 zeigt die Ergebnisse für die untersuchten Zustände und die verwendeten Holzlängen.

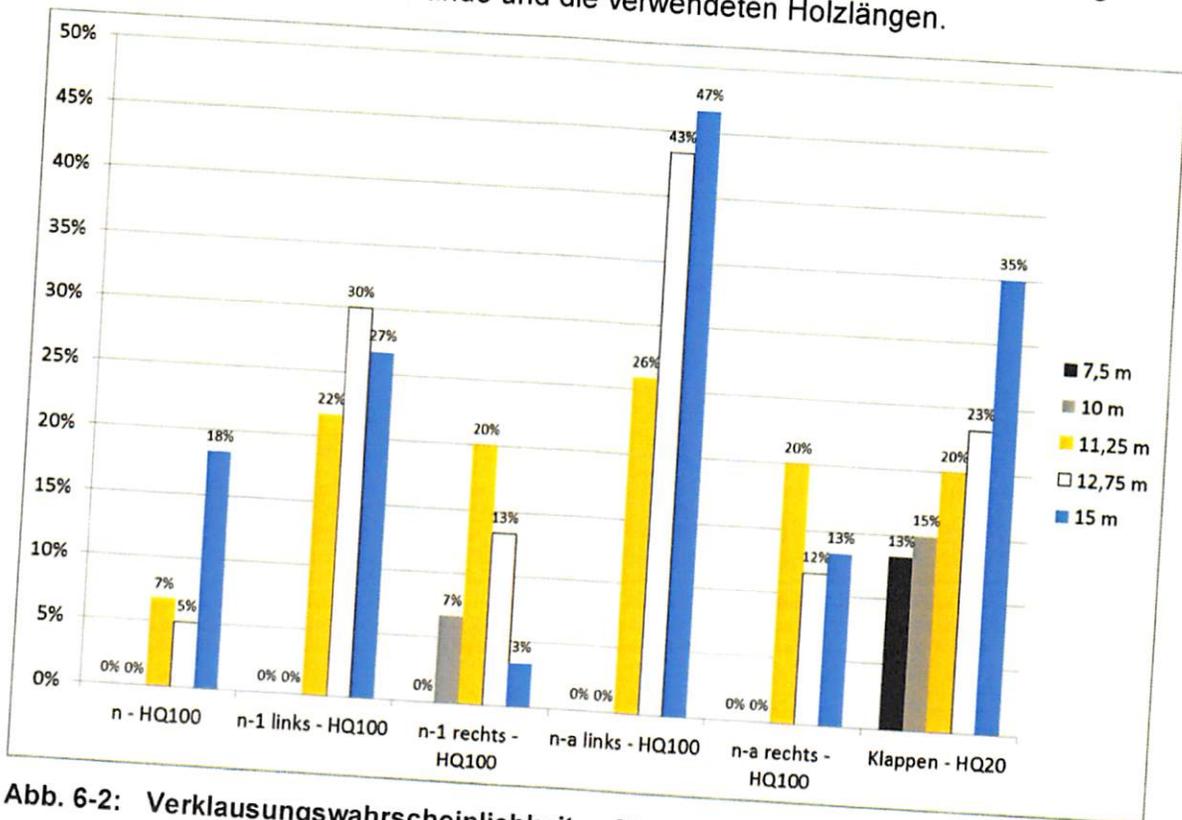


Abb. 6-2: Verklauungswahrscheinlichkeiten für die zunächst betrachteten Zustände

Es fällt auf, dass sich für die Längen 7,5 m und 10 m (= "Bemessungslänge") für fast alle Situationen eine Verklauungswahrscheinlichkeit von Null ergibt. Ab einer Länge von 11,25 m steigt  $p$  jedoch an.

In den Videos auf der beiliegenden DVD sind alle Versuche dokumentiert. Grundsätzlich zeigt sich, dass in der Engstelle oberhalb der geplanten Wehranlage die Hölzer in Fließrichtung gedreht werden. Treffen sie dann mit ihrer Spitze ein geöffnetes Feld, passieren sie die Anlage ungehindert. Treffen sie jedoch auf den Pfeiler bzw. ein geschlossenes Feld oder auf die seitlichen Begrenzungswände, drehen sie sich um ihre Spitze. Hölzer bis 10 m können sich dabei aufgrund der vorhandenen lichten Weite von 10,90 m (2 Felder + Mittelpfeiler) im unmittelbaren Oberwasserbereich der Wehranlage drehen und so durch ein geöffnetes Feld transportiert werden (Abb. 6-3 links). Ab der nächsten untersuchten Länge funktioniert dieses Verhalten nicht mehr und die Hölzer bleiben mehr oder weniger quer zur Fließrichtung vor der Wehranlage hängen (Abb. 6-3 rechts).



Abb. 6-3: Verhalten von „kurzen“ (10 m) und langen (12,75 m) Hölzern im Stauraum

Eindeutig zeigt sich auch, dass die Öffnung der Klappe bei geschlossenem Schütz deutlich schlechtere Resultate ergibt („n-a“). In der ganz rechts dargestellten Situation der Abb. 6-2 „Klappen – HQ<sub>20</sub>“ wird der Hochwasserabfluss ausschließlich über die zwei vollständig gelegten Klappen abgeführt. Es ergeben sich auch hier hohe Werte für  $p$ , und zwar insbesondere auch für die kürzeren Hölzer.

Weiter zeigt sich, dass in den betrachteten Situationen (n-1) und (n-a) es jeweils etwas günstiger ist, wenn das rechte Feld geschlossen ist.

In der Besprechung am 19. Januar 2012 wurde vereinbart, die Treibholzabfuhr auch für einen kleineren Abfluss als  $HQ_{100}$  zu untersuchen. Als untere Grenze für Treibholzanfall legte man einen Abfluss in der Größe von  $HQ_{20} = 60 \text{ }^3/\text{s}$  fest. Das zusätzliche festgelegte Messprogramm umfasste die maßgebliche Holzlänge von 10 m in den für die Treibholzabfuhr als am geeignetsten betrachteten Situationen (n) und (n-1).

Abb. 6-4 zeigt, dass für den geringeren Abfluss  $HQ_{20}$  die Verklausungswahrscheinlichkeiten um etwa 5-10% höher liegen als beim  $HQ_{100}$ .

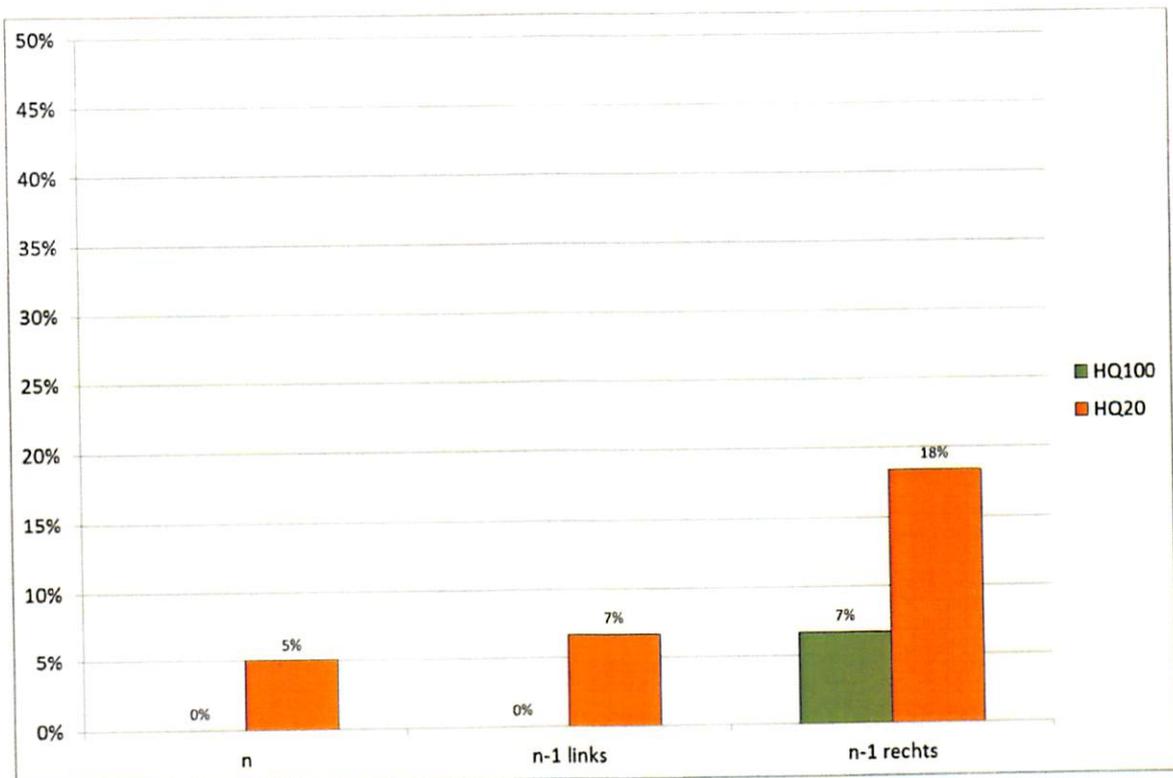


Abb. 6-4: Vergleich der Verklausungswahrscheinlichkeiten bei  $HQ_{100}$  und  $HQ_{20}$  (Holzlänge 10 m)

**Folgende wesentliche Schlussfolgerungen ergeben sich:**

- Verklausungen in der Schluchtstrecke finden im Modell nicht statt.
- Holzlängen bis zur Bemessungslänge von 10,0 m passieren bei  $HQ_{100}$  in den Betriebssituationen (n) und (n-1) nahezu vollständig.
- Mit Reduzierung des Abflusses steigt die Verklausungswahrscheinlichkeit etwas an.
- Es wird empfohlen, bei Treibholzanfall die Klappen nicht zu legen, dafür aber beide Schützen vollständig zu heben.
- Nachdem trotz der geringen Verklausungswahrscheinlichkeiten für die Bemessungsbaumlänge generell Verklausungen nicht ganz ausgeschlossen werden können, wird empfohlen, die Wehranlage bei Hochwasserabflüssen mit Treibholzanfall personell zu besetzen und geeignetes Gerät zum Lösen von Verklausungen vorzuhalten.
- Alle gemachten Aussagen betreffen das Verhalten von Baumstämmen ohne Äste. Wurzelstöcke, Bäume mit Ästen etc. können im Modell nicht aussagekräftig untersucht werden.

## 7 Ergänzende Messungen „Rampe“

### 7.1 Veranlassung

Ein vom Auftraggeber vorgesehenes Konzept zur Baustellenumleitung sieht die Fassung des Abflusses unmittelbar am Absturz 2 und die Ableitung in einem Rohr auf der rechten Seite im Bachbett vor. Da auch der Absturz 3 sanierungsbedürftig ist, soll in diesem Konzept nach Abschluss der Arbeiten das Rohr in diesem Bereich überschüttet werden. Der Höhenunterschied der beiden Abstürze 2 und 3 wird dabei durch eine neue Rampe aus eingebetteten Wasserbausteinen überwunden (siehe Abb. 7-1).

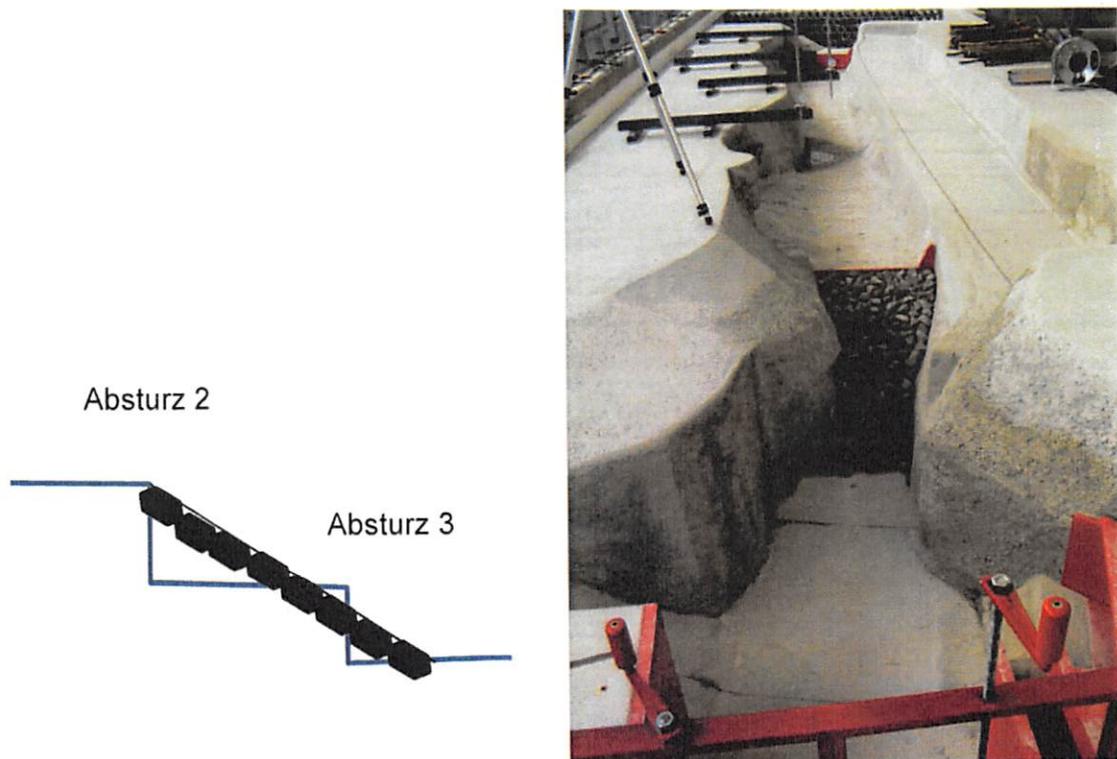


Abb. 7-1: Schemaskizze zum Umbau der Abstürze in eine Rampe und Umsetzung im Modell

Zu untersuchen war nicht die Funktion der Baustellenumleitung als solche, sondern der evtl. Einfluss der Rampe auf die wesentlichen Untersuchungsziele des Modellversuchs und die bisher ermittelten Aussagen zu

- Betriebssituation „Stauziel  $Z_S$ “ (siehe Ziffer 7.2),
- Betriebssituation „Stau gelegt“ (siehe Ziffer 7.3) und zu
- Verklausungswahrscheinlichkeit (siehe Ziffer 7.4).

## 7.2 Betriebssituation „Stauziel Z<sub>s</sub>“

Die in Ziffer 5.3 dargelegten Schlussfolgerungen zur Betriebssituation mit gehaltenem Stauziel gelten auch für die Variante der Rampe. Insbesondere tritt auch mit Rampe an der Stelle des Absturzes 2 ein Fließwechsel etwa ab  $HQ_{20}$  auf (vergleiche Abb. 7-2).

Die Empfehlung, wegen des Freiborddefizits am Widerlager des Fußgängerstegs ab ca.  $HQ_{20}$  den Stau zu legen, gilt weiterhin.

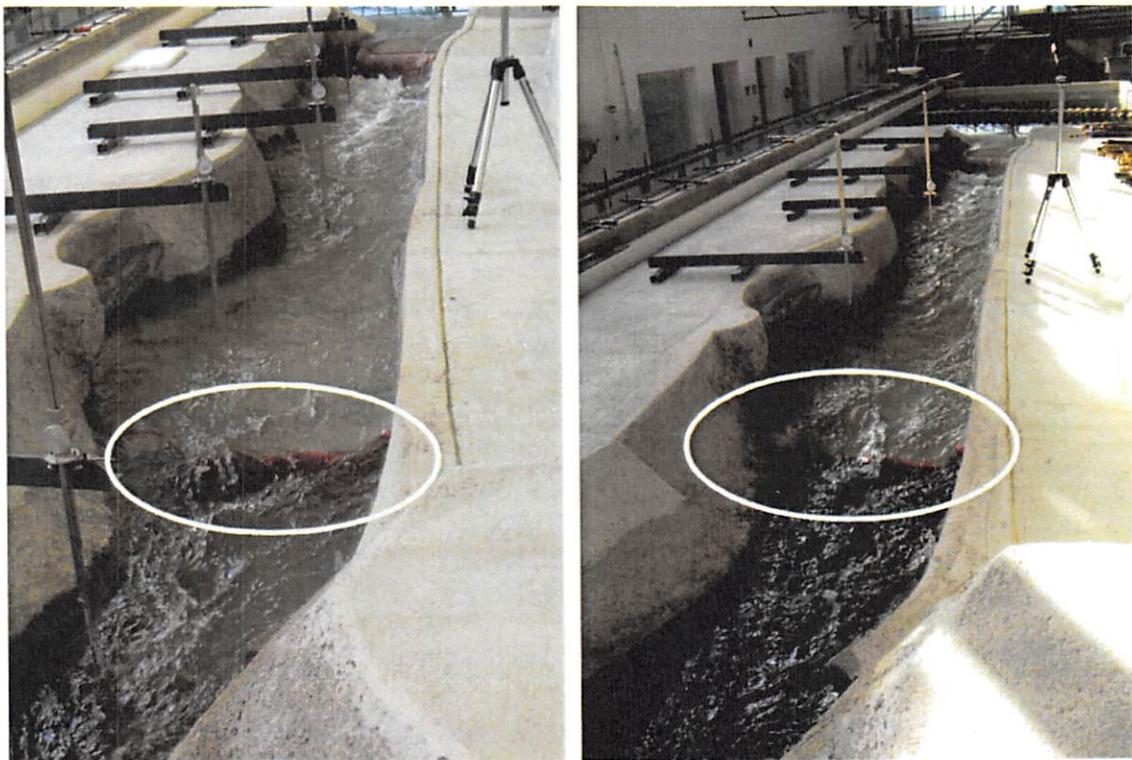


Abb. 7-2: Beginnender Fließwechsel an Absturz 2 (links) und der Rampe (rechts) bei  $HQ_{20}$

### 7.3 Betriebssituation „Stau gelegt“

Alle getroffenen Aussagen, insbesondere zur Leistungsfähigkeit der Wehranlage, zum Fließwechsel bei Absturz 2 bzw. an der Rampe sowie zum Freibord am Widerlager des Fußgängerstegs gelten auch mit der eingebauten Rampe. Exemplarisch ist die Situation  $HQ_{100}$  bei (n-1, rechts) in den Fotos in Abb. 7-3 dargestellt.

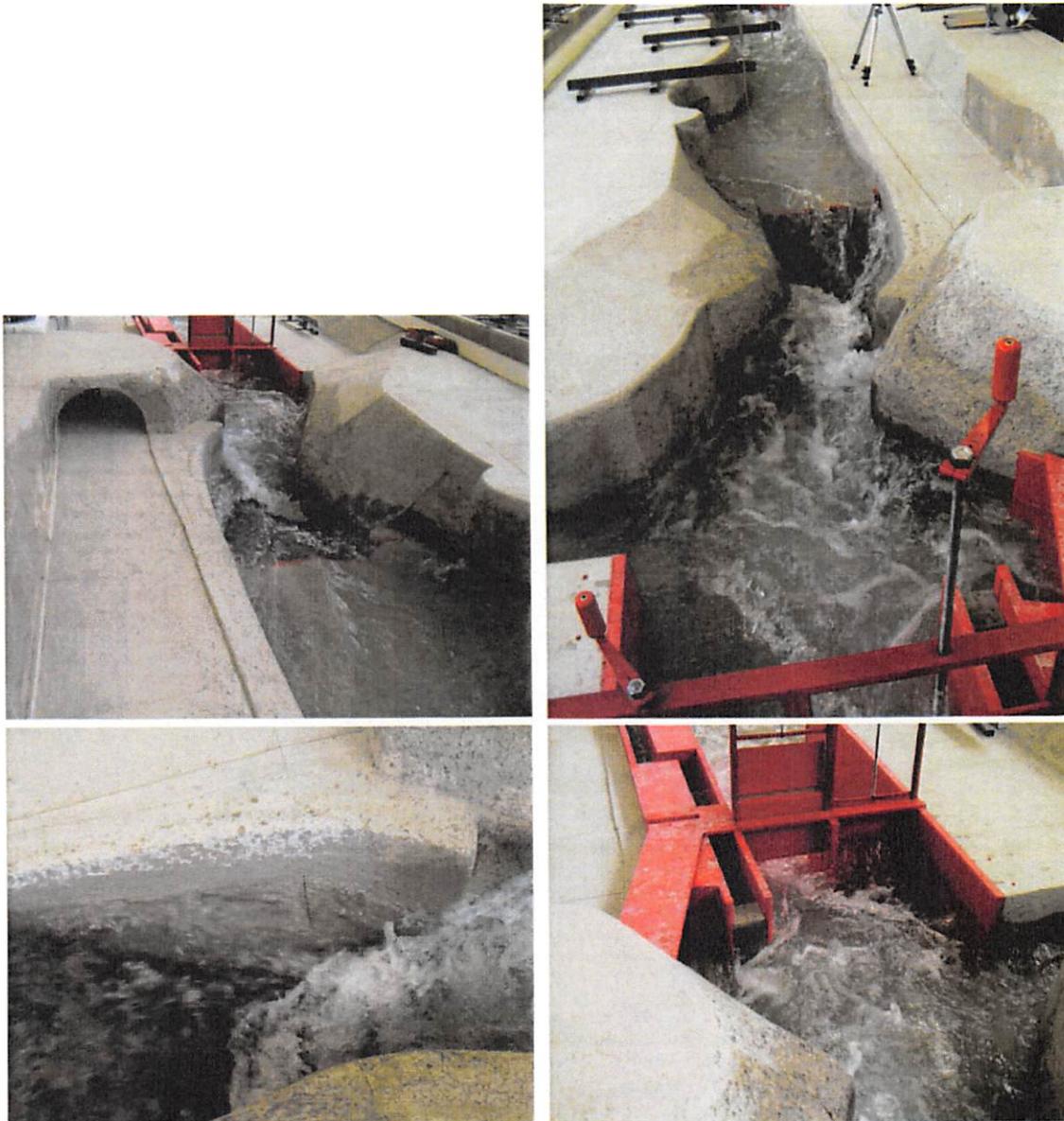


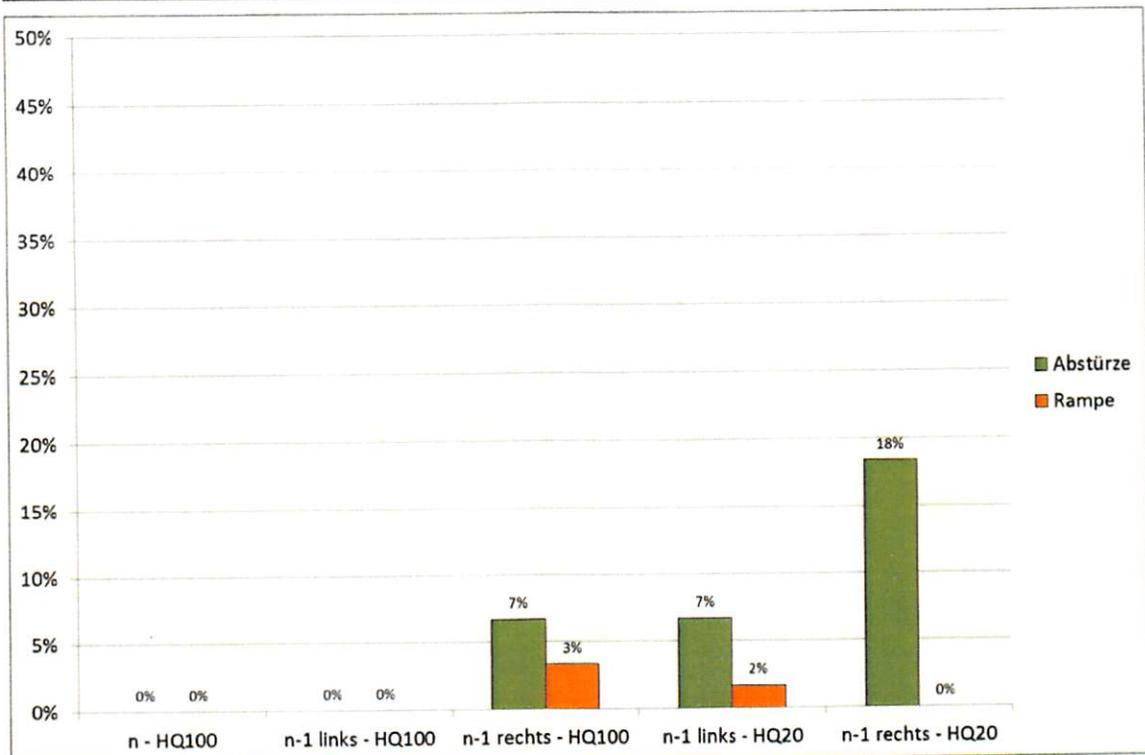
Abb. 7-3:  $HQ_{100}$  bei (n-1, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten)

### 7.4 Verklauungswahrscheinlichkeit

Zu untersuchen war, ob der Einbau der Rampe negativen Einfluss auf die Abfuhr des Treibholzes hat. Hierzu wurden für die in Tab. 7-1 dargestellten Kombinationen erneute Treibholzversuche (mit Rampe) durchgeführt und mit den entsprechenden Ergebnissen aus Ziffer 6.2 (mit Abstürzen) in Abb. 7-4 verglichen.

**Tab. 7-1: Versuchsmatrix der zusätzlichen Versuche zur Verklauungswahrscheinlichkeit mit Rampe**

Bezeichnung	Seite	Abflüsse	Holzängen	Anzahl
BS n	----	HQ <sub>100</sub>	10,0 m	20 x 1 Stück 4 x 5 Stück 2 x 10 Stück
BS (n-1)	links	HQ <sub>100</sub>		
	rechts			
BS (n-1)	links	HQ <sub>20</sub>		
	rechts			



**Abb. 7-4: Vergleich der Verklauungswahrscheinlichkeiten mit Abstürzen und Rampe (Holzlänge 10 m)**

Es zeigt sich mit Rampe eine leichte Verringerung der Verklausungswahrscheinlichkeiten, insbesondere bei einem Abfluss von  $HQ_{20}$ .

### **7.5 Zusammenfassung der Variante mit Rampe**

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

Auf die Verklausungswahrscheinlichkeiten wirkt sich die Rampe besonders bei kleineren Hochwasserabflüssen ( $HQ_{20}$ ) leicht positiv aus.

## 8 Konstruktive Hinweise

Die Planung und Realisierung des Modells der Wehranlage erfolgte auf Basis der vorhandenen Planunterlagen. Ohne Anspruch auf Vollständigkeit wird nachfolgend kurz auf einige Aspekte hingewiesen, die in der weiteren Planung berücksichtigt werden sollten (siehe Abb. 8-1):

1. Die rechte Wangenmauer muss nicht auf der gesamten Länge eine Oberkante von 612,15 aufweisen. Im Bereich des Tosbeckens kann sie deutlich abgesenkt werden. Dies verringert auch den Aufwand beim Anschluss an die Uferböschung.
2. Die Lage- und Höhenanpassung des Bauwerks an die Straße beim Einlauf zur Triebwasserleitung sollte optimiert werden.
3. Es wird nochmals auf die starke dynamische Belastung des Bauwerks und v.a. der Verschlussorgane hingewiesen.
4. Im Bereich des unterstromigen Einstiegs in die Fischaufstiegshilfe treten aus dem Tosbecken Erosionen auf. Auf eine entsprechende Ausführung dieses Bereichs sollte geachtet werden.
5. Die Nische am oberstromigen Ende der rechten Leitwand ist ungünstig. Dort kann Treibholz hängenbleiben und deshalb quer zur Strömungsrichtung ans Absperrbauwerk gelangen.

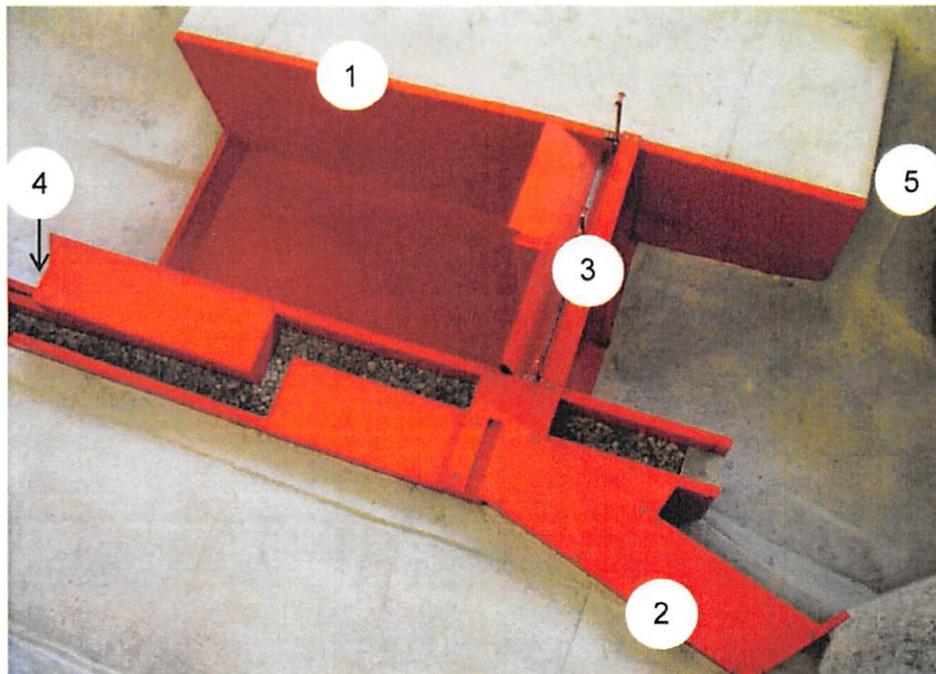


Abb. 8-1: Optimierung des Absperrbauwerks

## 9 Zusammenfassung

Die geplante Wasserkraftanlage Felsentunnel an der Ramsauer Ache bei Berchtesgaden ist als Ausleitungskraftwerk ( $Q_T = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ) konzipiert. Das zweifeldrige Absperrbauwerk (Schützen mit Aufsatzklappen) ist unmittelbar unterhalb einer natürlichen Engstelle auf Höhe des Felsentunnels vorgesehen. Im ca. 130 m langen Stauraum befinden sich zwei Abstürze, am linken Ufer verläuft die Bundesstraße 305.

Die Bemessungshochwasserabflüsse gemäß DIN 19700 Teil 13 betragen

- Hochwasserbemessungsfall 1:  $BHQ_1 = HQ_{100} = 105 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hochwasserbemessungsfall 2:  $BHQ_2 = HQ_{1.000} = 165 \text{ m}^3/\text{s}$

Im Herbst 2010 fertigte der Lehrstuhl und die Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München (TUM) eine Stellungnahme zur n-1-Bedingung am Absperrbauwerk an. Darüber hinaus ist aber der Wasserspiegelverlauf im Stauraum von Bedeutung. Das WWA Traunstein forderte hierzu einen physikalischen Modellversuch, in dem v.a. die Leistungsfähigkeit der Wehranlage, die Wasserspiegellagen im Stauraum sowie die Verklausungswahrscheinlichkeit zu untersuchen war.

Aufgrund der komplexen Topographie und der daraus resultierenden dreidimensionalen Strömungsverhältnisse wurde ein Vollmodell im Maßstab 1:15 gewählt. Die Wasserspiegelmessungen erfolgten mit sieben mechanischen Stechpegeln. Darüber hinaus erfolgte eine umfangreiche Dokumentation der Versuche mit Fotos und Videoaufnahmen.

Das umfangreiche Messprogramm ergab folgende wesentliche Ergebnisse:

### Unterwassereinfluss:

- Ein leistungsmindernder Einfluss des Unterwasserstands ist auszuschließen.

### Betrieb unter Einhaltung des Stauziels

- Die Leistungsfähigkeit der Wehranlage nach DIN 19700 Teil 13 ist gegeben.
- Bei Hochwasserabflüssen ab ca.  $HQ_{20}$  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.
- Bei Hochwasserabflüssen ab ca.  $HQ_{20}$  wird der Bereich des Widerlagers des Fußgängerstegs zumindest teilweise überspült.

- Etwa bei Fluss-km 6+133 erreicht der Wasserspiegel bei sehr großen Hochwasserabflüssen (ab ca.  $HQ_{100}$ ) die Höhe der begleitenden B305. Wie oben erläutert, ist dies unabhängig vom zu errichtenden Absperrbauwerk.
- Es wird daher vorgeschlagen, ab ca. einem  $HQ_{20}$  ( $60 \text{ m}^3/\text{s}$ ) den Stau zu legen und den Hochwasserabfluss durch ein oder zwei vollständig geöffnete Wehrfelder abzuführen.

### Hochwasserabfuhr bei gelegtem Stau

- Es findet auch hier der beschriebene Fließwechsel an Absturz 2 mit hydraulischer Entkopplung des oberhalb liegenden Bereiches vom Wehrbauwerk statt.
- Die Freiborde im Bereich des Widerlagers des Fußgängerstegs, die in der Betriebssituation „Stauziel  $Z_s$ “ unzureichend waren, sind bei gelegtem Stau unproblematisch.
- Hingewiesen werden muss auf die große dynamische Beanspruchung des Absperrbauwerks und der Verschlüsse durch starke Pulsationen des Wasserspiegels.

### Verklausungswahrscheinlichkeit

- Verklausungen in der Schluchtstrecke finden im Modell nicht statt.
- Holzlängen bis zur Bemessungslänge von 10,0 m passieren bei  $HQ_{100}$  in den Betriebssituationen (n) und (n-1) nahezu vollständig.
- Mit Reduzierung des Abflusses steigt die Verklausungswahrscheinlichkeit etwas an.
- Es wird empfohlen, bei Treibholzanfall die Klappen nicht zu legen, dafür aber beide Schützen vollständig zu heben.
- Nachdem trotz der geringen Verklausungswahrscheinlichkeiten für die Bemessungsbaumlänge generell Verklausungen nicht ganz ausgeschlossen werden können, wird empfohlen, die Wehranlage bei Hochwasserabflüssen mit Treibholzanfall personell zu besetzen und geeignetes Gerät zur Lösung von Verklausungen vorzuhalten.
- Alle gemachten Aussagen betreffen das Verhalten von Baumstämmen ohne Äste. Wurzelstöcke, Bäume mit Ästen etc. können im Modell nicht aussagekräftig untersucht werden.

**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.
- Auf die Verklausungswahrscheinlichkeiten wirkt sich die Rampe besonders bei kleineren Hochwasserabflüssen ( $HQ_{20}$ ) leicht positiv aus.

## Abbildungsverzeichnis

Abb. 2-1:	Übersichtslageplan der geplanten Wasserkraftanlage .....	3
Abb. 2-2:	Längsschnitt durch ein Wehrfeld (Tosbecken im Modell länger) .....	3
Abb. 2-3:	Lage des geplanten Absperrbauwerks .....	4
Abb. 4-1:	Übersichts-Lageplan des Modells.....	7
Abb. 4-2:	Ansicht des Modells vom Oberwasser (links) und Unterwasser (rechts)	8
Abb. 4-3:	Modell des Absperrbauwerks .....	8
Abb. 5-1:	Betriebssituation (BS) „Z <sub>S</sub> “ für MQ (links) und Q <sub>T</sub> (rechts), Blick jeweils gegen die Fließrichtung .....	14
Abb. 5-2:	Betriebssituation (BS) „Z <sub>S</sub> “ für MQ (links) und Q <sub>T</sub> (rechts), Blick jeweils in Fließrichtung (im weißen Kreis das Widerlager des Steg) .....	14
Abb. 5-3:	Längsschnitt durch Stauraum für BS „Z <sub>S</sub> “, MQ und Q <sub>T</sub> .....	15
Abb. 5-4:	Widerlager Steg in der Natur und bei MQ.....	15
Abb. 5-5:	Betriebssituation (BS) „Z <sub>S</sub> “ für MHQ (links) und HQ <sub>20</sub> (rechts), Blick jeweils gegen die Fließrichtung, beginnender Fließwechsel bei HQ <sub>20</sub> am Absturz 2 .....	16
Abb. 5-6:	Betriebssituation (BS) „Z <sub>S</sub> “ für MHQ (links) und HQ <sub>20</sub> (rechts), Blick jeweils in Fließrichtung .....	17
Abb. 5-7:	Widerlager des Stegs bei MHQ (links) und HQ <sub>20</sub> (rechts) .....	17
Abb. 5-8:	Betriebssituation (BS) „Z <sub>S</sub> “ für HQ <sub>100</sub> (links) und HQ <sub>1.000</sub> (rechts), Blick jeweils gegen die Fließrichtung .....	18
Abb. 5-9:	Betriebssituation (BS) „Z <sub>S</sub> “ für HQ <sub>100</sub> (links) und HQ <sub>1.000</sub> (rechts), Blick jeweils in Fließrichtung .....	18
Abb. 5-10:	Widerlager des Stegs bei HQ <sub>100</sub> (links) und HQ <sub>1.000</sub> (rechts).....	19
Abb. 5-11:	Starke Pulsationen am Bauwerk mit Überströmungen (hier bei HQ <sub>100</sub> )	20
Abb. 5-12:	HQ <sub>100</sub> bei (n-1, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten).....	22
Abb. 5-13:	HQ <sub>100</sub> bei (n-a, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten).....	23

Abb. 5-14:	HQ <sub>100</sub> bei (n-1, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	24
Abb. 5-15:	HQ <sub>100</sub> bei (n-a, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	25
Abb. 5-16:	HQ <sub>100</sub> bei (n): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	26
Abb. 5-17:	HQ <sub>1.000</sub> bei (n-1, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	27
Abb. 5-18:	HQ <sub>1.000</sub> bei (n-a, links): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	28
Abb. 5-19:	HQ <sub>1.000</sub> bei (n-1, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	29
Abb. 5-20:	HQ <sub>1.000</sub> bei (n-a, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	30
Abb. 5-21:	HQ <sub>1.000</sub> bei (n): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	31
Abb. 5-22:	Ermittlung der mindestens erforderlichen Schützunterkanten. Das Brett stellt den Freibord von 1,0 m dar (links oben: HQ <sub>100</sub> , n-1 links; rechts oben: HQ <sub>100</sub> , n-1 rechts; unten: HQ <sub>1.000</sub> , n mit der im (n-1)-Fall ermittelten Höhe) .....	34
Abb. 5-23:	Öffnung-Abfluss-Beziehung für je ein Wehrfeld bei Einhaltung des Stauziels $Z_S = 611,65 \text{ m} + \text{NN}$ .....	36
Abb. 6-1:	Verwendete Holzlängen .....	38
Abb. 6-2:	Verklauungswahrscheinlichkeiten für die zunächst betrachteten Zustände .....	39
Abb. 6-3:	Verhalten von „kurzen“ (10 m) und langen (12,75 m) Hölzern im Stauraum .....	40

Abb. 6-4:	Vergleich der Verklausungswahrscheinlichkeiten bei HQ <sub>100</sub> und HQ <sub>20</sub> (Holzlänge 10 m) .....	41
Abb. 7-1:	Schemaskizze zum Umbau der Abstürze in eine Rampe und Umsetzung im Modell .....	43
Abb. 7-2:	Beginnender Fließwechsel an Absturz 2 (links) und der Rampe (rechts) bei HQ <sub>20</sub> .....	44
Abb. 7-3:	HQ <sub>100</sub> bei (n-1, rechts): Blick in Fließrichtung (links oben), Blick gegen die Fließrichtung (rechts oben), Widerlager Steg (links unten), unmittelbarer Oberwasserbereich am Wehr (rechts unten) .....	45
Abb. 7-4:	Vergleich der Verklausungswahrscheinlichkeiten mit Abstürzen und Rampe (Holzlänge 10 m).....	46
Abb. 8-1:	Optimierung des Absperrbauwerks .....	48

## Tabellenverzeichnis

Tab. 4-1:	Zuordnung der Lage der Stechpegel zur Wasserspiegel-Messung .....	9
Tab. 5-1:	Versuchsmatrix aller durchgeführten Versuche zu Leistungsfähigkeit und Wasserspiegelverlauf .....	11
Tab. 5-2:	Oberwasserspiegel in m+NN bei gelegtem Stau für alle zehn untersuchten Situationen (gemessen am Pegel OW-6). Unterstrichene Werte geben die Bemessungsfälle nach DIN 19700 an. ....	32
Tab. 5-3:	Maximale Wasserspiegel und mindestens erforderliche Schützunterkanten.....	35
Tab. 6-1:	Versuchsmatrix der durchgeführten Versuche zur Verklauungswahrscheinlichkeit.....	37
Tab. 7-1:	Versuchsmatrix der zusätzlichen Versuche zur Verklauungswahrscheinlichkeit mit Rampe.....	46

## **Anlagenverzeichnis**

Anlage 1: Lageplan des Modells

Anlage 2: DVD mit Foto- und Videodateien