

Oskar v. Miller – Institut
82432 Obernach – Walchensee

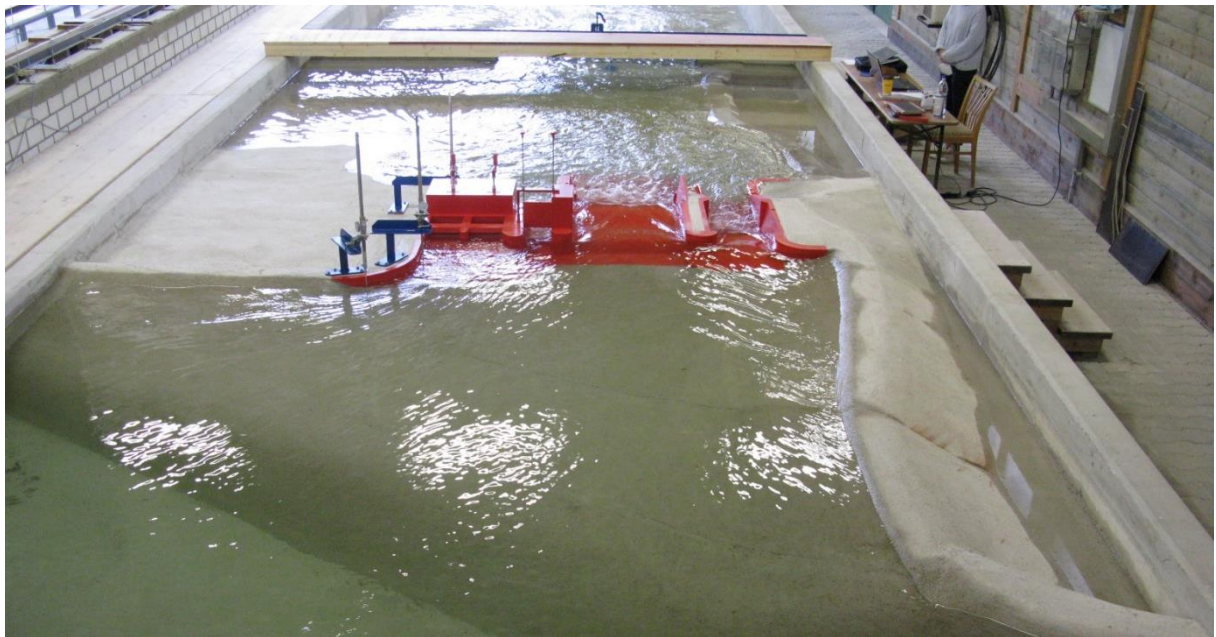
Lehrstuhl und Versuchsanstalt
für Wasserbau und Wasserwirtschaft



Technische Universität München
Arcisstr. 21 • 80290 München

Sanierung Wehranlage Schlingen

Versuchsbericht Nr. 442



Auftraggeber: Vereinigte Wertach-Elektrizitätswerke GmbH
Neugablonzer Straße 21
87600 Kaufbeuren

Obernach, im Juli 2021

Apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb
Projektleitung

Alfred Sperer
Planung der Versuchsstände

Prof. Dr. Peter Rutschmann
Direktor der Versuchsanstalt

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
	1.1 Ausgangssituation	1
	1.2 Untersuchungsziele	1
2	Modell	2
	2.1 Modellumgriff	2
	2.2 Modellgesetz und -maßstab	3
	2.3 Modellbau	3
	2.4 Messtechnik	5
3	Abflussleistung	6
4	Energieumwandlung	11
	4.1 Energieumwandlung ohne Störkörper	12
	4.1.1 Energieumwandlung ohne Störkörper Ausbaustufe 1	12
	4.1.2 Energieumwandlung ohne Störkörper Ausbaustufe 2	14
	4.2 Energieumwandlung mit Störkörpern	17
	4.2.1 Energieumwandlung mit Störkörpern Ausbaustufe 1	18
	4.2.2 Energieumwandlung mit Störkörpern Ausbaustufe 2	20
5	Zusammenfassung und Empfehlungen	24
	Zwei Beilagen	

1 Einleitung

1.1 Ausgangssituation

Die Vereinigten Wertach-Elektrizitätswerke GmbH (VWEW) betreiben an der Wertachstaustufe Schlingen bei Fluss-km 57,9 eine Wasserkraftanlage mit zwei Kaplan-turbinen und einer Ausbauleistung von 1,5 MW. Die zugehörige Wehranlage besteht aus einer vier Meter breiten Kiesel-schleuse mit Doppelschütz und einer 16 m breiten Hochwasserentlastungsanlage mit Fischbauch-klappe. Aktuelle Untersuchungen haben ergeben, dass zum einen die Fischbauchklappe sanie-rungsbedürftig ist und zum anderen die bestehende Wehranlage die Anforderungen der novellier-ten DIN 19700 hinsichtlich der Abflussleistung nicht erfüllt. Das Ingenieurbüro Dr.-Ing. Koch (IB Koch) plant deshalb eine zweistufige Sanierung der Wehranlage. In der Ausbaustufe 1 soll die Fischbauchklappe in der bestehenden Hochwasserentlastungsanlage (HWE I) durch ein luftge-fülltes Schlauchwehr ersetzt werden sowie das Tosbecken erneuert und verlängert werden. In der Ausbaustufe 2 soll eine zusätzliche, 8 m breite Hochwasserentlastungsanlage (HWE II) mit luft-gefülltem Schlauchwehr und neuem Tosbecken orographisch rechts neben der HWE I errichtet werden. Zur Überprüfung und Optimierung der Planung beauftragte die VWEW die Versuchs-anstalt Oberrach mit einem wasserbaulichen Modellversuch.

1.2 Untersuchungsziele

Folgende Untersuchungsziele wurden für den Modellversuch in beiden Ausbaustufen definiert:

- Abflussleistung: Ermittlung der Abflussleistungen der Wehranlage in den unterschiedlichen Öff-nungszuständen, Beurteilung der Wehranströmung
- Energieumwandlung: Überprüfung und Optimierung der theoretisch bemessenen Tosbecken von HWE I und II insbesondere in Hinblick auf die Notwendigkeit von Störkörpern, Berücksich-tigung von Abflusskonzentrationen durch Knicke in den Schlauchmembranen bei Zwischen-stellungen, Überprüfung der Notwendigkeit von Sohl- und Ufersicherungen im Unterwasser (im Falle der Notwendigkeit: Kolkschutzbemessung), Empfehlungen zum Wehrbetrieb

2 Modell

2.1 Modellumgriff

Abb. 2.1 zeigt ein Luftbild der Anlage, in dem der Modellumgriff rot eingerahmt ist. Er umfasst einen kleinen Teil des Stauraums zur realistischen Darstellung der Anströmungssituation der Wehranlage und einen ausreichend langen Unterwasserbereich zur Beurteilung der Strömungssituation im Unterwasser. Der abgebildete Bereich ist etwa 165 m lang. Als Kernstück ist die komplette Stauanlage mit Krafthaus und Wehranlage enthalten. Abb. 2.2 gibt einen Überblick über das Modell in Ausbaustufe 2. Beilage 1 zeigt den Lageplan des Modells in Ausbaustufe 2.



Abb. 2.1: Modellumgriff (rot eingerahmt), Bildquelle: Google Maps

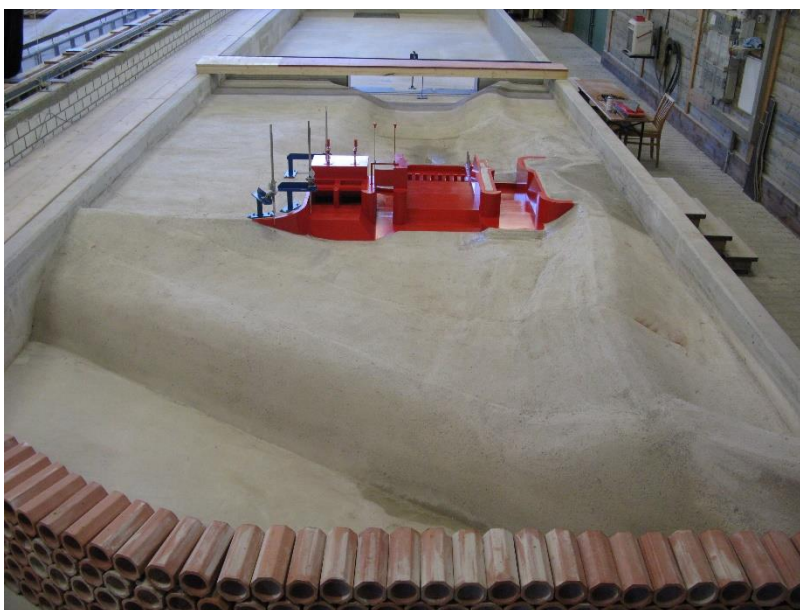


Abb. 2.2: Überblick über das Modell in Ausbaustufe 2

2.2 Modellgesetz und -maßstab

Die im Modell darzustellenden Strömungssituationen werden eindeutig von Trägheitskräften und der Schwerkraft dominiert. Deshalb ist das Modell nach dem Modellgesetz von Froude zu betreiben. Die gewählte geometrische Maßstabszahl beträgt $L_r = 25$. Damit ergeben sich für die relevanten Größen folgende Maßstabszahlen:

Länge, Korndurchmesser: Länge Prototyp L_P / Länge Modell $L_M = L_r = 25$

Zeit: $t_r = t_P / t_M = L_r^{1/2} = 25^{1/2} = 5$

Geschwindigkeit: $v_r = v_P / v_M = L_r^{1/2} = 25^{1/2} = 5$

Abfluss: $Q_r = Q_P / Q_M = L_r^{5/2} = 25^{5/2} = 3125$

Die Nettolänge des Modells beträgt 6,6 m, zu der Zu- und Ablaufstrecken hinzukommen. Der maximal darzustellende Hochwasserabfluss von 520 m³/s wird mit einem Modellabfluss von 166,4 l/s simuliert.

2.3 Modellbau

Die gesamte Stauanlage mit dem Krafthaus sowie der Wehranlage mit Kiesschleuse, HWE I und HWE II wurde aus rotem PVC hergestellt. Dieses Material kann sehr genau bearbeitet werden und weist eine geringe Temperaturdehnung sowie eine Oberflächenrauheit auf, die beim gewählten Maßstab im Prototyp etwa einem glatt ausgeführten Beton entspricht. Außerdem ergibt die rote Farbe einen guten optischen Effekt bei der Bilddokumentation der Versuche. Das Krafthaus wurde mit zwei Drosseleinrichtungen ausgerüstet, so dass Kraftwerksabflüsse nach einer entsprechenden Kalibrierung quantitativ dargestellt werden können. Die Schlauchwehrmembranen wurden in den darzustellenden Öffnungszuständen durch feste Stauwände wiedergegeben. Der Modellbau erfolgte wie in der Realität in zwei Ausbaustufen: in Ausbaustufe 1 für die sanierte HWE I und in Ausbaustufe 2 mit der zusätzlichen HWE II.

Die Flusssohle, -böschungen und -ufer im Ober- und Unterwasserbereich wurden anhand von aktuellen Geländeprofilen, die vom Planer zur Verfügung gestellt wurden, mit Beton modelliert.

Abb. 2.3 zeigt das PVC-Modell in Ausbaustufe 2 aus der Oberwasser- und der Unterwasserperspektive.

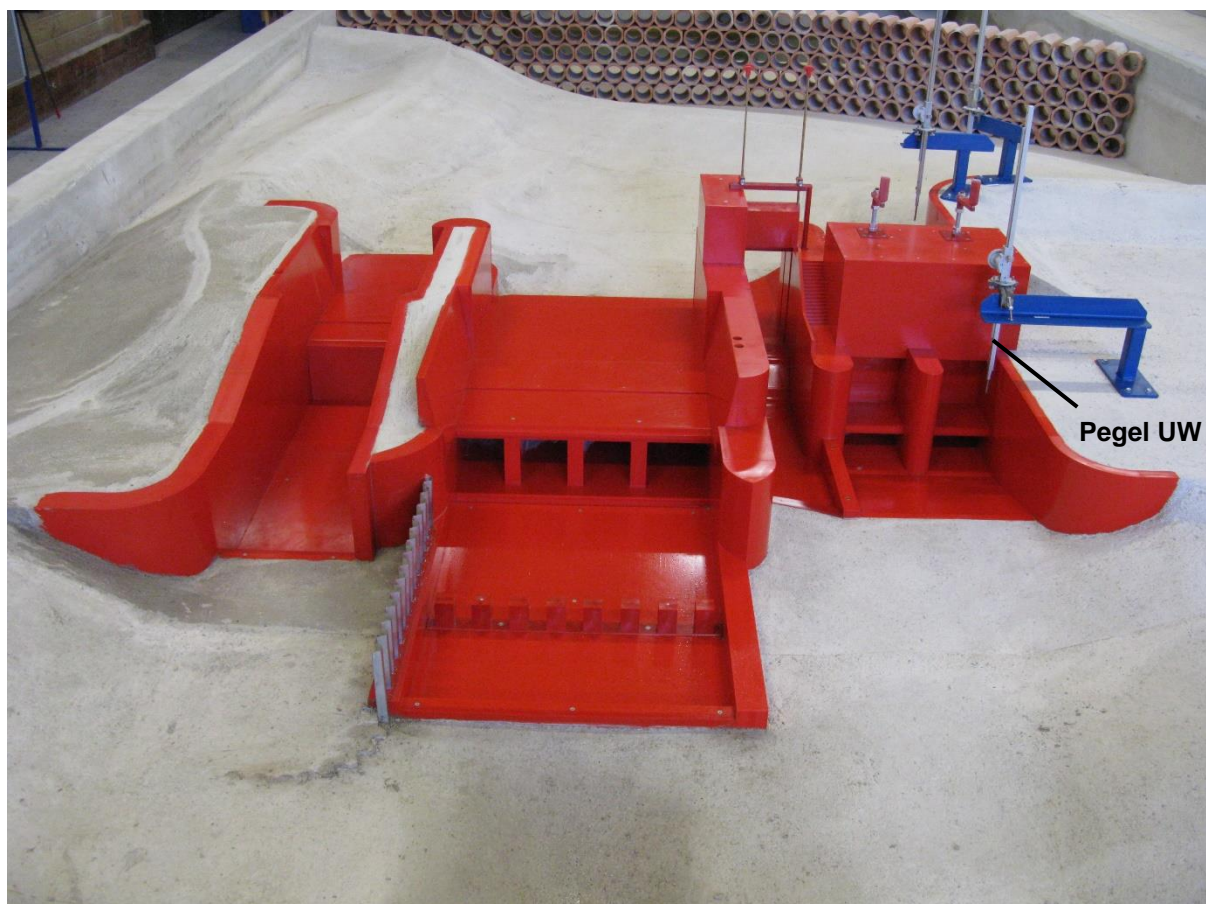
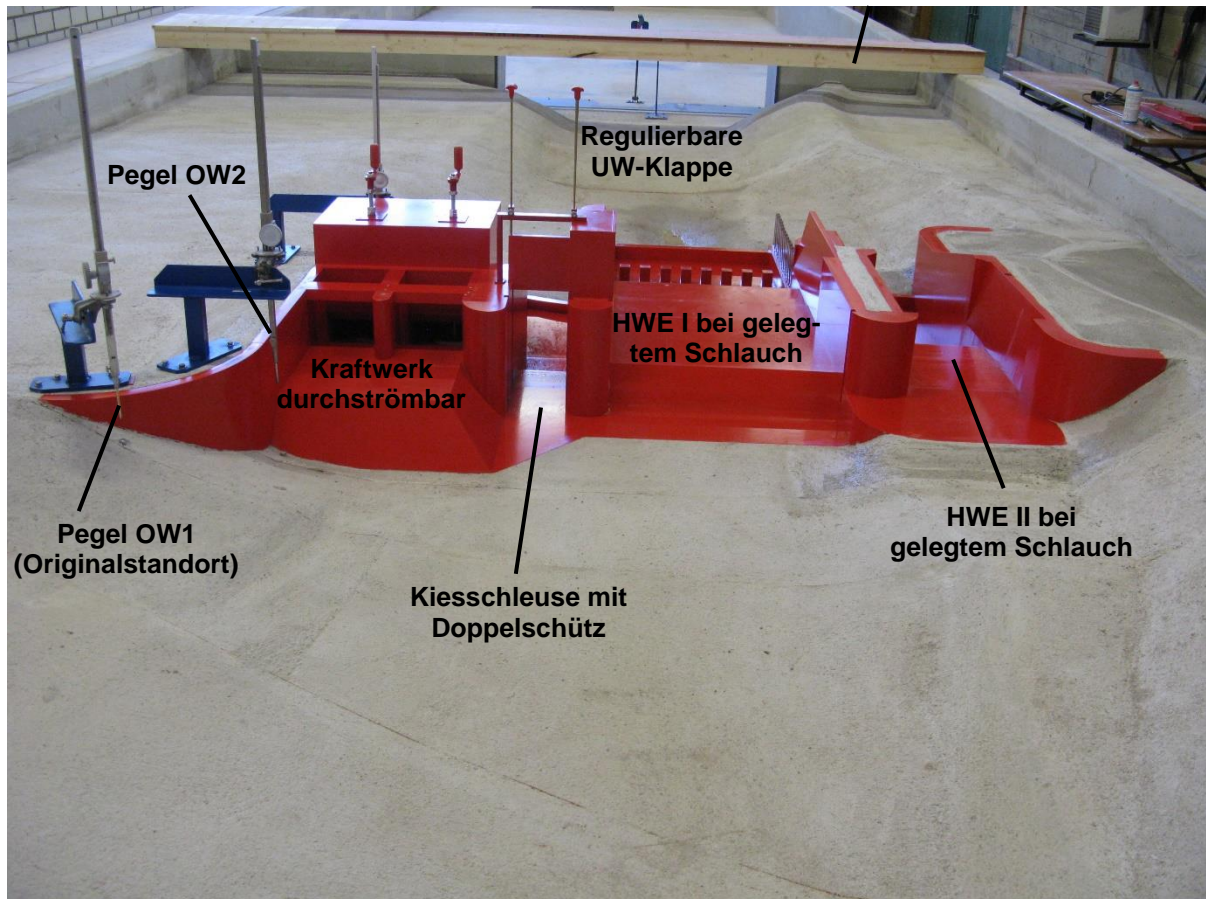


Abb. 2.3: PVC-Modell in Ausbaustufe 2 aus der Oberwasser- (oben) und aus der Unterwasserperspektive (unten)

Der Zufluss in das Modell erfolgte über ein vorgeschaltetes Beruhigungsbecken und über eine Zulauframpe mit anschließender Strömungsgleichrichtung. Im Ablauf wurde eine überströmbare Klappe installiert, mit der die Unterwasserstände entsprechend der vorgegebenen Wasserstand-Abfluss-Beziehung eingestellt wurden.

2.4 Messtechnik

Der Zulauf erfolgte über zwei kalibrierte Rechteckmesswehre, die eine genaue Einstellung von konstanten Abflüssen für die stationären Versuche ermöglichen.

Der Wasserstand im Stauraum wurde an drei Stechpegeln OW1, OW2 und OW3 gemessen (siehe Abb. 2.3 und Abb. 2.4). Der Pegel OW1 befand sich am Originalstandort. Da dort durch die hohe Sohllage keine niedrigen Wasserstände gemessen werden konnten, wurde im Modell der zweite Oberwasserpegel OW2 näher am Kraftwerk angeordnet. Allerdings zeigte sich am Pegel OW1 bei Abflüssen $> 250 \text{ m}^3/\text{s}$ und am Pegel OW2 bei Abflüssen $> 400 \text{ m}^3/\text{s}$, dass die Fließgeschwindigkeiten entlang der Wangenmauer an beiden Pegelstandorten nicht vernachlässigbar sind und es dort zu signifikanten Wasserspiegelabsenkungen kommt. Der Pegel OW1 „täuscht“ also bei Abflüssen $> 250 \text{ m}^3/\text{s}$ eine zu große Abflussleistung vor, der Pegel OW 2 bei Abflüssen $> 400 \text{ m}^3/\text{s}$. Deshalb wurde ein dritter, „ehrlicher“ Oberwasserpegel OW3 im Stauraum mit größerer Distanz von der Wehranlage installiert. Dort sind die Fließgeschwindigkeiten sehr gering und der gemessene Wasserstand entspricht auch bei Extremabflüssen der Energiehöhe. Für die abschließende Auswertung der Messdaten im vorliegenden Bericht wurden nur der Pegel OW1 am Originalstandort und OW3 herangezogen. Der Pegel OW2 wurde nicht berücksichtigt. Der Wasserstand im Unterwasser wurde am Stechpegel UW gemessen, der sich am Originalstandort befand (siehe Abb. 2.3).

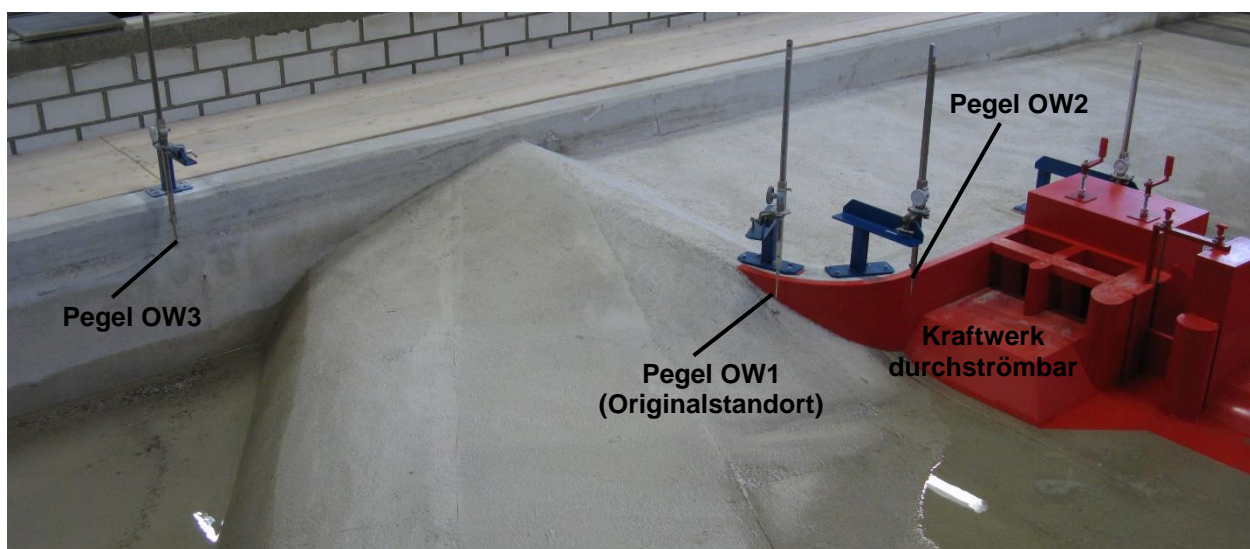


Abb. 2.4: Lage der Oberwasserpegel

3 Abflussleistung

Für insgesamt elf Öffnungszustände der Wehranlage (siehe Tab. 3.1) wurden anhand von zahlreichen gemessenen Wertepaaren Abflusskurven in Form von Oberwasserstand-Abfluss-Beziehungen ermittelt. Dabei handelte es sich um die Einzelöffnungen der verschiedenen Anlagenelemente sowie die n- bzw. (n-1)-Fälle in den beiden Ausbaustufen. In Ausbaustufe 2 wurde die HWE II im geplanten Zustand und mit 80 cm höherem Wehrboden (HWE IIh) untersucht. Die genannten Anlagenelemente waren dabei vollständig geöffnet, während die ungenannten vollständig geschlossen waren.

Öffnungszustand	Bemerkung
OS (Oberschütz)	Einzelöffnung
KS (Kiesschleuse)	Einzelöffnung
HWE I	Einzelöffnung
HWE II	Einzelöffnung
HWE IIh	Einzelöffnung
HWE I + OS	(n-1)-Fall Ausbaustufe 1
HWE I + KS	n-Fall Ausbaustufe 1
HWE I + HWE II + OS	(n-1)-Fall Ausbaustufe 2
HWE I + HWE IIh + OS	(n-1)-Fall Ausbaustufe 2
HWE I + HWE II + KS	n-Fall Ausbaustufe 2
HWE I + HWE IIh + KS	n-Fall Ausbaustufe 2

Tab. 3.1: Untersuchte Öffnungszustände

Abb. 3.1 zeigt die gemessenen Abflusskurven in Ausbaustufe 1 und Abb. 3.2 in Ausbaustufe 2. Bei kleinen Abflüssen wird nicht zwischen den Oberwasserpegeln OW1 und OW3 unterschieden. In diesen Fällen sind die an OW1 und OW3 gemessenen Oberwasserstände identisch und entsprechen der Energiehöhe. Bei größeren Abflüssen wird zwischen den Oberwasserpegeln OW1 und OW3 unterschieden. Ab etwa 250 m³/s driften die Abflusskurven für OW1 und OW3 beim jeweils gleichen Öffnungszustand langsam, aber zunehmend auseinander. Dann tritt am Pegel OW1 eine Wasserspiegelabsenkung auf, die sich mit zunehmendem Abfluss vergrößert und in einer wachsenden Abweichung vom Wasserspiegel am Pegel OW3 niederschlägt (vgl. Kap. 2.4).

Alle Abflusskurven wurden ohne Rückstau einfluss ermittelt. Eine theoretische Überprüfung unter Berücksichtigung der Höhenrelation von Wehrböden, Ober- und Unterwasserständen sowie der Wehrform hat ergeben, dass selbst bei maximalem Gesamtabfluss und entsprechend maximalem Unterwasserstand in keinem der Wehrfelder, auch nicht in dem Wehrfeld mit dem niedrigsten Wehrboden, der Kiesschleuse, Rückstau einfluss auftritt.

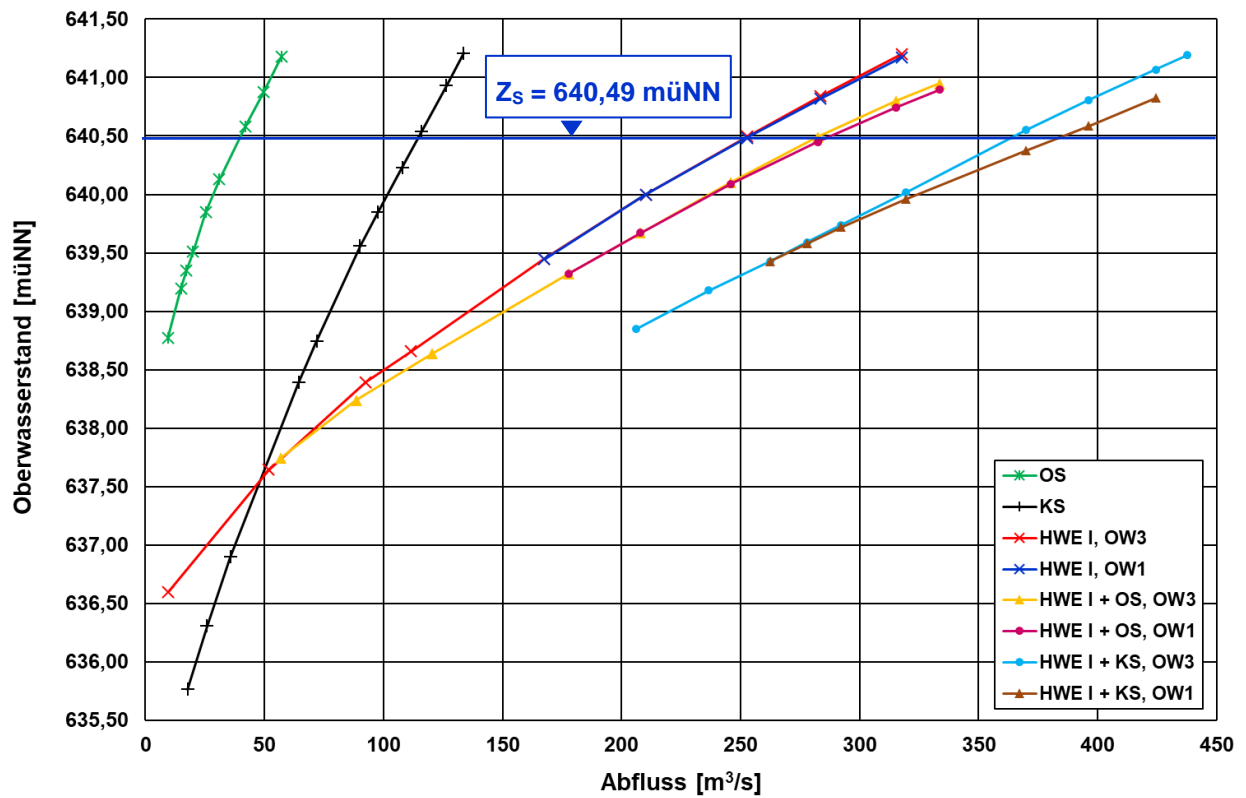


Abb. 3.1: Gemessene Abflusskurven (Ausbaustufe 1)

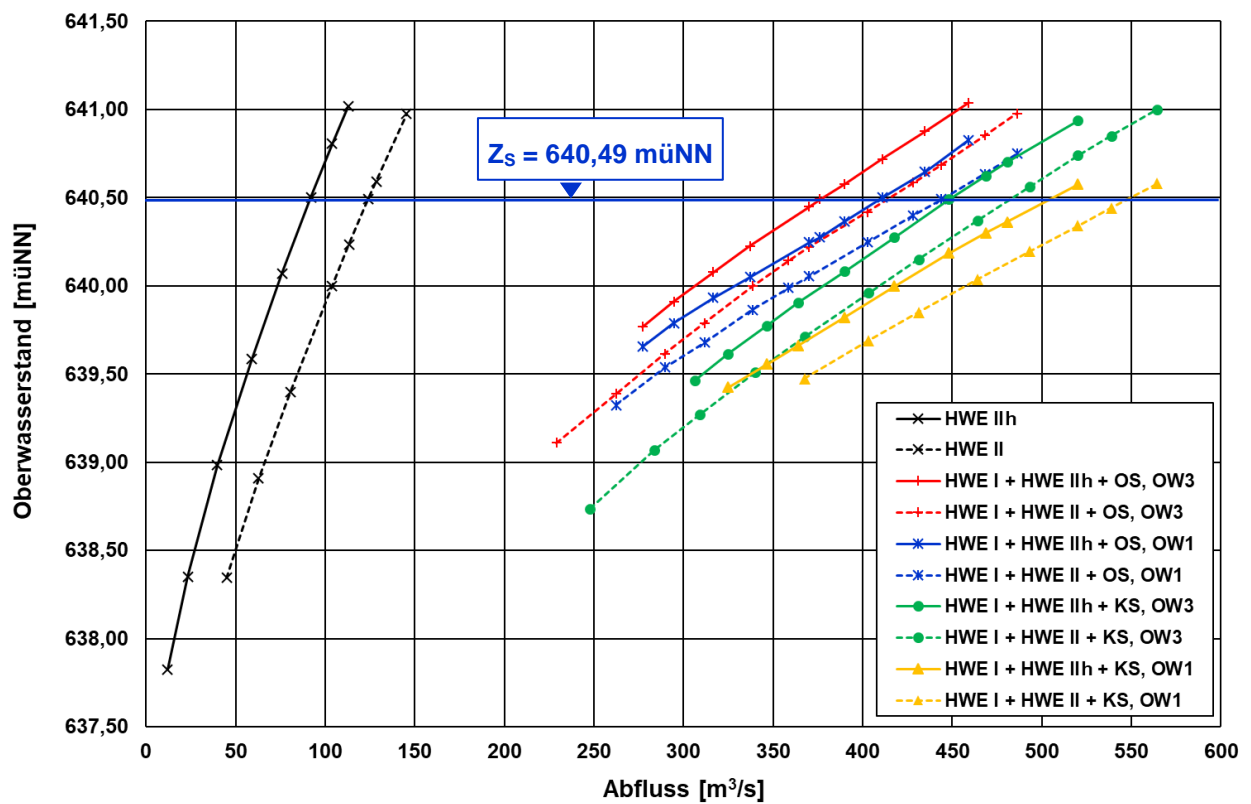


Abb. 3.2: Gemessene Abflusskurven (Ausbaustufe 2)

Der qualitative Verlauf der gemessenen Abflusskurven entspricht den grundlegenden Regeln der Hydraulik für Freispiegelabflüsse über Wehre. Danach nimmt der Wehrabfluss mit der mit 1,5 potenzierten Überströmungshöhe zu.

In Tab. 3.2 sind für die untersuchten Öffnungszustände die Abflussleistungen bei Stauziel $Z_s = 640,49$ müNN zusammengefasst. Es wird dabei zwischen den Abflussleistungen unterschieden, die sich ergeben, wenn das Stauziel am Pegel OW1 oder am Pegel OW3 erreicht wird. Die Abflusswerte wurden zwischen den Messwerten der Abflusskurven in Abb. 3.1 und Abb. 3.2 interpoliert. Zum Vergleich sind neben den gemessenen Abflusswerten aus dem Modellversuch auch die von IB Koch berechneten Werte und die Abweichung der gemessenen von den berechneten Werten enthalten.

Öffnungszustand	Abfluss [m³/s] (Messung)	Abfluss [m³/s] (Berechnung IB Koch)	Abweichung Mes- sung - Berechnung
OS	39,7 / 39,7	29,46	+ 35 % / + 35 %
KS	115 / 115	78,06	+ 47 % / + 47 %
HWE I	252 / 252	240,34	+ 4,9 % / + 4,9 %
HWE II	124 / 124	113,14	+ 9,6 % / + 9,6 %
HWE IIh	91,7 / 91,7		
HWE I + OS	287 / 282	269,80	+ 6,4 % / + 4,5 %
HWE I + KS	384 / 364	318,40	+ 21 % / + 14 %
HWE I + HWE II + OS	444 / 414	382,94	+ 16 % / + 8,1 %
HWE I + HWE IIh + OS	409 / 376		
HWE I + HWE II + KS	548 / 483	431,54	+ 27 % / + 12 %
HWE I + HWE IIh + KS	504 / 448		

Tab. 3.2: Gemessene und von IB Koch berechnete Abflussleistungen für die untersuchten Öffnungszustände bei Stauziel $Z_s = 640,49$ müNN (OW1 / OW3)

Alle gemessenen Abflusswerte bei Stauziel $Z_s = 640,49$ müNN übertreffen die berechneten, bleiben aber in einem realistischen Rahmen. Die integralen Überfallbeiwerte nach der Abflussformel von Poleni liegen bei Stauziel für KS und HWE I bei 0,57, für HWE II und HWE IIh bei 0,56 und für OS bei 0,72. Dies entspricht den theoretischen Erwartungen für diese Wehrformen (KS, HWE I, HWE II und HWE IIh: breitkroniges Wehr, OS: scharfkantiges Wehr). Je kleiner die Relation von Öffnungsbreite und Überströmungshöhe, desto deutlicher überschreiten die gemessenen die berechneten Werte. Für KS ist die Relation von Öffnungsbreite und Überströmungshöhe am kleinsten und dementsprechend die Abweichung der gemessenen Abflussleistung von der berechneten am größten (+ 47 %). Für HWE I ist die Relation von Öffnungsbreite und Überströmungshöhe am größten und dementsprechend die Abweichung der gemessenen Abflussleistung von der berechneten am kleinsten (+ 4,9 %). Der Grund dürfte die Überschätzung der abflussreduzierenden Wirkung der Pfeilereinschnürungen in der Berechnung sein.

In Ausbaustufe 1 beträgt die Abflussleistung im (n-1)-Fall, d.h. beim Öffnungszustand „HWE I + OS“, 287 m³/s bei Stauziel am Pegel OW1 und 282 m³/s bei Stauziel am Pegel OW3 und im n-Fall, d.h. beim Öffnungszustand „HWE I + KS“, 384 m³/s bei Stauziel am Pegel OW1 und 364 m³/s bei Stauziel am Pegel OW3. Im n-Fall wird also unter Einhaltung des Stauziels annähernd der Hochwasserabfluss $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt.

In Ausbaustufe 2 wurde zunächst die HWE II im geplanten Zustand (Wehrboden auf 636,07 müNN) untersucht. In den beiden Bemessungslastfällen ergaben sich deutlich niedrigere Oberwasserstände als erforderlich, d.h. die Abflussleistung der HWE II im geplanten Zustand ist deutlich größer als erforderlich. Bei Abfuhr des $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ im (n-1)-Fall, d.h. im Öffnungszustand „HWE I + HWE II + OS“, ergab sich am maßgeblichen Pegel OW3 ein Wasserstand von 640,22 müNN ein, d.h. 27 cm unter dem Stauziel. Bei Abfuhr des $BHQ_2 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$ im n-Fall, d.h. im Öffnungszustand „HWE I + HWE II + KS“, ergab sich am Pegel OW3 ein Wasserstand von 640,74 müNN, d.h. 25 cm über dem Stauziel, aber 45 cm unter dem für diesen Extremfall als vertretbar angesehenen Überstau von 70 cm. Im BHQ_2 -Fall wurde in einem zusätzlichen Versuch das Kraftwerk so weit geöffnet, dass 24 m³/s über das Kraftwerk und nur noch 496 m³/s (520 m³/s - 24 m³/s) über die vollständig geöffnete Wehranlage abflossen. Um dies zu ermöglichen, wurden im Vorlauf die Drosseleinrichtungen des Modellkraftwerks kalibriert. Der Kraftwerksabfluss führte zu einer Absenkung des Oberwasserstands am Pegel OW3 um 12 cm auf 640,62 müNN. Die Werte sind in Tab. 3.3 zusammengestellt.

Aufgrund der übererfüllten Abflussleistung wurde in Absprache mit IB Koch die Variante „HWE IIh“ mit einem um 80 cm höheren Wehrboden der HWE II untersucht (Wehrboden auf 636,87 müNN, siehe Beilage 2). Dieser Wert ergab sich durch theoretische Betrachtungen auf der Basis der bisherigen Messergebnisse. Das entscheidende Kriterium war dabei die Einhaltung des Stauziels bei der Abfuhr des $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ im (n-1)-Fall, d.h. im Öffnungszustand „HWE I + HWE IIh + OS“. Im Versuch stellte sich in diesem Fall am maßgeblichen Pegel OW3 ein Wasserstand von 640,45 müNN ein, d.h. 4 cm unter dem Stauziel. Dieser kleine Sicherheitspuffer erscheint angemessen. Für $BHQ_2 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$ im n-Fall, d.h. im Öffnungszustand „HWE I + HWE IIh + KS“ ergab sich am Pegel OW3 ein Wasserstand von 640,94 müNN, d.h. 45 cm über dem Stauziel, aber immer noch 25 cm unter dem für diesen Extremfall als vertretbar angesehenen Überstau von 70 cm. Im zusätzlichen Versuch bei BHQ_2 mit Kraftwerksöffnung ergab sich eine Absenkung des Oberwasserstands am Pegel OW3 um 13 cm auf 640,81 müNN. Die Werte sind ebenfalls in Tab. 3.3 enthalten.

Abfluss	Öffnungszustand	Wasserstand OW3 [müNN]	Abweichung vom Stauziel [cm]
$BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$	HWE I + HWE II + OS	640,22	-27
	HWE I + HWE IIh + OS	640,45	-4
$BHQ_2 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$	HWE I + HWE II + KS	640,74	+25
	HWE I + HWE IIh + KS	640,94	+45
	HWE I + HWE II + KS + KW	640,62	+13
	HWE I + HWE IIh + KS + KW	640,81	+32

Tab. 3.3: Gemessene Oberwasserstände am Pegel OW3 und Abweichungen vom Stauziel in den Bemessungslastfällen für die untersuchten Öffnungszustände

Falls der Wehrboden der HWE II statt um 80 cm um 1,0 m auf 637,07 müNN erhöht wird, müsste die HWE II um etwa 70 cm auf 8,7 m verbreitert werden. Dann würde sich im BHQ_1 -Fall in etwa der gleiche Oberwasserstand einstellen. Dies lässt sich aus den Versuchsergebnissen mit hoher Genauigkeit ableiten.

Bei allen Öffnungszuständen ist die Wehranströmung unproblematisch. Es kommt zu den üblichen Pfeilereinschnürungen. Es sind keine konstruktiven Verbesserungen in Hinblick auf eine Steigerung der Abflussleistung erforderlich. Abb. 3.3 zeigt die Anströmungssituation bei $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ für den n-Fall in Ausbaustufe 1 und für den BHQ_2 -Fall in Ausbaustufe 2 mit den jeweils größten Anströmungsgeschwindigkeiten.

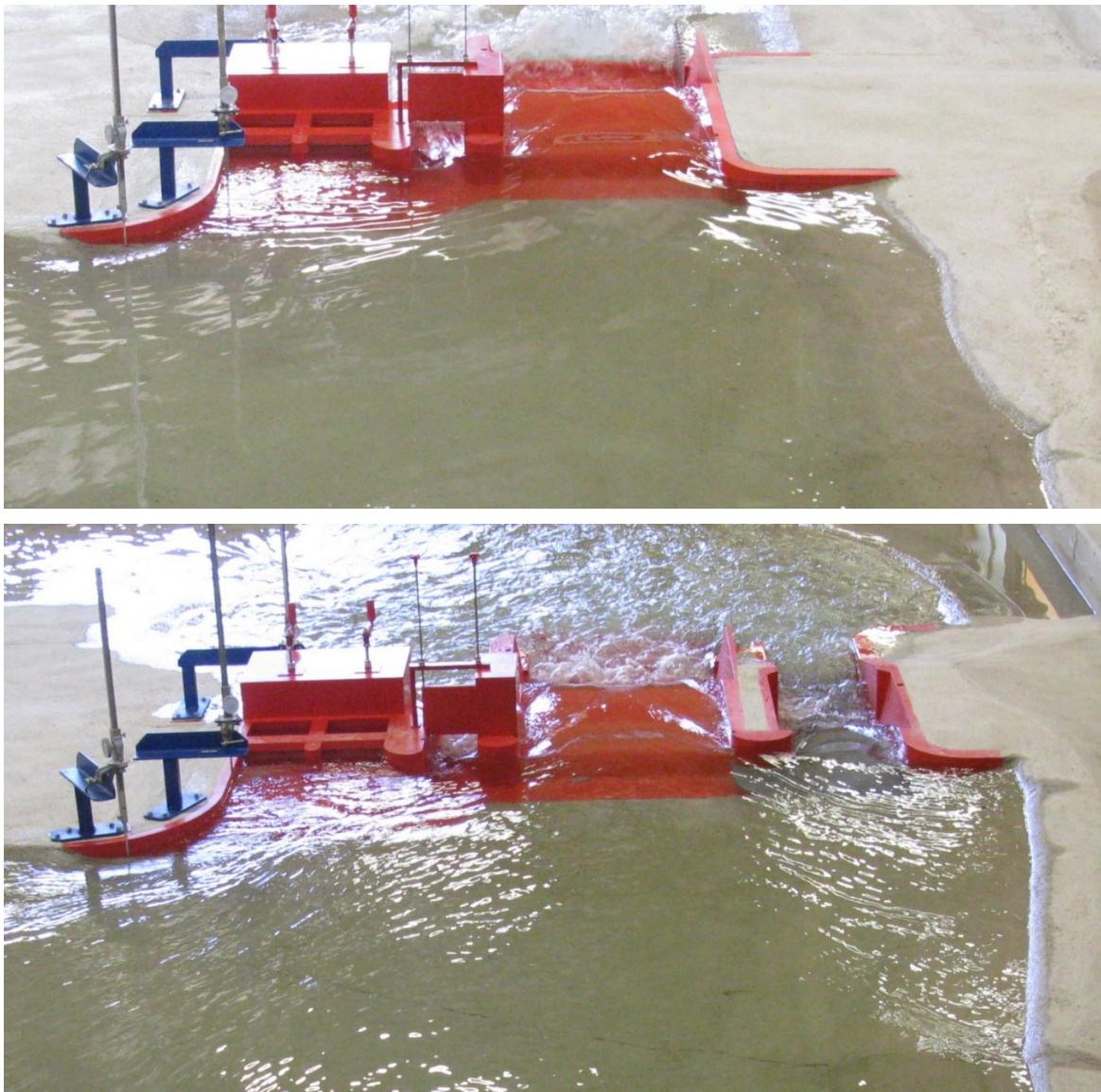


Abb. 3.3: Anströmungssituation bei $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ für den n-Fall in Ausbaustufe 1 (oben) und für den BHQ_2 -Fall in Ausbaustufe 2 (unten)

4 Energieumwandlung

Die problematischsten Zustände hinsichtlich der Energieumwandlung an Wehranlagen treten grundsätzlich bei großen spezifischen Abflüssen in einzelnen Wehrfeldern und gleichzeitig kleinem Gesamtabfluss mit entsprechend niedrigem Unterwasserstand auf. Im vorliegenden Fall wurden aber bei der Vorbemessung der Tosbecken Worst-Case-Szenarien wie eine Vollbeaufschlagung einzelner Wehrfelder bei vollständiger Schließung der anderen Wehrfelder als nicht maßgebend erachtet. Dementsprechend wurde auch in den Modellversuchen von einer gleichmäßigen Beaufschlagung der Wehrfelder ausgegangen, die dann auch beim späteren Wehrbetrieb dringend zu beachten ist. In Ausbaustufe 2 wurde nur die Variante mit dem um 80 cm höheren Wehrboden in der HWE II (HWE IIh) untersucht, bei der auch die Tosbeckensohle und die -endschwelle um 80 cm gegenüber der ursprünglichen Planung angehoben sind. Einerseits wird dadurch der spezifische Abfluss in der HWE II reduziert, andererseits auch die Eintiefung des Tosbeckens, so dass sich theoretisch an den maßgeblichen Parametern der Energieumwandlung in der HWE II wenig ändert.

Die Berechnungen von IB Koch haben gezeigt, dass bei einer gleichmäßigen Beaufschlagung der Wehrfelder die extremen Hochwassersituationen die kritischen Lastfälle darstellen. Deshalb wurde in Ausbaustufe 1 der Öffnungszustand „HWE I + KS“ bei $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ (LF1.1) untersucht und in Ausbaustufe 2 die Öffnungszustände „HWE I + HWE IIh + OS“ bei $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ (LF 2.1) und „HWE I + HWE IIh + KS“ bei $BHQ_1 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$ (LF 2.2). Da bei der Teilöffnung von Schlauchwehren Knicke in den Membranen auftreten, die zu Abflusskonzentrationen und möglicherweise ungünstigen Energieumwandlungszuständen führen, wurden auch dafür Modellversuche durchgeführt. In beiden Schlauchwehren wurden dazu feste Stauwände mit einer vereinfachten, symmetrischen, V-förmigen Bresche eingebaut (siehe Abb. 4.1). In Ausbaustufe 1 wurde das teilgeöffnete Schlauchwehr in der HWE I mit dem vollständig geöffneten Oberschütz der Kies-schleuse kombiniert und in Ausbaustufe 2 die teilgeöffneten Schlauchwehre in HWE I und HWE IIh mit dem Oberschütz.

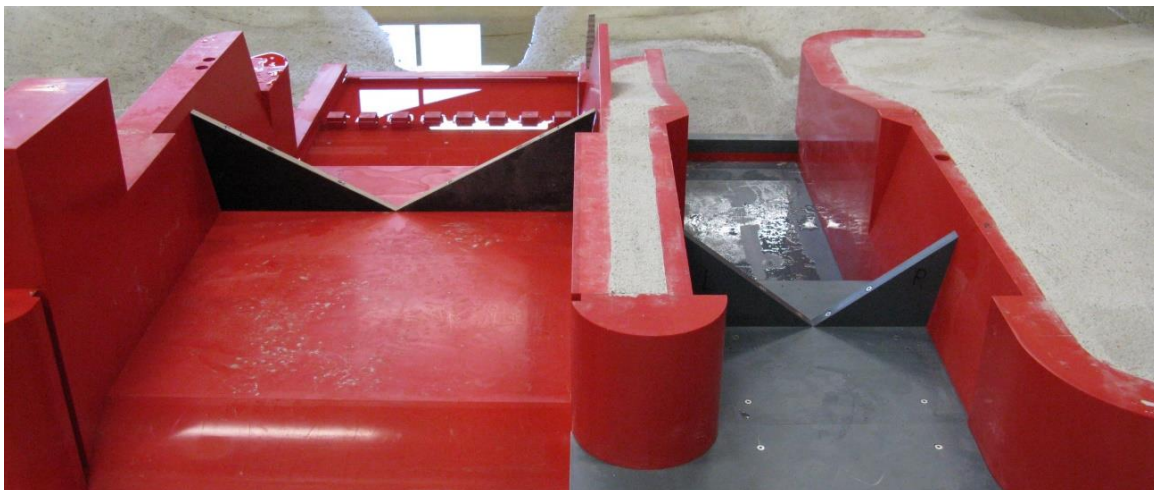


Abb. 4.1: HWE I und HWE IIh mit festen, V-förmigen Stauwänden

In Vorversuchen wurde zunächst die Abflussleistung für diese Teilöffnungen bei Einhaltung des Stauziels ermittelt. Für alle Lastfälle wurden die jeweiligen Unterwasserstände eingestellt, die sich durch Interpolation aus den von IB Koch zur Verfügung gestellten Wertepaaren für Abfluss und Unterwasserstand ergaben. In Tab. 4.1 sind die im Modell zur Beurteilung der Energieumwandlung untersuchten Lastfälle zusammengestellt.

Lastfall	Ausbau- stufe	Öffnung	Abfluss [m³/s]	OW3 [müNN]	UW [müNN]
LF1.1	1	HWE I, KS	370	640,55	637,00
LF1.2	1	V in HW I, OS	160	640,49	635,26
LF2.1	2	HWE I, HWE IIh, OS	370	640,45	637,00
LF2.2	2	HWE I, HWE IIh, KS	520	640,94	637,64
LF2.3	2	V in HW I, V in HWE IIh, OS	202	640,49	635,67

Tab. 4.1: Untersuchte Lastfälle zur Beurteilung der Energieumwandlung

4.1 Energieumwandlung ohne Störkörper

4.1.1 Energieumwandlung ohne Störkörper Ausbaustufe 1

Abb. 4.2 und Abb. 4.3 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser in den beiden Lastfällen LF1.1 und LF1.2 ohne Störkörper aus zwei verschiedenen Perspektiven



Abb. 4.2: Strömungssituation im Unterwasser in den Lastfällen LF1.1 (links) und LF1.2 (rechts) ohne Störkörper mit Blick entgegen der Fließrichtung

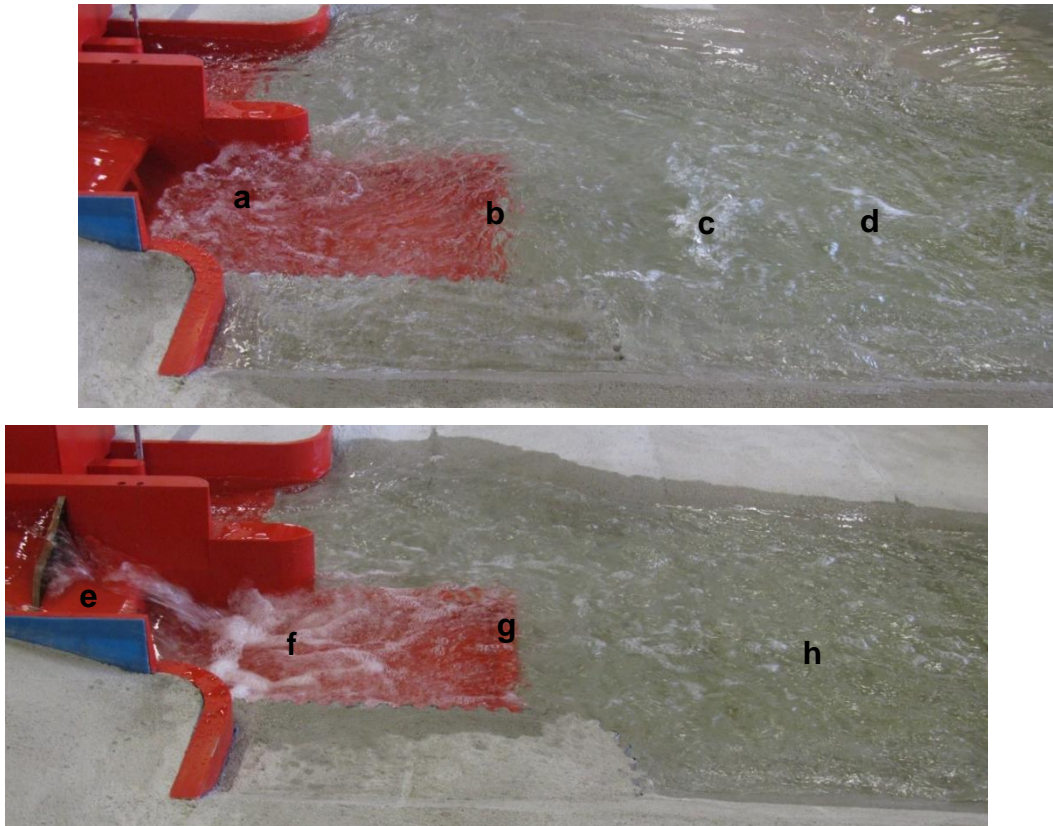


Abb. 4.3: Strömungssituation im Unterwasser in den Lastfällen LF1.1 (oben) und LF1.2 (unten) ohne Störkörper seitlich vom rechten Ufer

Im Lastfall LF1.1 bildet sich im Tosbecken der HWE I ein Wechselsprung aus (siehe a in Abb. 4.3), der entsprechend der theoretischen Tosbeckenbemessung einen vergleichsweise geringen Einstauggrad aufweist. Der Abflussstahl überspringt die Endschwelle des Tosbeckens mit hoher Geschwindigkeit (b), so dass über der natürlichen Flusssohle periodisch der Ansatz eines weiteren Wechselsprungs auftritt (c). Die anschließende Strömungssituation ist durch einen stark gewellten Abfluss mit einer Froudezahl um 1 gekennzeichnet (d). Die Energieumwandlung ist mäßig und die Beanspruchung der Flusssohle und -ufer hoch. Das Tosbecken ist zu kurz. Dies entspricht den Berechnungen von IB Koch, die zu einem insbesondere hinsichtlich der Länge bewusst unterbemessenen Tosbecken und zu dem Vorschlag führen, die vorhandenen Defizite der Energieumwandlung durch eine Ergänzung des Tosbeckens der HWE I mit Störkörpern zu beseitigen.

Im Lastfall LF1.2 entsteht in der V-förmigen Bresche der HWE I der erwartete konzentrierte Abflussstrahl (siehe e in Abb. 4.3). Dieser verursacht eine Art „3d-Wechselsprung“ im Tosbecken mit einer walzenförmigen Strömung mit horizontaler Achse in der Mitte und zwei walzenförmigen Strömungen mit vertikaler Achse an den Rändern (f). Das bedeutet eine deutlich bessere Energieumwandlung im Tosbecken im Vergleich zum Lastfall LF1.1. Der Abfluss über die Endschwelle des Tosbeckens (g) und die anschließende Flusssohle (h) ist entsprechend ruhiger. Die befürchtete Verschlechterung durch einen Knick in der Schlauchmembran ist nicht gegeben, im Gegenteil.

4.1.2 Energieumwandlung ohne Störkörper Ausbaustufe 2

Abb. 4.4 und Abb. 4.5 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser in den beiden Lastfällen LF2.1 und LF2.2 ohne Störkörper aus zwei verschiedenen Perspektiven

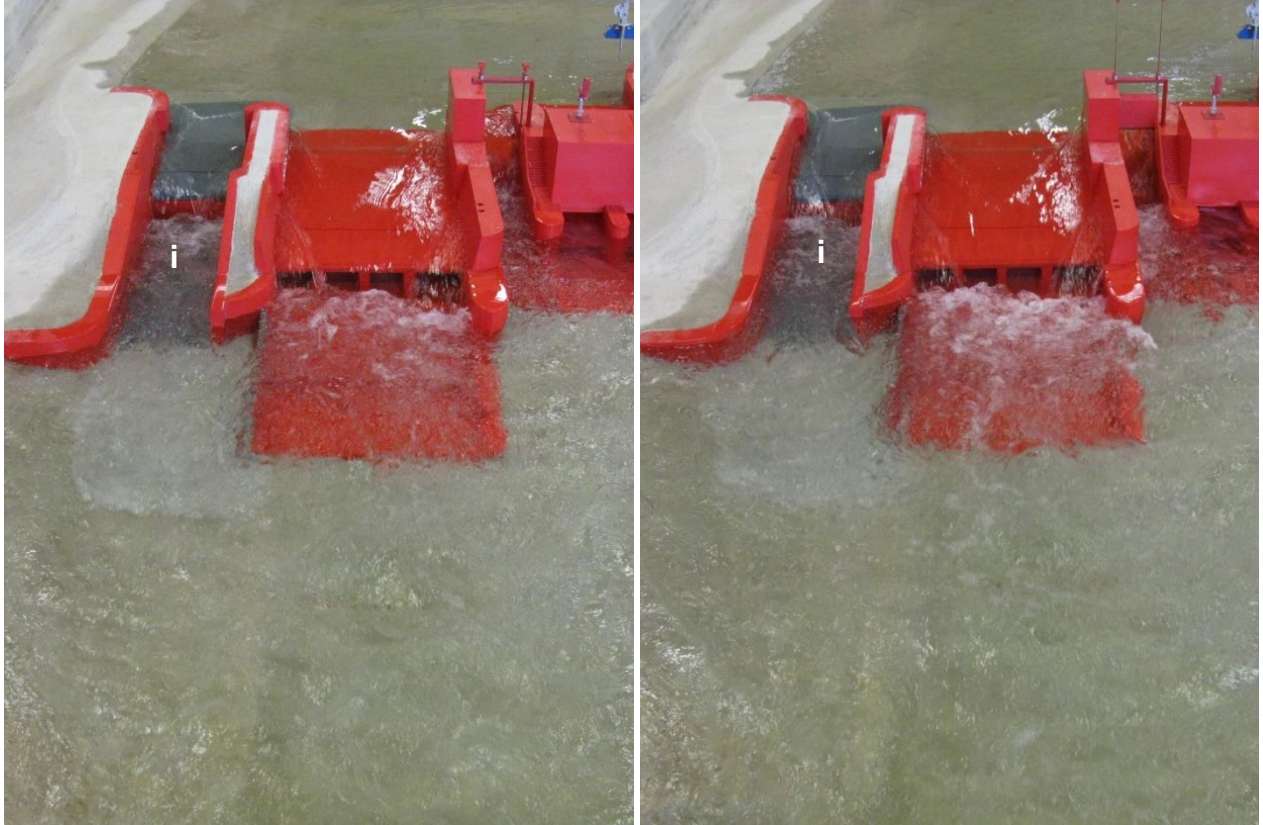


Abb. 4.4: Strömungssituation im Unterwasser in den Lastfällen LF2.1 (links) und LF2.2 (rechts) ohne Störkörper im Tosbecken der HWB IIh mit Blick entgegen der Fließrichtung

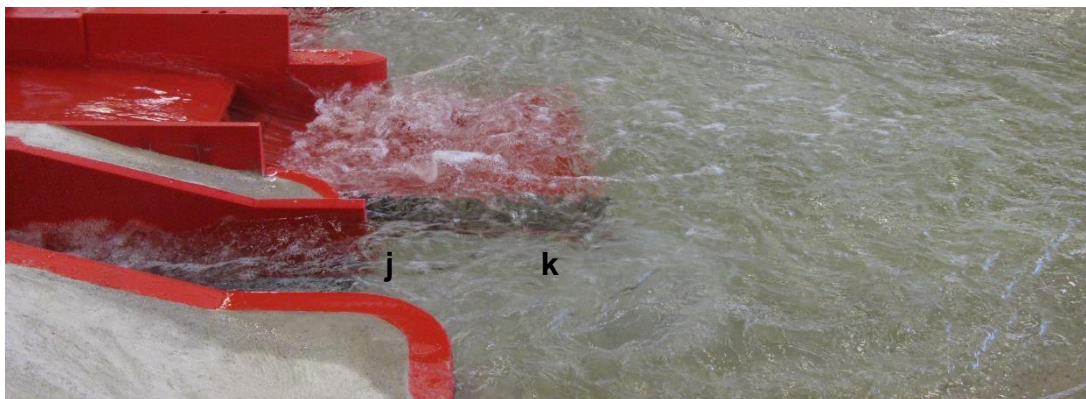
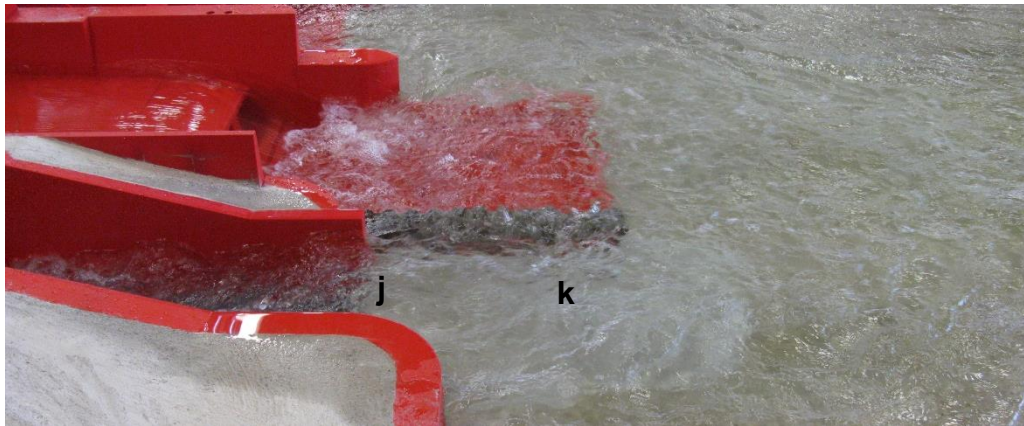


Abb. 4.5: Strömungssituation im Unterwasser in den Lastfällen LF2.1 (oben) und LF2.2 (unten) ohne Störkörper im Tosbecken der HWE IIh seitlich vom rechten Ufer

In den beiden Lastfällen LF2.1 und LF2.2 bildet sich im Tosbecken der HWE IIh ein Wechsellsprung aus (siehe i in Abb. 4.4), der entsprechend der theoretischen Tosbeckenbemessung einen vergleichsweise geringen Einstaugrad aufweist. Der Abflussstahl überspringt die Endschwelle des Tosbeckens mit hoher Geschwindigkeit (siehe j in Abb. 4.5). Die anschließende Strömungssituation ist durch einen stark gewellten Abfluss mit einer Froudezahl um 1 gekennzeichnet (k). Die Energieumwandlung ist mäßig und die Beanspruchung der Flusssohle und -ufer erhöht. Das Tosbecken ist etwas zu kurz. Dies entspricht den Berechnungen von IB Koch, die zu einem insbesondere hinsichtlich der Länge bewusst unterbemessenem Tosbecken und zu dem Vorschlag führen, die vorhandenen Defizite der Energieumwandlung durch eine Ergänzung des Tosbeckens der HWE IIh mit Störkörpern zu beseitigen.

Abb. 4.6 und Abb. 4.7 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.3 ohne Störkörper aus zwei verschiedenen Perspektiven



Abb. 4.6: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.3 ohne Störkörper im Tosbecken der HWE IIh mit Blick entgegen der Fließrichtung

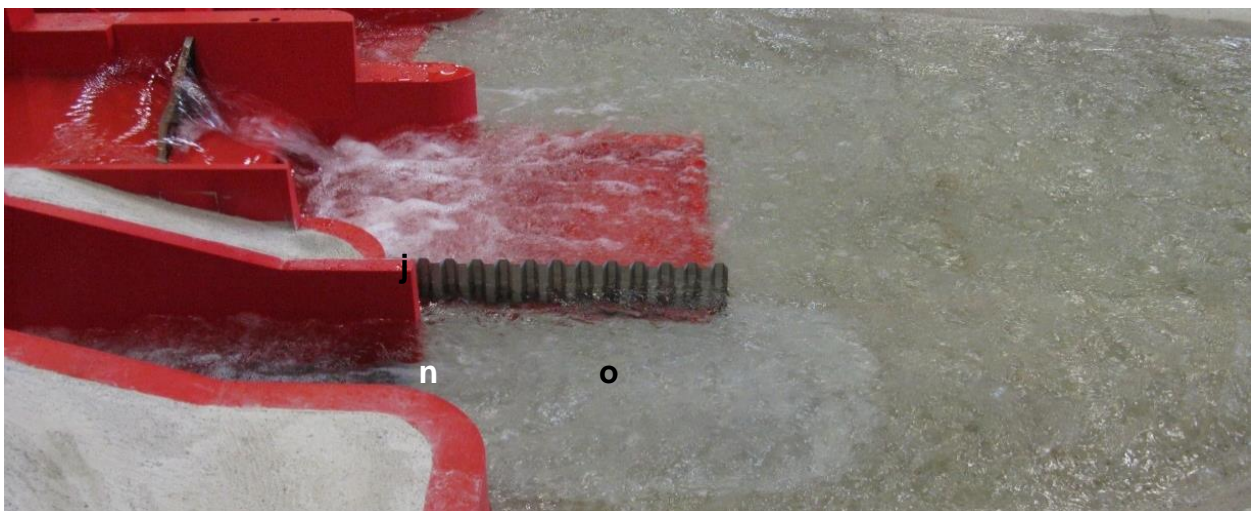


Abb. 4.7: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.3 ohne Störkörper im Tosbecken der HWE IIh seitlich vom rechten Ufer

Im Lastfall LF2.3 entsteht in der V-förmigen Bresche der erwartete konzentrierte Abflusstrahl (siehe l in Abb. 4.6). Dieser verursacht einen „3d-Wechselsprung“ mit einer walzenförmigen Strömung mit horizontaler Achse in der Mitte und zwei walzenförmigen Strömungen mit vertikaler Achse an den Rändern (m). Die walzenförmigen Strömungen mit vertikaler Achse sind wegen der geringeren Breite und der entsprechend steileren V-Form weniger ausgeprägt als in HWE I. Dennoch ist die Energieumwandlung im Tosbecken von HWE IIh im Vergleich zu den Lastfällen LF2.1 und LF2.2 deutlich besser. Der Abfluss über die Endschwelle des Tosbeckens (siehe n in Abb. 4.7) und die anschließende Flusssohle (o) ist entsprechend ruhiger. Die befürchtete Verschlechterung durch einen Knick in der Schlauchmembran ist auch hier nicht gegeben, im Gegenteil.

4.2 Energieumwandlung mit Störkörpern

In den Lastfällen LF1.1 und LF2.1 wurden mehrere Varianten für quaderförmige Störkörper in den Tosbecken der HWE I und der HWE IIh hinsichtlich der Höhe der Störkörper, des Verbauungsgrads und der Position getestet. Dabei haben sich jeweils einreihige Störkörper mit Grundrissabmessungen von 1 m x 1 m, einem Verbauungsgrad von 50 % (d.h. der Abstand zwischen den Störkörpern ist genauso groß wie die Breite) als effektivste Lösung erwiesen. Das bedeutet in der HWE I eine Anzahl von 8 Störkörpern (HWE IIh: 4). Die optimierte Höhe der Störkörper in der HWE I beträgt 1,6 m (HWE IIh: 1,2 m). Die optimale Position der Störkörper in der HWE I ist dann gegeben, wenn ihre Prallwand 8,5 m vor der Endschelle liegt (HWE IIh: 8,35 m). Die Störkörperabmessungen entsprechen weitgehend den Empfehlungen in einem Standardwerk zur Tosbeckenbemessung (PETERKA, A.J. 1964: Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Monograph No. 25, Washington). Darin werden die Störkörper in Abhängigkeit von der Fließtiefe und der Froudezahl des Eingangsschussstrahls im maßgebenden Lastfall bestimmt. Abweichend von der Standardanordnung liegen die optimierten Störkörperreihen ungewöhnlich weit vom konstruktiven Beginn des Tosbeckens entfernt. Dies hat damit zu tun, dass der Eingangsschussstrahl das Tosbecken nicht über einen festen Wehrrücken, sondern als Fallstahl das Tosbecken erreicht. Somit liegt der effektive Beginn des Tosbeckens deutlich nach dem konstruktiven Beginn. Abb. 4.8 zeigt die optimierten Störkörper in den Tosbecken von HWE I und HWE IIh. In Beilage 2 sind Lageplan und Schnitte von HWE I und HWE IIh mit den optimierten Störkörpern dargestellt.



Abb. 4.8: Optimierte Störkörperreihen in den Tosbecken von HWE I und HWE IIh

4.2.1 Energieumwandlung mit Störkörpern Ausbaustufe 1

Abb. 4.9 und Abb. 4.10 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser im LF1.1 vergleichend für die Zustände ohne und mit optimierten Störkörpern im Tosbecken der HWE I aus zwei verschiedenen Perspektiven.



Abb. 4.9: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF1.1 ohne Störkörper (links) und mit optimierten Störkörpern (rechts) im Tosbecken der HWE I mit Blick entgegen der Fließrichtung

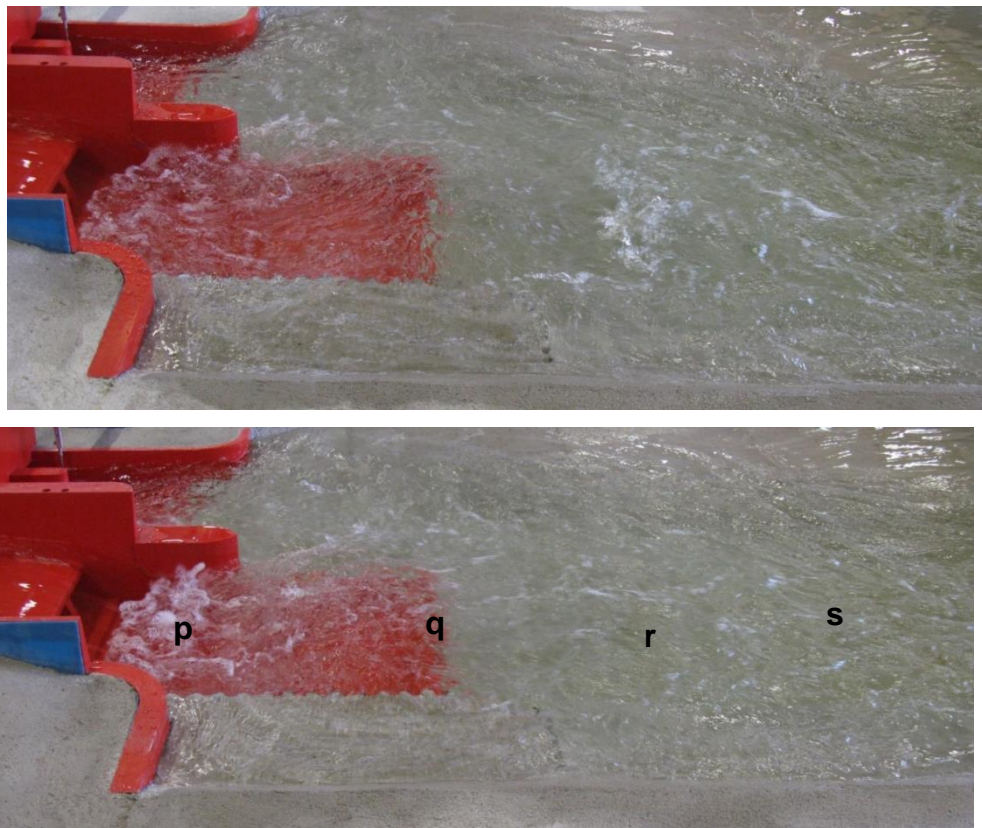


Abb. 4.10: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF1.1 ohne Störkörper (oben) und mit optimierten Störkörpern (unten) im Tosbecken der HWE I seitlich vom rechten Ufer

Mit den optimierten Störkörpern weist der Wechselsprung im Tosbecken der HWE I eine höhere Turbulenz (siehe p in Abb. 4.10) und einen zumindest optisch größeren Einstaugrad auf. Der Abfluss über die Endschwelle erfolgt langsamer (q). Es zeigt sich keinerlei Ansatz eines weiteren Wechselsprungs (r). Die anschließende Strömungssituation ist deutlich weniger gewellt (s), die Froudezahl liegt unter 1. Mit den Störkörpern ist die Länge und Eintiefung des Tosbeckens der HWE I im Lastfall LF 1.1 ausreichend. Die Energieumwandlung ist gut. Flusssohle und -ufer werden weniger beansprucht.

Abb. 4.11 und Abb. 4.12 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser im LF1.2 vergleichend für die Zustände ohne und mit optimierten Störkörpern im Tosbecken der HWE I aus zwei verschiedenen Perspektiven.



Abb. 4.11: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF1.2 ohne Störkörper (links) und mit optimierten Störkörpern (rechts) im Tosbecken der HWE I mit Blick entgegen der Fließrichtung

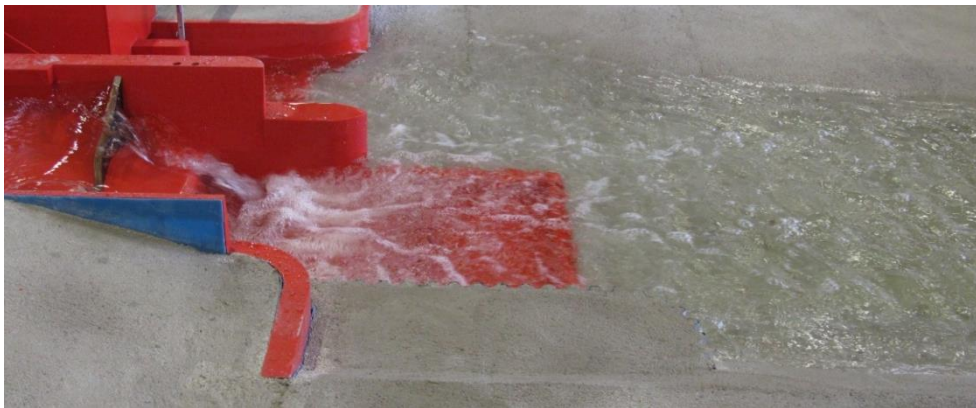
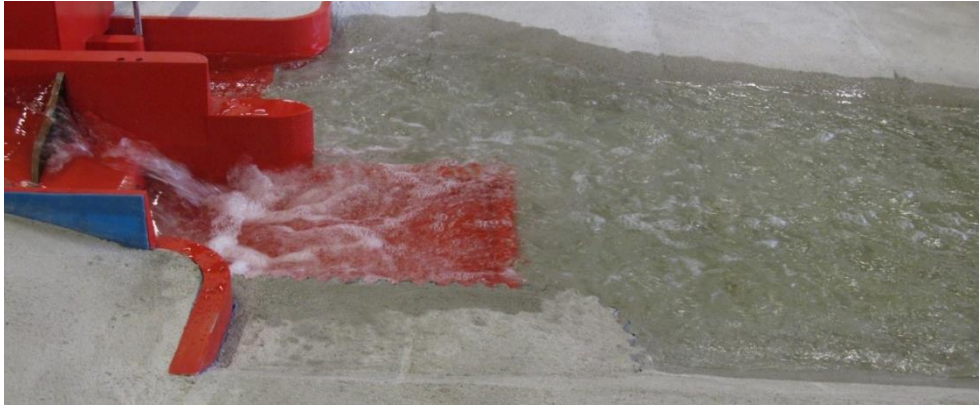


Abb. 4.12: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF1.2 ohne Störkörper (oben) und mit optimierten Störkörpern (unten) im Tosbecken der HWE I seitlich vom rechten Ufer

Mit Störkörpern ergibt sich im Lastfall LF1.2 keine optisch deutlich wahrnehmbare Verbesserung der allerdings ohnehin schon guten Energieumwandlung mit geringer Beanspruchung der Flusssohle und -ufer.

4.2.2 Energieumwandlung mit Störkörpern Ausbaustufe 2

In den folgenden Betrachtungen steht die Energieumwandlung im Unterwasser der HWE IIh im Mittelpunkt. Im Tosbecken der HWE I sind in allen Abbildungen schon die optimierten Störkörper enthalten.

Abb. 4.13 und Abb. 4.14 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser im LF2.1 vergleichend für die Zustände ohne und mit optimierten Störkörpern im Tosbecken der HWE IIh aus zwei verschiedenen Perspektiven.

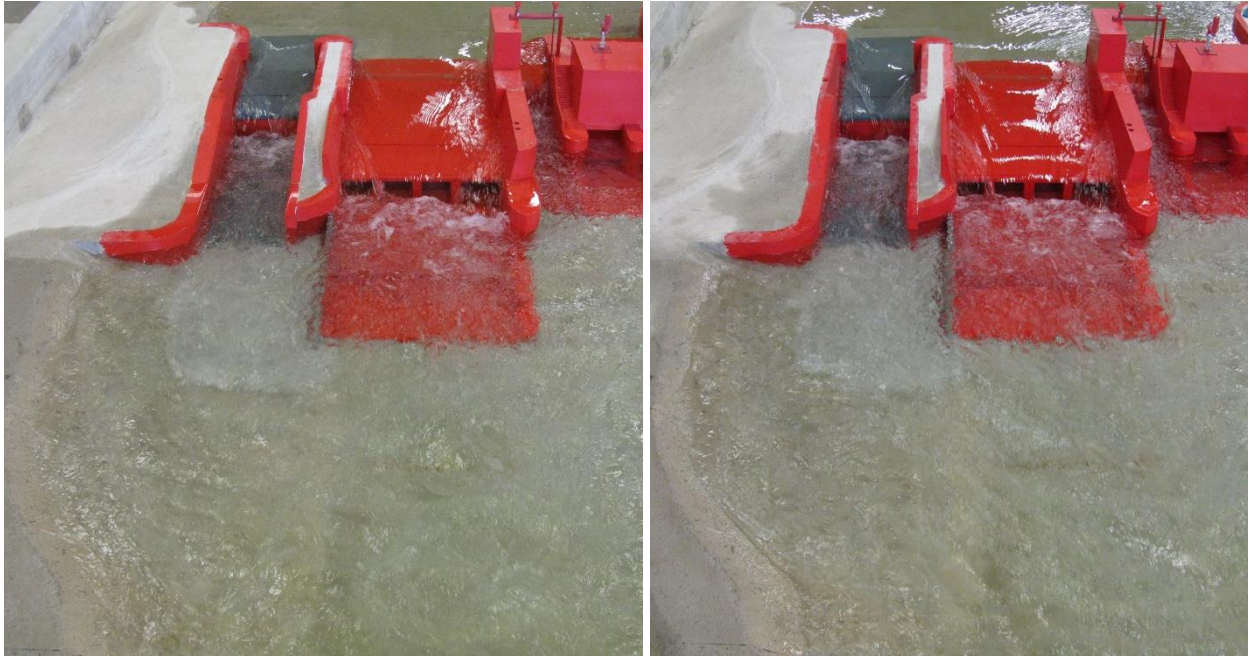


Abb. 4.13: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.1 ohne Störkörper (links) und mit optimierten Störkörpern (rechts) im Tosbecken der HWE IIh mit Blick entgegen der Fließrichtung

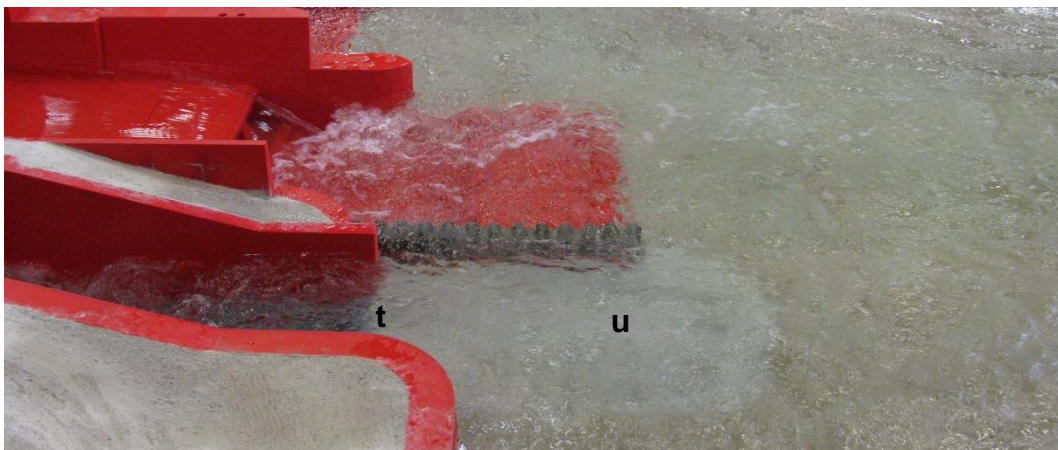


Abb. 4.14: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.1 ohne Störkörper (oben) und mit optimierten Störkörpern (unten) im Tosbecken der HWE IIh seitlich vom rechten Ufer

Abb. 4.15 und Abb. 4.16 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser im LF2.2 vergleichend für die Zustände ohne und mit optimierten Störkörpern im Tosbecken der HWE IIh aus zwei verschiedenen Perspektiven.



Abb. 4.15: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.2 ohne Störkörper (links) und mit optimierten Störkörpern (rechts) im Tosbecken der HWE IIh mit Blick entgegen der Fließrichtung

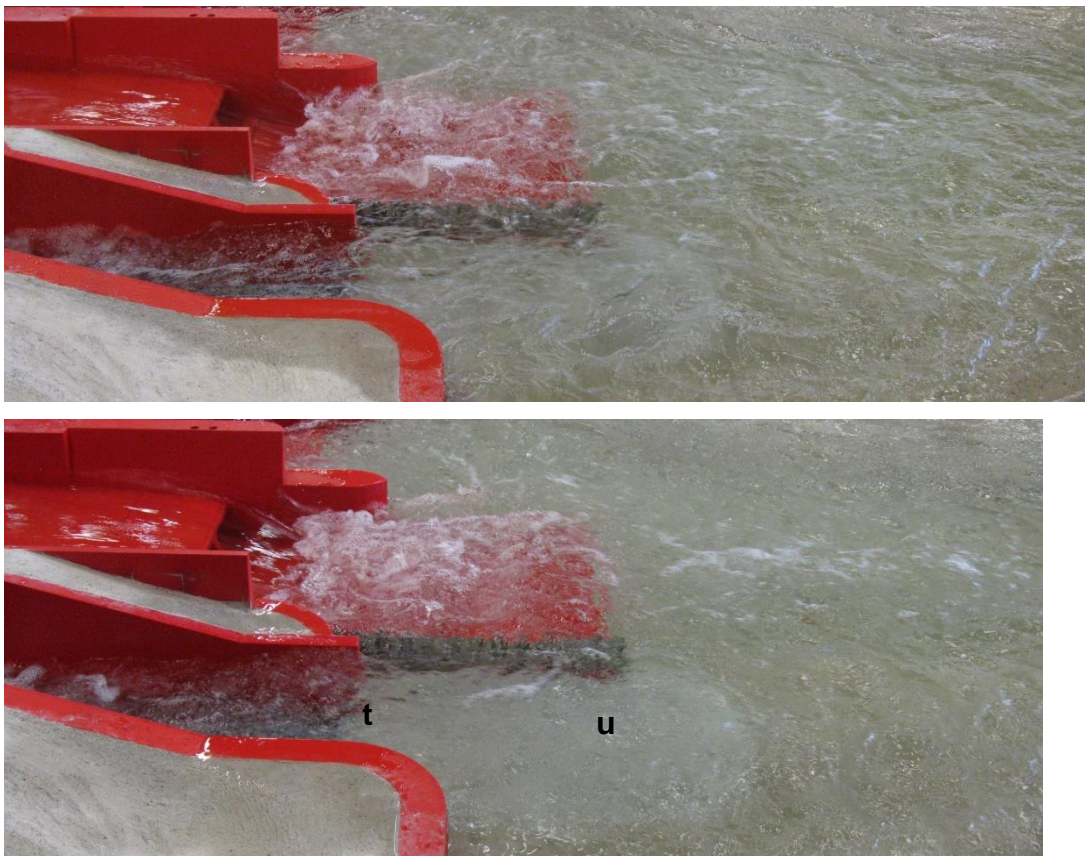


Abb. 4.16: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.2 ohne Störkörper (oben) und mit optimierten Störkörpern (unten) im Tosbecken der HWE IIh seitlich vom rechten Ufer

Die Energieumwandlung in den beiden Lastfällen LF2.1 und LF2.2 stellt sich sehr ähnlich dar. Die Wirkung der optimierten Störkörper in der HWE IIh ist nicht so offensichtlich wie in der HWE I. Dennoch erfolgt der Abfluss über die Endschwelle langsamer (siehe t in Abb. 4.14 und Abb. 4.16) und ist im Anschluss ruhiger und weniger gewellt (u). Die Froudezahl liegt in beiden Fällen unter 1. Mit den Störkörpern ist die Länge und Eintiefung des Tosbeckens der HWE IIh in den Lastfällen LF2.1 und LF2.2 ausreichend. Die Energieumwandlung ist gut. Flusssohle und -ufer werden weniger beansprucht.

Abb. 4.17 und Abb. 4.18 zeigen die Strömungssituation im Unterwasser im LF2.3 vergleichend für die Zustände ohne und mit optimierten Störkörpern im Tosbecken der HWE IIh aus zwei verschiedenen Perspektiven.



Abb. 4.17: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.3 ohne Störkörper (links) und mit optimierten Störkörpern (rechts) im Tosbecken der HWE IIh mit Blick entgegen der Fließrichtung



Abb. 4.18: Strömungssituation im Unterwasser im Lastfall LF2.3 ohne Störkörper (oben) und mit optimierten Störkörpern (unten) im Tosbecken der HWE IIh seitlich vom rechten Ufer

Mit Störkörpern ergibt sich im Lastfall LF2.3 keine optisch deutlich wahrnehmbare Verbesserung der allerdings ohnehin schon guten Energieumwandlung mit geringer Beanspruchung der Flusssohle und -ufer.

5 Zusammenfassung und Empfehlungen

An der Versuchsanstalt Oberrach wurde im Auftrag der Vereinigten Wertach-Elektrizitätswerke GmbH ein wasserbaulicher Modellversuch im Maßstab 1:25 zur Überprüfung und Optimierung der vom Ingenieurbüro Dr.-Ing. Koch (IB Koch) geplanten, zweistufigen Sanierung der Wehranlage an der Wertachstaustufe Schlingen durchgeführt. In Ausbaustufe 1 soll die Fischbauchklappe in der bestehenden Hochwasserentlastungsanlage (HWE I) durch ein luftgefülltes Schlauchwehr ersetzt werden sowie das Tosbecken erneuert und verlängert werden. In Ausbaustufe 2 soll eine zusätzliche, 8 m breite Hochwasserentlastungsanlage (HWE II) mit luftgefülltem Schlauchwehr und neuem Tosbecken orographisch rechts neben der HWE I errichtet werden. Beilage 1 zeigt den Lageplan des Modells in Ausbaustufe 2. Die Untersuchungsziele des Modellversuchs betreffen insbesondere die Abflussleistung und die Energieumwandlung der Wehranlage.

Hinsichtlich der Abflussleistung übertrafen alle im Modell gemessenen Werte die in der Planung berechneten. Der Grund dürfte die Überschätzung der abflussreduzierenden Wirkung der Pfeiler-einschnürungen in der Berechnung sein, die umso größer ausfiel, je kleiner die Relation von Öffnungsweite und Überströmungshöhe war. Aufgrund der übererfüllten Abflussleistung wurde in Absprache mit IB Koch eine Variante mit einem um 80 cm höheren Wehrboden der HWE II untersucht (HWE IIh). Dieser Wert ergab sich durch theoretische Betrachtungen auf der Basis der Messergebnisse. Das entscheidende Kriterium war dabei die Einhaltung des Stauziels bei der Abfuhr des $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ im (n-1)-Fall. Im Versuch stellte sich in diesem Fall ein Oberwasserstand von 640,45 müNN ein, d.h. 4 cm unter dem Stauziel auf 640,49 müNN. Dieser kleine Sicherheitspuffer erscheint angemessen. Für $BHQ_2 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$ im n-Fall ohne Kraftwerksabfluss ergab sich ein Oberwasserstand von 640,94 müNN, d.h. 45 cm über dem Stauziel, aber immer noch 25 cm unter dem für diesen Extremfall als vertretbar angesehenen Überstau von 70 cm. Für BHQ_2 im n-Fall mit einem Kraftwerksabfluss von $24 \text{ m}^3/\text{s}$ ergab sich eine Absenkung des Oberwasserstands um 13 cm auf 640,81 müNN.

Auf Basis dieser Messergebnisse empfehlen wir die Ausführung der HWE II mit dem um 80 cm höheren Wehrboden auf 636,87 müNN entsprechend Beilage 2. Falls der Wehrboden der HWE II statt um 80 cm um 1,0 m erhöht wird, müsste die HWE II um etwa 70 cm auf 8,7 m verbreitert werden. Dann würde sich für BHQ_1 im (n-1)-Fall in etwa der gleiche Oberwasserstand einstellen.

Die Anströmungssituation ist auch für die Extremabflüsse problemfrei. Allerdings wurden die oben genannten Oberwasserstände nicht am Originalstandort gemessen, sondern an einem „ehrlichen“ Pegel mit größerer Distanz von der Wehranlage außerhalb der Wasserspiegelabsenkung auch bei großen Abflüssen. Dort sind die Fließgeschwindigkeiten sehr gering und der gemessene Wasserstand entspricht auch bei Extremabflüssen der Energiehöhe. Im Modell wurde auch der Oberwasserstand am Originalstandort gemessen. Bei Abflüssen $> 250 \text{ m}^3/\text{s}$ sind dort die Fließgeschwindigkeiten entlang der linken Wangenmauer nicht vernachlässigbar und es kommt zu signifikanten Wasserspiegelabsenkungen. Der Pegel am Originalstandort „täuscht“ also bei Abflüssen $> 250 \text{ m}^3/\text{s}$ eine zu große Abflussleistung vor.

Wir empfehlen deshalb die Installation eines zusätzlichen Oberwasserpegels am linken Stauhaltungsdamms mit einer Distanz von mindestens 50 m vom bestehenden Oberwasserpegel.

Was die Energieumwandlung betrifft, wurde in Ausbaustufe 2 nur die empfohlene Variante mit dem um 80 cm höheren Wehrboden untersucht, bei der auch das gesamte Tosbecken und die anschließende Unterwassersohle um 80 cm höher liegt. Die Berechnungen von IB Koch haben gezeigt, dass bei einer gleichmäßigen Beaufschlagung der Wehrfelder die extremen Hochwassersituationen die kritischen Lastfälle darstellen. Deshalb wurden in Ausbaustufe 1 der Lastfall LF1.1 bei Vollöffnung der HWE I und der Kiesschleuse und in Ausbaustufe 2 die Lastfälle LF2.1

mit $BHQ_1 = 370 \text{ m}^3/\text{s}$ im (n-1)-Fall sowie LF 2.2 mit $BHQ_2 = 520 \text{ m}^3/\text{s}$ im n-Fall untersucht. Für die Tosbecken ohne Störkörper ergab sich in den Versuchen eine gute Übereinstimmung mit der theoretischen Bemessung. Im Tosbecken bildete sich jeweils ein Wechselsprung mit vergleichsweise geringem Einstaugrad aus. Der Abflussstrahl übersprang die Endschwelle des Tosbeckens mit hoher Geschwindigkeit und die anschließende Strömungssituation über der natürlichen Flusssohle war durch einen stark gewellten Abfluss mit einer Froudezahl um 1 gekennzeichnet. Im kritischsten Lastfall LF1.1 trat periodisch der Ansatz eines weiteren Wechselsprungs auf. Die Energieumwandlung war mäßig und die Beanspruchung der Flusssohle und -ufer hoch. Die beiden Tosbecken erwiesen sich in diesen Lastfällen als zu kurz. Dies entsprach den Berechnungen von IB Koch, die zu einem insbesondere hinsichtlich der Länge bewusst unterbemessenen Tosbecken und zu dem Vorschlag führten, die vorhandenen Defizite der Energieumwandlung durch eine Ergänzung der Tosbecken mit Störkörpern zu beseitigen. In den Versuchen wurden mehrere Varianten für quaderförmige Störkörper untersucht. Dabei haben sich jeweils einreihige Störkörper mit Grundrissabmessungen von $1 \text{ m} \times 1 \text{ m}$, einem Verbauungsgrad von 50 % (d.h. der Abstand zwischen den Störkörpern ist genauso groß wie die Breite) als effektivste Lösung erwiesen. Das bedeutet in der HWE I eine Anzahl von 8 Störkörpern (HWE IIh: 4). Die optimierte Höhe der Störkörper in der HWE I beträgt 1,6 m (HWE IIh: 1,2 m). Die optimale Position der Störkörper in der HWE I ist dann gegeben, wenn ihre Prallwand 8,5 m vor der Endschwelle liegt (HWE IIh: 8,35 m). In den Lastfällen LF1.1, LF2.1 und LF2.2 führten die Störkörper jeweils zu einer höheren Turbulenz des Wechselsprungs im Tosbecken. Der Abfluss über die Endschwelle erfolgte langsamer. Es zeigte sich kein Ansatz eines weiteren Wechselsprungs mehr. Die anschließende Strömungssituation war deutlich weniger gewellt, die Froudezahl lag unter 1. Mit den Störkörpern ist die Länge und Eintiefung der Tosbecken in den genannten Lastfällen ausreichend. Die Energieumwandlung ist gut. Flusssohle und -ufer werden weniger beansprucht.

Da bei der Teilöffnung von Schlauchwehren Knicke in den Membranen auftreten, die zu Abflusskonzentrationen und möglicherweise ungünstigen Energieumwandlungszuständen führen, wurden auch dafür Modellversuche durchgeführt. In beiden Schlauchwehren wurden dazu feste Stauwände mit einer vereinfachten, symmetrischen, V-förmigen Bresche eingebaut. In Ausbaustufe 1 wurde der V-förmige Knick in der HWE I bei vollständig geöffnetem Oberschütz der Kiesschleuse und einem Oberwasserstand in Höhe des Stauziels (LF1.2) untersucht und in Ausbaustufe 2 die Kombination aus den V-förmigen Knicken in HWE I und HWE IIh bei vollständig geöffnetem Oberschütz der Kiesschleuse und einem Oberwasserstand in Höhe des Stauziels (LF 2.3). In beiden Lastfällen entstand in der V-förmigen Bresche der erwartete konzentrierte Abflussstrahl. Dieser verursachte eine Art „3d-Wechselsprung“ mit einer walzenförmigen Strömung mit horizontaler Achse in der Mitte und zwei walzenförmigen Strömungen mit vertikaler Achse an den Rändern. Dieses Phänomen war im Tosbecken der HWE I wegen der größeren Breite und der flacheren V-

Form stärker ausgeprägt als in der HWE IIh. Aber in beiden Fällen bedeutet es eine deutlich bessere Energieumwandlung im Tosbecken im Vergleich zu den Hochwasserlastfällen. Der Abfluss über die Endschwelle des Tosbeckens und die anschließende Flusssohle war entsprechend ruhiger. Flusssohle und -ufer werden nur wenig beansprucht. Die befürchtete Verschlechterung der Energieumwandlung durch einen Knick in der Schlauchmembran ist also nicht gegeben, im Gegenteil. Durch die Störkörper ergibt sich in den Lastfällen LF 1.2 und LF 2.3 kaum eine Verbesserung der auch ohne Störkörper schon guten Energieumwandlung.

Wir empfehlen die Ausführung der beiden Störkörperreihen in den Tosbecken der HWE I und HWE IIh (siehe Beilage 2). Damit wird eine gute Energieumwandlung erreicht. Angesichts der bisher an der Anlage beobachteten guten Sohl- und Uferstabilität im Unterwasser ist eine zusätzliche Sicherung von Sohle und Ufern nicht erforderlich. Die neue Uferböschung am rechten Wertachufer im Unterwasser der HWE IIh sollte aber in der üblichen Weise gesichert werden. Eine wichtige Bedingung ist allerdings die möglichst gleichmäßige Beaufschlagung der Wehrfelder. D.h. die Schlauchwehre in HWE I und HWE IIh sollten weitgehend synchron abgesenkt werden, wobei Abweichungen in einem gewissen Rahmen zulässig sind. Im Sinne einer möglichst guten Energieumwandlung sollte auch das Oberschütz in der Kiesschleuse zusammen mit den Schlauchwehren abgesenkt werden. Da die Energieumwandlung im Unterwasser der Kiesschleuse kritischer zu beurteilen ist als in den optimierten Tosbecken von HWE I und HWE IIh, sollte die Kiesschleuse erst dann vollständig geöffnet werden, wenn beide Schlauchwehre vollständig abgesenkt sind. Falls aber im Extremfall ausschließlich die HWE I, HWE IIh oder die Kiesschleuse vollständig geöffnet wird, führt dies bei großen spezifischen Abflüssen und gleichzeitig kleinem Gesamtabfluss mit entsprechend niedrigem Unterwasserstand zu einer deutlich schlechteren Energieumwandlung. Die Tosbecken sind dafür auch in der optimierten Form mit den Störkörpern nicht ausgelegt.