

The approved original version of this thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).



UNIVERSITÄT WIEN

TECHNISCHE

VIENNA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

DISSERTATION

VERGLEICHENDE UNTERSUCHUNGEN AN STEINRAMPEN

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Doktors der technischen Wissenschaften

unter der Leitung von

Ao. Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Norbert KROUZECKY

und Emeritus o.Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Helmut DROBIR

eingereicht an der Technischen Universität Wien bei der Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Dipl.-Ing. Herwig KORGER Ichagasse 40/1/7 1210 Wien

Wien, im Februar 2008

KURZFASSUNG

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit Untersuchungen an Rampen in aufgelöster Bauweise. Basierend auf den örtlichen Gegebenheiten des Flusses Saalach wurden hydraulische Modellversuche an drei Vollmodellen und zwei Schnittmodellen mit unterschiedlichen Parametern durchgeführt. Ziel der Versuche war es herauszufinden, ob die modulartigen Bauwerke den relativ hohen spezifischen Abfluss von 19,2 m³/(sm) in der Natur bei einem Bemessungsabfluss von HQ₁₀₀ = 1000 m³/s schadlos abführen können. Des Weiteren sollten durch Kolkversuche auch Aussagen über die Energieumwandlung absolut und im Vergleich mit den anderen Rampenmodellen getroffen werden.

Der Einbau der Modelle erfolgte im Wasserbaulabor der TU Wien in einem mit Ziegelwänden begrenzten Gerinne im Maßstab 1:30. Die Geometrie des ersten Rampenmodells mit Querriegeln und dazwischen liegenden Becken wurde an die hydraulisch günstigen Schauberger-Rampen angelehnt. Beim zweiten Vollmodell wurde von der strengen Symmetrie der Becken und Riegel abgewichen, um dadurch ein naturnahes Erscheinungsbild zu erhalten. Zur Ermittlung der erforderlichen Steingewichte von Riegel- und Beckensteine im Modell waren zunächst Schnittversuche in der hydraulischen Rinne des Wasserbaulabors durchgeführt worden. Für das dritte Vollmodell wurden die Riegelsteine im Randbereich nur mehr einlagig geschlichtet und die Gestaltung der Böschung und der Riegel flexibler gestaltet, wobei die Stabilitätsgrenzen dieser Schlichtungsart im Randbereich in einem weiteren Schnittmodell zuvor untersucht wurden.

Durch die gewählte Messmethodik und Genauigkeit war es möglich, die untersuchten Modelle hinsichtlich der Kolkbildung, Rauheit, Energieumwandlung und des hydraulischen Wirkungsgrades detailliert miteinander zu vergleichen.

Die Versuche zeigten, dass alle untersuchten Rampenmodelle den definierten Anforderungen entsprachen und daher für einen Einsatz in der Natur unter ähnlichen Randbedingungen geeignet sind.

ABSTRACT

The paper treats the analysis on overflow rock fill dams. Based on local conditions at the river Saalach, hydraulic modelling experiments at three complete models as well as two section models were performed with variable parameters. The studies on the section models were necessary to define stable parameters for overflow dams. A special challenge was the calculated river flow of a hundred year flood, which corresponds to a specific discharge of 19,2 m³/sm. Additionally, we aimed to gather evidence about the absolute energy conversion as well as in relation to differing models through scour experiments.

The examined models provided us with information regarding scour, roughness, energy conversion and the efficiency of the hydraulic system due to the selected measuring method and implemented precision. On this basis a detailed comparison could be compiled.

In summation it was established that all examined models satisfied the defined requirements and therefore are suitable for usage in nature within similar constraints. The particular model for a specific location should be selected on the basis of on-site conditions and specific requirements.

DANKSAGUNG

Außerordentlichen Dank möchte ich zu Beginn an meinen Erstgutachter Prof. Norbert Krouzecky für die ausgezeichnete Betreuung und ständige Bereitschaft zur Diskussion während der Entstehung dieser Arbeit richten.

Herzlicher Dank gilt des weiteren Herrn Prof. Helmut Drobir für die Hilfestellung und die Beurteilung der Arbeit als Zweitgutachter.

Mein Dank gilt auch allen Mitarbeitern des Institutes für Wasserbau und Ingenieurhydrologie – Abteilung Wasserbau, im Besonderen den Mitarbeitern des Wasserbaulabors, für die gute Zusammenarbeit und die Freundschaft während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter in Ausbildung.

Abschließend möchte ich meinen tief empfundenen Dank meiner Familie und meiner Freundin Manuela aussprechen, denen ich mehr verdanke, als ich auf all den Seiten dieser Arbeit niederschreiben könnte.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINI	EITUNG	1
	1.1	ALLGEMEINES	1
	1.2	Zielsetzung der Arbeit	1
	1.3	GLIEDERUNG DER ARBEIT	2
2	STEI	NRAMPEN	3
	2.1	ALLGEMEINES	3
	2.2	BAUWEISEN	4
	2.2.1	Setzsteinbauweise	4
	2.2.2	Schüttsteinbauweise	6
	2.3	TYPEN	8
	2.3.1	Klassische Rampe	8
	2.3.2	Steinrampe nach Schauberger	8
	2.3.3	Klassische Riegelrampe	9
	2.3.4	Aufgelöste Riegelrampe	. 11
	2.3.5	Muldenrampe	. 11
	2.3.6	Teilrampe	. 12
	2.3.7	Aufgelöste Rampe	. 13
	2.4	STABILITÄT	. 14
	2.4.1	Belastungsarten	. 15
	2.4.2	Angreifende Kräfte an einem Deckwerkselement	. 15
	2.4	.2.1 Gewässer bei geringer Sohlenneigung	15
	2.4	.2.2 Gewässer mit steiler Sohlenneigung	21
	2.4.3	Versagensmechanismen	. 22
	2.4	.3.1 Erosion der Blöcke aus der Rampe durch die Strömung	22
	2.4	.3.2 Erosion der Sohlmaterials zwischen den Steinen (Positionsveränderung der Steine)	23
	2.4	.3.3 Ubermäßige Kolkbildung am Rampenfuß und Nachrutschen der Steine in die Kolkwanne.	24
	2.4	5.4 Weltere Versagensmechanismen	25
	2.4.4	Existerenue Demessungsunsuize	. 25
	2.5	Abflussaustände und Energieumwandlung hei Blocksteinrampen	. 55
	2.5.1	Abjiusszusianae una Energieumwanalung dei Diockstein ampen	. 55
	2.5.2	Speziene Strömungsvörgunge und Energieumwundlung un Störetementen	. 40
	2.5.5	Gewässedövol ociscue Asdevte	. 77 17
	2.0	Ranthosorganisman	. +/
	2.0.1	Fische	. 40
3	2.0.2	CHCEEÜHDTE MODELLUNTEDSUCHUNCEN	. 7 0
3			. 33
	3.1 3.2	V ERSUCHSPROGRAMM	. 53 54
	3.2	Modelloesetz und Längenmaßstah	. 54 54
	322	Modellsand	. 56
	32.2	Durchflüsse	. 57
	33	VOLLMODELL RIEGELRAMPE"	58
	331	Modellheschreihung	. 58
	2.0.1	0	

3.3.1.1	Modellaufbau	58
3.3.1.2	Messeinrichtungen und Messmethodik	
3.3.2 Du	rchgeführte Untersuchungen	67
3.3.2.1	Stabilitätsversuche	
3.3.2.2	Kolkversuche ohne Geschiebezugabe	
3.3.2.3	Kolkversuche mit Geschiebezugabe	69
3.3.2.4	Wasserspiegellagen	
3.3.2.5	Geschwindigkeitsmessungen	
3.3.2.6	Spezifischer Abfluss	73
3.3.2.7	Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe	74
3.3.3 Ver	rsuchsergebnisse	75
3.3.3.1	Stabilitätsversuche	
3.3.3.2	Kolkversuche ohne Geschiebezugabe	
3.3.3.3	Kolkversuche mit Geschiebezugabe	
3.3.3.4	Wasserspiegellagen	
3.3.3.5	Geschwindigkeitsmessungen	
3.3.3.6	Spezifischer Abfluss	
3.3.3.7	Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe	
3.4 SCHNI	ITTMODELL AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 1"	
3.4.1 Mo	ndellheschreibung	80
3411	Allgemeines	
3.4.1.2	Maßgehende Parameter	
3 4 1 3	Reschreibung des Versuchsstandes	
3 4 1 4	Modellaufbau	
3 4 1 5	Untersuchte Rampenparameter	
3 A 2 Du	urchaaführta Untarsuchungan	
3.4.2 Du	Malashanda Durahflügga	
5.4.2.1 2.4.2.2	Stabilitätavarauaha	
5.4.2.2 2.4.2.2	Stabilitaisversuche	
5.4.2.5 2.4.2 V		
5.4.5 Ver	c. 1 Were 1	
3.4.3.1	Stabilitätsversuche	
3.4.3.2	Kolkversuche	
3.4.3.3	Wasserspiegelmessung.	
3.4.3.4	Vergleich der Ergebnisse mit Bemessungsverfahren aus der Literatur	
3.5 VOLLI	MODELL "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 1"	118
3.5.1 Mo	odellbeschreibung	118
3.5.1.1	Modellaufbau	118
3.5.1.2	Messeinrichtungen und Messmethodik	123
3.5.2 Du	rchgeführte Untersuchungen	124
3.5.2.1	Stabilitätsversuche	124
3.5.2.2	Kolkversuche ohne Geschiebezugabe	125
3.5.2.3	Kolkversuche mit Geschiebezugabe	127
3.5.2.4	Nachbettschutz	128
3.5.2.5	Wasserspiegellagen	131
3.5.2.6	Geschwindigkeitsmessungen	
3.5.2.7	Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe	132
3.5.2.8	Fließverhältnisse auf der Rampe	132
3.5.2.9	Rauheit der Rampe	134
3.5.3 Ver	rsuchsergebnisse	
3.5.3.1	Stabilitätsversuche	
3.5.3.2	Kolkversuche ohne Geschiebezugabe	
3.5.3.3	Kolkversuche mit Geschiebezugabe	
	5	

	3.5.3.4	4 Nachbettschutz	
	3.5.3.	5 Wasserspiegellagen	149
	3.5.3.	6 Geschwindigkeitsmessungen	151
	3.5.3.	7 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe	151
	3.5.3.	8 Fließverhältnisse auf der Rampe	153
	3.5.3.	9 Rauheit der Rampe	157
	3.6 Sc	CHNITTMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 2"	159
	3.6.1	Modellbeschreibung	159
	3.6.1.	1 Allgemeines	159
	3.6.1.2	2 Maßgebende Parameter	159
	3.6.1.	3 Untersuchte Rampenparameter	162
	3.6.2	Durchgeführte Untersuchungen	
	3.6.2.	1 Maßgebende Durchflüsse	
	3.6.2.2	2 Stabilitätsversuche	
	3.6.3	Versuchsergebnisse	
	3.6.3.	1 Stabilitätsversuche	
	3.6.3.2	2 Vergleich der Ergebnisse mit Bemessungsverfahren aus der Literatur	169
	37 V(DLIMODELL AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 2"	171
	371	Modellheschreibung	
	3.7.1	Modellaufbau	
	3.7.1.	1 Mouenautoau 2 Messainrichtungen und Messmethodik	
	272	Dunchaoführte Untersuchungen	
	J./.2	Durchgejunne Omersuchungen	
	3.7.2.	N Stabilitatsversuche ahne Geschiebezugebe	170
	3.7.2.	2 Kolkversuche mit Geschiebezugabe	1//
	3.7.2.	Mossersniegellagen	
	3.7.2.4	+ wasserspiegenagen	
	3.7.2.	5 Ocschwindigkensniessungen	
	272	Varruchserzehnisse	
	J./.J	Versuchser geomsse	
	272	N Stabilitatsversuche ahne Geschiebezugebe	
	3.7.3.	2 Kolkversuche mit Geschiebezugabe	
	3.7.3.	4 Wassersniegellagen	
	3.7.3.	+ wasserspiegenagen 5 Geschwindigkeitsmessungen	
	373	 Geschwindigkeitsnessungen	
	373	 Fließverhältnisse auf der Rampe 	
	373	Rauheit der Rampe	
	5.7.5.0		
4	VERGL	JEICH DER RAMPENMODELLE	193
	4.1 ST	Α ΡΗ ΙΤΆΤ	193
	1 51 <i>111</i>	Sabuittmodalla	
	4.1.1	Schnittmodelle	
	4.1.1.	Norsagangmaahanigman	
	4.1.1.	versagensniechanismen	
	4.1.2		
	4.2 K(DLKVERSUCHE AN DEN VOLLMODELLEN	195
	4.2.1	Kolktiefen und Kolkvolumina	195
	4.3 Hy	YDRAULISCHE WIRKSAMKEIT	201
	4.3.1	Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser	202
	4.3.2	Fließverhältnisse auf der Rampe	206
	4.3.3	Wirksame Rampenlänge	208
	4.3.4	Rauheiten	

5	ZUS	AMMENFASSUNG	214
6	LITI	ERATURVERZEICHNIS	220
7	ANH	IANG	224
,	7.1	VOLLMODELL "RIEGELRAMPE"	
,	7.2	VOLLMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE VARIANTE 1"	
,	7.3	VOLLMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE VARIANTE 2"	237
,	7.4	VERGLEICH DER SCHNITTMODELLE.	
,	7.5	VERGLEICH DER VOLLMODELLE "AUFGELÖSTE RAMPE VARIANTE 1 UND 2"	

1 EINLEITUNG

1.1 Allgemeines

Im Laufe der letzten Jahrhunderte wurden viele Fließgewässer zur Schaffung von neuem Lebensraum, zur Nutzung der Wasserkraft und von Agrarflächen, begradigt und mit Ufersicherungen versehen. Die Folge dieser Eingriffe in den natürlichen Flusslauf war oft eine Erhöhung des Sohlgefälles, wodurch sich die Gewässersohlen umso schneller eintiefen und die Uferböschungen einem erhöhten Strömungsangriff ausgesetzt werden.

Zur Reduktion der Fließgeschwindigkeiten und den damit verbundenen Sohleintiefungen werden Sohlabstürze errichtet. Zwar steht deren hydraulische Wirksamkeit außer Frage, jedoch unterbrechen Abstürze von großer Höhe die Durchgängigkeit der Fließgewässer für viele Arten der Fischfauna und der aquatischen Wirbellosen.

Ist eine Stabilisierung der Gewässersohle und eine Reduktion der Fließgeschwindigkeit erforderlich, stellt der Bau einer Rampe eine alternative Lösung dar, welche sowohl aus hydraulischer, als auch aus ökologischer Sicht den Anforderungen entspricht.

1.2 Zielsetzung der Arbeit

Grundlage der vorliegenden Arbeit war ein Auftrag des Wasserwirtschaftsamtes Traunstein und des Amtes der Salzburger Landesregierung an das Institut für Konstruktiven Wasserbau der TU Wien zur Durchführung hydraulischer Modellversuche. Zielsetzung der Versuche war, verschiedene Rampenvarianten für den Fluss Saalach (Bereich Zollhauswehr bis zur Mündung in die Salzach) im physikalischen Modellversuch hinsichtlich der Stabilität und hydraulischen Wirksamkeit der Bauwerke zu untersuchen und deren Parameter den örtlichen Gegebenheiten anzupassen.

Die Rampenmodelle sollten so konstruiert werden, dass sie den relativ hohen spezifischen Abfluss der Saalach von 19,2 m³/(sm) bei einem Bemessungsabfluss von HQ_{100} = 1000 m³/s schadlos über das Bauwerk

abführen können. Eine weitere Anforderung an das Bauwerk neben der stabilen und dauerhaften Ausbildung war eine leichte Veränderbarkeit der Bauwerkshöhe für die Anwendung in mehreren Abschnitten der Saalach. Einerseits beschäftigten sich die durchgeführten Versuche mit der Stabilität der Rampenmodelle und andererseits mit der Energieumwandlung an den Bauwerken und der daraus resultierenden Kolkbildung auf den Anschlussstrecken im Ober- und Unterwasser. Des Weiteren dienten diese Ergebnisse auch dem Vergleich mit anderen getesteten Rampenmodellen. diesen Versuchen Zusätzlich zu wurden noch Wasserspiegelund Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt.

Im Zuge dieses Auftrages wurden zwei Vollmodelle untersucht, wobei bei einem Modell zunächst eine Serie mit Schnittversuchen in einer hydraulischen Rinne durchgeführt werden musste, um die genauen Parameter des Vollmodells zu bestimmen. Über den Auftrag hinausgehend wurde bei einem dritten Vollmodell der Versuch unternommen die beiden ersten Modelle hinsichtlich der Durchgängigkeit und naturnahen Einbindung weiterzuentwickeln. Um eine Gewichtsreduktion der Steingewichte der Riegel im Randbereich der Rampe und damit eine Kostenreduktion des Bauwerks zu erzielen, wurde hierfür zunächst eine weitere Serie von Schnittversuchen durchgeführt.

1.3 Gliederung der Arbeit

Im Kapitel 2 wird der aktuelle Wissensstand bezüglich Steinrampen, deren Stabilität und Hydraulik beschrieben.

Der Hauptteil der vorliegenden Arbeit beschäftigt sich in Kapitel 3 mit den durchgeführten physikalischen Modellversuchen der drei Vollmodelle, zwei Schnittmodelle und der Dokumentation der ausgewerteten Ergebnisse in chronologischer Reihenfolge.

Der Vergleich der einzelnen Modelle erfolgt im vierten Kapitel durch die Gegenüberstellung der ausgewerteten Ergebnisse und darauf aufbauend eine Beurteilung deren hydraulischer Wirksamkeit.

In Ergänzung zu der eigentlichen Arbeit werden im Anhang die wesentlichen Ergebnisse in Form von Diagrammen, Grafiken und Tabellen, welche in den vorangehenden Kapiteln nicht angeführt wurden, abgebildet.

2 STEINRAMPEN

2.1 Allgemeines

Steinrampen gehören zu den so genannten Sohlenbauwerken, welche den Längsschnitt der Sohle so verändern, dass im Ober- und Unterwasser ein geringeres Sohlgefälle als im unverbauten Fluss entsteht, was zu einer Reduktion der Sohlschubspannung führt. Sie sorgen für eine zufrieden stellende Umwandlung der um die Höhendifferenz der Sohle vergrößerten potentiellen Energie. Sohlenbauwerke unterscheiden sich der Form nach und werden nach *DIN 4047 Teil 5* gemäß Abb. 1 in Sohlenstufen und Schwellen unterteilt.

Bei den in Gewässern errichteten Bauwerken ist nicht nur die technische, sondern auch die biologische Einbindung in die Landschaft von Bedeutung, welche ausschließlich durch den naturnahen Wasserbau im direkten Zusammenspiel mit dem konstruktiven Wasserbau erfolgen kann.

Der "klassische" Absturz mit einer lotrechten oder steil geneigten Absturzwand erfüllt die Anforderungen des naturnahen Ausbaus nicht. Sohlenbauwerke in Form von rauen Rampen werden hingegen unter Einhaltung gewisser Randbedingungen den hydraulischen Anforderungen (gute Energieumwandlung) und den ökologischen Aspekten gerecht.

Oftmals ist bei den vorhandenen Querbauwerken die Durchgängigkeit für EU-Fische und Kleinstlebewesen nicht gegeben. weshalb die Wiederherstellung Wasserrahmenrichtlinie (WRRL, 2000) eine der Durchgängigkeit der Fließgewässer bis zum Jahr 2015 fordert. Durch den Einsatz zusätzlichen Anlagen (Fischpass, Raue von Rampe. Verbindungsgewässer) können viele vorhandene Barrieren beseitigt und dadurch die Passierbarkeit für Fische und Kleinstlebewesen ermöglicht werden.



ABB. 1: EINTEILUNG DER SOHLENBAUWERKE (DIN 4047 TEIL 5)

2.2 Bauweisen

2.2.1 Setzsteinbauweise

Diese Bauweise wird hauptsächlich in Gewässern mit hoher spezifischer Belastung und beengter Breiten- und Längenausdehnung eingesetzt. Das Deckwerk entsteht durch sorgfältiges Setzen einer einlagigen Steinschicht, wobei die Steine möglichst aufrecht und dicht eingebracht werden, um ein großes Flächengewicht und eine große Rauheit zu erzielen. Die Errichtung des Bauwerks erfolgt in einer trockenen Baugrube durch Einbringen der Steine, wobei man am Rampenfuß beginnt. Der Steinsatz ist in der Lage Kräfte zu übertragen und im gesamten Deckwerk zu verteilen, weshalb die Verbundwirkung der Steine untereinander bei der Bemessung berücksichtigt werden kann. Durch Reibung werden die Kräfte aus der Strömungsbelastung in den Unterbau übertragen. Um ein Herausspülen des Materials zu verhindern ist es erforderlich den Unterbau nach bestimmten Filterkriterien herzustellen um Filterstabilität zu gewährleisten. *Whittaker und Jäggi (1986)* geben dafür folgende Anforderungen an die Sieblinie an:

$$d_{15,Oberschicht} \leq 5 \cdot d_{85,Unterschicht}$$

$$\frac{d_{50,Oberschicht}}{d_{50,Unterschicht}} \leq 25$$
2.2

Auf den Einsatz von Geotextilien sollte jedoch verzichtet werden, da diese den biologischen Austausch mit dem Untergrund behindern (*Gebler, 1991*). Die Steine sollten auch nicht in Beton verlegt werden um die Durchgängigkeit für kleine Organismen nicht zu stören.

Ein Versagen des Deckwerks kann schlagartig durch das Herauslösen eines Einzelsteins erfolgen, da dadurch die Verbundwirkung verloren geht. Zur Stützung des Rampenkörpers werden Spundwände oder Pilotenreihen verwendet, was zusätzlich auch die Verringerung der Durchströmung bewirkt.



ABB. 2: RAMPENDECKWERK IN SETZSTEINBAUWEISE



ABB. 3: SETZSTEINRAMPE AN DER ALB IN ETTLINGEN BEI NIEDRIGWASSER (LFU, 2000)

2.2.2 Schüttsteinbauweise

Im Gegensatz zu gesetzten Rampen besteht bei der geschütteten Bauweise das Deckwerk aus mehreren Lagen lockerer Steinschüttung. Die dabei entstehenden Hohlräume werden zur besseren Verzahnung mit abgestuftem Steinmaterial überzogen, wodurch die Stabilität der Rampe erhöht wird. Über das Eigengewicht der Steinelemente werden die Kräfte aus der Strömungsbelastung in den Unterbau abgetragen. Bei höheren Belastungen kann es durchaus zu einer Umlagerung einzelner Steine in stabilere Gleichgewichtslagen kommen. Die Steinumlagerungen tragen laut Vogel (2003) zur Selbststabilisierung des Bauwerks bei, wobei die dabei entstehenden Fehlstellen von oben her ausgeglichen werden.

Wie bei der Setzsteinbauweise muss auch bei der Schüttsteinbauweise auf die Filterstabilität des Unterbaus berücksichtigt werden.

Diese Bauweise ist meistens wirtschaftlich günstiger, da der Einbau keine trockene Baugrube benötigt und daher im fließenden Wasser erfolgen kann. Ein weiterer Vorteil liegt am frühzeitigen Erkennen eines ungewollten Strömungsbildes, was gegebenenfalls einfach korrigiert werden kann. Die Bauausführung beginnt wieder am Rampenfuß, wobei die Steine mit dem Bagger lose in das Gewässer eingebracht und in die Gewässersohle eingedrückt werden.

Zur Stützung der Rampe können Spundwände und Pilotenreihen verwendet werden. Eine andere Möglichkeit besteht im Einbauen größerer Steine in die Sohle am Rampenfuß.



ABB. 4: RAMPENDECKWERK IN SCHÜTTSTEINBAUWEISE (PASCHE, 2003)



ABB. 5: BAU EINER SCHÜTTSTEINRAMPE (LFU, 2000)

2.3 Typen

2.3.1 Klassische Rampe

Bei der klassischen Rampe wird das Deckwerk im Grund- und Aufriss gerade eingebaut. Ein vielfältiges Strömungsbild entsteht durch die Abstufung des verwendeten Steinmaterials im Deckwerk.

Während bei Rampen mit konkaver Krümmung im Querschnitt der Abfluss in Flussmitte konzentriert ist und dadurch das Austrocknen bei Niedrigwasser verhindert wird, fehlt hier dieser Effekt. Mögliche Folgen davon sind Schäden an den Böschungen und Auskolkungen bzw. Anlandungen unterhalb des Rampenfußes.

2.3.2 Steinrampe nach Schauberger

Schon Mitte des letzten Jahrhunderts beschäftigte sich Schauberger mit gesetzten Rampen und begründete dadurch diese Bauweise. Anwendung findet der Rampentyp vor allem in größeren Flüssen mit Sohlbreiten größer 15 m und bei Rampenneigungen steiler als 1:15. Die klassische Schauberger-Rampe ist im Grundriss und Querschnitt gekrümmt. Durch die sich ausbildende in Flussmitte größere Abflusskonzentration entstehen Fließtiefen und Fließgeschwindigkeiten als am Rand, wodurch die Energieumwandlung hauptsächlich in Gerinnemitte stattfindet. Im Nachbett kommt es zur Bildung von Randwalzen, welche zu einer verbesserten Energieumwandlung beitragen und Geschiebe ablagern. Weiters verlagert sich die Kolkbildung vom Ufer weg und gefährdet daher weder die Stabilität der Böschung noch die der Rampe. Der Abflussquerschnitt wird nach Unterstrom verjüngt, was zu einem höheren Unterwasserspiegel führt und sich hinsichtlich der Energieumwandlung positiv auswirkt (LfU, 2000). Beim Rampenfuß kann eine Schienenpilotenreihe oder eine Spundwand eingebaut werden, auf die ein Nachbett aus Blocksteinen folgt. Die Rampenkrone besteht aus einer Mauer mit einbetonierten Blocksteinen, die Blocksteinwurf nach Oberstrom mittels von 1:1 Böschungsneigung abgeschlossen wird (Schauberger, 1975).



ABB. 6: SCHAUBERGER-RAMPE (SCHAUBERGER, 1975)

Durch den konzentrierten Abfluss in Rampenmitte wird in den Randbereichen der Rampe der Aufstieg für Fische und Kleinstlebewesen erleichtert.

2.3.3 Klassische Riegelrampe

Während bei der Schauberger-Rampe noch von einem homogenen Deckwerk ausgegangen wird, existiert bei Riegelrampen kein einheitlicher Baukörper. Sie bestehen aus mehreren Riegeln, die konkav gekrümmt sein können und dazwischen liegenden Becken. Dadurch entstehen unterschiedliche Grundriss

Strömungsstrukturen und Fließzustände. Durch die Krümmung der Riegel kommt es zu einer Stabilisierung der Struktur, da die Gewölbewirkung die Kräfte in den Riegeln verteilt. Die exponierte Lage der einzelnen Riegelsteine führt zu einer größeren Belastung des Einzelsteins als bei Rampen mit homogenem Deckwerk. In den Becken wird entweder die natürliche Gewässerdynamik zugelassen, oder sie werden durch zusätzliches Auslegen mit etwas leichteren Steinen stabilisiert.

Der letzte Riegel der Rampe sollte wieder, z.B. durch einen Steinkegel, gestützt werden, welcher das Abgleiten bei Auskolkungen flussab der Rampe verhindert. Bei geringer Wasserführung findet der Abfluss im Hohlraumbereich des Deckwerkes statt, wodurch an der Oberfläche des Rampenbauwerkes keine nutzbare Wasserfläche zum Zwecke des Fischaufstieges verfügbar ist. Diese Bauweise eignet sich laut *LfU (2000)* für Rampenneigungen flacher als 1:15 und Höhendifferenzen bis ca. 1,50 m.



ABB. 7: RAMPE IN RIEGELBAUWEISE (LANG, 2004)

2.3.4 Aufgelöste Riegelrampe

Bei der aufgelösten Riegelrampe sind die Riegel nicht mehr konkav gekrümmt, sondern haben eine beliebige Linienführung, wodurch die unterschiedlichen Strömungsstrukturen geplant werden können, und die Rampe nicht mehr als künstliches Bauwerk wirkt. Es ist jedoch darauf zu achten, dass der Abfluss nicht gegen die Uferböschung gerichtet wird und dadurch eine unerwünschte Böschungserosion auftritt. Aufgrund der beliebigen Linienführung der Riegel und der sich dadurch ergebenden geringen Stützwirkung des Verbandes, werden zur Gewährleistung der Stabilität des Bauwerks größere Steingewichte als bei der klassischen Riegelrampe benötigt. Der Einsatzbereich dieser Bauweise ist in etwa dem der klassischen Riegelrampe gleichzusetzen.



ABB. 8: RAMPE IN AUFGELÖSTER RIEGELBAUWEISE (PRIBEK, 2004)

Die Kosten für die Errichtung einer Riegelrampe in aufgelöster Bauweise liegen im Allgemeinen höher als bei klassischen Riegelrampen, da sie flacher gebaut werden müssen und dadurch länger werden.

2.3.5 Muldenrampe

Als Muldenrampe bezeichnet man eine abgewandelte Form der geschütteten Rampe. Sie kommt vor allem bei kleineren Sohlenbauwerken zum Einsatz und gewährleistet den Fischaufstieg auch bei Niedrigwasser *(Daucher, 1999).* Die Anwendbarkeit liegt bei zu überwindenden Höhendifferenzen von ca. 1,0 m.



ABB. 9: PRINZIPSKIZZE EINER MULDENRAMPE (LFU, 2000)



ABB. 10: NACHRÜSTUNG EINER PEGELSCHWELLE DURCH EINE MULDENRAMPE (LFU, 2000)

2.3.6 Teilrampe

Dieser Rampentyp stellt eine Kompromisslösung zwischen einem Wehrbauwerk und einer rauen Rampe dar. Die Anordnung des Rampenbauwerks erfolgt nur über einen Teil des Querschnittes. Anwendung finden Teilrampen vor allem bei Sanierungen bestehender Wehrbauten (z.B. bei Streichwehren oder beweglichen Wehren), wobei der Nachteil darin besteht, dass nicht der gesamte Fließquerschnitt durchgängig gemacht wird. Es sollte in jedem Fall darauf geachtet werden, dass Wasser immer über die Rampe abgeführt wird und vorhandene Wehre nur bei höheren Abflüssen anspringen (*LfU, 2000*). Die folgenden Abbildungen zeigen Möglichkeiten des Einsatzes von Teilrampen.



ABB. 11: TEILRAMPE IM SPITZEN WINKEL ZWISCHEN UFER UND WEHR (LFU, 2000)



ABB. 12: INTEGRATION EINER TEILRAMPE BEI STEILEREN ABSTÜRZEN (LFU, 2000)

2.3.7 Aufgelöste Rampe

Die aufgelöste Rampe unterscheidet sich von der klassischen Rampe durch den gezielten Einbau von exponierten Steinen in Kombination mit einem abgestuften Steinmaterial im Deckwerk. Dadurch kann ein vielfältiges Strömungsmuster erreicht werden. Ungewünschte Ufererosionen können durch entsprechende Böschungssicherungen vermieden werden.



ABB. 13: VIELFÄLTIGES STRÖMUNGSMUSTER DURCH ABGESTUFTES STEINMATERIAL (LFU, 2004)

2.4 Stabilität

Bei einem Rampenbauwerk werden zum Schutz vor Erosion flexible, locker gelagerte Deckwerke auf die Gerinnesohle bzw. auf die Böschung aufgebracht. Die Einzelkörner der Deckschicht und des Unterbaus sind dabei gegeneinander verschiebbar und können auch einzeln aus dem Verband herausgelöst werden. Bei eventuellen Verformungen des Untergrundes ermöglicht die flexible an auftretende Setzungen. Deckwerksart eine Anpassung Prinzipiell unterscheidet man bei der flexiblen Bauweise zwischen Steinsatz und Steinschüttung. Diese Deckwerksarten haben bei hydraulischer Überbelastung ein unterschiedliches Verhalten (Hassinger, 1991). Während sich beim Steinsatz aufgrund der ungleichen Lagerstabilität die Steine nicht gleichzeitig lösen (Platzer, 1983), bewirkt die Überlastung bei der Steinschüttung den gleichzeitigen Abtransport mehrerer Steine (Linford und Saunders, 1967).



ABB. 14: FLEXIBLE DECKWERKSARTEN (HASSINGER, 1991)

2.4.1 Belastungsarten

Es sind grundlegend zwei Betrachtungsweisen zu unterscheiden. Aus makroskopischer Sicht sind die mechanischen Eigenschaften des Deckwerkes als konstruktive Einheit zu sehen. Betrachtet man hingegen nur den Einzelstein, ist die lokale Kraftwirkung auf diesen zu beachten. In Abhängigkeit von den jeweiligen Umständen kann daher die Stabilität des Deckwerks oder die Lagerstabilität der Einzelsteine für die Standsicherheit des Bauwerks maßgebend sein.

Nach *Hassinger (1991)* wird die Belastung durch die hangabwärts gerichteten Komponenten des Abflusses, durch das Wasser in den Hohlräumen und durch das Deckwerkseigengewichts hervorgerufen. Zur Übertragung der Schubspannungen dient das Korngerüst in der betrachteten Gleitfuge.

Am Einzelstein treten Kräfte infolge Eigengewicht, Auftrieb und der hydrodynamischen Belastung auf.

2.4.2 Angreifende Kräfte an einem Deckwerkselement

Grundsätzlich kann beim Strömungsangriff und beim Widerstand eines Deckwerkselements Gewässer mit geringer und steiler Sohlenneigung unterschieden werden.

2.4.2.1 Gewässer bei geringer Sohlenneigung

Ist das Deckwerkselement in stabiler Lage, so muss zwischen der Scherkraft F_T , die durch die Strömung ausgeübt wird und der Widerstandskraft R, die dem Strömungsangriff entgegenwirkt, ein Kräftegleichgewicht herrschen. Der Winkel ϕ stellt dabei den Kraftübertragungswinkel dar. Im Grenzzustand müssen daher beide horizontalen Kräfte gleich groß sein.



ABB. 15: ANGREIFENDE KRÄFTE AM DECKWERKSELEMENT BEI GERINGER SOHLENNEIGUNG: ANSATZ NACH SHIELDS (DITTRICH, 1991)

Die auftretenden Kräfte setzen sich folgendermaßen zusammen:

Gewichtskraft G:

Unter Berücksichtigung des Auftriebes ergibt sich die Gewichtskraft G mit

$$G = (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d_s^3$$
 2.3

- ρ_s... Dichte eines Elements [kg/m³]
- g... Erdbeschleunigung [m/s²]

ds... äquivalenter Kugeldurchmesser des Elements [m]

Der äquivalente Kugeldurchmesser ds wird dabei definiert als

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot V_s}{\pi}}$$

V_s... Volumen des Elements [m³]

Da das Volumen eines Elements nicht einfach zu bestimmen ist, kann man d_s auch über die Masse des Einzelsteins anschreiben. Der Durchmesser wird daher als

$$m_{s} = \rho_{s} \cdot V_{s}$$

$$d_{s} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot m_{s}}{\rho_{s} \cdot \pi}}$$
2.5
2.6

angeschrieben.

m_s... Masse des Elements [kg]



ABB. 16: DEFINITION DES ÄQUIVALENTEN KUGELDURCHMESSERS ENTSPRECHEND GLEICHUNG 2.6 (LANG, 2004)

<u>Scherkraft F_T:</u>

In Abhängigkeit von der sohlennahen Fließgeschwindigkeit v, dem Formwiderstand und der Form des Elements kann folgender Ansatz für die Scherkraft gemacht werden:

$$F_T = \frac{1}{2} \cdot c_D \cdot A^* \cdot \rho_w \cdot v^2$$
 2.7

- F_T... Scherkraft [N]
- c_D... Formwiderstandsbeiwert, ca. 0,5
- A*... senkrecht angeströmte Fläche des Elements $\leq \pi^* ds^2/4$ [m²]
- ds... äquivalenter Kugeldurchmesser des Elements [m]
- $\rho_{w...}$ Dichte von Wasser [kg/m³]
- v... sohlnahe Fließgeschwindigkeit [m/s]

Betrachtet man den angeströmten Körper als Kugel, berechnet sich seine angeströmte Fläche unter Zuhilfenahme des äquivalenten Kugeldurchmessers d_s als:

$$A^* = \frac{\pi}{4} \cdot c_{AD} \cdot d_s^2$$
 2.8

Hassinger (1991) verwendet für den Koeffizienten c_{AD}, der den Anteil der angeströmten Fläche des idealisierten Steines darstellt, den Wert 0,33.

Der Widerstandsbeiwert c_D ist von der Form des Körpers und der Reynoldszahl abhängig. *Bezzola (2002)* verwendet zu dessen Bestimmung folgendes Diagramm:



ABB. 17: WIDERSTANDSBEIWERTE CD FÜR ZYLINDRISCHE KÖRPER UND FÜR KUGELN (BEZZOLA, 2002)

Man erkennt deutlich, dass bei scharfkantigen Körpern der Widerstandsbeiwert bei großen Reynoldszahlen weniger abrupten Änderungen unterworfen ist, als bei Körpern mit gewölbter Oberfläche. Nach *Bezzola (2002)* ist das auf die eindeutig definierten Abrisskanten bei scharfkantigen Körpern zurückzuführen.

Widerstandskraft R:

Die Widerstandskraft R, die gegen die Strömung wirkt, ist proportional zum der Auftriebskraft Eigengewicht abzüglich des Elements. Als Proportionalitätsfaktor gibt Dittrich (1991) den Tangens des Kraftübertragungswinkels φ an.

$$R = \tan(\varphi) \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot V$$
 2.9

- R... Widerstandskraft [N]
- φ... Kraftübertragungswinkel [rad]
- ρ_s ... Dichte Elements [kg/m³]
- ρ_w... Dichte von Wasser [kg/m³]
- g... Erdbeschleunigung [m/s²]
- V... Volumen des Elements [m³]

Aus Versuchen ist bekannt, dass besonders bei Setzsteinrampen die Deckwerke nahezu selbsttragend sind und die Kräfte daher gut in den Untergrund abgeleitet werden. Der innere Reibungswinkel beinhaltet indirekt die Verbundwirkung der einzelnen Elemente zueinander.

Liftkraft FL:

Die Liftkraft wirkt entgegen der Gewichtskraft und beeinflusst wesentlich die dynamische Wechselwirkung der zahlreichen Faktoren, aus denen sich die Scherkraft und die Widerstandskraft ableiten lassen. Im klassischen Ansatz nach *Shields* ist die Liftkraft jedoch nicht enthalten. *Dittrich et. al. (1991)* formulierte grundsätzlich zwei unterschiedliche physikalische Ansätze:

Die erste Formulierung lässt die Liftkraft aufgrund der Druckunterschiede auf der Ober- und Unterseite des Elements bzw. der Nachlaufzone entstehen. Dadurch entstehen unterschiedliche Geschwindigkeiten an der Sohle und über dem Stein und es entsteht ein dynamischer Auftrieb, der von der Sohle weggerichtet ist.

Der zweite Ansatz geht von der Annahme eines Zusammenhanges der Liftkraft mit strömungsbedingten Turbulenzen aus. Es werden dabei durch Burst-Zyklen von Hufeisenwirbeln turbulente Druckschwankungen ausgelöst (siehe Abb. 19).



ABB. 18: DIE LIFTKRAFT ALS ÜBERLAGERUNG VON HYDRODYNAMISCHEN DRUCKKRÄFTEN UND TURBULENZKRÄFTEN (LFU, 2000)

Sohlennahe Flüssigkeit wird vom Deckwerkselement weggeschleudert und gleichzeitig wird Flüssigkeit aus sohlenfernen Bereichen mit hoher Geschwindigkeit in Richtung Deckwerkselement gepumpt. Aufgrund dieser Druckschwankungen entstehen Liftkräfte, die in etwa die Größe der zweieinhalbfachen Scherkraft haben (*Dittrich, 1991*).

$$F_{L,m} \approx \pm 2.5 \cdot F_T$$

F_{L,m}... mittlere Liftkraft [N]

F_T... Scherkraft [N]

Für Bruchteile von Sekunden können laut (*Dittrich, 1991*) maximale Kräfte ausgelöst werden, welche ein Vielfaches davon betragen.

$$F_{L,\max} \approx \pm 18 \cdot F_T$$
 2.11

20

2.10



ABB. 19: BURST-ZYKLUS MIT HUFEISENWIRBEL UND ZERFALL (DITTRICH, 1991)

2.4.2.2 Gewässer mit steiler Sohlenneigung

In Analogie zum vorhergehenden Kapitel erfolgt auch hier die Kräfteermittlung nach dem Ansatz von Shields, wobei die sohlabwärtsgerichtete Komponente der Gewichtskraft an Bedeutung gewinnt. Bei kleinen Gefällen α kann sie vernachlässigt werden.



ABB. 20: KRÄFTE AN EINEM STEIL GEBETTETEN SOHLENELEMENT (DITTRICH ET AL., 1991)

Im Grenzfall der Stabilität (Bewegungsbeginn) ergibt sich

$$G_p + F_T = R$$

- G_P... Gewichtskraftanteil in Fließrichtung [N]
- F_T... Scherkraft [N]
- R... Widerstandskraft [N]

Für die Ermittlung der Kraft F_L fehlt noch die genaue analytische Kenntnis. Sie wird daher der Gewichtskomponente G_N zugeordnet.

Für die Kraft G_p kann unter Berücksichtigung des Auftriebes folgender Ansatz gemacht werden:

$$G_P = G \cdot \sin a = \left[(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot \frac{d_s^3 \pi}{6} \right] \cdot \sin a$$
 2.13

- G_P... Gewichtskraftanteil in Fließrichtung [N]
- ρ_s ... Dichte des Elements [kg/m³]
- ρ_w... Dichte von Wasser [kg/m³]
- g... Erdbeschleunigung [m/s²]
- d_s... äquivalenter Kugeldurchmesser des Elements [m]
- α... Sohlenneigung [rad]

2.4.3 Versagensmechanismen

Nach *Whittaker und Jäggi (1986)* unterscheidet man drei Mechanismen, die zur Zerstörung einer Steinrampe führen können. Grundsätzlich gelten diese Versagensarten für Schüttsteinrampen, können aber auch auf andere Bauweisen übertragen werden.

2.4.3.1 Erosion der Blöcke aus der Rampe durch die Strömung

Der Versagensablauf bei Schüttsteinrampen wird in der Literatur u.a. bei *Linford/Saunders (1967), Platzer (1983) oder Hassinger (1991)* folgendermaßen beschrieben:

Instabile Steine streben durch Umlagerungsprozesse eine stabilere Lage an. Dieser Vorgang beginnt schon bei relativ kleinen Abflüssen und wiederholt sich auf höheren Stabilitätsebenen auch für größere Abflüsse. Durch die Umlagerungen entsteht aus der ursprünglich ebenen Deckwerksoberfläche eine

2.12

abgetreppte. Bis zu einer gewissen Belastung bleibt das Deckwerk in dieser Lage stabil. Wird die Grenzbelastung überschritten, bilden sich fortschreitende Erosionsrinnen und es kommt zur Ausräumung und dadurch zum Bruch des Deckwerks. Durch das Nachrutschen von Steinen können die entstandenen Löcher teilweise wieder verschlossen werden.

Whittaker und Jäggi (1986) machten auch ähnliche Beobachtungen bei Setzsteinrampen. Wenn ein oder mehrere Steine aus dem Rampengefüge herausgerissen werden, tritt Versagen ein. Durch die entstandene Lücke sind einige Steine einer größeren Strömungsbelastung ausgesetzt und es kommt zum schlagartigen Herausreißen der verbleibenden Deckwerkssteine, deren Verbundwirkung nicht mehr voll wirksam ist.



ABB. 21: EROSION DER BLÖCKE (LANG, 2004)

2.4.3.2 Erosion der Sohlmaterials zwischen den Steinen (Positionsveränderung der Steine)

Werden im Rampendeckwerk so viele Steine eingebaut, sodass das Sohlmaterial keinem direkten Angriff durch die Strömung ausgesetzt ist, besteht eine große Sicherheit gegen Erosion. Aus ungeschützten Zonen zwischen den Deckwerkssteinen kann Unterbaumaterial herausgerissen werden, wodurch Vertiefungen entstehen. Aus dem Deckwerk sinken einzelne Steine nach und das Gefüge wird aufgelockert und andere Steine stärker exponiert. Weiters kann die Instabilität eine Reduktion des Rampengefälles zur Folge haben und damit durch ein Absinken des Oberwasserspiegels die hydraulische Wirksamkeit der Rampe herabsetzen.



ABB. 22: EROSION DES SOHLMATERIALS ZWISCHEN DEN STEINEN (WHITTAKER UND JÄGGI, 1986)

2.4.3.3 Übermäßige Kolkbildung am Rampenfuß und Nachrutschen der Steine in die Kolkwanne

Dieser Zerstörungsmechanismus ist für *Whittaker und Jäggi (1986)* der gefährlichste. Durch die übermäßige Kolkbildung am Rampenfuß sinkt der Unterwasserspiegel, was einen Anstieg des Energieliniengefälles zur Folge hat. Die Belastung auf den Rampenkörper nimmt zu, wodurch Steine zunächst im unteren Bereich aus dem Gefüge herausgerissen werden. In weiterer Folge gleiten weitere Steine aus dem Deckwerk nach und es kommt zur vollständigen Zerstörung der Rampe.



ABB. 23: ZERSTÖRUNG DURCH ÜBERMÄßIGEN KOLK (LANG, 2004)

2.4.3.4 Weitere Versagensmechanismen

Hassinger (1991) gibt noch eine zusätzliche Versagensart für gestützte Rampen an: Gibt die Stützkonstruktion am Rampenfuß nach, kommt es zu einer Auflockerung des Deckwerks. Einzelne Steine rutschen nach und es treten Stauchspannungen auf, die größer sind als der Widerstand aus der Deckwerkspackung. Es kommt zu einem Stabilitätsverlust, der durch eine konvexe Aufwölbung am Rampenfuß gekennzeichnet ist.



ABB. 24: MÖGLICHER VERSAGENSMECHANISMUS EINER GESTÜTZTEN RAMPE

2.4.4 Existierende Bemessungsansätze

Zur Bemessung des Rampendeckwerks gibt es für verschiedene Anwendungsbereiche von mehreren Autoren Bemessungsgleichungen. Eine Zusammenstellung der aktuellen Bemessungsansätze ist in der Abbildung 25 dargestellt. In weiterer Folge werden die wichtigsten Gleichungen näher erläutert.

Autoren	Bemessungsgleichung	Anwendungs- bereich
Isbash (1936)	$v_{er} = 1.2 \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot (\rho_s - \rho_w)}{\rho_w}} \cdot \sqrt{d_s}$	(überflutete Steinschütt- dämme)
Linford / Saun	ders (1967) $q_{cr} = 7.97 \cdot \left(\frac{1.2}{p_e} \cdot \frac{0.263 \cdot \tan \phi}{p_{ct}} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)^{5/3} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I^{-7/6}$	1:12,5 + 1:5 (überströmbare Dämme)
Olivier (1967)	$q_{er} = 0.235 \cdot \left(\frac{1.2}{P_{e}} \cdot \frac{\rho_{s} - \rho_{w}}{\rho_{w}}\right)^{5/3} \cdot \sqrt{d_{s}^{3}} \cdot I^{-7/6}$	1:12,5 + 1:5 (überströmbare Dämme)
Hartung / Sche	uerlein (1970) $q_{cr} = 5 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g}{\sigma} \cdot \frac{\rho_{s} - \rho_{w}}{\rho_{w}}} \cdot (\sigma - 1 + 1.3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{d_{s}^{3}} \cdot \sqrt{\cos \alpha}$	1:20 + 1:1,5 (Raugerinne)
Knauss (1979) (1981)	$q_{cr} = \left(1, 2 + \frac{0.064}{I}\right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$ $q_{cr} = \left(1, 438 + \frac{0.08}{I}\right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$	1:15 + 1:8 (Setzsteinrampen)
Whittaker/ Jäg	gi (1986) $q_{cr} = 0.257 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_{cr}}} \cdot \sqrt{g \cdot D_{cs}^3} \cdot I^{-1.167}$	1:20 + 1:4 (Schütt- und Setzsteinrampen)
Bathurst (1987	$q_{\alpha} = 0.15 \cdot \sqrt{g \cdot d_{en}^3} \cdot \Gamma^{-1,12}$	> 1:50
Abt / Johnson ((1991) $q_{cr} = \frac{1}{1,35} \cdot 3,416 \cdot d_{s}^{1,768} \cdot \Gamma^{-0,768}$	1:100 + 1:5 (überströmbare Dämme)
Hassinger (199 $\frac{v_{\alpha}}{\sqrt{\frac{\rho_{s} - \rho_{w}}{\rho_{w}} \cdot g \cdot d}}$	$I_{g} = \frac{2,44}{1+0,04 \cdot \sqrt{\frac{(\rho_{g} - \rho_{w}) \cdot 8 \cdot g}{\rho_{g} \cdot d_{s} \cdot \pi} \cdot \frac{2,07 \cdot h}{0,37 \cdot v_{w}}}} \sqrt{\frac{\tan\beta - \rho_{g}/(\rho_{g} - \rho_{w}) \cdot I_{g}}{1+0,75/\cos\beta + 0,60 \cdot \tan\beta}}$	1:14 + 1:8 (Setzsteinrampen)
Aberle (2000)	$q_{er} = 0.079 \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3} \cdot I^{-1.11}$	Strukturierte Gebirgsbäche, Step-Pool-System
Platzer (2000) Steinsatz: Steinwurf:	$q_{cr} = \left[\left(1,40 + 0,67 \cdot (f-1)^{0,70} \right) \cdot \frac{1}{I_s} - (5,0+3,4 \cdot f^{0,70}) \right] \cdot \sqrt{g \cdot \left(\frac{d_s}{3}\right)^3}$ $q_{cr} = (1,84 \cdot \frac{1}{I_s} - 9,2) \cdot \sqrt{g \cdot \left(\frac{d_s}{3}\right)^3}$	(muldenförmige Setzsteinrampen, Schüttstein- rampen)
Dornack (2001)	$q_{\rm er} = \left(0.649 \cdot I_{\rm g}^{-0.6} + 1.082 \cdot I_{\rm g}^{0.4}\right)^{5/4} \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_{\rm g}}{\rho_{\rm w}} - 1\right) \cdot (1 + I^2)^{-1/2}} \cdot \sqrt{g \cdot d_{\rm g}^3}$	1:10 + 1:1,5 (überströmbare Dämme)
Palt (2001)	$q_{cr} = 0.093 \cdot \sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot d_{65}^3} \cdot I^{-1.25}$	strukturierte Gebirgsbäche, Step-Pool-System
Vogel (2003)	$q_{cr} = \left(0,05 \cdot I^{-1,463} - 51,4 \cdot (1 - \Psi) \cdot e^{-48 \cdot 1}\right) \cdot 0,774 \cdot \sqrt{g \cdot \frac{\rho_S - \rho_W}{\rho_W} \cdot d_S^3}$	1:30 - 1:10
Symbole ds[m] äquivaler f [] Formparan g [m/s ²] Erdbess I [] Neigung pes pet [] Packu qer[m ² /sm] kritt ver[m/s] krittisc	$ \begin{array}{llllllllllllllllllllllllllllllllllll$	l Deckwerks eins Vassers er eibungswinkel

ABB. 25: ZUSAMMENSTELLUNG DER BEMESSUNGSANSÄTZE (VOGEL, 2003)

- Linford / Saunders (1967) und Oliver (1967)

Bei den Laborversuchen von *Linford/Saunders (1967)* wurden sowohl lockere Steinschüttungen als auch gesetzte Steinpackungen als Deckwerke untersucht. Der Packungsfaktor p_c berücksichtigt den Unterschied in der Bauweise und ergibt sich aus der Anzahl der Steine pro Einheitsfläche.

$$q_{cr} = 7,97 \cdot \left(\frac{1,2}{p_c} \cdot \frac{0,263 \cdot \tan \varphi'}{p_{cl}} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)^{5/3} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I^{-7/6}$$
 2.14

p_c... Packungsdichte = $\frac{1}{d_s^2 \cdot N}$

1,2 für geschüttete Böschungen 0,8 für gesetzte Böschungen

- N... Anzahl der Steine pro Einheitsfläche
- pcl... Packungsfaktor

$$p_{cl} = p_{cv}^{2/3}$$
 mit $p_{cv} = \frac{6}{\pi \cdot d_s^3 \cdot N_c}$ als Packungsdichte für eine

Volumeneinheit

Nc... Anzahl der Steine pro Volumeneinheit

 $\varphi' \dots$ Neigungswinkel der Steine

Aus den Ergebnissen der Untersuchungen an lockeren Steinschüttungen formulierte *Olivier (1967)* ein Stabilitätskriterium für den Gleichgewichtszustand:

$$q_{cr} = C^* \cdot \left(\frac{1,2}{p_c} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}\right)^{5/3} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I^{-7/6}$$
 2.15

mit C*= 0,235 für Granitbruchstein

Das Verfahren charakterisiert den Bewegungsbeginn einzelner Steine und ist daher nur auf Rampen in geschütteter Bauweise anzuwenden. Bei der gesetzten Bauweise liegen die Werte sehr weit auf der sicheren Seite.

- Isbash (1936), Scheuerlein (1968) und Hartung/Scheuerlein (1970)

Die Modellversuche von Scheuerlein (1968) beschäftigten sich mit Abflussvorgängen in steilen Raugerinnen. Er formulierte aus seinen Ergebnissen eine Widerstandsfunktion anhand eines Luftgehaltsparameters σ , der aus der Abhängigkeit von Gerinneneigung und relativer Rauheit abgeleitet wurde. Dieser ist definiert durch das Verhältnis der spezifischen Gewichte von Luft-Wasser-Gemisch zu reinem Wasser. Folgende Funktion gilt für Raugerinne, in denen sich schießender Normalabfluss einstellt. Das Gefälle liegt zwischen 1:20 und 1:5.

$$\frac{1}{\lambda} = -3.2 \cdot \log \left(\sigma \cdot (1.7 + 8.1 \cdot \Phi \cdot \sin \alpha) \cdot \frac{g_m}{4h_m} \right)$$
 2.16

- λ... Widerstandsbeiwert
- σ ... Luftgehaltsparameter $\sigma = \frac{\gamma_{Wasser-Luft}}{\gamma_{Wasser}}$,

$$\sigma = 1 - 1.3 \cdot \sin \alpha + 0.08 \cdot \frac{h_m}{g_m}$$
 2.17

- a... Sohlenneigungswinkel
- v_{m...} mittlere Rauheitshöhe ≈d_s/3
- h_{m...} mittlere Fließtiefe

$$\Phi... \quad \mathsf{Packungsfaktor} \quad \Phi = \frac{H\ddot{o}he \ eines \ Rauheitselementes}{Distan z \ zwischen \ zwei \ Rauheitselementen}$$

I... Rampenneigung [-]

Hartung / Scheuerlein (1970) erweiterten den Ansatz von *Isbash (1936)* und entwickelten folgendes Fließgesetz. Darin enthalten ist der Gleichgewichtszustand am Einzelstein.

$$q_{cr} = 5 \cdot \sqrt{\frac{2g}{\sigma} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot (\sigma - 1 + 1.3 \cdot \sin \alpha) \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot \sqrt{\cos \alpha}$$
 2.18

Für Neigungen unter 20% kann der Luftgehaltsparameter σ gleich 1 gesetzt werden, da die Luftbeimischung bei den Versuchen erst bei steileren Gefällen
eintrat. Eine weitere Näherung für flache Gefälle mit $\sin \alpha \sim \tan \alpha = I$ und $\cos \alpha \sim 1$ bringt die vereinfachte Gleichung:

$$q_{cr} = 6.5 \cdot \sqrt{2g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I$$
2.19

- Knauss (1979 / 1981)

Aufbauend auf den Ergebnissen von *Hartung und Scheuerlein* entwickelte *Knauss* (1979) ein häufig verwendetes Verfahren zur Bemessung von Blocksteinrampen. Seine Formel basiert auf der Betrachtung der Rampe als Raugerinne auf der sich Normalabfluss einstellt. In der Bemessungsgleichung ist bereits eine Sicherheit von 10 % enthalten. In der Praxis führt diese Gleichung häufig zu einer Überdimensionierung der Bauwerke. *Knauss* gibt für Rampen in gesetzter Bauweise eine generelle Höchstgrenze für den spezifischen Abfluss von 9 m³/sm an.

$$q_{cr} = \left(1, 2 + \frac{0,064}{I}\right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$$
 2.20

Eine leicht abgeänderte Form seiner Gleichung nach Knauss (1981) ist:

$$q_{cr} = c^{*2} \cdot \left(1, 1 + \frac{0,09}{I} + \left(0,675 - \frac{0,02}{I} \right) \cdot \Phi \right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$$
 2.21

I... Rampenneigung [-]

d_s... äquivalenter Steindurchmesser [m]

Wieder enthalten ist ein Packungsfaktor Φ , für den mit 0,5 ein realistischer Wert eingesetzt werden kann. Der Parameter c* ist ein Faktor für die Standsicherheit, definiert über das Verhältnis von maximal zulässiger und der kritischen mittleren Geschwindigkeit für die Stabilität des Einzelsteins. *Knauss* empfiehlt einen Wert c* von 0,9 (Sicherheit von 10%).

Die Gleichung nach *Knauss (1981)* lässt sich durch Einsetzen des Packungsfaktors Φ = 0,5 folgendermaßen vereinfachen:

$$q_{cr} = c^{*2} \cdot \left(1,438 + \frac{0,08}{I}\right) \cdot \sqrt{g \cdot d_s^3}$$
 2.22

– Whittaker / Jäggi (1986)

Basierend auf umfangreichen Modelluntersuchungen an Rampen in geschütteter und gesetzter Bauweise entwickelten die Autoren ein Bemessungskriterium. Folgende Formel gibt die untere Grenze an, bei der die Rampen durch direkte Erosion bei Normalabfluss zerstört wurden.

$$q_{cr} = 0,257 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{g \cdot D_{65}^3} \cdot I^{-1,167}$$
2.23

Es wird zur Bemessung für die Praxis ein Sicherheitszuschlag von 10–20 % empfohlen. Da sich die Versuche der Autoren auf Rampenneigungen von 1:20 bis 1:4 beschränken, liegt auch der Anwendungsbereich der Gleichung bei diesen Neigungsverhältnissen. Zusätzlich geben die Autoren noch folgende Gleichung gegen das Einsinken der Blöcke an:

$$q_{cr} = 14.9 \cdot \frac{\beta^{2,35}}{I^{1,9} \cdot D^{0,85}} \cdot \left(\frac{d_{65}}{D}\right)^2$$
 2.24

β... Belegungsdichte [t/m²]

D... äquivalenter Kugeldurchmesser der Rampensteine [m]

d₆₅... Korngröße des Untergrundes bei 65 Massenprozent Siebdurchgang [m]

I... Rampenneigung [-]

Wird auf der Rampe der Normalabfluss nicht erreicht, so sinkt die auf das Deckwerk wirkende Belastung.

- Bathurst (1987)

Für steile Gerinne hat *Bathurst (1987)* ein Kriterium für die Deckwerksstabilität entwickelt. Er verwendete für seine Untersuchungen Labor-, sowie Felddaten von verschiedenen Autoren und berücksichtigt in seiner Gleichung die morphologischen Strukturen eines Flussbettes. Anwendungsbereich für dieses Kriterium liegt bei Neigungen von mehr als 2 %.

$$q_{cr} = 0.15 \cdot \sqrt{g \cdot d_{50}^{3}} \cdot I^{-1.12}$$

- Hassinger (1991)

Hassinger (1991) führte Untersuchungen an einem Vollmodell einer gekrümmten flachen Setzsteinrampe im Maßstab 1:25 und an einem Schnittmodell im Maßstab 1:12,5 durch. Seine Gleichung beinhaltet die dynamische Analyse zur Stabilität des Blocksteinsatzes unter Berücksichtigung der Turbulenz der Strömung.

$$\frac{v_e}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot g \cdot d_s}} = \frac{2,44}{1 + 0,04 \cdot \Theta'} \cdot \sqrt{\frac{\tan \beta - \rho_s / (\rho_s - \rho_w) \cdot \tan \alpha}{1 + 0,75 / \cos \beta + 0,60 \cdot \tan \beta}}$$
2.26

- ve... effektive Anströmgeschwindigkeit
- ds... äquivalenter Kugeldurchmesser
- Θ´... Parameter der turbulenten Steinbeanspruchung
- a... Längsneigungswinkel des Deckwerks
- β... Abstützwinkel des Deckwerks
- ρ_s ... Steindichte
- ρ_w... Fluiddichte (Wasser)
- I_s... Neigung der Rampe

Für den Abstützwinkel β gilt der Bereich 35 -50° bei Steinschüttungen und 70° bei Steinsatz.

Der Parameter Θ' der turbulenten Steinbeanspruchung errechnet sich aus:

$$\Theta' = \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w) \cdot g}{\rho_s \cdot d_s \cdot \varphi_{zul}}} \cdot \frac{\Theta}{f_{\Theta}}$$

 φ_{zul} ... zulässiger Bewegungswinkel des Blocksteinsatzes bis zur Erosion = $\frac{\pi}{2}$

 f_{Θ} ... mittlere Frequenz der turbulenten Steinbelastung $f_{\Theta} = 0.37 \cdot \frac{v_e}{h}$

O... Parameter der turbulenten Steinbeanspruchung

Durch Einsetzen aller Parameter ergibt sich folgende Gleichung:

2.27

$$\frac{v_e}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot g \cdot d_s}} = \frac{2,44}{1 + 0,04 \cdot \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w) \cdot 8 \cdot g}{\rho_s \cdot d_s \cdot \pi}} \cdot \frac{2,07 \cdot h}{0,37 \cdot v_e}} \cdot \sqrt{\frac{\tan \beta - \rho_s / (\rho_s - \rho_w) \cdot I_s}{1 + 0,75 / \cos \beta + 0,60 \cdot \tan \beta}}$$

Der Anwendungsbereich der Gleichung nach *Hassinger (1991)* liegt bei Rampenneigungen von 1:14 bis 1:8.

- Aberle (2000)

Aberle (2000) führte Untersuchungen der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen bei Klarwasserabfluss durch. Er entwickelte einen empirischen Potenzansatz zur Bestimmung der Fließgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Abfluss. In weiterer Folge stellt der Autor eine Verknüpfung vom Fließwiderstand einer stabilen Sohle zum Bewegungsbeginn infolge des Strömungsangriffs dar und leitet daraus ein Stabilitätskriterium ab. Berücksichtigt wird dabei auch die Rauheitsstruktur.

$$q_{cr} = 0,079 \cdot \sqrt{g \cdot d_{m,D}^{3}} \cdot \sin \alpha^{-1,11}$$
 2.28

d_{m,D...} maßgebender Korndurchmesser der Deckschicht [m]

α... Sohlneigungswinkel [°]

Durch Substituieren des Korndurchmessers durch die Standardabweichung der Rauheitserhebungen erhält man eine bessere Beschreibung der Rauheitsstruktur bei steilen Gewässern:

$$q_{cr} = 0,20 \cdot \sqrt{g \cdot s^3} \cdot \sin \alpha^{-1,30}$$
 2.29

s... Standardabweichung der Rauheitserhebungen

- Platzer (2000)

Platzers (2000) Untersuchungen an der Bundesanstalt für Wasserbau und hydrometrische Prüfung wurden an muldenförmigen Rampen in Schütt- und

Setzsteinbauweise durchgeführt. Als zulässige Belastung führt er die zulässige Froude-Zahl des spezifischen Abflusses zul. Fr_{ko} in Abhängigkeit von einem Steinformparameter f und der Rampenneigung $n = \frac{1}{I_s}$ ein.

Für Setzsteinrampen gilt:

$$zul Fr_{ko} = (1,40+0,67\cdot(f-1)^{0,7}) \cdot n - (5,0+3,4\cdot f^{0,7})$$
2.30

und damit

$$q_{cr} = \left[\left(1,40 + 0,67 \cdot (f-1)^{0,7} \right) \cdot n - (5,0+3,4 \cdot f^{0,7}) \right] \cdot \sqrt{g \cdot \left(\frac{d_s}{3}\right)^3}$$
 2.31

Für Schüttsteinrampen gilt:

$$zul Fr_{ko} = 1,84 \cdot n - 9,2$$
 2.32

und damit

$$q_{cr} = (1,84 \cdot n - 9,2) \cdot \sqrt{g \cdot \left(\frac{d_s}{3}\right)^3}$$
2.33

f... als Formparameter der Blocksteine wird $f \ge 1,5$ empfohlen

 $f = \frac{l_m}{b_m}$ I_m... mittlere Länge der Steine

 $b_m \dots \ \ mittlere \ Breite \ der \ Steine$

n... Rampenneigung $n = \frac{1}{I_s}$

Platzer (2000) führte auch umfangreiche Untersuchungen zur Dimensionierung der Nachbettstrecke durch.

- Dornack (2001)

Durch Modelluntersuchungen an überströmbaren Dämmen im Neigungsbereich von 1:1,5 bis 1:10 entwickelte *Dornack (2001)* folgende Bemessungsgleichung:

2.34

$$q_{cr} = \left(\frac{4}{3} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot \cos \alpha \cdot \left(3,6856 + 0,9876 \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot (3,8637 \cdot f_1 \cdot f_3 - 1)\right)\right)^{5/4} \cdot \frac{g^{5/4} \cdot d_s^{3/2}}{A_d^{3/2} \cdot \sin \alpha^{3/4}}$$

- a... Sohlneigungswinkel
- ρ_s ... Steindichte
- ρ_w... Fluiddichte (Wasser)
- $A_d = f(k/h) = 21,4 \text{ m}^{1/2}/\text{s...}$ (Beiwert im Reibungsansatz von Strickler)
- f₁, f₃ Beiwerte zur Bestimmung der Reibungskraft.

Durch Einsetzen der steinbezogenen Froude-Zahl Frs ergibt sich:

$$Fr_{s,cr} = \left(0,649 \cdot \tan \alpha^{-0.6} + 1,082 \cdot \tan \alpha^{0.4}\right)^{5/4} \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right) \cdot \cos \alpha}$$
 2.35

Die Bemessung des Deckwerks erfolgt nach *Kobus (1987)* mit einem Sicherheitszuschlag von 2,0 auf das Bemessungshochwasser, sowie der Berücksichtigung eines Steinbeiwertes $n_s = 1,6$ nach *LfU (1997)* zur Berechnung des nominalen Steindurchmessers. Daraus ergibt sich:

$$q_{cr} = \left(0,649 \cdot I_{s}^{-0.6} + 1,082 \cdot I_{s}^{0.4}\right)^{5/4} \cdot \sqrt{\left(\frac{\rho_{s}}{\rho_{w}} - 1\right) \cdot g \cdot d_{s}^{-3}}$$
2.36

- Palt (2001)

Unter Anlehnung an die Funktion des spezifischen Abflusses q_c^* von *Bathurst* (1987) entwickelte *Palt* (2001) seine Bemessungsgleichung. Sie beschreibt den

Bewegungsbeginn von Deckschichtmaterial unter Berücksichtigung der Wirkung von Step-Pool-Systemen.

$$q_{c^*} = \frac{q_{cr}}{\sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \sqrt{d_c^3}}$$
 2.37

$$q_{cr} = 0,093 \cdot \sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{d_{65}^{3}} \cdot I^{-1,25}$$
2.38

dc... charakteristische Korndurchmesser

- Vogel (2003)

Vogel (2003) führte Untersuchungen an rauen aufgelösten Rampen durch. Die Autorin gibt folgende Gleichung für den kritischen Abfluss unter Berücksichtigung der Belegzahl ψ an:

$$q_{cr} = \left(0,05 \cdot I^{-1,463} - 51,4 \cdot (1 - \Psi) \cdot e^{-48 \cdot I}\right) \cdot 0,774 \cdot \sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} d_s^3}$$
 2.39

 ψ ... Belegungszahl, definiert durch das Verhältnis der versteinten Fläche zur Gesamtfläche der Rampe

ds... äquivalenter Steindurchmesser

I... Sohlgefälle

Es wurden Rampen im Neigungsbereich von 1:30 bis 1:10 untersucht.

2.5 Hydraulik

2.5.1 Abflusszustände und Energieumwandlung bei Blocksteinrampen

Eine Sohlenstufe kann, abhängig von der Stufenhöhe, sowohl einen Teil des Ober-, als auch Unterwassers beeinflussen. Der Bereich des Einflusses hängt von den Abflussverhältnissen ab. Je nach Längsgefälle und Durchfluss können sich auf einer rauen Rampe unterschiedliche Fließzustände einstellen. Entlang eines Gerinnes ist die Variation des ungleichförmigen Abflusses definiert durch:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d(z+h+\frac{v^2}{2g})}{dx} = -I_e$$
 2.40

berücksichtigt man

$$\frac{d(h + \frac{v^2}{2g})}{dx} = \frac{dh}{dx} \left[1 + \frac{d}{dh} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \right] = -\frac{dz}{dx} - I_e = I_s - I_e$$
2.41

und

$$\frac{dH}{dh} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} = 1 - Fr^2$$
 2.42

ergibt sich die generelle Differentialgleichung für die Wasserspiegellage in einem allgemeinen Gerinne:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I_s - I_e}{1 - Fr^2}$$
 2.43

- H... Energiehöhe über einem bestimmten Referenzniveau
- x... horizontale Distanz entlang des Gerinnes
- z... Höhe der Sohle über Referenzniveau
- h... Abflusstiefe
- v... Fließgeschwindigkeit
- Ie... Energieliniengefälle in einem bestimmten Abflussprofil
- Is... Sohlengefälle
- H_E... spezifische Energie
- Fr... Froude-Zahl
- A... Fläche
- B... Gerinnebreite

Durch Querschnitts-, oder Rauheitsänderungen variieren die Strömungsverhältnisse in Fließrichtung, sodass sich Wasserspiegelkurven

(Stau-, oder Senkkurven) entwickeln (*Henderson, 1966*). Wasserspiegel und Energielinie sind nicht mehr parallel zur Sohle.



ABB. 26: ENERGIEBETRACHTUNG IN UNGLEICHFÖRMIGER GERINNESTRÖMUNG (Z.B. TSCHERNUTTER, 2005)

Eine Zusammenstellung der verschiedenen Abflussbilder bei steigendem Abfluss auf einer rauen Rampe liefert *Gebler (1991):*

Im Fall a kommt es bei geringem Abfluss und ausreichender Rampenlänge zum Abflussbild einer nicht eingestauten Rampe. Die drei Abflusszonen Beschleunigungsstrecke, schießender Normalabfluss und Verzögerung sind deutlich ausgeprägt.



ABB. 27: FALL A: RAUE RAMPE MIT GERINGEM ABFLUSS (GEBLER, 1991)

Bei erhöhtem Unterwasserstand kann keine Normalabflussstrecke entstehen (Fall b). Es gibt daher einen direkten Übergang vom beschleunigten Abfluss in den verzögerten.



ABB. 28: FALL B: RAUE RAMPE BEI ERHÖHTEM EINSTAU VOM UNTERWASSER (GEBLER, 1991)

Durch weitere Steigerung des Abflusses und Erhöhung des Unterwasserspiegels löst sich der Schussstrahl von der Sohle ab (Fall c), was zu einem gewellten Abfluss im Unterwasser führt. Ein Großteil der Energieumwandlung findet nun im Unterwasser statt.



ABB. 29: FALL C: RAUE RAMPE BEI WEITERER ABFLUSSSTEIGERUNG (GEBLER, 1991)

Im Fall d ist die Rampe vollständig überströmt und es tritt kein Fließwechsel mehr auf. Die Energieumwandlung ist marginal. Bei hinreichend großem Einstaugrad sind die Abflussbedingungen des Ober- und Unterwassers nicht mehr voneinander unabhängig. Des Weiteren nimmt die Strömungsgeschwindigkeit ab und die Erosionsgefahr wird deutlich geringer.



ABB. 30: FALL D: RAUE RAMPE BEI HOCHWASSERABFLUSS (GEBLER, 1991)

Auf einer Blocksteinrampe ist innerhalb der turbulenten Grenzschicht größtenteils die Flüssigkeitsreibung für die Energieumwandlung verantwortlich. Sie entwickelt sich in der beschleunigten Strömung mit zunehmender Fließstrecke linear gegen die Wasseroberfläche hin und erzeugt dissipative Wirbel, wodurch die Energieumwandlung größer wird. Nach Platzer (1983) ist der Anstieg hauptsächlich von der Rauheit der Rampensohle und nur geringfügig von der Rampenneigung und vom Abfluss abhängig. Eine größtmögliche Energieumwandlungseffizienz ist dann gegeben, wenn die turbulente Grenzschicht die Wasseroberfläche erreicht und sich Normalabfluss einstellen kann. Vorraussetzung dafür ist ein hinreichend kleiner Unterwasserspiegel, sowie eine ausreichende Rampenlänge für eine weitere Beschleunigung der Strömung.



ABB. 31: VERLAUF DER TURBULENTEN GRENZSCHICHT AUF EINER HOHEN BLOCKSTEINRAMPE (PLATZER, 2000)

Als Funktion der Grenzschichtdicke δ entwickelte *Platzer (1983)* folgende Funktion:

$$\frac{\delta}{k} = 1,65 + 0,4 \cdot I_s \cdot \frac{x}{k}$$
2.44

δ... Dicke der Grenzschicht [m]

k... Rauheitshöhe [m]

Is... Sohlengefälle

Auf der Rampe existiert außerhalb der turbulenten Grenzschicht eine funktionsunwirksame Potentialströmung, wo lediglich eine Energietransformation von potentieller zu kinetischer Energie stattfindet (*Platzer, 2000*). Im Wechselsprung wird bei höheren Abflüssen auch relativ wenig Energie umgewandelt, da im Regelfall nur die gewellte Sprungform auftritt.

Die überschüssige Restenergie der Strömung wird in der Nachbettstrecke umgewandelt, was zur Kolkbildung führt, wobei die Wechselwirkung von Kolk und Strömung maßgeblich vom Sohlmaterial beeinflusst wird. Es ist demnach notwendig die Nachbettstrecke als Bestandteil des Energieumwandlungskonzepts zu betrachten.

2.5.2 Spezielle Strömungsvorgänge und Energieumwandlung an Störelementen

Die im Kapitel 2.5.1 dargestellte Betrachtungsweise bezieht sich auf Untersuchungen an klassischen Blocksteinrampen. Bei der aufgelösten Rampenform kann man aber nicht mehr von der Betrachtung als Raugerinne ausgehen, weshalb auch auf die Abflussverhältnisse in extrem rauen Gerinnen eingegangen werden muss.

Die Steine der Riegel bei Rampen in aufgelöster Bauweise sind große starre Störelemente, welche die Strömung abgelenkt wird. In den Lücken kommt es durch die Einengung zu einer strahlartigen Beschleunigung. Der dabei entstehende Strahl gerät unterstrom in Kontakt mit einer langsameren Strömung im Nachlauf des Störelements, wodurch sich Zonen mit großen Geschwindigkeitsgradienten, so genannte Scherzonen bilden. In diesen wird die Turbulenz produziert, die dafür sorgt, dass die kinetische Energie des Strahles in die turbulenten Wirbel übernommen wird. Nach *Hassinger, (2002)* haben sie die Größenordnung der Störelemente, durch die sie erzeugt wurden. In weiterer Folge zerfallen die Wirbel in immer kleinere Wirbel, bis die kinetische Energie in den kleinsten Wirbeln durch Zähigkeitswirkung dissipiert und in Wärme umgewandelt wird.

Nahe der Körperwand wird die Strömungsgeschwindigkeit immer kleiner, wobei der Geschwindigkeitsabfall durch den Reibungswiderstand, hervorgerufen durch die Reibungskräfte, verursacht wird. An der Körperoberfläche ist die Geschwindigkeit gleich Null.

Zu einer Strömungsablösung kommt es nach *Prandl (1924)* bei einem positiven Druckgradienten $\partial p/\partial x > 0$ entlang der Körperwand. Derselbe Effekt kann durch vorspringende Kanten hervorgerufen werden. Auf den strömungsabgewandten Seiten bilden sich freie Scherschichten aus, deren Entwicklung das Ablösegebiet und die darin ablaufenden dissipativen Vorgänge maßgeblich beeinflusst. Das Ablösegebiet ist durch die Außenströmung abgegrenzt und beinhaltet einen Rückstrom- oder Rezirkulationsbereich. Hinter dem umströmten Körper treten turbulente Strömungsfeldbewegungen auf, welche sich durch Überlagerungen zu großräumigen Wirbelstrukturen entwickeln.

Durch den Abstand der Rauheitselemente wird die Gesamtrauheit maßgeblich beeinflusst. Laut *Bezzola (2002)* unterscheidet *Morris (1955)* drei Arten des Strömungsverlaufes auf einer rauen Oberfläche:

- 1) Die *isolierte* oder *halbglatt-turbulente Rauheitsströmung*, wobei sich die einzelnen Ablösegebiete nicht gegenseitig beeinflussen. Die Höhe der Rauheitselemente spielt dabei die größte Rolle.
- 2) Die Wirbelüberlagerungsströmung oder hyper-turbulente Strömung bei näher zusammengerückten Rauheitselementen. Das Ablösegebiet reicht dabei bis zum nächsten.
- 3) Die *quasi-glatte Strömung*, bei der sich in den Zwischenräumen stationäre Wirbel bilden. Durch sie entsteht eine Trennschicht an der Oberkante, die einer hydraulisch glatten Wand gleichkommt.



ABB. 32: ISOLIERTE RAUHEITSSTRÖMUNG (BEZZOLA, 2002)



ABB. 33: WIRBELÜBERLAGERUNGSSTRÖMUNG (BEZZOLA, 2002)



ABB. 34: QUASI-GLATTE STRÖMUNG (BEZZOLA, 2002)

Nach *Peterson und Mohantny (1960)* können sich in zweidimensionaler Betrachtungsweise (Vernachlässigung der Änderung des Wasserspiegels quer zur Fliessrichtung) drei Abflusszustände einstellen.



ABB. 35: ABFLUSSZUSTÄNDE AN EXTREM RAUEN GERINNEN (PETERSON UND MOHANTY, 1960)

Durch geringe Beaufschlagung kommt es zum Kaskadenartigen Abfluss (Fall a). Das Hindernis ist im Vergleich zur Fließtiefe groß und es bildet sich ein Wechselsprung aus, wobei sich der Vorgang beim nächsten Störelement wiederholt.

Im Fall b findet ein Übergang vom Strömenden zum Schießenden Abfluss und umgekehrt statt. Der Abflussstrahl erreicht noch die Sohle und es ergibt sich das typisch wellenförmige Bild. Nach *Bezzola (2002)* ist die relative Überdeckung der Strömung für diesen Vorgang verantwortlich.

Durch weitere Abflusssteigerung verlieren die einzelnen Rauheitselemente an Bedeutung und es kommt zu reinem Strömen bzw. Schiessen (Fall c).



ABB. 36: VERLAUF DER ENERGIELINIEN ÜBER EINER RAMPE OHNE (A) UND MIT (B) ANGEHOBENER KRONE (VOGEL, 2003)

2.5.3 Hydraulische Wirksamkeit

An einem Absturzbauwerk wird das Arbeitsvermögen einer Masseeinheit des Wassers sprunghaft um die Höhe des Absturzes vergrößert, wodurch die verfügbare potentielle Energie in kinetische umgewandelt wird. Der Strahl wird so lange beschleunigt, bis er auf die Unterwassersohle trifft (*Bleines, 1951*). Am Ende des Absturzes kommt es durch das Haften des Wassers an der Sohle und den unterschiedlichen Geschwindigkeiten innerhalb des Strahls zu einer Verzögerung. Ist die Strecke auf der die Verzögerung statt findet kurz, kommt es zum Wechselsprung.



ABB. 37: ABFLUSSVORGANG MIT ZWEIFACHEM FLIEßWECHSEL (DIN19661 T2, 2000)

Bei kürzerer Verzögerungsstrecke bzw. einer Froude-Zahl von Fr \ge 1,7 bildet sich beim Übergang von Schießen zum Strömen eine Deckwalze aus und die Energieumwandlung im Wechselsprung wird größer. Für eine optimale

Energieumwandlung liegt die Froude-Zahl zwischen $4,5 \le Fr \le 9$. Die Sonderform des gewellten Wechselsprungs tritt bei $1 \le Fr \le 1,7$ auf und ist hydraulisch unwirksam *(Bollrich, 2000)*. Im Bereich des Wechselsprungs sinkt die Energielinie rapide, sodass die restliche Fließstrecke entlastet wird.

In der Literatur findet man verschiedene Definitionen der hydraulischen Wirksamkeit, bezogen auf die Strömungsverhältnisse an flach geneigten Abstürzen:

Belinea (1950) fordert eine genügend lange Strecke mit gleichförmigem Abfluss und keinem gewellten Abfluss im Unterwasser.

Nach *Bleines (1952)* ist ein Absturz dann hydraulisch wirksam, wenn seine Höhe so groß ist, dass beim höchsten Hochwasser der gewellte Abfluss gerade noch vermieden werden kann.

Gemäß *Niel (1960)* sollte aufgrund der Sicherheit gegen die Erosion der Wechselsprung ohne ausgeprägte Deckwalze gefordert werden, obwohl der Grad der hydraulischen Wirksamkeit dadurch herabgesetzt wird.

Nach *Hartung (1973)* ist die hydraulische Wirksamkeit dann gegeben, wenn es zu einem Fließwechsel mit der Froude-Zahl $Fr \ge 3$ kommt. Die Absturzkante muss dabei gegebenenfalls über die Oberwassersohle angehoben werden.

Knauss (1979) fordert einen größtmöglichen Entzug an Fließenergie mit dem kleinstmöglichen Aufwand. Daher muss der Vorgang auf ein möglichst kurzes Bauwerk innerhalb des betrachteten Flussabschnittes konzentriert werden.

Nach *DIN* 19661 T2 (2000) muss ein zweifacher Fließwechsel mit Wechselsprung und gestauter Deckwalze im Unterwasser auftreten.

Whittaker und Jäggi (1986) führen als Kriterium für die hydraulische Wirksamkeit von Rampen die Unabhängigkeit der Abflussbedingungen im Oberwasser und Unterwasser an. Sie unterscheiden drei Fälle:



ABB. 38: ABFLUSSZUSTÄNDE ÜBER EINER RAMPE (WHITTAKER UND JÄGGI, 1986)

Im Fall a existiert eine Strecke mit Normalabfluss, auf der sich im Anschluss der Wechselsprung bildet. Bei Fall b wird der schießende Abfluss kontinuierlich beschleunigt. Der Wechselsprung verschiebt sich aufgrund des höheren Einstaus vom Unterwasser her stromaufwärts. In beiden Fällen sind die Abflussbedingungen im Ober- und Unterwasser voneinander entkoppelt und die Rampe kann als hydraulisch wirksam bezeichnet werden.

Im Fall c ist der Abfluss über der Rampe strömend und die Abflussbedingungen im Ober- und Unterwasser sind nicht mehr voneinander unabhängig. Die Rampe ist hydraulisch unwirksam und es kommt laut *Whittaker und Jäggi* (1986) zu Sohlenerosion im Oberwasser.

Die Autoren schließen daraus, dass die volle hydraulische Wirksamkeit nie ganz erreicht werden kann und auch nicht bei allen Abflüssen erforderlich ist. Bei flachen Rampen findet ein Teil der Energieumwandlung daher immer im Nachbett statt. Wird sie auf eine längere Strecke zugelassen, wirkt sich das sogar günstig aus.

Nach *Gebler (1991)* sollte als hydraulische Mindestanforderung ein Fließwechsel auf der Rampe auftreten. Ein Wechselsprung mit Deckwalze wird nicht gefordert und die gewellte Abflussform aufgrund der niedrigeren Belastungen auf die Sohle in Kauf genommen. Der Autor fordert jedoch zusätzliche Maßnahmen zur Ufersicherung.

Bei *Hassingers (1991)* Versuchen reichten die Froude-Zahlen am Rampenfuß bei starker räumlicher Krümmung nicht aus um einen Wechselsprung mit Deckwalze auszubilden. Er definiert als wichtigstes Kriterium zur

Gewährleistung der hydraulischen Funktion der Rampe die Höhenlage der Krone relativ zur Oberwassersohle. Das Kriterium der Energieumwandlung ist unscharf und er empfiehlt die Entscheidungen der Parameter der zu projektierenden Rampe aus wirtschaftlichen und flussbaulichen Überlegungen zu treffen. Die Nachbettstrecke sollte aber so ausgebildet werden, dass die Umwandlung der Restenergie schadlos ablaufen kann.

Platzer (2000)weist auf die grundsätzliche Unvollständigkeit der muldenförmigen Energieumwandlung bei Blocksteinrampen hin. Die Rampenrauheit ist das wirkende Mittel für die Energieumwandlung. Der Grad der Unvollständigkeit ist dabei von der Rampenrauheit, den Abmessungen, dem Abfluss und der Entstehung eines Rückstaus vom Unterwasser her abhängig. Da ein Teil der Restenergie in der Nachbettstrecke umgewandelt wird, sollte sie in die Dimensionierung einbezogen werden. Der Autor weist außerdem darauf hin, dass ein Kolkschutzes erforderlich ist.

Laut *Vogel (2003)* ist die hydraulische Wirksamkeit definiert als eine funktionierende Energieumwandlung von Lageenergie und kinetischer Energie über eine möglichst kurze Distanz. Maßgeblich ist sie durch das Verhältnis von Unterwasser-Einstau zu Absturzhöhe bestimmt.

2.6 Gewässerökologische Aspekte

Eine Zielsetzung des naturnahen Wasserbaus ist die Wiederherstellung natürlicher Lebensräume für die im Gewässer und dessen Umfeld lebende Flora und Fauna. Die Durchgängigkeit von Fließgewässern ist eine Vorraussetzung für die Wiederbesiedelung verarmter Gewässerregionen und die Erhaltung der natürlichen Artenvielfalt. Wechselnde Lebensraumansprüche erfordern insbesondere für Fische möglichst ungehinderte Wanderungsmöglichkeiten innerhalb des Gewässersystems. Im Wasser lebende Tiere wandern in der Regel flussaufwärts. Bestehende Sohlstufen oder Wehranlagen sind aber oft aufgrund ihrer Ausführung unüberwindbare Hindernisse.

Durch den Bau von Rampen kann die Durchgängigkeit für eine Vielzahl von Arten hergestellt werden. Eine besonders naturnahe Form stellt dabei die aufgelöste Rampe dar. Sie ermöglicht bei richtiger Ausführung den Aufstieg sowohl für Benthosorganismen (bodenlebende Arten) als auch für Fische.

2.6.1 Benthosorganismen

Als Benthosorganismen bezeichnet man die Lebewesen im Bereich des Gewässerbetts (Benthal). Zu ihnen gehören sowohl Larven von Insekten, als auch Makroorganismen wie Strudelwürmer, Ringwürmer, Wassermilben, Krebstiere, Käfer, Muscheln und Schnecken.

Im Sohlsubstrat und dem sohlnahen Wasserbereich herrschen vielfältige Strömungsgeschwindigkeiten und Totwasserzonen. Durch das Lückensystem finden die Organismen Schutz vor dem direkten Strömungsangriff.

Ortsveränderung der Wirbellosen kann durch aktiven oder passiven Drift erfolgen. Als aktive Drift bezeichnet man Änderungen des Lebensraumes aufgrund von eigenen Aktivitäten. Gründe dafür können z.B. das natürliche Ausbreitungsverhalten, Nahrungsmangel, Suche nach Schutzzonen oder das Ausweichen vor ungünstigen Lebensbedingungen sein. Die passive Drift wird vor allem durch Umlagerung und Erosion des Sohlsubstrates hervorgerufen (*Gebler, 1991*).

Ausschlaggebend für einen ungehinderten Aufstieg gegen die Strömung ist ein strukturreiches Sohlsubstrat, da sich die wirbellosen Tiere weniger im frei strömenden Wasser aufhalten. Es bietet den Tieren strömungsarme Bereiche und ein Lückensystem als Schutzraum, weshalb sie in natürlichen Gewässern selbst Stromschnellen überwinden können, während sie in relativ glatten Gerinnen selbst bei geringen Fließgeschwindigkeiten abgeschwemmt werden. Einen weiteren ökologischen Faktor stellt die laminare Grenzschicht dar, an der die Strömungsgeschwindigkeit stark reduziert ist. In naturnahen Gewässern ist Dicke der Grenzschicht im Bereich der Körperaröße die der Benthosorganismen, wodurch es ihnen möglich ist sich innerhalb dieser Grenzschicht gegen die Strömung fortzubewegen (Ambühl, 1959).

Jede Unterbrechung des Lückensystems der Gewässersohle und der Uferbereiche ist als Grenze für die stromaufwärts gerichtete Dynamik anzusehen.

2.6.2 Fische

Als limnologische Hauptzonen bezeichnet man Quellregion (Krenal), Bachregion (Rhitral) und Flussregion (Potamal). In Abhängigkeit von verschiedenen Faktoren wie z.B. Wassertemperatur, Sohlsubstrat, Strömung





Als Ursachen für die Wanderung von Fischen können nach *LfU (2000)* folgende Gründe genannt werden:

- Verschlechterung der Wasserqualität
- tages- und jahreszeitliche Zyklen
- Laichwanderung
- Aufsuchen von Zufluchtsorten bei Hoch- und extremem Niedrigwasser
- Kompensation der Abdrift
- wechselnde Habitatansprüche
- Ausgleich der Bestandsdichte

Hindernisse für die Wanderung stromaufwärts sind Querbauwerke wie Wehranlagen und ungünstig gestaltete Sohlstufen. Weitere Ausbreitungshindernisse sind z.B. Gewässerstrecken mit zu geringem Abfluss, zu geringer Wassertiefe, oder natürliche Hindernisse wie extreme Stromschnellen und Wasserfälle. Die Überwindbarkeit von Querbauwerken hängt von der Gestaltung des Bauwerks ab, wobei als Faktoren hauptsächlich die Fließgeschwindigkeit und die zu überwindende Absturzhöhe zu nennen sind.

Als Anhaltswerte für die Schwimmgeschwindigkeiten von Fischen gibt *LfU* (1999) folgende Werte an:

Fliess-		Körper-	Kritische Dauer-	Maximale Sprint-
gewässer-	Fischart	größe	geschwindigkeit	geschwindigkeit
zonierung		[cm]	[m/s]	[m/s]
Rithral	Lachs	50-100	3,20	4,60-7,00
	Bachforelle	20-35	0,8-1,00	3,5
	Regenbogen- forelle	10-35	0,90	4,50
	Groppe	2-4	0,20-0,35 k.A.	
	Schmerle	2-4	0,25-0,45	k.A.
Potamal	Brachse	30-50	0,8-1,15	2,10
	Barsch	5-12	0,40-0,50	1,50
	Aal	7-15	1,20	1,50
	Rotauge	15-30	1,15	1,50
	Gründling	12	0,55	k.A.

ABB. 40: MAXIMALGESCHWINDIGKEITEN VON FISCHEN (LFU, 1999)

Die kritische Dauergeschwindigkeit kann über längere Zeit eingehalten werden, währenddessen die maximale Sprintgeschwindigkeit nur für einige Sekunden erreicht werden kann. *Webb (1975)* stellt einen Zusammenhang zwischen der Körpergröße des Fisches und seiner Sprintgeschwindigkeit her.



Für die zulässigen Absturzhöhen von Sohlenbauwerken sind die in verschiedenen Richtlinien angegebenen Werte (0,60 m für das Potamal und 0,75 m für das Rithral) gemäß *LfU (2000)* laut Aussage namhafter Limnologen für die Praxis unbrauchbar. Als Anforderungen an die Planung von Querbauwerken werden hier folgende Punkte genannt:

- Staubereiche sind sohldurchgängig zu gestalten.
- Die Sohle muss entsprechend dem unbeeinflussten Fließgewässer eine raue Sohlsubstratoberfläche mit Substratlücken haben.

- Die Mächtigkeit des Sohlsubstrats sollte mindestens 0,25 m betragen.
- Strömungsgeschwindigkeiten bei Mittelwasser sollten den Wert 1,0 m/s nicht überschreiten. An punktuellen Stellen wird jedoch eine Geschwindigkeit von 2,0 m/s zugelassen.
- Die Becken bei aufgelösten Riegelrampen sollen mindestens eine Wassertiefe von 0,3 m haben. Die Strömungsgeschwindigkeit sollte hier nicht größer als die Wandergeschwindigkeit sein.

Jungwirth et al. (1998) gibt für die Ausbildung der Becken eine Mindestgröße von 1 m² und eine Mindesttiefe von 0,4 m an, wobei die Beckenform und Beckengröße variieren soll.

Larinier (1992) empfiehlt möglichst klare Strömungsverhältnisse in den Ruhezonen und führt hierzu eine turbulente Maßzahl E ein.

$$E = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta h}{b \cdot h_m \cdot l_b}$$
 2.45

- E... Leistungsdichte bei der Energiedissipation [W/m³]
- Q... Abfluss in der Ruhezone [m³/s]
- Δh... Wasserspiegeldifferenz zwischen einzelnen Ruhezonen [m]
- b... mittlere Breite der Ruhezone [m]
- h_m... mittlere Tiefe des Wassers in der Ruhezone [m]
- Ib... Länge der Ruhezone

Als Grenzwert für die turbulente Leistungsdichte bei der Energiedissipation E wird von *Larinier (1992)* die Einhaltung von 150 bis 200 W/m³ empfohlen.

3 DURCHGEFÜHRTE MODELLUNTERSUCHUNGEN

3.1 Versuchsprogramm

Einerseits wurden bei den durchgeführten Versuchen die Stabilität der Rampenmodelle und andererseits die Energieumwandlung bei Bauwerken und die daraus resultierenden Kolkbildung in den Anschlussstrecken im Ober- und Unterwasser untersucht.

Alle Rampenmodelle sollten so konzipiert werden, dass sie der relativ hohen spezifischen Belastung von 19,2 m³/(sm) Bemessungsabfluss von HQ₁₀₀=1000 m³/s schadlos standhalten können.

Eine weitere Anforderung an das Bauwerk neben der stabilen und dauerhaften Ausbildung war eine leichte Veränderbarkeit der Bauwerkshöhe für die Anwendung in mehreren Abschnitten der Saalach. Aufgrund dieser Forderungen fiel die Wahl auf einen modulartigen Aufbau der Rampen, wodurch die Bauwerke gegebenenfalls mit geringem Prüfaufwand erhöht und falls erforderlich niedriger gemacht werden können.

Die limitierenden Faktoren für die Festlegung eines endgültigen Versuchsprogramm, welches all diesen Anforderungen gerecht werden konnte, waren der hohe Anspruch an die Genauigkeit und der große Zeitaufwand der Versuchsvorbereitung und Durchführung.

Als ersten Schritt wurden Versuche an einer aufgelösten Rampe mit Querriegeln und dazwischen liegenden Becken (Vollmodell "Riegelrampe") durchgeführt. Die Stabilitätsversuche sollten zeigen, ob der Bemessungsabfluss HQ₁₀₀=1000 m³/s schadlos über das Bauwerk abgeführt werden konnte. Hinsichtlich der Kolkbildung wurden, um die Energieumwandlung auf dem Bauwerk abschätzen zu können, Dauerversuche mit beweglicher Unterwassersohle durchgeführt. Des Weiteren dienten diese Ergebnisse auch dem Vergleich mit den anderen Rampenmodellen.

Für das zweite Vollmodell (Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1") wurden zunächst Versuche an einem Schnittmodell in einer hydraulischen Rinne durchgeführt. Ziel war es, durch Variantenuntersuchungen die maßgebenden Parameter einer aufgelösten Rampe unter gegebenen Randbedingungen zu finden.

Die Modellversuche am zweiten Vollmodell wurden analog zum Versuchsprogramm des ersten Rampenmodells durchgeführt. Hinsichtlich der Kolkbildung wurden auch Versuche mit beweglicher Sohle im Oberwasser vorgenommen.

Zur Reduktion des Steingewichts der Riegelsteine im Randbereich wurden weitere Schnittversuche in der hydraulischen Rinne durchgeführt. Mit den Erkenntnissen aus diesen Versuchen wurde ein weiteres Vollmodell entwickelt (Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2") und im hydraulischen Modellversuch getestet.

Zielsetzung der gesamten Versuchsserie war es, unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten, einen Vergleich hinsichtlich Stabilität und hydraulischer Wirksamkeit herzustellen und darauf aufbauend diese Rampentypen weiterzuentwickeln.

3.2 Längenmaßstab, Modellsand und Durchflüsse

3.2.1 Modellgesetz und Längenmaßstab

Grundsätzlich basiert das wasserbauliche Versuchswesen auf der Theorie der Ähnlichkeit. Die beobachteten Vorgänge im Modell und die Größen, die diese beeinflussen. müssen mit Hilfe entsprechenden Vorgänge von Maßstabsverhältnissen auf die Natur übertragbar sein. Jedes Modell erfüllt diese Vorraussetzungen bei geometrischer, kinematischer und dynamischer Ähnlichkeit. Unter geometrischer Ähnlichkeit versteht man die Ähnlichkeit der Form und der Abmessungen. Die dynamische Ähnlichkeit ist die Ähnlichkeit der Massen und Kräfte und die kinematische Ähnlichkeit beinhaltet, dass korrespondierende Zeitintervalle im Modell und in der Natur immer in einem konstanten Verhältnis zueinander stehen. Werden diese Forderungen nur teilweise oder nicht erfüllt spricht man von beschreibenden oder guantitativen Modellen.

Bei Untersuchungen mit freiem Wasserspiegel sind vor allem die physikalischen Größen Trägheit und Schwere maßgebend. Wird sowohl im Modell, als auch in der Natur das gleiche Fluid verwendet, können im verkleinerten Modell nicht gleichzeitig die Modellgesetze nach Froude und nach Reynolds eingehalten werden. Ist es für den Modellversuch erforderlich, eine ähnliche Wasserspiegellage zu erreichen, ist das Froude'sche Modellgesetz einzuhalten, wobei die Reynoldszahl im Modell stets kleiner ist, als in der Natur. Liegt die Strömung jedoch im hydraulisch rauen Bereich (Re≥10⁶), verlieren die Zähigkeitskräfte an Bedeutung.

Das Froude'sche Modellgesetz setzt die Größen Trägheit und Schwere ins Verhältnis und wurde daher dem Modell zugrunde gelegt.

$$Fr = \frac{Tr\ddot{a}gheit}{Schwere} = \frac{F_T}{F_s} = \frac{\rho \cdot v^2 \cdot A}{\rho \cdot g \cdot h \cdot A} \approx \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$$
3.1

- ρ... Dichte des Elementes [kg/m³]
- v... Geschwindigkeit [m/s]
- A... Querschnittsfläche [m²]
- g... Erdbeschleunigung [m/s²]
- h... Wassertiefe [m]

Durch das Modellgesetz nach Froude ergeben sich folgende Faktoren für die Umrechnung der einzelnen Größen:

$$\lambda = \frac{L}{l} = \frac{L\ddot{a}nge - Natur}{L\ddot{a}nge - Modell}$$

λ... Modellmaßstab

Modellgesetz			Froude
Maßstab			
Länge	I	[m]	λ
Beschleunigung	а	[m/s²]	λ ⁰
Geschwindigkeit	V	[m/s]	$\lambda^{1/2}$
Abfluss	Q	[m³/s]	$\lambda^{5/2}$
spezifischer Abfluss	q	[m³/sm]	$\lambda^{3/2}$
Zeit	t	[s]	$\lambda^{1/2}$
Gewicht	g	[kg]	λ ³

TAB. 1: MABSTABSFAKTOREN

3.2

Um die Kolkbildung möglichst realistisch darstellen zu können, wurde aufgrund des relativ feinen Sohlmaterials der Saalach ein möglichst kleiner Längenmaßstab angestrebt. Unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Nutzfläche des Wasserbaulabors der Technischen Universität Wien fiel die Wahl auf einen Längenmaßstab von 1:30. Dies gewährleistete auch die weitgehende Einhaltung der Modellgrenzen wie Turbulenzgrenze, Fließwechselgrenze, Rauheitsgrenze, Geschiebebewegungsgrenze und Belüftungsgrenze.

3.2.2 Modellsand

Der bei den Modelluntersuchungen verwendete Sand wurde aufgrund der natürlichen Sieblinie der Saalach unter Berücksichtigung des gewählten Maßstabes von 1:30 zusammengestellt. Da bei zu feinem Sand die Geschiebebewegung im Modell nicht mehr naturgetreu abläuft, wurde der Bereich kleiner 0,2 mm im Modell bzw. 6 mm in der Natur, unter Beibehaltung der für den Geschiebetransport maßgebenden Korndurchmesser, nicht maßstabsgetreu nachgebildet.



ABB. 42: SIEBLINIE IN NATURMABEN (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Siebdurchgang	d Natur	d Modell
[Summe %]	[mm]	[mm]
100,0	150	5
100,0	120	4
99,6	94,5	3,15
97,0	75	2,5
91,0	60	2
75,7	37,5	1,25
70,9	30	1
64,1	24	0,8
47,5	15	0,5
4,3	6	0,2
1,0	3	0,1
0,0	1,8	0,06

TAB. 2: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER SIEBLINIE

3.2.3 Durchflüsse

Aufgrund der Wasserstandsmessungen an der Saalach (Pegel Siezenheim) ergeben sich folgende charakteristische Durchflüsse:

Jährlichkeit	Q Natur	
	[m³/s]	
MQ	34	
HQ₁	315	
HQ ₁₀	660	
HQ ₃₀	830,1	
HQ ₅₀	910	
HQ ₁₀₀	1000	

TAB. 3: KENNZEICHNENDE DURCHFLÜSSE DER SAALACH (QUELLE: HYDROGRAFISCHER DIENST SALZBURG)

3.3 Vollmodell "Riegelrampe"

3.3.1 Modellbeschreibung

3.3.1.1 Modellaufbau

Allgemeines

In der ersten Versuchsserie wurden Versuche an einer aufgelösten Rampe mit Querriegeln und dazwischen liegenden Becken (Vollmodell "Riegelrampe") durchgeführt.

Durch den gewählten Modellmaßstab konnte ein Flussabschnitt von rund 600 m Länge (Natur) im Modell nachgebildet werden, wobei der Einbau in einem gemauerten Gerinne mit 3 m Breite erfolgte.



ABB. 43: ÜBERSICHTSLAGEPLAN DES MODELLS "RIEGELRAMPE" – MODELLMABE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Im Zuflussbereich wurde für die Versuche mit Geschiebetrieb eine Geschiebezugabe mittels Förderband eingebaut. Die Regelung des Unterwasserspiegels erfolgte mittels einer Klappe, welche durch einen Motor angesteuert wurde.



ABB. 44: STEUERKLAPPE IM UNTERWASSER (PRIBEK, 2004)

Um eine geländeschonende Entwässerung des Modells ohne Veränderung der Sohlmorphologie zu gewährleisten wurde ein in Geotextil gewickeltes Drainagerohr in Bodennähe in der Unterwasserstrecke verlegt.

Aufbau der Rampe

Das Modell "Riegelrampe" orientierte sich mit seiner Schalenform an der wasserbaulich gut geeigneten Schauberger-Rampe (siehe Vordimensionierung Anhang 7.1.1), welche zur Verbesserung des Fischaufstiegs in Querriegel und Becken aufgelöst wurde. Die Höhenlage des Rampenbauwerks und der Flusssohlen im Ober- und Unterwasser entsprechen dem bei Fkm 0,4 der Saalach geplanten Rampenentwurf. Aus der zu überwindenden Höhendifferenz von 3,3 m und einer Rampenlänge von 55 m (Naturmaße) ergibt sich ein Gefälle von rund 1:17. Die Geometrie des Rampenmodells ist in folgenden Abbildungen dargestellt.



ABB. 45: LAGEPLAN VOLLMODELL "RIEGELRAMPE" – NATURMAßE IN M (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 46: SCHNITT DURCH EIN RAMPENBECKEN – NATURMAßE IN M (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 47: LÄNGENSCHNITT IN RAMPENACHSE



ABB. 48: QUERPROFIL A-A DER RAMPE BEI RIEGEL 1 – NATURMAßE IN M (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 49: QUERPROFIL IM OBERWASSER DER RAMPE – NATURMAßE IN M (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 50: QUERPROFIL IM UNTERWASSER DER RAMPE – NATURMAßE IN M (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Der in Kapitel 3.2.2 beschriebene Modellsand diente als Untergrund für das Rampenmodell und zur Nachbildung der Unterwassersohle. Für den Einbau des Rampendeckwerks wurde zunächst eine Kieslage (Steingröße 4-8 mm) mit ca. 3 cm Stärke (Modellmaße) auf eine Lage Geotextil eingebaut, auf die die Riegel- und Beckensteine geschlichtet wurden. Zur exakten Einhaltung der Lagen und Höhen der Riegelsteine wurde bei der Schlichtung eine Schablone aus PVC verwendet.

Die im Modell verwendeten Riegelsteine wurden händisch ausgewählt und stammen aus einem Steinbruch in Badersdorf (Burgenland). Sie bestehen hauptsächlich aus Kalkstein und besitzen eine Dichte von ca. 2600 kg/m³. Zum besseren Erkennen wurden die Riegelsteine im Modell grün eingefärbt.

Der letzte Riegel der Rampe wurde durch einen bis zum Boden reichenden Steinkeil gegen Wegrutschen gesichert. Die Uferböschungen im Rampenbereich und im Anschluss an die Rampe wurden mit Bruchsteinen auf einer Geotextillage nachgebildet. Im Ober- und Unterwasser bestand die Böschung aus einer einbetonierten Kieslage. Die Böschungsneigung betrug entlang des gesamten Flussabschnitts 1:2.



ABB. 51: PHASEN DER RAMPENSCHLICHTUNG (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.3.1.2 Messeinrichtungen und Messmethodik

Die installierten Messeinrichtungen waren automatisiert und konnten jederzeit vom Messingenieur gesteuert werden. Die Messsignale wurden online auf den Messcomputer übertragen. Durch die hochwertige Datenerfassung und die gewählte Messrate konnte eine hohe Messqualität erzielt werden. Zur Aufnahme der Messdaten fand die Software Beam der Firma HBM Verwendung. Die Kontrolle und Auswertung erfolgte mittels der Softwarepakete Microsoft Office und TECPLOT 10.

Messbrücke

Für die Modelluntersuchungen wurde eine in Längs- und Querrichtung fahrende Messbrücke adaptiert, welche mit einem polumschaltbaren Drehmotor angetrieben wurde, wobei zwischen Geschwindigkeiten in Längsrichtung von 8 bzw. 30 m/min gewählt werden konnte. Der sich auf der Messbrücke befindende Messwagen wurde mittels eines stufenlos regelbaren Elektromotors mit Geschwindigkeiten von 2 bis 20 cm/s bewegt. Dieses System erlaubte ein Befahren des gesamten Modellbereichs.



ABB. 52: MESSBRÜCKE (PRIBEK, 2004)

Wasserversorgung und Durchflussmessung

Die Wasserversorgung erfolgte über drei Pumpen aus dem Wassertank des Labors über entsprechende Stichleitungen. Als Zufluss diente eine Rohrleitung DN 200, womit das Modell mit maximal ca. 245 l/s beschickt werden konnte. Durch eine zweite Rohrleitung (DN 100) konnte das Modell vom Sandfang im Unterwasserbereich aus eingestaut werden. Der Durchfluss selbst wurde mittels einer vollautomatisch arbeitenden Reglerbatterie gesteuert, wobei als Durchflussmessgerät ein sonderkalibrierten induktiver Durchflussmessers (IDM, Typ PROMAG 33, DN 200) mit einer Genauigkeit von $\pm 0,2...0,5$ % v.M. zum Einsatz kam. Über einen Regelkreis wurde das Gleichbleiben der geförderten Wassermenge sichergestellt.

Sohl- und Wasserspiegelmessung

Im Ober- und Unterwasser befand sich in der Längsachse des Gerinnes jeweils eine stationäre Ultraschallsonde, sodass der Wasserspiegel in jeder Phase der Versuche aufgezeichnet werden konnte. Die Sonden wurden an L-Aluminiumprofilen befestigt und normal zur Fließrichtung des Gerinnes ausgerichtet. Der Messbereich der Ultraschallsonden vom Typ UNAM 30I9103 liegt zwischen 200 und 700 Millimeter, die Genauigkeit bei <0,5 mm, der Öffnungswinkel der Schaltkeule beträgt 10 Grad.

Aufgrund des Schallkegels kommt es bei den Messungen auf schrägen Flächen zu einer Verzerrung. Im Bereich von Sohlriffeln werden die Täler daher durch die Mittelwertbildung über die Auftrittsfläche des Schallkegels etwas angehoben, während Gipfel gesenkt werden.



ABB. 53: SKIZZE ZUR SCHALLREFLEXION
Für die Wasserspiegelmessungen über der Rampe wurde beim Vollmodell "Riegelrampe" ein mechanischer Stechpegel mit elektrischem Indikator und Leuchtdiode verwendet. Bei den anderen beiden Vollmodellen wurden zusätzlich drei Ultraschallsensoren am Messwagen montiert.

Zur messtechnischen Aufnahme der Sohle kamen 5 Lasersonden vom Typ OADM 21I6481/S14F, welche ebenfalls am Messwagen befestigt wurden, zum Einsatz. Der Messbereich dieser Sonden liegt bei 200 bis 1000 Millimeter mit einer Auflösung von 0,03 bis 0,7 Millimeter. Zur exakten Messung der Sohle musste das Modell trocken gelegt werden um eine Brechung des Laserstrahles an der Wasseroberfläche zu vermeiden.

Geschiebezugabe

Für die Versuche mit Geschiebetrieb musste eine Geschiebezugabe über eine Dauer von bis zu sechs Stunden ermöglicht werden. Durch ein Förderbandsystem war die Zugabemenge über die Fördergeschwindigkeit, mit Hilfe eines Zahnradgetriebes dosierbar. Der Zugabepunkt des Geschiebes lag 2,50 m (75 m in der Natur) flussauf der Rampenkrone.



ABB. 54: GESCHIEBEZUGABE UND STATIONÄRE ULTRASCHALLSONDE (PRIBEK, 2004)



ABB. 55: ZAHNRADGETRIEBE DER GESCHIEBEZUGABEVORRICHTUNG (PRIBEK, 2004)

Koordinatensystem

Die x-Achse des Koordinatensystems wurde in Fließrichtung gelegt. Der Nullpunkt kennzeichnet die Rampenkrone in Flussachse. Die z-Achse steht senkrecht auf die Sohle im Oberwasser mit dem Nullpunkt auf Meereshöhe (Nordisch Null). Die y-Achse berührte die Rampenkrone und lag senkrecht zur x-Achse. Für eine bessere Anschaulichkeit und einen besseren Vergleich mit anderen Rampen werden die Ergebnisse der Versuche in Naturmaßen angegeben.



ABB. 56: ANORDNUNG DES KOORDINATENSYSTEMS

Mit der Wahl des Ursprungs des Koordinatensystems ergeben sich folgende Positionen der signifikanten Punkte der Modellstrecke in Längsrichtung:

	Position x [m Natur]
OW Beginn	-160
Geschiebezugabe	-75
OW-Pegel	-18
Rampe	0-55
UW-Pegel	468
Sandfang	482

TAB. 4: POSITIONIERUNG IN X-RICHTUNG

Auswertung der Messdaten

Die Messdaten wurden im .dat-Format abgespeichert und danach bearbeitet. Zum Einlesen der Daten mit dem Programmpaket TECPLOT 10 mussten sie zuvor manuell in eine spezielle Form gebracht werden. Im Anschluss daran konnten die Konturplots erstellt und weitere Berechnungen durchgeführt werden.

3.3.2 Durchgeführte Untersuchungen

3.3.2.1 Stabilitätsversuche

Um festzustellen ob das Bemessungshochwasser von HQ₁₀₀=1000 m³/s schadlos über das Bauwerk abgeführt werden kann, wurden Stabilitätsversuche durchgeführt. Gleichzeitig konnte die Genauigkeit der Rampenschlichtung überprüft werden, indem das resultierende Kolkbild mit dem typischen Kolkbild für Schauberger-Rampen verglichen wurde.



ABB. 57: TYPISCHES KOLKBILD DER GERADEN UND GEKRÜMMTEN RAMPE (LFU, 2000)

Bei den Stabilitätsversuchen wurde der Durchfluss kontinuierlich gesteigert, wobei iede Stufe etwa 30 min konstant gehalten wurde. Das Bemessungshochwasser von HQ₁₀₀=1000 m³/s wurde dabei um ca. 15 % überschritten. Die Unterwasserschlüsselkurve wurde mit Hilfe der Formel nach Strickler (k_{st}=40 m^{1/3}/s, Ausgleichsgefälle I=0,7 ‰, siehe Anhang Kapitel 7.1.2) errechnet. Bei jedem Durchfluss wurde der Unterwasserspiegel entsprechend dieser Berechnung am unteren Modellende eingestellt.

Q Natur	Q Modell	h UW
[m³/s]	[l/s]	[mNN]
5,00	1,01	401,00
10,00	2,03	401,13
25,00	5,07	401,40
50,00	10,14	401,72
100,00	20,29	402,21
150,00	30,43	402,61
250,00	50,71	403,26
375,00	76,07	403,93
500,00	101,43	404,52
600,00	121,72	404,94
700,00	142,00	405,32
800,00	162,29	405,69
900,00	182,57	406,04
1000,00	202,86	406,36
1100,00	223,15	406,68
1153,50	234,00	406.84

TAB. 5: VERSUCHSPROGRAMM DER STABILITÄTSVERSUCHE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.3.2.2 Kolkversuche ohne Geschiebezugabe

Zum qualitativen Vergleich der Energieumwandlung auf dem Bauwerk sind zunächst Kolkversuche im Unterwasser ohne Geschiebezugabe mit befestigter Oberwassersohle durchgeführt worden. Die den Durchflüssen zugeordneten Unterwasserspiegel wurden während den Versuchen entsprechend der gerechneten Schlüsselkurve eingestellt. Für die Aufnahmen der Kolkbilder wurde die Lage der Sohle unterhalb der Rampe mittels der sich am Messwagen befindenden Lasersonden entlang von Längsprofilen im Abstand von 10 cm aufgenommen. Nach jeder Versuchsreihe wurde die Ausgangssohle im Unterwasser entsprechend dem Querprofil im Unterwasser hergestellt.

DURCHGEFÜHRTE MODELLUNTERSUCHUNGEN

Q Natur	Q Modell	h UW	Dauer Modell	Versuchstag	Dauer Natur	Summe Natur	Anmerkung
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[h]		[h]	[h]	
					0	0	Sohlmessung
250	50,72	403,26	0,25		1,37	1,37	
315	63,90	403,63	6	1	32,86	34,23	Sohlmessung
315	63,90	403,63	6	2	32,86	67,10	Sohlmessung
315	63,90	403,63	6,25	3	34,23	101,33	Sohlmessung
400	81,14	404,06	0,25		1,37	102,70	
500	101,43	404,52	0,25		1,37	104,07	
600	121,72	404,94	0,25		1,37	105,44	
660	133,89	405,17	6	4	32,86	138,30	Sohlmessung
					0	0	Sohlmessung
700	142,00	405,32	0,25		1,37	1,37	
800	162,29	405,69	0,25		1,37	2,74	
900	182,57	406,04	0,25		1,37	4,11	
1000	202,86	406,36	6	1	32,86	36,97	
1000	202,86	406,36	6	2	32,86	69,83	Sohlmessung

TAB. 6: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH,

2005)



ABB. 58: SKIZZE DER AUSGANGSSOHLE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.3.2.3 Kolkversuche mit Geschiebezugabe

Bei den Kolkversuchen mit Geschiebezugabe wurden die Versuchsreihen nur mit befestigter Sohle im Oberwasser gemäß dem Versuchsprogramm nach den Tabellen 7 und 8 durchgeführt. Die Einstellung des Unterwassers und die Sohlmessungen nach jedem Versuchstag erfolgten in Analogie zu den vorhin beschriebenen Kolkversuchen ohne Geschiebezugabe.

Zur Dimensionierung der Geschiebezugabemengen wurde die im Geschiebetransportmodell MORMO verwendete Transportgleichung nach *Hunziker (1995)* herangezogen.

$$q_B = \sum_{i=1}^n q_{Bi}$$
 3.3

$$q_{Bi} = 5 \cdot \Delta p_i \cdot \left[\left(\frac{d_i}{d_{mS}} \right)^{-\beta H} \cdot \left(\tau_m \cdot \left(\frac{k_{St}}{k_r} \right)^{1.5} - \tau_{cm} \right) \right]^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot g \cdot d_{mS}^{-3}}$$

$$3.4$$

mit

$$\beta H = 0,011 \cdot \left[\tau_m \cdot \left(\frac{k_{Sl}}{k_r} \right)^{1,5} \right]^{-1,5} - 0,3$$
3.5

$$\tau_m = \frac{\rho \cdot g \cdot R_b \cdot I_E}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_{mS}}$$
3.6

$$\tau_{cm} = \frac{1}{\eta} \cdot \tau_c \cdot \left(\frac{d_m}{d_{mS}}\right)^{0.33} \quad \text{mit} \quad \tau_c = 0.05$$

$$\eta = 1,03 + 3,44 \cdot 10^{-6} \cdot \text{Re}$$
 für $R_e < 150000$ 3.8

$$\eta = 1,03 + 3,44 \cdot 10^{-6} \cdot 150000$$
 für $R_e > 150000$ 3.9

- q_B... gesamte Geschiebetransportrate bezogen auf das Volumen
- q_{Bi}... Geschiebetransportrate der Fraktion i bezogen auf das Volumen
- Δp_i... Gewichtsanteil der Fraktion i
- d_i... Korndurchmesser der Fraktion
- d_{mi}... mittlere Korndurchmesser nach *Meyer-Peter & Müller (1949)*
- k_r... auf das Korn bezogener Strickler-Beiwert
- R_b... auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius



ABB. 59: GESCHIEBEFUNKTION NACH HUNZIKER (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die Geschiebezugabemenge der ersten Versuchsreihe basiert auf einer berechneten Jahresfracht von 5000 m³ Geschiebe pro Jahr. Für die Berechnung wurde die Dauerlinie des Pegels Siezenheim von 1960 bis 1995 herangezogen. Bei der zweiten Versuchsreihe wurde die berechnete mittlere Jahresfracht verdoppelt (10000 m³ Geschiebe pro Jahr)

Q Natur	Q Modell	h UW	Zugabe Modell	Dauer Modell	Zugabe Modell	Тад	Dauer Natur	Summe Natur	Geschiebe Natur	Anm.
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[kg/h]	[h]	[kg]		[h]	[h]	[t]	
							0	0		
250	50,7	416,33	14	0,25	3,5		1,37	1,37	95	
315	63,9	416,74	31	6	186	1	32,86	34,23	5.022	Sohlm.
315	63,9	416,74	31	6	186	2	32,86	67,10	5.022	Sohlm.
315	63,9	416,74	31	6,25	193,75	3	34,23	101,33	5.231	Sohlm.
				Summe	569,25				15.370	
400	81,1	417,26	56	0,25	14		1,37	102,70	378	
500	101,4	417,81	85	0,25	21,25		1,37	104,07	574	
600	121,7	418,30	115	0,25	28,75		1,37	105,44	776	
660	133,9	418,58	132	6	792	4	32,86	138,30	21.384	Sohlm.
				Summe	856				23.112	

Tab. 7: Versuchsprogramm der ersten Versuchsserie mit Geschiebezugabe (Abschlussbericht Saalach, 2005)

Q Natur	Q Modell	h UW	Zugabe Modell	Dauer Modell	Zugabe Modell	Tag	Dauer Natur	Summe Natur	Geschiebe Natur	Anm.
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[kg/h]	[h]	[kg]		[h]	[h]	[t]	
250	50,7	416,33	28	0,25	7		1,37	1,37	189	
315	63,9	416,74	62	6	372	1	32,86	34,23	10.044	Sohlm.
315	63,9	416,74	62	6	372	2	32,86	67,10	10.044	Sohlm.
315	63,9	416,74	62	6,25	387,5	3	34,23	101,33	10.463	Sohlm.
				Summe	1138,5				30.740	

 TAB. 8: VERSUCHSPROGRAMM DER ZWEITEN VERSUCHSSERIE MIT GESCHIEBEZUGABE (ABSCHLUSSBERICHT

 SAALACH, 2005)



ABB. 60: GESCHIEBEZUGABEVORRICHTUNG (PRIBEK, 2004)

3.3.2.4 Wasserspiegellagen

In Rampenachse wurden bei verschiedenen Durchflüssen die Wasserspiegel mittels eines Stechpegels im Rampenbereich aufgenommen. Dazu wurde eine Schienenkonstruktion eingebaut, auf der der Stechpegel entlang der Längsachse verschiebbar aufgesetzt wurde.

3.3.2.5 Geschwindigkeitsmessungen

Bei kleineren Durchflüssen wurde im Oberwasser der Rampe Wasserstoffperoxyd als Farbstoff zugegeben. Der Verlauf des Tracers über die Rampe wurde mittels einer Digitalkamera aufgezeichnet und die mittlere Zeitdifferenz der Farbteilchen zwischen dem ersten und letzten Rampenriegel bestimmt. Daraus konnte auf die mittlere Fließgeschwindigkeit geschlossen werden.

3.3.2.6 Spezifischer Abfluss

Zum besseren Vergleich der Ergebnisse mit den Werten aus der Literatur ist der Modellabfluss in den spezifischen Abfluss q umgerechnet worden. Da das Querprofil im Oberwasser (stationärer Pegel) trapezförmig ist, wird näherungsweise q über die mittlere Breite B_m bestimmt.



ABB. 61: SKIZZE ZUR BERECHNUNG DES SPEZIFISCHEN ABFLUSSES

Der spezifische Abfluss q ergibt sich gemäß Abbildung 61 mit

$$q = \frac{Q}{B_m}$$
 3.10

Mit der gegebenen Böschungsneigung 1:2 berechnet sich B_m als

$$B_m = \frac{A}{h} = h \cdot \left(\frac{B+2h}{h}\right) = B+2h$$
3.11

woraus sich ein q mit

$$q = \frac{Q}{B+2h}$$
 3.12

ergibt. Die Umrechnung des spezifischen Abflusses im Modell in Naturwerten erfolgt gemäß Kapitel 3.2.1 mit

$$q_N = \lambda^{3/2} \cdot q_M \tag{3.13}$$

und daher

$$q_N = \lambda^{3/2} \cdot \frac{Q_M}{B_M + 2h_M}$$
 3.14

3.3.2.7 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe

Für die Ermittlung der Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser wurden die über den stationären Pegeln registrierten Wasserspiegelhöhen verwendet. Um Messfehler der Ultraschallsonden weitgehend auszuschließen, wurde bei den Messdaten der Wasserhöhen über möglichst lange Zeiträume mit konstantem Abfluss der Mittelwert berechnet. Über den bekannten Durchflusses Q und der aus den Spiegellagen berechneten Abflussfläche A ist mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung die mittlere Fließgeschwindigkeit v berechenbar.

$$v = \frac{Q}{A}$$
 3.15

Die Froude-Zahl Fr beträgt

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$$
3.16

Die Bernoulli-Gleichung ergibt die Energiehöhe im Oberwasser

$$H_{E,o} = z_o + h_o + \frac{v_o^2}{2g}$$
 3.17

und analog dazu die Energiehöhe im Unterwasser mit

$$H_{E,u} = z_u + h_u + \frac{v_u^2}{2g}$$
 3.18

Die Differenz der Energiehöhe von Ober- und Unterwasser gibt Aufschluss über die hydraulische Wirksamkeit der Rampe.

$$\Delta H_E = H_{E,o} - H_{E,u} \tag{3.19}$$

3.3.3 Versuchsergebnisse

3.3.3.1 Stabilitätsversuche

Obwohl das Bemessungshochwasser ($HQ_{100}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$) um 15 % überschritten wurde, kam es zu keinen nennenswerten Schäden am Rampendeckwerk. Während des Belastungsversuchs konnte lediglich das Herauslösen von zwei Steinen aus den Becken, welche sich stromab ablagerten, festgestellt werden.



ABB. 62: HERAUSGELÖSTE STEINE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Wie schon im Kapitel 2.4.3 erläutert, kann die Erosion mehrerer Beckensteine zu großen Kolken zwischen den Riegeln führen und hätte ein Nachrutschen der Riegelsteine zur Folge. Daraus lässt sich schließen, dass das Rampenbauwerk mit seiner Dimensionierung an der Stabilitätsgrenze liegt. Weiters ist zu berücksichtigen, dass die erzielte Schlichtungsgenauigkeit beim Modellbau in der Natur nur schwer zu erreichen ist. Dies bedeutet, dass bei der Ausführung in der Natur Steine mit größerem Gewicht zu wählen wären. Hinsichtlich der räumlichen Krümmung des Bauwerks konnte nachgewiesen werden, dass sich der Abfluss erwartungsgemäß in Flussmitte konzentriert, was durch das für Schauberger-Rampen typische Kolkbild veranschaulicht wurde.

3.3.3.2 Kolkversuche ohne Geschiebezugabe

Durch die Konzentration des Abflusses ergab sich ein ausgeprägter Kolk in Flussmitte. Des Weiteren bildeten sich vor allem bei kleineren Hochwässern ökologisch gewünschte Kiesbänke im Randbereich, welche sich hinsichtlich des Uferschutzes günstig auswirken.

Die Kolkvolumina wurden auf eine Länge von 280 m flussab des Rampenfußes errechnet. Hinsichtlich der maximalen Kolktiefen und berechneten Kolkvolumina ergaben sich folgende Werte:

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen
	[m]	[m³]
HQ₁ Tag 1	3,57	4422
HQ₁ Tag 2	4,35	5975
HQ₁ Tag 3	4,71	7410
HQ ₁₀	8,98	16788
HQ ₁₀₀ Tag 2	10,32	39949

TAB. 9: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA OHNE GESCHIEBEZUGABE

Die Kolktiefe beim HQ₁₀₀ war so groß, dass die Betonsohle des Modells erreicht wurde. Somit ergibt sich nach etwa eineinhalb Tagen in der Natur beim hundertjährlichen Durchfluss eine geschätzte Kolktiefe von 9 m mit einer Kolklänge von ca. 50 m.

Die gemessene Kolktiefe nach den Versuchen mit HQ₁₀ stimmt gut mit der nach Platzer (2000) errechneten Kolktiefe bei einer Schauberger-Rampe (siehe Tab. 10) überein. Bei der Interpretation der Ergebnisse aus der Vergleichsrechnung in folgender Tabelle ist zu beachten, dass es sich bei den Kolktiefen lediglich um Größenordnungen handeln kann, da die Versuchsergebnisse, die die Basis für die Berechnung bildeten stark streuten.

Durchfluss	Zeit	max. Kolk	Max. Kolk	Delta	Anmerkung zu
		Modell	Rechung		Rechnung
[m³/s]	[h]	[m]	[m]	[%]	
HQ ₁	33	3.57	5.48	-31	
HQ ₁	66	4.35	7.09	-33	
HQ ₁	100	4.71	7.70	-34	nach 80 Stunden
HQ ₁₀	135	8.98	10.00	-6	nach 35 Stunden
					von
					Ausgangssohle
					aus

 TAB. 10: VERGLEICHSRECHNUNG KOLKE SCHAUBERGER-RAMPE NACH PLATZER (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die Ergebnisse der Kolkversuche für die Durchflüsse HQ₁, HQ₁₀ und HQ₁₀₀ sind in folgenden Abbildungen und Fotos dargestellt. Im Anhang 7.1.3 sind auch Konturplots der Sohlenlagen bezogen auf die Ausgangssohle enthalten.





ABB. 63: KOLKBILD NACH HQ1 (315M³/S) (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 64: KOLKBILD NACH HQ10 (660M³/S) (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 65: KOLKBILD NACH HQ100 (1000m³/s) (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.3.3.3 Kolkversuche mit Geschiebezugabe

Die Kolktiefen und Kolkvolumina bei den Versuchen mit Geschiebezugabe ergaben folgende Naturwerte:

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen	Anlandung
	[m]	[m³]	[m³]
HQ ₁ Tag 1	2,14	2589	3724
HQ ₁ Tag 2	2,04	2626	3524
HQ₁ Tag 3	2,14	2912	3273
HQ ₁₀	2,83	4757	2305

TAB. 11: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA BEI GESCHIEBEZUGABE VON 15370 TO (NATUR)

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen	Anlandung	
	[m]	[m³]	[m³]	
HQ₁ Tag 1	1,40	1195	5202	
HQ ₁ Tag 2	1,64	918	6309	
HQ ₁ Tag 3	1,53	937	6067	

TAB. 12: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA BEI GESCHIEBEZUGABE VON 30740 TO (NATUR)

Die Kolktiefen sind wesentlich kleiner, als sie es bei den Versuchen ohne Geschiebezugabe waren. Nachfolgend werden die Konturplots und Fotos der Kolkversuche mit Geschiebezugabe dargestellt. Die Konturplots bezogen auf die Ausgangssohle werden im Anhang 7.1.4 dargestellt.





ABB. 66: KOLKBILD NACH HQ1 (315m³/s) MIT 15370 TO ZUGABEMENGE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 67: KOLKBILD NACH HQ1 (315M³/s) MIT 30740 TO ZUGABEMENGE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 68: KOLKBILD NACH HQ10 (660M³/s) MIT 23112 TO ZUGABEMENGE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Ein Vergleich der Sohlmessungen bei den Kolkversuchen mit und ohne Geschiebezugabe ergibt Abbildung 69 am Beispiel eines HQ₁₀. Die negativen Werte im Konturplot erklären sich aus der entstandenen starken räumliche Strömung bei Geschiebezugabe, wodurch sich größere Anlandungen bildeten.



ABB. 69: KOLKTIEFENDIFFERENZ NACH HQ10 (660M³/s) mit und ohne Geschiebezugabe (Abschlussbericht Saalach, 2005)

3.3.3.4 Wasserspiegellagen

In der folgenden Darstellung der Wasserspiegellagen ist zu erkennen, dass der Einstau vom Unterwasser mit steigendem Durchfluss zunimmt und die Rampe beim Bemessungsabfluss HQ₁₀₀=1000 m³/s um etwa ein Drittel der Rampenlänge eingestaut ist. Weiters ist zu erkennen, dass bei niederen Abflüssen ein schießender Abfluss über die Riegel mit anschließendem Wechselsprung im Beckenbereich vorhanden ist.



ABB. 70: WASSERSPIEGELLAGEN IN RAMPENACHSE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.3.3.5 Geschwindigkeitsmessungen

Die Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen mittels Zugabe von Tracer sind in der Tabelle 13 dargestellt. Bei der Auswertung der Messdaten wurde der Mittelwert aus den Ergebnissen einzelner Versuche gebildet, wobei die Tracer an drei über den Querschnitt verteilten Stellen (im jeweiligen Drittelpunkt) zugegeben wurden.

Durchfluss	Geschwindigkeit				
Inatur		[m/s]			
[m ³ /e]	rechtes	Mitto	linkes		
[1175]	Drittel	WIIILE	Drittel		
10	0,24	0,55	0,22		
25	0,44	0,98	0,52		
34	0,49	1,21	0,66		

TAB. 13: MITTLERE GESCHWINDIGKEITEN IN M/S [NATURWERTE]

3.3.3.6 Spezifischer Abfluss

Der eingestellte maximale Durchfluss betrug bei diesen Versuchen etwa 10 % über dem Bemessungsabfluss ($HQ_{100}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$). Die gemessenen Wasserspiegel im Oberwasser lieferten daher unter Kenntnis des jeweiligen Durchflusses und der Rampengeometrie, mit Hilfe der Gleichung 3.12 (Kapitel 3.3.2.6), folgende spezifische Durchflüsse.

Q _N	h _N	q _N
[m³/s]	[m]	[m³/sm]
10	0,87	0,19
40	1,07	0,77
100	1,50	1,89
200	2,00	3,70
315	2,47	5,73
500	3,12	8,89
660	3,49	11,58
830,1	4,01	14,31
1000	4,25	17,09
1100	4,88	18,40

TAB. 14: SPEZIFISCHER ABFLUSS IN NATURWERTEN

3.3.3.7 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe

Bei allen Abflüssen herrschte sowohl im Oberwasser als auch im Unterwasser strömender Abfluss. Die Fließgeschwindigkeit erreichte beim

Bemessungsabfluss (HQ₁₀₀) flussauf der Rampe ein Maximum von etwa 4 m/s und flussab (aufgrund der höheren Abflussfläche) ein Maximum von etwa 2,9 m/s. In der Tabelle 15 sind die errechneten Abflussflächen, mittleren Geschwindigkeiten und Froude-Zahlen getrennt nach den entsprechenden Durchflüssen dargestellt.



ABB. 71: POSITION DER STATIONÄREN PEGEL

Q _N	Ao	Vo	Fr _o	A _u	Vu	Fr _u
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[]	[m²]	[m/s]	[]
10	45,01	0,22	0,08	18,13	0,55	0,29
40	55,79	0,72	0,22	42,43	0,94	0,33
100	79,50	1,26	0,33	76,36	1,31	0,35
200	108,00	1,85	0,42	117,66	1,70	0,37
315	135,70	2,32	0,47	158,22	1,99	0,38
500	175,47	2,85	0,52	215,33	2,32	0,38
660	198,86	3,32	0,57	258,66	2,55	0,39
830,1	232,66	3,57	0,57	301,67	2,75	0,39
1000	248,63	4,02	0,62	342,25	2,92	0,39

TAB. 15: ZUSAMMENSTELLUNG DER CHARAKTERISTISCHEN GRÖßEN AN DEN PEGELSTELLEN IM OBER- UND UNTERWASSER

Die Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit des Rampenbauwerks ergibt sich im Wesentlichen aus der Differenz der Energiehöhen im Ober- und Unterwasser. Aus dem Diagramm (Abb. 72) lässt sich erkennen, dass über der Rampe eine Energieumwandlung stattfindet. In Abhängigkeit von den eingestellten Durchflüssen lässt folgendes Verhalten feststellen: Bei kleineren Abflüssen wird aufgrund der stärker wirksamen Rauheit des Deckwerks mehr Energie als bei größeren Abflüssen umgewandelt. Wäre die Energiehöhendifferenz ΔH_{F} gleich Null, würde keine Energie umgewandelt werden, liegen die Werte oberhalb der strichlierten Linie, wird mehr Energie umgewandelt, als durch die Höhendifferenz der Sohlen im Ober- und Unterwasser zusätzlich verfügbar wird (Vogel, 2003).



ABB. 72: ENERGIEHÖHENDIFFERENZ ZWISCHEN DEN STATIONÄREN PEGELN IM OBER- UND UNTERWASSER

Q _N	H _{E,o}	$H_{E,u}$	∆H _E
[m³/s]	[m]	[m]	[m]
10,00	404,64	401,14	3,50
40,00	404,87	401,64	3,23
100,00	405,35	402,30	3,05
200,00	405,94	403,08	2,86
315,00	406,51	403,81	2,70
500,00	407,30	404,79	2,51
660,00	407,82	405,50	2,32
830,10	408,43	406,18	2,25
1000,00	408,84	406,80	2,05
1100,00	409,37	407,08	2,29

TAB. 16: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER ENERGIEHÖHEN UND ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN

3.4 Schnittmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1"

3.4.1 Modellbeschreibung

3.4.1.1 Allgemeines

Für die Untersuchungen am zweiten Vollmodell (Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1") waren zunächst Versuche an einem Schnittmodell durchzuführen. Ziel dieser Versuchsserie war, durch Variantenuntersuchungen die maßgebenden Parameter für das Vollmodell zu finden. Zu diesem Zweck wurden Rampenausschnitte von 5 Riegeln und dazwischen liegenden Becken im Modell nachgebildet.

Das Versuchsprogramm gliederte sich in zwei Teile. Einerseits wurden die Stabilität und das Versagen der Modellrampen untersucht. Der zweite Teil beschäftigte sich mit der Kolkbildung, um die einzelnen Schnittmodelle hinsichtlich Energieumwandlung qualitativ miteinander vergleichen zu können.

Die Schnittversuche wurden in der hydraulischen Rinne des Wasserbaulabors der TU Wien durchgeführt. Aufgrund der gegebenen feinen Sieblinie des Modellsandes und der räumlichen Gegebenheiten wurde auch bei dieser Versuchsreihe der Maßstab 1:30 gewählt.

3.4.1.2 Maßgebende Parameter

Bei den Schnittversuchen wurden die geometrischen Parameter variiert, welche sich aus der Geometrie einer aufgelösten Rampe ergeben:

- Beckenlänge L
- Beckentiefe T
- Absturzhöhe Riegel A
- Länge der Beckensicherung



ABB. 73: GEOMETRISCHE PARAMETER (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die Stabilität des Bauwerks ist im Wesentlichen durch das Steingewicht der Becken- und Riegelsteine gegeben. In Tabelle 17 sind die Steingewichte angegeben, die als Parameter des Materials variiert wurden, wobei für die Umrechnung in Naturwerte wieder das Modellgesetz nach Froude angewandt wurde:

	Mittleres Steingewicht	Mittleres Steingewicht
	Natur [to]	Modell [g]
Riegel 1	2,8	104
Riegel 2	3,5	130
Riegel 3	4,4	163
Riegel 4	5,4	200
Becken 1	0,6	22
Becken 2	2,2	81
Becken 3	3,5	130

TAB. 17: MATERIALPARAMETER (LANG, 2004)

Aufgrund des großen Zeitaufwandes für die einzelnen Versuche, wurden nicht alle Kombinationen dieser Parameter untersucht. Für die Versuchsreihe stellte die Stabilität des Bauwerks das wichtigste Kriterium dar. Demzufolge wurde das Steingewicht der Riegel- und Beckensteine nur so lange variiert bis das Schnittmodell den Bemessungsabfluss HQ₁₀₀ = 1000 m³/s schadlos abführen konnte. An den stabilen Rampenvarianten wurden, im Anschluss an die Stabilitätsuntersuchungen, Kolkversuche Wasserspiegelmessungen und durchgeführt. Aufgrund des nur ausschnittsweise nachgebildeten Rampenabschnittes und der nicht vorhandenen dreidimensionalen Strömung in der Glasrinne, können keine genaueren Aussagen über die Energieumwandlung der gesamten Rampe gemacht werden. Die Ergebnisse der Kolkuntersuchungen dienen daher nur dem qualitativen Vergleich der einzelnen Varianten untereinander.

Aus dem ersten planlichen Entwurf einer aufgelösten Rampe im Grund- und Aufriss, welche in weiterer Folge im Vollmodell untersucht werden sollte, ergaben sich Beckenlängen, Absturzhöhen und Kolktiefen zwischen den Riegeln, welche innerhalb der Extrema des Vollmodells variiert werden sollten. Zusammenfassend ergeben sich folgende auf Naturmaße umgerechnete Parameter und ihre variierten Größen:

Parameter		Variationen			
Beckenlänge L		[m]	5	15	30
Absturzhöhe Riegel A		[m]	0,3; 1	0,3; 1	0,3; 1
Steingewicht Riegel	Steingewicht	[to]	2,8; 3,5; 4,4; 5,4	2,8; 3,5; 5,4	2,8
Beckensicherung	Steingewicht	[to]	0,6	0,6; 2,2	0,6; 2,2; 3,5
	Länge	[%]	100	50; 67; 100	50; 100
Kolktiefe T		[m]	1	1	1

TAB. 18: UNTERSUCHUNGSPROGRAMM DER SCHNITTVERSUCHE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.4.1.3 Beschreibung des Versuchsstandes

Versuchsrinne

Die hydraulische Glasrinne ist eine neigbare Stahlkonstruktion und wird von einem Hohlträger getragen. Sie hat eine Gesamtlänge von 21 Meter und besitzt eine lichte Breite von 500 mm und eine lichte Höhe von 1200 mm. Der nutzbare Bereich liegt aufgrund des Einlaufbehälters samt Wasserzufuhr im Oberwasser, dem Sandfang, Schieber und der Wasserabfuhr im Unterwasser bei 17 Meter.

Im mittleren Teil ist eine Verglasung auf einer Länge von 4,5 Meter vorhanden, wo das Abflussgeschehen beobachtet werden kann. Mittels zweier Hydraulikzylinder beim Zulauf kann die Glasrinne bis auf 7,5 % geneigt werden. Grundriss:



ABB. 74: SCHEMATISCHER AUFBAU DES VERSUCHSSTANDES (LANG, 2004)

Wasserversorgung

Bei den vorliegenden Versuchen wurde die hydraulische Glasrinne mittels zweier polumschaltbarer Pumpen mit Wasser versorgt. Die maximale Förderkapazität der Pumpen lag bei rund 400 l/s. Zur Steuerung der Durchflussmenge dient eine installierte vollautomatische Reglerbatterie, welche aus drei parallel geführten Rohrleitungen DN 70, DN 200 und DN 400 besteht. In den Leitungen befinden sich je ein induktiver Durchflussmesser (IDM) und eine dem Querschnitt entsprechende Regelklappe. Durch einen Regelkreis kann die Genauigkeit der geförderten Wassermenge jederzeit gewährleistet werden. Der Versuchsstand selbst wird mit einer Rohrleitung DN 400 mit Wasser versorgt. Mittels eines Steuerschützes kann der Unterwasserspiegel von Hand geregelt werden.

Messtechnik

Die Wasserspiegel im Ober- und Unterwasser wurden während der Versuchsdurchführung kontinuierlich mit Ultraschallsonden in Längsachse der Rinne aufgenommen. Zur Signalverarbeitung diente das HBM-Messprogramm BEAM. Für die messtechnische Erfassung der Kolke in der Unterwasserstrecke ist ein auf einer Schienenkonstruktion längsbefahrbarer Messwagen verwendet worden. Auf diesem Wagen befanden sich die Stromversorgung, der Antrieb mit Seilzug, der Stechpegel, die Ultraschallsonde und die Lasersonde für die Sohlmessung.



ABB. 75: MESSWAGEN MIT STECHPEGEL UND ULTRASCHALLSONDE (LANG, 2004)

Die Aufnahme der Wasserspiegel über der Rampe erfolgte durch Markierung auf der Glaswand der Rinne. Als Bezugspunkt für die Ablesung diente die Stahlunterkante der Glaskonstruktion, welche zuvor einnivelliert wurde.

Während der Versuche wurden, um den Versagensmechanismus der jeweiligen Rampe festzuhalten, ergänzend Aufnahmen mit einer digitalen Videokamera gemacht. Gefilmt wurde dabei der gesamte Versuchsverlauf vom Start bis zum Bruch. Die Kolkversuche wurden mit Zeitraffer mit einem Filmintervall von einer Sekunde alle dreißig Sekunden aufgenommen.

3.4.1.4 Modellaufbau

Der Einbau der Rampen erfolgte im verglasten Bereich der Glasrinne. Im Oberwasser wurde ein perforierter Holzkasten in 42 cm Höhe eingesetzt und abgedichtet. Zur Nachbildung der Rauhigkeit der Zulaufstrecke wurde der Holzkasten mit Bruchsteinen von etwa 600 kg (Naturwerte) bedeckt.

Als Unterbau des Rampenkörpers diente ein Kiesgemisch (Steingröße 4-8 mm) zur Simulation der Filterschicht in der Natur. Auf diesem wurden zunächst die, zur besseren Anschaulichkeit grün eingefärbten, Riegelsteine entsprechend der geometrischen Vorgaben geschlichtet. Der letzte Riegel wurde bei allen Modellen durch einen geschütteten Keil aus Bruchsteinen gegen Wegrutschen gesichert, die jeweiligen Höhen der einzelnen Riegel mit Hilfe von Wasserwaage, Winkel und Maßband an den Seiten der Glasrinne angezeichnet. Als Bezugspunkt für die Höhe diente die Unterkante der Führungsschiene des Messwagens.



ABB. 76: ANGEZEICHNETE HÖHEN DER RIEGEL (LANG, 2004)

Zwischen den Riegeln wurden die Beckensteine geschlichtet. Im Unterwasserbereich diente dieselbe Sandmischung als Sohle, die schon beim Vollmodell "Riegelrampe" Verwendung gefunden hatte. Die eingebaute Länge der Nachbettstrecke wurde etwa gleich der Rampenlänge gewählt und ist am Ende durch ein eingeschobenes Blech gestützt worden. Um eventuelle ungewünschte Setzungen zu verhindern, wurde der Sand vor jedem Versuch befeuchtet und verdichtet.

Die Versuchsanordnung der aufgebauten Rampe kann folgenden Abbildungen entnommen werden.



ABB. 77: SCHEMASKIZZE DES MODELLAUFBAUS (LANG, 2004)



ABB. 78: EINGEBAUTES MODELL, RAMPE L=5M, A=1M (LANG, 2004)

3.4.1.5 Untersuchte Rampenparameter

Die Variation der geometrischen Parameter Beckenlänge, Absturzhöhe und Beckentiefe ergibt folgende Rampentypen:

Rampentyp	Beckenlänge	Absturzhöhe	Beckentiefe
	L	А	Т
Rampe 1	5	1	1
Rampe 2	5	0,3	1
Rampe 3	15	1	1
Rampe 4	15	0,3	1
Rampe 5	30	1	1
Rampe 6	30	0,3	1

 TAB. 19: UNTERSUCHTE RAMPENTYPEN (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.4.2 Durchgeführte Untersuchungen

Das Versuchsprogramm gliederte sich im Wesentlichen in zwei Teile. Im ersten Teil wurden bei abgesenktem Unterwasserspiegel die Stabilitätsgrenzen der einzelnen Kombinationen von Riegel- und Beckensteingewichten ermittelt. Dabei wurde auch besonders auf die Art und Genauigkeit der Steinschlichtung geachtet. Nachdem sich eine Konstellation als standfest erwies, wurden im Anschluss an die Stabilitätsuntersuchungen an der wiederhergestellten Unterwassersohle Kolkversuche durchgeführt. Hierfür wurde der Unterwasserspiegel an die Schlüsselkurve der Saalach angepasst. Die sich eingestellten maximalen Kolktiefen lassen einen Vergleich der einzelnen untersuchten Rampentypen hinsichtlich der Energieumwandlung zu. Eine direkte Umlegung der Messergebnisse auf die Natur ist aufgrund der zweidimensionalen Strömungsverhältnisse aber nicht zulässig.

3.4.2.1 Maßgebende Durchflüsse

Aufgrund der räumlichen Krümmung der Rampe konzentrierten sich die Abflüsse in Flussmitte. Für die Umrechnung der Durchflüsse wird von der vereinfachten Annahme ausgegangen, dass die Geschwindigkeitsverteilung im gesamten Querschnitt gleich ist. Demnach können die verschiedenen Durchflüsse anhand der anteiligen Querschnittsflächen gemäß nachstehender werden. Abbildung umgerechnet A_{VM} stellt dabei die jeweilige Querschnittsfläche des Vollmodells und A_{SM} die des Schnittmodells dar. Als Bezugsquerschnitt wurde, um eine größere Sicherheit hinsichtlich der Stabilität zu erlangen, der letzte Riegel des Vollmodells "Riegelrampe" gewählt.



ABB. 79: ERMITTLUNG DER FÜR DAS SCHNITTMODELL MAßGEBENDEN DURCHFLÜSSE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Bei jeder Änderung des Durchflusses kommt es durch die Änderung der Wasserspiegellage zu einer Änderung des Verhältnisses der Abflussflächen bei Schnitt- und Vollmodell. Es gilt dabei die Beziehung:

$$\frac{Q_{VM}}{A_{VM}} = \frac{Q_{SM}}{A_{SM}}$$
3.20

 $\begin{array}{ll} Q_{VM...} & \text{Durchfluss im Vollmodell } [m^3/s] \\ Q_{SM...} & \text{Durchfluss im Schnittmodell } [m^3/s] \end{array}$

Der zum jeweiligen Abfluss im Vollmodell gehörige Abfluss im Schnittmodell ergibt sich als:

$$Q_{SM} = \frac{Q_{VM} \cdot A_{SM}}{A_{VM}}$$
 3.21

Die errechneten Durchflüsse im Schnittmodell können folgender Tabelle entnommen werden.

Jährlichkeit	Q Natur	Q Modell
	[m³/s]	[l/s]
	200	13,87
	375	23,95
	500	30,92
	600	36,37
HQ ₁₀	660	39,59
	700	41,72
HQ ₃₀	830,1	48,56
	900	52,37
HQ ₁₀₀	1000	57,31
	1200	68,96
max	1600	86,91

TAB. 20: TABELLARISCHE ÜBERSICHT DER DURCHFLUSSUMRECHNUNG (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.4.2.2 Stabilitätsversuche

Um den jeweiligen Rampentyp nicht schon am Beginn des Versuches zu zerstören, wurde das Modell vom Unterwasser her eingestaut. Der Durchfluss wurde nun beginnend bei 3 l/s kontinuierlich gesteigert, wobei jede Stufe etwa fünf Minuten konstant gehalten und der Unterwasserspiegel so weit wie möglich abgesenkt wurde, um die größtmögliche Belastung des Deckwerks zu erzielen. Der maximal einstellbare Durchfluss war 90 l/s, da bei höheren Durchflüssen am Messwagen Schäden entstehen hätten können. Der Abbruch der Versuche erfolgte erst nach Bruch des Deckwerks.

Jährlichkeit	Q - Modell
	[l/s]
	3
	6
	9
	14
	18
	22
	29
	34
HQ ₁₀	39,6
	40
	46
HQ ₃₀	48,6
	52
	57
HQ ₁₀₀	57,3
	60
	65
	70
	75
	80
	85
max	90

TAB. 21: VERSUCHSPROGRAMM DER STABILITÄTSUNTERSUCHUNGEN (LANG, 2004)

Ein wesentlicher Faktor für die Stabilität des Deckwerks war die Art und Genauigkeit der Schlichtung. Zur besseren Verifikation wurden daher mehrere Schlichtungsarten der Riegel und Becken untersucht und miteinander verglichen.



ABB. 80: SCHEMASKIZZE DER SCHLICHTUNG 1 DER RIEGEL (LANG, 2004)

Durch die nur teilweise Einbindung des mittleren Riegelsteins ist die Stützwirkung der beiden Stützsteine gering. Die Aufnahme der Strömungskräfte erfolgt zum Großteil durch das Eigengewicht der Steine. Der Anteil der Aufnahme durch den Verbund ist gering.



ABB. 81: SCHEMASKIZZE DER SCHLICHTUNG 2 DER RIEGEL (VERÄNDERT NACH LANG, 2004)

Wie bei der Schlichtungsart 1 kommt es hier zu einer geringen Stützwirkung durch die beiden Stützsteine. Der Strömungsangriff bewirkte das Versagen des Riegels durch Herausdrehen des Riegelsteins und in weiterer Folge ein Versagen des ganzen Riegels.
SCHLICHTUNG 3



ABB. 82: SCHEMASKIZZE DER SCHLICHTUNG 3 DER RIEGEL (LANG, 2004)

Bei der Schlichtungsart 3 entfällt die Stützwirkung durch die Riegelsteine. Der Widerstand der Riegelkonstruktion beschränkt sich auf das Eigengewicht der Steine, wodurch nur eine geringe Stabilität gegeben ist.



ABB. 83: SCHEMASKIZZE DER SCHLICHTUNG 4 DER RIEGEL (LANG, 2004)

Der Riegelstein ist bei der Schlichtungsart 4 durch große Scherflächen gut mit den Stützsteinen verbunden. Dadurch erhöht sich die Stabilität der Konstruktion. Der Strömungsdruck wird durch die Verbundwirkung auf die benachbarten Beckensteine übertragen.



ABB. 84: SCHEMASKIZZE DER SCHLICHTUNG D DER RIEGEL (LANG, 2004)

Wie bei der Schlichtungsart 4 erfolgt die Kraftübertragung durch die Scherflächen auf die Stützsteine. Durch die Schräglage der Riegel- und Stützsteine (dachziegelartig) werden die entstehenden Kräfte auch teilweise in den Unterbau übertragen und die Belastung der Beckensteine sinkt. Bei dieser Schlichtungsart konnte die größte Stabilität erzielt werden.



ABB. 85: FOTO DER DACHZIEGELARTIGEN SCHLICHTUNG D (LANG, 2004)

Bei den Versuchen wurden die Steine in den Becken gelegt und geschlichtet eingebaut. Als eindeutig stabiler erwies sich aufgrund der größeren Scherflächen, welche eine Kraftübertragung zu den benachbarten Steinen ermöglichten, die geschlichtete Variante.



ABB. 86: GESCHLICHTETER UND GELEGTER EINBAU DER BECKENSTEINE (LANG, 2004)

3.4.2.3 Kolkversuche

Im Anschluss an die Stabilitätsversuche wurden mit wiederhergestellter Unterwassersohle die Kolkversuche ohne Geschiebezugabe durchgeführt. Aus arbeitstechnischen Gründen wurde die Höhe der Unterwassersohle bei den Versuchen mit Absturzhöhen von A=0,3 m auf 403,57 m und bei den Versuchen mit A=1,0 m auf 400,77 m festgelegt, wobei auch der einzustellende Unterwasserpegelschlüssel auf die eventuell geänderte Höhe geändert wurde. Die entsprechenden Längenschnitte des Ausgangszustandes und das Versuchsprogramm können aus den Abbildungen 87 und 88 und der Tabelle 22 entnommen werden.



ABB. 87: LÄNGENSCHNITT BEI DEN VERSUCHEN MIT EINER ABSTURZHÖHE A=0,3 M



ABB. 88: LÄNGENSCHNITT BEI DEN VERSUCHEN MIT EINER ABSTURZHÖHE A=1,0 M

Jährlichkeit	Q Natur	Q Modell	Dauer	Dauer	h UW	h UW
			Natur	Modell	(A=1,0 m)	(A=0,3 m)
	[m³/s]	[l/s]	[h]	[h]	[mNN]	[mNN]
HQ ₁₀	660	39,71	32,86	6	405,17	407,97
HQ ₁₀₀	1000	57,47	16,43	3	406,36	409,15

TAB. 22: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Am Ende jedes Versuchstages nach einer Beanspruchung der Rampe mit HQ_{10} und HQ_{100} wurde die Unterwassersohle mittels Lasersonden entlang der Rampenachse aufgenommen. Die Auswertung der Messdaten, die auf Naturmaße umgerechnet wurden, erfolgte in Form von Excel-Tabellen.

3.4.3 Versuchsergebnisse

3.4.3.1 Stabilitätsversuche

Die Untersuchungen hinsichtlich der Schlichtung der Riegel ergaben, dass die größtmögliche Stabilität des Deckwerks bei der Schlichtungsart D (dachziegelartige Schlichtung) gegeben ist

In der folgenden Tabelle sind sowohl die Grenzen der Belastbarkeit als auch die Versagensarten festgehalten. Farblich gekennzeichnet sind jene Parameterkombinationen, die zu einer bis zum Bemessungsabfluss stabilen Rampe führten.

	Typ + Bauart	_	A	Beckensteine	Riegelsteine	Durchfluss	Dauer	Versagensart	Kommentar
Versuch 1	1-1	Q	Ţ	0,6 to	2,8 to	14 I/S		Riegel 1	
Versuch 2	1-2	ъ С	-	0,6 to	2,8 to	18 I/S		Riegel 2	stabiler geschlichtet
Versuch 27	1-D	Ŋ	Ł	0,6 to	3,5 to	14 I/S		Riegel 4	
Versuch 27b	1-D	S	£	0,6 to	3,5 to	22 I/s		Kollaps	stabiler geschlichtet
Versuch 28	1- D	Q	÷	0,6 to	4,4 to	29 I/s		Kollaps	
Versuch 30	1-D	S	÷	0,6 to	5,4 to	14 I/S		Riegel 2,4	doppelt geschlichtete Becken
Versuch 12	1-D	ъ С	-	0,6 to	5,4 to	60 I/s		kein	
Versuch 13	1-D	ъ С	Ł	0,6 to	5,4 to	HQ10, HQ100	6h, 3h	kein	Kolk gemessen
Versuch 29	1-3	ъ С	۲	2,0 to	5,4 to	18 I/s		Riegel 5	Nur ein Riegelstein
Versuch 29b	1-3	S	۲	2,0 to	5,4 to	29 I/s		Riegel 3,5	lokal repariert, unterster Riegel gestützt
Versuch 14	1-D	5	٢	0,6 to	5,4 to	90 I/s		kein	
Versuch 15	2-D	ъ С	0,3	0,6 to	5,4 to	60 I/s		kein	
Versuch 16	2-D	Ð	0,3	0,6 to	5,4 to	HQ10, HQ100	6h, 3h	kein	Kolk gemessen
Versuch 17	2-D	S	0,3	0,6 to	5,4 to	90 I/s		kein	
Versuch 31	2-D	Q	0,3	0,6 to	4,4 to	90 I/s		kein	
Versuch 32	2-D	S	0,3	0,6 to	3.5 to	90 I/s		kein	
Versuch 33	2-D	5	0,3	0,6 to	2,8 to	90 I/s		kein	
Versuch 25	3-D	15	Ł	0,6 to	2,8 to	14 I/S		Becken+Riegel	
Versuch 34	3-D	15	Ţ	0,6 / 2,0 to	3,5 to	38 I/s		Kollaps	vordere Hälfte der Becken mit 2,2 to Steinen
Versuch 35	3-D	15	F	0,6 / 2,0 to	3,5 to	45 I/s		Becken 2	2/3 der Becken mit 2,0 to gechlichtet
Versuch 26	3-D	15	£	2,0 to	2,8 to	52 I/s		Riegel 5	Beckensteine ab 29 l/s an der Grenze
Versuch 18	<u>з-</u> D	15	٣	2,0 to	5,4 to	60 I/s		kein	Beckensteine an der Grenze
Versuch 19	3-D	15	£	2,0 to	5,4 to	HQ10, HQ100	6h, 3h	kein	Kolk gemessen
Versuch 20	3-D	15	1	2,0 to	5,4 to	80 I/s		Riegel 3	
Versuch 21	4-D	15	0,3	2,0 to	5,4 to	60 I/s		kein	
Versuch 22	4-D	15	0,3	2,0 to	5,4 to	HQ10, HQ100	6h, 3h	kein	Kolk gemessen
Versuch 23	4-D	15	0,3	2,0 to	5,4 to	90 I/s		kein	S and a second se
Versuch 24	4-D	15	0,3	0,6 to	2,8 to	90 I/s		Riegel 1	
Versuch 3	5-4	30	~	0,6 to	2,8 to	18 I/s		Becken 4	
Versuch 4	5-4	30	£	0,6 to	2,8 to	18 I/s		Becken 4	bessere Schlichtung der Becken
Versuch 8	5-4	30	÷	0,6 to	2,8 to	29 I/s		Becken3	bessere Schlichtung der Becken
Versuch 9	5-4	30	٣	0,6 / 2,0 to	2,8 to	46 I/s		Becken2	vordere Hälfte der Becken mit 2,0 to Steinen
Versuch 11	5-D	30	Ţ	3,5 / 2,0 to	2,8 to	HQ10, HQ100	6h, 3h	kein	Kolk gemessen
Versuch 36	5-D	30	Ţ	1,5 to	3,5 to	80 I/s		Becken 2	Beckensteine geschlichtet
Versuch 37	5-D	30	÷	0,7 to	3,5 to	90 I/s		kein	Beckensteine geschlichtet
Versuch 10	5-D	30	Ļ	3,5 / 2,0 to	2,8 to	60 I/s		kein	vordere Hälfte der Becken mit 3,5 to Steinen
Versuch 6	6-4	30	0,3	0,6 to	2,8 to	HQ10, HQ100	6h, 3h	kein	Kolk gemessen
Versuch 7	6-4	90	0,3	0,6 to	2,8 to	50 I/s		Riegel 2	
Versuch 5	6-4	30	0,3	0,6 to	2,8 to	60 l/s		kein	

ABB. 89: ERGEBNISSE DER STABILITÄTSVERSUCHE – BELASTUNGSGRENZEN (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH,

2005)

Stabilität der Riegel

Da die Stabilität der untersuchten Rampenmodelle zum Großteil vom Steingewicht der Riegel abhängt, werden zur Beurteilung im folgenden Diagram die Belastungsgrenzen der untersuchten Modelle dargestellt. Schwarze Markierungen bedeuten, dass das Rampenmodell nicht bis zum Bruch belastet wurde und daher stabil blieb. Auf der Abszisse ist die Rampenneigung in Prozenten und auf der Ordinate der kritische spezifische Abfluss in Naturwerten aufgetragen. Mit Hilfe einer potentiellen Trendlinie, basierend auf einem Polynom zweiten Grades, wurden Stabilitätslinien eingetragen. Da teilweise die Versuche nicht bis zum Bruch der Rampe gefahren werden konnten, teilt die rot-strichlierte Linie den Bereich der tatsächlichen Stabilitätslinie und den Bereich, wo die Kurven jeweils nur die untere Grenze des möglichen Stabilitätsbereiches darstellen (schwarze Markierungen, linksseitig der strichlierten Linie).



ABB. 90: STABILITÄTSGRENZEN DER RIEGEL (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Bei einem Riegelsteingewicht von 5,4 to und einer stabilen Rampenschlichtung der Schlichtungsart 4 oder D konnte die Belastung des Bemessungshochwassers von $HQ_{100}=1000$ m³/s bei allen untersuchten Rampentypen aufgenommen werden. Lediglich bei Versuch 30 kam es zum Versagen des Deckwerks, da bei diesem Versuch die Beckensteine 2-lagig

gelegt und dadurch stärker exponiert waren. Bei kleineren Steingewichten kam es bei der steilsten untersuchten Rampe vor Erreichen des Bemessungshochwassers zum Bruch der Rampe.

Rampentyp	Neigung	Steingewicht	Steingewicht
		Riegel [to]	Becken [to]
Rampe 1	1:5	5,4	0,6
Rampe 2	1:16,7	2,8	0,6
Rampe 3	1:15	5,4	2
Rampe 4	1:50	2,8	0,6
Rampe 5	1:30	2,8	3,5 / 2,0
Rampe 6	1:100	2,8	0,6

TAB. 23: ERFORDERLICHE STEINGEWICHTE DER RIEGEL UND BECKEN

Weiters wurde beobachtet, dass für die Stabilität der Riegel nicht notwendigerweise der größte Abfluss maßgebend ist. Bei steigendem Durchfluss traf der Überfallsstrahl nicht mehr direkt auf den darunter liegenden Riegel, sondern belastete die Beckensteine danach. Durch die größere vorhandene Wassertiefe in den Becken erfolgte eine Dämpfung der Strahlwirkung und somit eine kleinere Belastung des Deckwerkes des jeweils betrachteten Riegel. Ein weiteres Kriterium für die Stabilität war der steigende Wasserspiegel im unten liegenden Becken und der damit verbundene höhere Einstaugrad. Somit nimmt bei steigendem Abfluss auch die Belastung auf die bereits eingestauten Riegel ab.

Einen wesentlichen Faktor stellt auch die Art und Genauigkeit der Rampenschlichtung dar, woraus sich die starke Streuung der Ergebnisse erklärt..

Versagensmechanismen der Riegel

Die typische Versagensart der Riegel ist ein Herausdrehen eines oder mehrerer Steine aus dem Riegelverband. Je nach Schlichtungsart wird entweder der Stütz- oder der Riegelstein dem Strömungsangriff stärker ausgesetzt. Durch die stärkere Exponiertheit der anderen Steine im Verband kommt es in weiterer Folge zum Versagen des ganzen Riegels. Als Beispiele der Versagensmechanismen Abbildungen sind in folgenden jene der Schlichtungsart 1 und 4 angeführt.



ABB. 91: VERSAGENSMECHANISMUS DER SCHLICHTUNGSART 1 (LANG, 2004)



ABB. 92: HERAUSGELÖSTER KRONENSTEIN (LANG, 2004)



ABB. 93: VERSAGENSMECHANISMUS DER SCHLICHTUNGSART 4 (LANG, 2004)



ABB. 94: VERSAGEN DES STÜTZSTEINS (LANG, 2004)

Stabilität der Becken

Die größte Belastung auf die Beckensteine trat bei der größten untersuchten Beckenlänge von L=30 m und bei einer Absturzhöhe von A=1,0 m auf. Aus diesem Grund wurden bei diesem Rampentyp auch die meisten Versuche hinsichtlich der Variation des Steingewichts der Beckensteine durchgeführt.



ABB. 95: STABILITÄTSGRENZEN DER BECKEN MIT GELEGTEN STEINEN – L=30 M (LANG, 2004)

Bei der geschlichteten Bauweise der Beckensteine konnte die Belastungsgrenze wesentlich gesteigert werden. Das erforderliche Steingewicht reduzierte sich von 3,5 to bei gelegten auf 0,7-1,5 to bei geschlichteten Beckensteinen.

3.4.3.2 Kolkversuche

Zum besseren Vergleich wurden in den folgenden Abbildungen 96 und 97 die Kolklinien auf dieselbe Bezugshöhe der Ausgangssohle transformiert (UW-Sohle=400,77 mNN). Als Ursprung der x-Achse diente jeweils der Rampenfuß. Die Kolklinien der Rampentypen mit gleicher Absturzhöhe A werden im selben Diagramm abgebildet.



ABB. 96: KOLKLINIEN BEI RAMPENTYP 2,4 UND 6 – A=0,3 M, AUSGANGSSOHLE 400,77 MNN (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 97: KOLKLINIEN BEI RAMPENTYP 1,3 UND 5 – A=1,0 M, AUSGANGSSOHLE 400,77 MNN (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die folgende Tabelle enthält die Auswertungen der Maximalkolke bezogen auf die Ausgangssohle. Die zweidimensionalen Strömungsverhältnisse bei den

Schnittversuchen, sowie die Nachbildung eines Teilabschnittes der Rampe lassen jedoch keine quantitativen Rückschlüsse auf die tatsächlichen Kolktiefen in der Natur zu. Daher stellen die Ergebnisse nur qualitative Vergleiche der Modelle untereinander dar.

Rampentyp	Belastung	max. Kolktiefe
		[m]
Rampe 1	HQ ₁₀	5,71
(L=5, A=1)	HQ ₁₀₀	6,88
Rampe 2	HQ ₁₀	3,19
(L=5, A=0,3)	HQ ₁₀₀	4,20
Rampe 3	HQ ₁₀	3,21
(L=15, A=1)	HQ ₁₀₀	3,88
Rampe 4	HQ ₁₀	3,48
(L=15, A=0,3)	HQ ₁₀₀	4,23
Rampe 5	HQ ₁₀	2,74
(L=30, A=1)	HQ ₁₀₀	4,00
Rampe 6	HQ ₁₀	1,98
(L=30, A=0,3)	HQ ₁₀₀	3,94

TAB. 24: MAXIMALE KOLKTIEFEN BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die größere Kolktiefe bei der Rampe 4, gegenüber der Rampe 3 kann trotz der geringeren Rampenneigung durch die größere Rauheit des Deckwerks erklärt werden. Das kleinere verwendete Steingewicht bei der Rampe 4 führte vermutlich zu einer geringeren Energieumwandlung auf der Rampe, sodass mehr Energie in der Nachbettstrecke umgewandelt wurde. Eine andere Erklärung liegt möglicherweise in der bei solchen Untersuchungen durchaus üblichen Streuung der Messergebnisse (Abweichung <10 %).

Erwartungsgemäß konnten bei den Modellen mit größerem Riegelabstand die größeren Kolklängen gemessen werden.

3.4.3.3 Wasserspiegelmessung

An den stabilen Rampenvarianten wurden während den Kolkversuchen die Wasserspiegel gemessen. In folgenden Diagrammen sind auf der Abszisse die Abstände von der Rampenkrone in Längsrichtung und auf der Ordinate die Höhe in mNN aufgetragen. Die Höhen sind zum besseren Vergleich auf dieselbe Bezugshöhe der Sohlenlagen transformiert worden(UW-Sohle=400,77 mNN).



ABB. 98: WASSERSPIEGELLINIEN DER RAMPE 1 BEI HQ10 UND HQ100 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 99: WASSERSPIEGELLINIEN DER RAMPE 2 BEI HQ10 UND HQ100 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 100: WASSERSPIEGELLINIEN DER RAMPE 3 BEI HQ10 UND HQ100 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 101: WASSERSPIEGELLINIEN DER RAMPE 4 BEI HQ10 UND HQ100 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 102: WASSERSPIEGELLINIEN DER RAMPE 5 BEI HQ10 UND HQ100 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Der Verlauf des Wasserspiegels steht in direktem Zusammenhang mit der Beckenlänge und der Absturzhöhe der jeweiligen Rampe. Der Verlauf der Wasserspiegel bei einer Beckenlänge von L=5 m ist eher ruhig und lässt darauf schließen, dass sich bei kurzen Beckenlängen der Wechsel von Becken und Riegel hydraulisch nur als erhöhte Rauhigkeit der Sohle auswirkt. Bei größeren Beckenlängen tritt eine stärker werdende Wellenbildung auf, welche bei der Rampe mit L=15 m und A=1 m nahezu parallel zur Sohle verläuft. Bei der Rampe 5 mit L=30 m und A=1 m kommt es hinter den Riegeln zur Wechselsprungbildung, wodurch der Wasserspiegel schon im mittleren Beckenbereich ansteigt.

Abbildung 99 zeigt, dass der Wasserspiegel im Bereich des Rampenfußes aufgrund der zufolge des Einstaus aus dem Unterwasser geringeren Fliessgeschwindigkeit trotz niedrigerem Energieniveau höher ist als im Oberwasser.

3.4.3.4 Vergleich der Ergebnisse mit Bemessungsverfahren aus der Literatur In den Abbildungen 103 und 104 werden die Ergebnisse aus den Schnittversuchen mit einigen Bemessungsverfahren aus der Literatur verglichen. Die genaue Erläuterung der einzelnen Verfahren ist im Kapitel 2.4.4 enthalten. Bei der Interpretation der Abbildung ist darauf zu achten, dass sich nicht alle Autoren mit Rampen in Riegelbauweise beschäftigt haben. Bei *Knauss (1981)* wurden Untersuchungen an Setzsteinrampen, bei *Whittaker und Jäggi (1986)* Versuche an Setz- und Schüttsteinrampen durchgeführt. *Platzer (2000)* beschäftigte sich ebenfalls mit Rampen in Setzsteinbauweise. Nur *Vogel (2003)* führte Versuche mit Rampen in Riegelbauweise durch.

Eine weitere Einschränkung liefert der Gefällebereich, für den die Gleichungen der Autoren Anwendung finden. Das Stabilitätskriterium von *Knauss (1981)* findet nur bei Rampenneigungen von 1:15 bis 1:8 Anwendung. *Whittaker und Jäggi (1986)* untersuchten Rampen mit Neigungen zwischen 1:4 und 1:20, *Platzer (2000)* lieferte einen Ansatz für Gefälle von 1:15 bis 1:8. Die Versuche von *Vogel (2003)* beschäftigten sich mit Rampenneigungen zwischen 1:30 und 1:10. Die Schnittversuche in der Glasrinne der TU Wien beinhalteten Rampen mit Neigungen von 1:5 (Rampentyp 1) bis 1:100 (Rampentyp 6).

Als Parameter für die Gleichungen wurde ein Steingewicht von 2600 kg/m³ und ein äquivalenter Steindurchmesser von $d_s=1,27$ m bei Steinen von 2,8 to, sowie ein $d_s=1,58$ m bei Steinen von 5,4 to verwendet, wobei die Steingewichte dem statistischen Mittelwert der verwendeten Steine entsprachen. Bei den Versuchen mit anderem Riegelsteingewicht erschien ein Vergleich mit den Gleichungen aus der Literatur nicht aussagekräftig, da zu wenig Messergebnisse vorliegen. Die äquivalenten Kugeldurchmesser d_s wurden aus folgender Gleichung errechnet (siehe Kapitel 2.4.2.1):

$$d_s = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot m_s}{\rho_s \cdot \pi}}$$
3.22

Die Versuche in den Diagrammen links von der rot-strichlierten Linie konnten teilweise nicht bis zur Zerstörung gefahren werden. In diesem Bereich werden für die stabilen Rampen schwarze Markierungen verwendet.



ABB. 103: VERGLEICH DER RIEGELSTABILITÄT MIT DEN BERECHNUNGSVERFAHREN AUS DER LITERATUR, RIEGELSTEINGEWICHT 2,8 TO (LANG, 2004)



ABB. 104: VERGLEICH DER RIEGELSTABILITÄT MIT DEN BERECHNUNGSVERFAHREN AUS DER LITERATUR, RIEGELSTEINGEWICHT 5,4 TO (LANG, 2004)

Bei flacheren Sohlneigungen nimmt die Diskrepanz zwischen den einzelnen Bemessungsansätzen deutlich zu. Ein Grund dafür liegt sicher in den unterschiedlichen Randbedingungen bei den Versuchen der einzelnen Autoren. In den steilen Gefällebereichen liegt die Stabilitätskurve von *Whittaker und Jäggi (1986)* am höchsten, was auf den in der Stabilitätsgleichung integrierten Sicherheitszuschlag von 10-20 % zurückzuführen ist.

Um eine Gleichung für die Bemessung des Deckwerks mit großer Aussagekraft entwickeln zu können, hätte die Versuchsanzahl um Vieles erhöht werden müssen. Weiters hätten Versuche mit gleichen Rampenparametern und Steingewichten öfters durchgeführt werden müssen, um große Aussagekraft zu gewinnen. Aus diesem Grund wurden in den Diagrammen 103 und 104 keine Trendlinien eingefügt.

3.5 Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1"

3.5.1 Modellbeschreibung

3.5.1.1 Modellaufbau

<u>Allgemeines</u>

Die Ergebnisse der Schnittversuche (Kapitel 3.4) zeigten, dass bei einem Riegelsteingewicht von 5,4 to und einem Beckensteingewicht von 3,0 to der Bemessungsabfluss HQ₁₀₀=1000 m³/s schadlos über eine aufgelöste Rampe mit den entsprechend den untersuchten Randbedingungen geometrischen Parametern, bei einer minimalen Beckenlänge von L=5 m und einer maximalen Absturzhöhe von A=1,0 m abgeführt werden kann. Beckenlänge und Absturzhöhe stellen, bezogen auf die in dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen, Extremwerte dar. Es zeigte sich auch, dass auf die Art und Genauigkeit der Schlichtung großen Wert gelegt werden muss. Kleine Fehler im Deckwerksbau können die Versagensgrenze des Bauwerks maßgeblich herabsetzen und die maximal aufnehmbare Belastung auf die Hälfte reduzieren. Aufbauend auf diesen Erkenntnissen wurde das Modell einer aufgelösten Rampe (Variante 1) entworfen.

Aufgrund dieser Unsicherheiten erschien es sinnvoll das verwendete Riegelsteingewicht von 5,4 to zu erhöhen. Entsprechend der örtlich auftretenden Belastungen wurde ein Steingewicht von 5,5 bis 7,0 to verwendet. Bei den Beckensteinen wurde von der gelegten in die geschlichtete Bauweise gewechselt, um einen weiteren Sicherheitszuschlag zu gewinnen. Das Steingewicht konnte dabei auf 1,5 bis 3,0 to reduziert werden. Der Einbau des Rampenmodells erfolgte im gleichen Gerinne, in welchem auch das erste Vollmodell untersucht wurde. Als Modellmaßstab wurde analog zum ersten Vollmodell 1:30 gewählt.



ABB. 105: ÜBERSICHTSLAGEPLAN DES MODELLS "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 1" – MODELLMAßE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 106: SCHNITT A-A DES MODELLS - MODELLMAßE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 107: SCHNITT B-B DES MODELLS - MODELLMAßE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Das Querprofil im Unterwasser (Schnitt B-B) ist den örtlichen Gegebenheiten der Saalach bei Fluss-km 4,3 nachgebildet (Abb. 106). Dementsprechend musste ein Übergang der Böschungsneigung von 1:3 im Oberwasser und im Bereich der Rampe, auf 1:1 im Unterwasser hergestellt werden.



ABB. 108: IDEALISIERTES QUERPROFIL BEI FLUSS-KM 4,3 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Zur Entwässerung des Modells ohne dabei die Sohlform zu zerstören, wurde wie im ersten Vollmodell ein mit Geotextil umwickeltes Drainagerohr eingebaut.

Aufbau der Rampe

Der Entwurf des Modells "Aufgelöste Rampe - Variante 1" besitzt einen Weg für den Fischaufstieg und einen Weg für Bootsfahrer. Den hydrobiologischen Vorgaben entsprechend betragen die Stufenhöhen beim Fischaufstieg maximal 30 cm und beim Weg für die Bootsfahrer maximal 60 cm. Die Rampenlänge ergibt sich aus folgender Abbildung mit 120 m, die Höhendifferenz zwischen dem ersten und letzten Riegel ist 3,5 m, was einer Rampenneigung von ca. 1:34 entspricht.

DURCHGEFÜHRTE MODELLUNTERSUCHUNGEN



ABB. 109: ENTWURF "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 1" (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



Fischweg - max. Stufenhöhen 15 bis 30 cm (Tiefenrinne) Bootsfahrer - max. Stufenhöhe 60 cm



ABB. 110: HÖHENLAGE DER RIEGEL (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 111: QUERPROFIL A-A BEI RIEGEL 1 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Der Unterbau bestand aus Sand, der dieselbe Sieblinie wie das Vollmodells "Riegelrampe" hatte. Der erste und der letzte Riegel wurden zur Sicherung der Rampenkrone und des Rampenfußes auf einen Keil aus Bruchsteinen geschlichtet. Auf einer Lage Geotextil und einer Kiesschicht (Steingröße 4-8 mm) von 2-3 cm Stärke (Modellmaße) erfolgte der Einbau der restlichen Riegel der Rampe. Mit Hilfe von Koordinatenvermessung und Stechpegeln war Einhaltung und die genaue der Lage Höhe, der vorgegebenen Rampengeometrie entsprechend, möglich. Entsprechend den Erkenntnissen aus den Schnittversuchen (Kapitel 3.4.2.2) wurden die Riegel dachziegelartig geschlichtet. Im Anschluss wurden dann die Beckensteine zwischen den geschlichtet. Steine der Riegeln Die Riegel wurden aus Anschaulichkeitsgründen, ihrer Gewichtsklassen entsprechend, eingefärbt.



ABB. 112: PHASEN DER RAMPENSCHLICHTUNG (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 113: FARBLICHE DIFFERENZIERUNG DER STEINE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Steingewicht Modell	Steingewicht Natur	Farbe
[g]	[to]	
204-222	5,5 - 6,0	hellgrün
222-241	6,0 - 6,5	grün
241-259	6,5 - 7,0	dunkelgrün
56-111	1,5 - 3,0	grau

TAB. 25: VERWENDETE STEINGEWICHTE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die Bruchsteine, die als Uferbefestigung dienten, wurden auf einer Geotextillage entsprechend der Neigungen geschüttet. Im Bereich der Rampe erfolgte die seitliche Einbindung der Rampe in die Böschung innerhalb einer Länge von 2 m (Natur) flexibel. Zur Erzielung eines naturnahen Bauwerks wurde die Böschungsneigung und der Verlauf der Böschungsoberkante variiert. Die Böschung im Unterwasser unterhalb des Verziehungsbereiches bestand aus einer einbetonierten Kieslage.

3.5.1.2 Messeinrichtungen und Messmethodik

Zusätzlich zu den bereits vorhandenen Messeinrichtungen des Vollmodells "Riegelrampe" wurden drei Ultraschallsonden im Abstand von 30 cm am

Messwagen installiert, um Wasserspiegel entlang von Längsprofilen bei verschiedenen Durchflüssen über dem gesamten Modellbereich registrieren zu können.

Die x-Achse des Koordinatensystems lag wieder in Fließrichtung, wobei der Nullpunkt des Koordinatensystems gemäß Abbildung 114 festlegt wurde. Der Nullpunkt der y-Achse liegt auf der rechten Innenkante der Gerinnebegrenzung. Die z-Achse steht senkrecht auf die Sohle im Oberwasser mit dem Nullpunkt am Meeresspiegel (Nordisch Null).



ABB. 114: ANORDNUNG DES KOORDINATENSYSTEMS

Durch die Wahl des Ursprungs des Koordinatensystems ergeben sich für die wichtigen Punkte folgende Positionen auf der Modellstrecke:

	Position x [m Natur]
OW Beginn	-160
Geschiebezugabe	-75
OW-Pegel	-18
Rampe	0-120
UW-Pegel	468
Sandfang	482,4

TAB. 26: POSITIONIERUNG IN X-RICHTUNG

3.5.2 Durchgeführte Untersuchungen

3.5.2.1 Stabilitätsversuche

Für die Stabilitätsversuche wurde, um die größtmögliche Belastung bei Geschiebetrieb zu erhalten, eine bewegliche Oberwassersohle eingebaut. Der

Versuchsablauf erfolgte analog zum Belastungsversuch des Modells "Riegelrampe". Der Abfluss wurde stufenweise bis etwa 19% über das Bemessungshochwasser HQ₁₀₀=1000 m³/s gesteigert, wobei der Unterwasserspiegel dem Pegelschlüssel entsprechend eingestellt werden konnte. Der Unterwasserpegelschlüssel wurde an die Hochwasserfixierung 1995 angepasst (k_{st} =40 m^{1/3}/s, resultierendes Ausgleichsgefälle I=1,42 ‰, siehe Anhang 7.2.1). Das Ausgleichsgefälle ergab sich durch Rückrechnung nach Strickler aus den gegebenen Wasserspiegellagen.

Das Versuchsprogramm der Stabilitätsuntersuchungen und die jeweilige Lage des Unterwasserspiegels kann folgender Tabelle entnommen werden.

Q Natur	Q Modell	h UW
[m³/s]	[l/s]	[mNN]
100,00	20,29	414,94
250,00	50,71	416,04
375,00	76,07	416,75
500,00	101,43	417,37
600,00	121,72	417,83
700,00	142,00	418,25
800,00	162,29	418,64
900,00	182,57	418,92
1000,00	202,86	419,37
1100,00	223,15	419,72
1187.60	240.91	420.00

TAB. 27: VERSUCHSPROGRAMM DER STABILITÄTSVERSUCHE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.5.2.2 Kolkversuche ohne Geschiebezugabe

Kolkversuche im Oberwasser

Zusätzlich zu den Kolkversuchen im Unterwasser wurden auch Dauerversuche mit beweglicher Oberwassersohle durchgeführt. Zur verbesserten Beruhigung des Wassers im Einlaufbereich wurde ein auf 1,60 m Länge leicht ansteigender Teil der Sohle mit Waschbetonplatten befestigt. Für die Versuche stand als nutzbare Länge somit ein Bereich von 2,40 m Länge (72 m in Natur) zur Verfügung.



ABB. 115: SKIZZE DER OBERWASSERSOHLE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Ziel dieser Versuche war es, die sohlmorphologische Wirksamkeit des Bauwerks zu überprüfen. Der Unterwasserpegel entsprach wie bei allen Kolkversuchen der gerechneten Schlüsselkurve (k_{st} =40 m^{1/3}/s, Ausgleichsgefälle I=1,0 ‰, siehe Anhang 7.2.1).

Bei den Versuchen betrug bis zu einem Abfluss von HQ_1 die Dauer 6,25 Modellstunden.

Q Natur	Q Modell	h UW	Dauer Modell	Versuchstag	Dauer Natur	Summe Natur	Anmerkung
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[h]		[h]	[h]	
					0	0	Messung
250	50,7	416,33	0,25		1,37	1,37	
315	63,9	416,74	6	1	32,86	34,23	Messung
315	63,9	416,74	6	2	32,86	67,10	Messung
315	63,9	416,74	6,25	3	34,23	101,33	Messung

TAB. 28: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM OBERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Kolkversuche im Unterwasser

Die Kolkversuche im Unterwasser ohne Geschiebezugabe erfolgten mit fester Oberwassersohle und Wiederherstellung der Sohle im Unterwasser nach jeder Versuchsserie, um einen besseren Vergleich mit den Ergebnissen des Vollmodells "Riegelrampe" herstellen zu können.



ABB. 116: SKIZZE DER AUSGANGSSOHLE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Das Versuchsprogramm entsprach zwecks besserer Vergleichbarkeit dem bereits beim Vollmodell "Riegelrampe" verwendeten, wobei auch nach dem ersten Versuchstag mit der Belastung von HQ₁₀₀ Sohlmessungen durchgeführt wurden.

Q Natur	Q Modell	h UW	Dauer Modell	Versuchstag	Dauer Natur	Summe Natur	Anmerkung
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[h]		[h]	[h]	
					0	0	Messung
250	50,72	416,33	0,25		1,37	1,37	
315	63,90	416,74	6	1	32,86	34,23	Messung
315	63,90	416,74	6	2	32,86	67,10	Messung
315	63,90	416,74	6,25	3	34,23	101,33	Messung
400	81,14	417,26	0,25		1,37	102,70	
500	101,43	417,81	0,25		1,37	104,07	
600	121,72	418,30	0,25		1,37	105,44	
660	133,89	418,58	6	4	32,86	138,30	Messung
					0	0	Messung
700	142,00	418,77	0,25		1,37	1,37	
800	162,29	419,21	0,25		1,37	2,74	
900	182,57	419,62	0,25		1,37	4,11	
1000	202,86	420,02	6	1	32,86	36,97	Messung
1000	202,86	420,02	6	2	32,86	69,83	Messung

 TAB. 29: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM UNTERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE

 (Abschlussbericht Saalach, 2005)

3.5.2.3 Kolkversuche mit Geschiebezugabe

Kolkversuche im Oberwasser

Ziel dieser Versuchsserie war es, die Höhe der Sohle festzustellen, wo sich bei vorgegebener Zugabemenge ein Gleichgewichtszustand hinsichtlich der Sohlbewegung einstellt. Die Oberwassersohle war dabei wie in der Versuchsreihe ohne Geschiebezugabe teilweise befestigt.

Eine erste rechnerische Abschätzung der Versuchsdauer (siehe Anhang 7.2.6) unter Berücksichtigung des entstehenden Kolkvolumens bei fehlender Geschiebezugabe und der Zugabemenge von 31 kg/h (bei HQ₁) im Modell ergab ca. 6 h. Nach dieser Zeit wurde die Sohle vermessen und das entstandene Kolkbild zur Kontrolle mit dem nach weiteren drei Versuchsstunden verglichen.

Q Natur	Q Modell	Zugabe Modell	Dauer Modell	Zugabe Modell	Dauer Natur	Summe Natur	Natur
[m³/s]	[l/s]	[kg/h]	[h]	Geschiebe [kg]	[h]	[h]	Geschiebe [t]
					0	0	
315	63,9	31	6,09	188,79	33,36	33,36	5.097
315	63,9	31	3	93	16,43	49,79	2.511

TAB. 30: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM OBERWASSER MIT GESCHIEBEZUGABE (Abschlussbericht Saalach, 2005)

Kolkversuche im Unterwasser

Bei fester Oberwassersohle wurden analog zu den Versuchen des Modells "Riegelrampe" Versuche im Unterwasser mit Geschiebezugabe durchgeführt. Die Zugabemenge im Modell betrug 31 kg/h bei einem maximalen Abfluss von HQ_1 und bei HQ_{10} 132 kg/h.

Q Natur	Q Modell	h UW	Zugabe Modell	Dauer Modell	Zugabe Modell	Dauer Natur	Summe Natur	Natur
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[kg/h]	[h]	Geschiebe [kg]	[h]	[h]	Geschiebe [t]
						0	0	
250	50,7	416,33	14	0,25	3,5	1,37	1,37	95
315	63,9	416,74	31	6	186	32,86	34,23	5.022
315	63,9	416,74	31	6	186	32,86	67,10	5.022
315	63,9	416,74	31	6,25	193,75	34,23	101,33	5.231
400	81,1	417,26	56	0,25	14	1,37	102,70	378
500	101,4	417,81	85	0,25	21,25	1,37	104,07	574
600	121,7	418,30	115	0,25	28,75	1,37	105,44	776
660	133,9	418,58	132	6	792	32,86	138,30	21.384

TAB. 31: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM UNTERWASSER MIT GESCHIEBEZUGABE (Abschlussbericht Saalach, 2005)

3.5.2.4 Nachbettschutz

Der im Unterwasser des Nachbettschutzes auftretende Sekundärkolk darf laut *Platzer (2000)* aus Sicherheitsgründen ein gewisses Maß nicht überschreiten, da durch die Kolkbildung im Unterwasser die Stabilität des Rampenfußes gefährdet wird. Aus diesem Grund ergeben sich auch Grenzen für die Rampenhöhe bzw. für die relative Rampenrauheit.

Um dieser Gefahr vorzubeugen wurde eine mögliche Nachbettschutzvariante basierend auf *Platzers (2000)* Erfahrungen an nicht aufgelösten Rampen im Modellversuch getestet.

Im Anschluss an den letzten Riegel wurde entlang der Ufer ein 120 m langer und 5 m breiter Streifen von Steinen mit Durchmessern von 12-16 mm (in Naturmaßen 36-48 cm) 2-lagig aufgebracht. Im zentralen Bereich fand ein Flächenschutz auf einer Länge von 80 m mit einer Belegungsdichte von ca. 20 % Anwendung. Die Steinmasse des Böschungsschutzes betrug ca. 1,2 to/m² und die des Flächenschutzes ca. 119 kg/m² (Naturmaße).



ABB. 117: SKIZZE DES NACHBETTSCHUTZES (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 118: VOLLMODELL MIT NACHBETTSCHUTZ IM AUSGANGSZUSTAND (PRIBEK, 2004)

Das Versuchsprogramm der Kolkversuche im Unterwasser mit Nachbettschutz wurde analog zu dem der Kolkversuche im Unterwasser ohne Geschiebezugabe erstellt:

Q Natur	Q Modell	h UW	Dauer Modell	Versuchstag	Dauer Natur	Summe Natur	Anmerkung
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[h]		[h]	[h]	
					0	0	Sohlmessung
250	50,72	416,33	0,25		1,37	1,37	
315	63,90	416,74	6	1	32,86	34,23	Sohlmessung
315	63,90	416,74	6	2	32,86	67,10	Sohlmessung
315	63,90	416,74	6,25	3	34,23	101,33	Sohlmessung
400	81,14	417,26	0,25		1,37	102,70	
500	101,43	417,81	0,25		1,37	104,07	
600	121,72	418,30	0,25		1,37	105,44	
660	133,89	418,58	6	4	32,86	138,30	Sohlmessung
					0	0	Sohlmessung
700	142,00	418,77	0,25		1,37	1,37	
800	162,29	419,21	0,25		1,37	2,74	
900	182,57	419,62	0,25		1,37	4,11	
1000	202,86	420,02	6	1	32,86	36,97	Sohlmessung
1000	202,86	420,02	6	2	32,86	69,83	Sohlmessung

 TAB. 32: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM UNTERWASSER MIT NACHBETTSCHUTZ

 (Abschlussbericht Saalach, 2005)

3.5.2.5 Wasserspiegellagen

Die Aufnahme der Wasserspiegellagen erfolgte in Rampenachse über den gesamten Modellbereich mittels der am Messwagen befestigten Ultraschallsonden, wobei bei jedem Durchfluss zwei Messungen durchgeführt wurden. Weiters wurden die Wasserspiegel im Rampenbereich flächig bei verschiedenen Durchflüssen entlang von Längsprofilen im Abstand von 10 cm aufgezeichnet.

Q Natur	Q Modell	h UW
[m³/s]	[l/s]	[mNN]
10,00	2,03	413,87
38,90	7,89	414,38
100,00	20,29	415,11
200,10	40,59	415,95
315,00	63,90	416,74
500,30	101,49	417,81
660,00	133,89	418,58
830,10	168,39	419,33
1000,00	202,86	420,02

TAB. 33: VERSUCHSPROGRAMM DER WASSERSPIEGELMESSUNGEN

3.5.2.6 Geschwindigkeitsmessungen

Aufgrund der gegenüber dem Vollmodell "Riegelrampe" größeren Rampenlänge und der höheren Diversität der Fließverhältnisse erwies sich die Zugabe von Farbmittel als nicht mehr sinnvoll. Zur Bestimmung der mittleren Oberflächengeschwindigkeit daher zehn Tischtennisbälle wurden unterschiedlich eingefärbt und im Oberwasser der Rampe zugegeben. Der Verlauf der Bälle über der Rampe wurde mit einer Videokamera zwischen zwei Kontrollpunkten aufgezeichnet und die Geschwindigkeiten zurückgerechnet. Die Versuche wurden bei auf die Natur umgerechneten Durchflüssen von 100, 200 und 315 m³/s (HQ₁) durchgeführt.



ABB. 119: GESCHWINDIGKEITSMESSUNGEN - OBERER UND UNTERER KONTROLLQUERSCHNITT (PRIBEK, 2004)

3.5.2.7 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe

Wie beim Vollmodell "Riegelrampe" erfolgte die Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit, der Froude-Zahl und der Energiehöhen bei den stationären Pegeln im Ober- und Unterwasser mit Hilfe der aufgezeichneten Wasserspiegel während der Versuche.

Es gelten die Beziehungen:

$$v = \frac{Q}{A}$$
 3.23

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}}$$
 3.24

$$H_{E,o} = z_o + h_o + \frac{v_o^2}{2g}$$
 3.25

$$H_{E,u} = z_u + h_u + \frac{v_u^2}{2g}$$
 3.26

$$\Delta H_E = H_{E,o} - H_{E,u} \tag{3.27}$$

Da bei den Stabilitätsversuchen für den Pegel im Unterwasser eine andere Schlüsselkurve verwendet wurde als bei den Kolkversuchen, erfolgte hier die Auswertung auch für beide Pegelschlüssel.

3.5.2.8 Fließverhältnisse auf der Rampe

Zur Darstellung der Fließverhältnisse auf der Rampe ist es notwendig, Kenntnisse über den Verlauf der Fließgeschwindigkeiten zu erlangen. Dazu war

es erforderlich, die Rampensohle, wie auch die Wasserspiegellagen bei verschiedenen Durchflüssen flächig zu erfassen. Für die Messungen der Sohle und der anschließenden Böschungen wurden dieselben Lasersonden verwendet, die auch bei den Kolkmessungen zum Einsatz kamen. Es wurden Längsprofile im Abstand von 2 cm im Bereich von x=0-130 m (Naturmaße) aufgenommen. Die Messung der Wasserspiegellagen erfolgte mit drei am Messwagen befestigten Ultraschallsonden, entlang von Längsprofilen im Abstand von 10 cm. wobei sowohl die Rohdaten der Aufnahme der Sohle als auch die der Wasserspiegellagen stellenweise gewisse Ungenauigkeiten aufwiesen. Einerseits kam es bei der Aufnahme der Sohle durch die glatten Flächen des Deckwerks Messfehler die korrigiert werden mussten. Andererseits entstanden bei der Messung der Wasserspiegel speziell bei niedrigen Durchflüssen Fehler infolge lokaler Wechselsprünge oder herausstehender Steinspitzen. Diese Ungenauigkeiten müssen in der Auswertung und Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.

Nach der Aufnahme der Wasserspiegel und der Rampensohle wurden die Messdaten auf einen einheitlichen Raster interpoliert (dx=0,25 m, dy=0,3 m, Naturmaße). Dadurch konnten die Abflussflächen berechnet werden und die Geschwindigkeiten in den einzelnen Querschnitten mittels der Kontinuitätsgleichung rückgerechnet werden.



ABB. 120: PRINZIPSKIZZE ZUR BERECHNUNG DER ABFLUSSFLÄCHEN

Die Abflussfläche eines Querschnitts j setzt sich aus der Summe aller Teilflächen i zusammen.

$$A_j = \sum A_i$$
 3.28

$$A_i = \frac{w_i + w_{i+1}}{2} \cdot dy \tag{3.29}$$

Das Rückrechnen der mittleren Geschwindigkeiten für den jeweiligen Querschnitt j erfolgt über den bekannten konstant gehaltenen Durchfluss Q.

$$v_j = \frac{Q}{A_j}$$
 3.30

Um die Fließverhältnisse auf der Rampe (Strömen, Schießen, Fließwechsel) quantifizieren zu können, werden die jeweiligen Froude-Zahlen aus den ermittelten Fließgeschwindigkeiten und den zugehörigen mittleren Wassertiefen der betrachteten Querschnitte berechnet.

$$Fr_j = \frac{v_j}{\sqrt{g \cdot w_{m,j}}}$$
3.31

Aus der Bernoulli-Gleichung errechnet sich die Energiehöhe des jeweiligen Querschnitts durch Einsetzten der mittleren Wasserspiegellage und der mittleren Fließgeschwindigkeit.

$$H_{E,j} = z_{m,j} + w_{m,j} + \frac{v_j^2}{2g}$$
 3.32

Die Differenz der Energiehöhen der einzelnen Querschnitte errechnet sich aus

$$\Delta H_E = H_{E,j+1} - H_{E,j} \tag{3.33}$$

3.5.2.9 Rauheit der Rampe

Zur Bestimmung der Rauheit des Rampenbauwerks wurde der Versuch unternommen, die Strickler-Beiwerte über der Rampe zu berechnen.

Die Fließformel nach Strickler lautet:

$$v = k_{St} \cdot r_{Hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2}$$
 3.34

Nach Umformung ergeben sich die Strickler-Beiwerte für die einzelnen Querschnitte j als

$$k_{St,j} = \frac{v_j}{r_{Hy,j}^{2/3} \cdot I_{E,j}^{1/2}}$$
3.35

mit dem zugehörigen hydraulischen Radius

$$r_{Hy,j} = \frac{A_j}{U_j}$$
 3.36

- k_{St}... Strickler-Beiwert [m^{1/3}/s]
- r_{Hy}... Hydraulischer Radius [m]
- Abflussfläche [m²] Α...
- benetzter Umfang [m] U...
- Energieliniengefälle l_E...
- Geschwindigkeit [m/s] V...



ABB. 121: PRINZIPSKIZZE ZUR BERECHNUNG DES BENETZTEN UMFANGS

Der benetzte Umfang des jeweiligen Querschnitts j berechnet sich durch

$$U_{j} = \sum U_{i}$$

$$U_{i} = \sqrt{(S_{i} - S_{i+1})^{2} + dy^{2}}$$
3.37
3.38

$$V_i = \sqrt{(S_i - S_{i+1})^2 + dy^2}$$
 3.38

Das Gefälle der Energielinie zwischen zwei beliebigen Querschnitten 1 und 2 ergibt sich aus der Gleichung

$$I_E = \frac{H_{E1} - H_{E2}}{l} = \frac{\Delta H_E}{l}$$
3.39



ABB. 122: PRINZIPSKIZZE ZUR ERMITTLUNG DES ENERGIELINIENGEFÄLLES

3.5.3 Versuchsergebnisse

3.5.3.1 Stabilitätsversuche

Bereits bei kleinen Durchflüssen zeigte sich, dass der Abfluss nicht mehr wie beim Modell "Riegelrampe" aufgrund der strengen Symmetrie lediglich in Flussmitte stattfindet, sondern wie geplant ein vielfältiges Strömungsmuster entsteht und lokal sich dort konzentriert, wo einzelne Riegelsteine tiefer gesetzt wurden. Erst bei größeren Abflüssen konnte die Abflusskonzentration in Flussmitte aufgrund der räumlichen Krümmung der Riegel beobachtet werden.

Bei der Belastung mit der auf etwa 19 % über dem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀=1000 m³/s eingestellten Wassermenge wurde keine Bewegung der Riegel- und Beckensteine registriert. Daraus lässt sich schließen, dass die Rampe mit ihrer Dimensionierung noch nicht an der Belastungsgrenze lag.

3.5.3.2 Kolkversuche ohne Geschiebezugabe

Kolkversuche im Oberwasser

Der Tiefstpunkt des Kolkes stellte sich nach etwa 4 Naturtagen Belastung durch HQ₁ etwa 2,4 m unterhalb der eingebauten Rampenkrone ein. Das auf einer Länge von 80 m errechnete Kolkvolumen betrug ca. 3000 m³. Um eine sohlmorphologische Wirksamkeit der Rampe zu erzielen, muss diese daher (bei
einem HQ₁ ohne Geschiebezufuhr) eine Mindesthöhe von 2,4 m besitzen. Die sich ergebende Kolktiefe entsprach etwa ³/₄ der Rampenhöhe des untersuchten Modells.





ABB. 123: KOLKBILD IM OW NACH HQ1 (315 M³/s) OHNE GESCHIEBEZUGABE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Kolkversuche im Unterwasser

Durch die räumliche Krümmung der Riegel ergab sich erwartungsgemäß eine Abflusskonzentration in Richtung Flussmitte. Bei kleineren Hochwässern bildeten sich Kiesbänke im Randbereich, welche sich beim Uferschutz günstig auswirken.

Zur Berechnung der Kolkvolumina wurde analog zu jener bei der Riegelrampe eine Länge von 280 m flussab des Rampenfußes und eine Breite von 35 m (entspricht der Sohlbreite des Unterwasserprofils) herangezogen. Hinsichtlich der maximalen Kolktiefen und berechneten Kolkvolumina ergeben sich folgende Werte:

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen
	[m]	[m³]
HQ₁ Tag 1	1,39	4849
HQ₁ Tag 2	1,48	6655
HQ₁ Tag 3	1,62	7908
HQ ₁₀	3,38	14106
HQ ₁₀₀ Tag 1	4,75	19423
HQ ₁₀₀ Tag 2	5,57	27270

TAB. 34: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA IM UNTERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE

Die entstandenen Eintiefungen wiesen weitaus kleinere Werte auf als beim Vollmodell "Riegelrampe".

Die Ergebnisse der Durchflüsse HQ₁, HQ₁₀ und HQ₁₀₀ werden in folgenden Abbildungen und Fotos dargestellt. Konturplots der Sohlenlagen bezogen auf die Ausgangssohle sind im Anhang 7.2.2 abgebildet.











ABB. 125: KOLKBILD NACH HQ10 (660 M³/s) (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





3.5.3.3 Kolkversuche mit Geschiebezugabe

Kolkversuche im Oberwasser

Ab einer Versuchsdauer von ca. 1,5 Naturtagen bei HQ_1 konnten keine wesentlichen Veränderungen der Oberwassersohle festgestellt werden. Die gemessene Kolktiefe betrug etwa 0,7 m unterhalb der Ausgangssohle (z=416,25 m).



ABB. 127: KOLKBILD NACH 1,5 NATURTAGEN HQ1 (315 M³/s) MIT GESCHIEBEZUGABE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 128: KOLKBILD NACH 2 NATURTAGEN HQ1 (315 M³/s) MIT GESCHIEBEZUGABE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Kolkversuche im Unterwasser

Die Kolktiefen und Kolkvolumina bei den Versuchen mit Geschiebetrieb ergaben folgende Naturwerte:

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen	Anlandung
	[m]	[m³]	[m³]
HQ₁ Tag 1	1,21	4292	391
HQ₁ Tag 2	1,37	5300	1980
HQ₁ Tag 3	1,97	4875	3033
HQ ₁₀	3,1	5295	4592

TAB. 35: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA BEI GESCHIEBEZUGABE VON 15370 TO (NATUR)

Erwartungsgemäß ergaben sich durch die Geschiebezugabe im Unterwasserbereich kleinere Kolke. Auf dem Rampenkörper fanden an Stellen mit niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten Ablagerungen von Geschiebe statt, welche erst nach Erhöhung des Abflusses wieder weggespült wurden.

Nachfolgend werden die Konturplots und Fotos der Ergebnisse der Kolkversuche mit Geschiebezugabe dargestellt. Im Anhang 7.2.4 werden auch Konturplots bezogen auf die Ausgangssohle abgebildet.





ABB. 129: KOLKBILD NACH HQ1 (315 M³/s) MIT 15370 TO ZUGABEMENGE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 130: KOLKBILD NACH HQ10 (660 M³/S) MIT 23112 TO ZUGABEMENGE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.5.3.4 Nachbettschutz

Der Flächenschutz bewirkte eine Verlagerung des Maximalkolkes Richtung Unterwasser, wobei ähnliche maximale Eintiefungen gemessen wurden, wie bei den Versuchen ohne Nachbettschutz. Durch den mehrlagigen Randstreifen kam es zu einer mittigen Konzentration des Kolkes, wodurch in weiterer Folge Steine des Randstreifens in Richtung Flussmitte nachrutschten und ein stabiler Keil für den Uferschutz gebildet wurde. Sowohl für den Rampenfuß, als auch für die Böschung im Unterwasser kam es zu einem Stabilitätsgewinn durch den Einbau des Nachbettschutzes.

Durchfluss	Kolktiefe
	[m]
HQ₁ Tag 1	1,63
HQ ₁ Tag 2	1,48
HQ₁ Tag 3	1,69
HQ ₁₀	2,99
HQ ₁₀₀ Tag 1	4,00
HQ ₁₀₀ Tag 2	4,27

 TAB. 36: MAXIMALE KOLKTIEFEN BEI DEN KOLKVERSUCHEN MIT NACHBETTSCHUTZ (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Die Ergebnisse der Durchflüsse HQ_1 , HQ_{10} und HQ_{100} werden in folgenden Abbildungen und Fotos dargestellt. Konturplots bezogen auf die Ausgangssohle sind dem Anhang 7.2.3 zu entnehmen.





 150
 200
 250
 300

 ABB. 131: KOLKBILD NACH HQ1 (315 m³/s) MIT NACHBETTSCHUTZ (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 132: KOLKBILD NACH HQ10 (660 M³/s) MIT NACHBETTSCHUTZ (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)





ABB. 133: KOLKBILD NACH HQ100 (1000 M³/S) MIT NACHBETTSCHUTZ (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

3.5.3.5 Wasserspiegellagen

In der folgenden Abbildung ist der Wasserspiegel entlang der Längsachse bei verschiedenen Durchflüssen abgebildet. Bei steigendem Abfluss nimmt der Einstaugrad der Rampe zu und sie wirkt nur mehr als überströmte Sohlschwelle. In den folgenden Abbildungen werden die Wasserspiegellagen in Rampenachse, sowie am Beispiel des HQ₁ flächig über der Rampe dargestellt.

Die Wasserspiegel bezogen auf die Ausgangssohle sind im Anhang 7.2.5 abgebildet.



ABB. 134: WASSERSPIEGELLAGEN IN RAMPENACHSE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 135: WASSERSPIEGELLAGEN ÜBER DER RAMPE BEI HQ1 (315 M³/S)

3.5.3.6 Geschwindigkeitsmessungen

Die Ergebnisse der Geschwindigkeitsmessungen sind in folgender Tabelle dargestellt:

Durchfluss	Geschwindigkeit bei Zugabeabschnitt			
Natur	[m/s]			
[m³/e]	rechtes	Mitto	linkes	
[1175]	Drittel	IVIILLE	Drittel	
100	1,82	2,36	3,46	
200	2,04	2,82	3,44	
315	1,59	2,24	2,94	

TAB. 37: MITTLERE GESCHWINDIGKEITEN IN M/S [NATURWERTE]

Bei der Versuchsdurchführung zeigte sich, dass die verwendeten Tischtennisbälle durch die aus der Wasseroberfläche herausragenden Steinspitzen oder lokale Deckwalzen von Wechselsprüngen abgelenkt oder aufgehalten werden. Da beim Abfluss von HQ₁ diese Ablenkungen stärker ausgeprägt waren als bei den kleineren Abflüssen, ergeben sich in diesem Fall auch kleinere Oberflächengeschwindigkeiten in der Auswertung. Des Weiteren zeigte sich eine größere Oberflächengeschwindigkeit bei allen Abflüssen im linken Drittel der Rampe.

3.5.3.7 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe

Wie beim Vollmodell "Riegelrampe" herrschte bei allen getesteten Abflüssen im Oberwasser strömender Abfluss. Da bei den Stabilitätsversuchen eine andere Unterwasserschlüsselkurve verwendet wurde als bei den Kolkversuchen, erfolgt die Auswertung der Fließverhältnisse für beide Pegelschlüssel.

Bei der Versuchsreihe mit der tiefer liegenden Unterwasserschlüsselkurve erreichte die Fließgeschwindigkeit beim Bemessungsabfluss flussauf der Rampe ein Maximum von 3,6 m/s und flussab etwa 4,6 m/s. Durch Erhöhung des Unterwasserspiegels (obere Unterwasserschlüsselkurve) blieben die Fließgeschwindigkeiten im Oberwasser annähernd gleich und reduzierten sich im Unterwasser auf 3,9 m/s.

In den Tabellen 38 und 39 sind die errechneten Abflussflächen, die mittleren Geschwindigkeiten und Froude-Zahlen getrennt nach den zugehörigen Durchflüssen dargestellt.

Q _N	Ao	Vo	Fr _o	A _u	Vu	Fr _u
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[]	[m²]	[m/s]	[]
40	19,01	2,10	0,91	15,95	2,51	1,19
100	49,72	2,01	0,65	33,58	2,98	0,98
200	76,30	2,62	0,70	60,66	3,30	0,82
315	104,86	3,00	0,70	87,82	3,59	0,75
500	146,26	3,42	0,69	125,24	3,99	0,70
660	186,91	3,53	0,64	160,56	4,11	0,65
830,1	231,41	3,59	0,59	191,75	4,33	0,63
1000	278,77	3,59	0,55	219,40	4,56	0,62

TAB. 38: ZUSAMMENSTELLUNG DER CHARAKTERISTISCHEN GRÖßEN AN DEN PEGELSTELLEN IM OBER- UND UNTERWASSER FÜR DIE UNTERE UNTERWASSERSCHLÜSSELKURVE

Q _N	Ao	Vo	Fr _o	Au	Vu	Fr _u
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[]	[m²]	[m/s]	[]
40	26,63	1,50	0,65	18,68	2,14	0,94
100	47,64	2,10	0,70	40,62	2,46	0,74
200	76,19	2,62	0,70	78,30	2,55	0,56
315	102,16	3,08	0,72	106,24	2,97	0,56
500	141,88	3,52	0,72	155,82	3,21	0,51
660	173,02	3,81	0,71	188,07	3,51	0,51
830,1	221,55	3,75	0,63	221,77	3,74	0,51
1000	265,92	3,76	0,59	254,13	3,94	0,51

TAB. 39: ZUSAMMENSTELLUNG DER CHARAKTERISTISCHEN GRÖßEN AN DEN PEGELSTELLEN IM OBER- UND UNTERWASSER FÜR DIE OBERE UNTERWASSERSCHLÜSSELKURVE

Wie beim Vollmodell "Riegelrampe" lässt sich aus der Differenz der Energiehöhen im Ober- und Unterwasser eindeutig feststellen, dass eine Energieumwandlung zwischen diesen Punkten stattfindet. Bei kleinerem Abfluss wird aufgrund der größeren wirksamen Rauheit des Deckwerks mehr Energie als bei größeren Abflüssen umgewandelt. Wäre die Energiehöhendifferenz ΔH_E in folgendem Diagramm gleich Null, würde keine Energie umgewandelt werden. Markierungen oberhalb der gestrichelten Linie bedeuten, dass mehr Energie umgewandelt wird, als durch die Höhendifferenz der Sohlen im Ober- und Unterwasser zusätzlich verfügbar ist.



ABB. 136: ENERGIEHÖHENDIFFERENZ ZWISCHEN DEN STATIONÄREN PEGELN IM OBER- UND UNTERWASSER

Q _N	$\triangle H_{E1}$	∆H _{E2}
[m³/s]	[m]	[m]
40,00	2,40	2,29
100,00	2,19	2,12
200,00	1,97	1,74
315,00	1,76	1,49
500,00	1,45	0,98
660,00	1,18	0,70
830,10	0,99	0,50
1000,00	0,86	0,30

TAB. 40: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN FÜR DIE UNTERE (1) UND OBERE

 (2) UNTERWASSERSCHLÜSSELKURVE

3.5.3.8 Fließverhältnisse auf der Rampe

Die durch die Rückrechnung aus den Abflussflächen und den bekannten Durchflüssen erhaltenen mittleren Fließgeschwindigkeiten sind in folgendem Diagramm dargestellt, wobei auf der Abszisse die x-Koordinaten und auf der Ordinate die Geschwindigkeiten in m/s (Naturwerte) aufgetragen sind.



ABB. 137: MITLLERE FLIESSGESCHWINDIGKEITEN ÜBER DER RAMPE

Es lässt sich feststellen, dass die höchsten Fließgeschwindigkeiten nicht notwendigerweise auch beim größten Abfluss auftreten. Beim Bemessungsabfluss $HQ_{100}=1000 \text{ m}^3$ /s liegt die maximale Geschwindigkeit im oberen Rampenbereich deutlich unter der des $HQ_1=315 \text{ m}^3$ /s. Der Grund dafür liegt im steigenden Einstaugrad unterwasserseitig. Während bei niederen Abflüssen im oberen Rampenbereich noch ein beschleunigter Abfluss vorhanden ist, wird dieser bei höheren Abflüssen durch den hohen Unterwasserspiegel verhindert (siehe Abbildung 138).



ABB. 138: GEMITTELTE WASSERSPIEGELLAGEN ÜBER DER RAMPE

Zur Beurteilung der Fließverhältnisse werden die Froude-Zahlen in den einzelnen Querschnitten herangezogen. Wie schon während den Modellversuchen beobachtet, herrscht bei größeren Abflüssen auf der Rampe durchgehend ein strömender Abflusszustand (Fr<1). Bei Abflüssen bis etwa HQ₁=315 m³/s Rampenkörper kommt es am stellenweise zur Wechselsprungbildung. Die niedrige Rampenneigung und der hohe Einstaugrad vom Unterwasser verhindern aber den von vielen Autoren hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit geforderten Wechselsprung am Rampenfuß. Daraus kann man schließen, dass bei aufgelösten Rampen mit kleiner Rampenneigung der Großteil der Energieumwandlung am Rampenkörper selbst stattfindet.

Da bei der Berechnung der Froude-Zahlen die Geschwindigkeit einfließt, muss die in Kapitel 3.5.2.8 erwähnte Fehlerproblematik bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.



ABB. 139: MITLLERE FROUDE-ZAHLEN ÜBER DER RAMPE



ABB. 140: MITLLERE ENERGIEHÖHEN ÜBER DER RAMPE

Aus den über die Querschnitte gemittelten Energiehöhen lässt sich deutlich erkennen, dass bei kleineren Durchflüssen mehr Energie auf dem Rampenkörper umgewandelt wird als bei höheren Durchflüssen. Der Grund

dafür liegt nach *Bezzola (2002)* in der größeren Rauheit der Rampe, welche von der relativen Überdeckung h/d abhängt. Beim Vergleich der Differenzen der Energiehöhen auf der Rampe mit denen der stationären Pegel im Ober- und Unterwasser zeigte sich, dass beim Durchfluss von 315 m³/s die Auswertungen höhere Werte auf dem Rampenkörper lieferten, als bei den Auswertungen der stationären Pegel. Das kann jedoch durchaus im Rahmen der Messgenauigkeiten liegen.



ABB. 141: MITLLERE ENERGIEHÖHEN ÜBER DER RAMPE [BEZZOLA, 2002]

In folgender Tabelle werden die berechneten Ergebnisse der mittleren Geschwindigkeiten und der Energiehöhendifferenzen von x=8 m (erster Riegel) bis x=128 m (letzter Riegel) zusammengestellt.

Q	Vm	∆He _{o,u}
[m³/s]	[m/s]	[m]
40,0	1,18	2,06
100,0	1,70	1,97
200,0	2,08	1,66
315,0	2,46	1,56
500,0	2,40	0,80
660,0	2,51	0,57
830,1	2,41	0,36
1000.0	2.44	0.26

TAB. 41: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER MITTLEREN GESCHWINDIGKEITEN UND ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN

3.5.3.9 Rauheit der Rampe

Um die Rauheit der Rampe quantifizieren zu können, wurde die Fließformel von *Gauckler-Manning-Strickler* verwendet, wobei der dimensionsbehaftete Strickler-Beiwert k_{St} dabei zur Beurteilung der Rauheit herangezogen wurde.



ABB. 142: MITLLERE STRICKLER-BEIWERTE ÜBER DER RAMPE

Die ausgeprägten Spitzen bei kleineren Durchflüssen erklären sich durch die sich aus der Rückrechnung aus den Wasserspiegellagen ergebenden Extremwerte bei lokalen Wechselsprüngen. Bei höheren Abflüssen ergeben sich stetige Kurven, da die Froude-Zahlen über der Rampe ständig kleiner 1 waren und dadurch die Wechselsprungbildung ausblieb.

Bei kleineren Abflüssen wirkt das Rampendeckwerk durch die geringere relative Überdeckung eindeutig rauer als bei größeren Abflüssen. Über die Rampenlänge gemittelt ergeben sich folgende mittlere Strickler-Beiwerte in Abhängigkeit vom Abfluss:

Q	k _{St,m}
[m³/s]	[m ^{1/3} /s]
40,0	14,39
100,0	14,53
200,0	14,36
315,0	14,84
500,0	15,60
660,0	16,89
830,1	17,80
1000,0	19,37

TAB. 42: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER MITTLEREN STRICKLER-BEIWERTE

3.6 Schnittmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2"

3.6.1 Modellbeschreibung

3.6.1.1 Allgemeines

Das definierte Ziel der Schnittversuche für die "Aufgelöste Rampe - Variante 2" war es festzustellen, ob eine Reduktion des Steingewichtes im Randbereich einer aufgelösten Rampe, mit ähnlicher Geometrie der bereits im Kapitel 3.5 untersuchten, möglich ist. Zusätzlich sollten für diesen Bereich der Rampe die Stabilitätsgrenzen mit einlagiger Riegelschlichtung und dazwischen angeordneten Becken untersucht werden.

Die Schnittversuche wurden in der selben hydraulischen Rinne des Wasserbaulabors der TU Wien durchgeführt, in welcher auch schon das erste Schnittmodell (Kapitel 3.4) untersucht wurde. Aufgrund der einlagigen Schlichtung der Riegel war keine wesentliche Änderung der Rauhigkeit des Bauwerks zu erwarten. Deshalb wurde auf Kolkversuche zum qualitativen Vergleich der Energieumwandlung der Schnittmodelle untereinander verzichtet. Aus diesem Grund konnte der Messwagen entfernt werden, um einen größeren Durchfluss und somit eine größere Belastung des Modells zu ermöglichen. Der Modellmaßstab blieb mit 1:30 unverändert. Während der Versuche wurden ergänzend Aufzeichnungen mit einer digitalen Videokamera zur Dokumentation des Versuchsverlaufs durchgeführt.

3.6.1.2 Maßgebende Parameter

Hinsichtlich der Geometrie in Grund- und Aufriss war geplant die wesentlichen geometrischen Parameter (Beckenlänge L, Beckentiefe T und Absturzhöhe der Riegel A) gegenüber dem Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" nicht zu verändern. Der Modellmaßstab, sowie die Messtechnik waren gleich.



ABB. 143: GEOMETRISCHE PARAMETER

Für die Stabilität des Bauwerks ist der maßgebende Parameter das Steingewicht der Becken- und Riegelsteine. Folgende Gewichtsklassen wurden im Schnittmodell untersucht:

	Mittleres Steingewicht	Mittleres Steingewicht
	Natur [to]	Modell [g]
Riegel 1	2,9	106
Riegel 2	3,5	131
Riegel 3	4,5	165
Riegel 4	5,5	204
Becken 1	0,8	30
Becken 2	1,5	50

TAB. 43: MATERIALPARAMETER

Bei den Versuchen in der Glasrinne wurden aufgrund des großen Zeitaufwandes der einzelnen Versuche nicht alle Parameter variiert. Bei den Geometrien der Schnittmodelle wurden die untersuchten Parameter entsprechend der Versuchsserie des ersten Schnittmodells "Aufgelöste Rampe - Variante 1" gewählt.

Zusammenfassend ergeben sich folgende Parameter und ihre variierten Größen:

Parameter				Variationen	
Beckenlänge L		[m]	5	15	30
Absturzhöhe Riegel A		[m]	0,3; 1	0,3; 1	0,3; 1
Steingewicht Riegel	Steingewicht	[to]	2,9; 3,5; 4,5; 5,5	2,9; 3,5	2,9
Beckensicherung	Steingewicht	[to]	0,9, 1,5	0,9, 1,5	0,9
	Länge	[%]	100	50; 100	100
Kolktiefe T		[m]	1	1	1

TAB. 44: UNTERSUCHUNGSPROGRAMM DER SCHNITTVERSUCHE



ABB. 144: EINGEBAUTES MODELL, RAMPE L=5M, A=1M

3.6.1.3 Untersuchte Rampenparameter

Hinsichtlich der Variation der geometrischen Parameter wurden folgende 6 Rampentypen untersucht:

Rampentyp	Beckenlänge	Absturzhöhe	Beckentiefe
	L	A	Т
Rampe 1	5	1	1
Rampe 2	5	0,3	1
Rampe 3	15	1	1
Rampe 4	15	0,3	1
Rampe 5	30	1	1
Rampe 6	30	0,3	1

TAB. 45: UNTERSUCHTE RAMPENTYPEN: L...RIEGELABSTAND, A...HÖHENUNTERSCHIED ZWISCHEN 2 RIEGELN,

 T...KOLKTIEFE BEZOGEN AUF DIE HÖHE DES UNTEREN RIEGELS

3.6.2 Durchgeführte Untersuchungen

3.6.2.1 Maßgebende Durchflüsse

Beim Schnittmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2" ist entsprechend des Zieles der Untersuchungen (siehe Kapitel 3.6.1.1) der Randbereich eines Vollmodells betrachtet worden. Die Umrechnung der verschiedenen Durchflüsse erfolgte anhand der anteiligen Querschnittsflächen gemäß folgender Abbildung, wobei die Geschwindigkeitsverteilung im gesamten Querschnitt als gleichmäßig angenommen wurde. Av stellt dabei die jeweilige Querschnittsfläche des Vollmodells und A_{SM} die des Schnittmodells dar. Wie Rampe - Variante beim Schnittmodell "Aufgelöste 1" wurde als Bezugsquerschnitt der letzte Riegel des Vollmodells "Riegelrampe" gewählt, um eine größere Sicherheit hinsichtlich der Stabilität zu erlangen.



ABB. 145: ERMITTLUNG DER FÜR DAS SCHNITTMODELL MAßGEBENDEN DURCHFLÜSSE

Die sich über die Verhältnisse der Abflussflächen ergebenden Durchflüsse im Schnittmodell können folgender Tabelle entnommen werden.

Jährlichkeit	Q Natur	Q Modell
	[m³/s]	[l/s]
	200	10,02
	375	19,42
	500	25,98
	600	31,15
HQ ₁₀	660	34,23
	700	36,26
HQ ₃₀	830,1	42,82
	900	46,35
HQ ₁₀₀	1000	51,24
	1200	60,98
max	1600	79,91

TAB. 46: TABELLARISCHE ÜBERSICHT DER DURCHFLUSSUMRECHNUNG

3.6.2.2 Stabilitätsversuche

Um das Versagen des Deckwerks schon beim ersten Fluten des Modells zu Versuchsbeginn zu verhindern, wurde das Modell zu Beginn eines jeden Versuches vom Unterwasser her eingestaut. Die Belastung erfolgte zunächst mit 3 l/s im Modell wobei jede eingestellte Durchflussmenge etwa fünf Minuten konstant gehalten und der Unterwasserspiegel soweit wie möglich abgesenkt wurde, um die größtmögliche Belastung für das Deckwerk zu erhalten. Der Abbruch der Versuche erfolgte erst nach Bruch des Rampenmodells, wobei ein Rampenmodell dann als stabil definiert wurde, wenn es den Bemessungsabfluss HQ₁₀₀=1000 m³/s schadlos abführen konnte.

3.6.3 Versuchsergebnisse

3.6.3.1 Stabilitätsversuche

Durch die fehlende Stützwirkung der nicht vorhandenen Stützsteine beschränkte sich der Widerstand der Riegelkonstruktion auf das Eigengewicht der Steine, was die Stabilität des Deckwerks wesentlich herabsetzte. Ein wesentlicher Faktor der Belastbarkeit war bei dieser Bauweise auch die Art und Genauigkeit der Schlichtung der Riegelsteine, wodurch sich die starke Streuung der Ergebnisse erklärt.

Die Ergebnisse der Stabilitätsversuche sind in folgender Tabelle dargestellt. Farblich gekennzeichnet sind jene Kombinationen von Parametern, die zu einer stabilen Rampe führten.

	0.1	A - A	2				1						1				2				1.	
Kommentar und Versagensablauf		21 und 34 l/s: jeweils ein Stein von Riegel 5	15 I/s: ein Stein von Becken 4	zuerst ein Stein Becken 3, Riegel unterspült	Abbruch: Becken 4 hätte versagt	30 I/s: ein Stein von Becken 4 - Reparatur	15 I/s: ein Stein von Riegel 4 und 5 verschoben - Reparatur		statistics - statistics	Riegel 5 durch zweite Schar gestützt	kein Kollaps	kein Bruch	24 I/s: ein Stein Becken 2			48 l/s: ein Stein Becken 3			kein Bruch			kein Bruch
Versagensart	Riegel 4	Riegel 5	Becken 3	Riegel 3	Becken 4	Riegel 5	Riegel 3	Becken 2	Becken 4	Becken 4	Becken 4		Becken 2	Becken 1	Becken 2	Riegel 2	Becken 4	Becken 2 / Riegel 3		Becken 4	Becken 4	
Durchfluss	15 I/s	37 I/s	24 I/s	24 I/s	27 I/s	34 I/s	18 I/s	21 I/s	34 I/s	60 I/s	60 I/s	100 I/s	34 I/s	44 I/s	44 I/s	60 I/s	60 I/s	56 I/s	60 I/s	52 I/s	60 l/s	100 I/s
Riegelsteine	2,9 to	3,5 to	4,5 to	5,5 to	5,5 to	5,5 to	2,9 to	3,5 to	4,5 to	5,5 to	2,9 to	3,5 to	2,9 to	2,9 to	3,5 to	3,5 to	3,5 to	3,5 to	2,9 to	2,9 to	2,9 to	2,9 to
Beckensteine I	0,8 to	0,8 to	0,8 to	0,8 to	0,8 to	0,8 to	1,5 to	1,5 to	1,5 to	1,5 to	0,8 to	0,8 to	0,8 to	0,8 / 1,5 to	1,5 to	1,5 to	1,5 to	1,5 to	0,8 to	0,8 to	1,5 to	0,8 to
A	ł	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,3	0,3	+	-	-	-	-	-	0,3	1	1	0,3
L	5	5	5	5	2	5	5	2	5	5	5	5	15	15	15	15	15	15	15	30	30	30
Rampentyp	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	2	3	e	ę	~	ę	3	4	9	5	9
	Versuch 1	Versuch 2	Versuch 3	Versuch 4	Versuch 4a	Versuch 4b	Versuch 5	Versuch 6	Versuch 7	Versuch 8	Versuch 9	Versuch 10	Versuch 11	Versuch 11a	Versuch 12	Versuch 12a	Versuch 12b	Versuch 12c	Versuch 13	Versuch 14	Versuch 15	Versuch 16

ABB. 146: ERGEBNISSE DER STABILITÄTSVERSUCHE – BELASTUNGSGRENZEN

Stabilität der Riegel und Becken

Die Auswertung erfolgte hier nicht getrennt nach Riegel und Becken, da die Stützung der Riegel ausschließlich durch die Beckensteine bzw. durch den Steinkeil beim letzten Riegel erfolgte. Es war daher sinnvoll, Riegel- und Beckensteine als eine Einheit zu betrachten.

In der folgenden Grafik werden die Belastungsgrenzen der untersuchten Rampen dargestellt. Auf der Abszisse ist die Rampenneigung in Prozenten und auf der Ordinate der kritische spezifische Abfluss in Naturwerten aufgetragen. Für die Riegelsteingewichte 2,9 und 3,5 to werden potentielle Trendlinien, basierend auf einem Polynom zweiten Grades eingetragen. Für die anderen Riegelsteingewichte ist diese Darstellung aufgrund der zu geringen Anzahl von durchgeführten Versuchen nicht aussagekräftig. Schwarze Markierungen bedeuten, dass die eingebauten Modelle nicht bis zum Bruch belastet wurden.



ABB. 147: STABILITÄTSGRENZEN DER RIEGEL

Rampentyp	Neigung	Steingewicht	Steingewicht			
		Riegel [to]	Becken [to]			
Rampe 1	1:5	5,5	1,5			
Rampe 2	1:16,7	2,9	0,8			
Rampe 3	1:15	3,5	1,5			
Rampe 4	1:50	2,9	0,8			
Rampe 5	1:30	2,9	1,5			
Rampe 6	1:100	2,9	0,8			

TAB. 47: ERFORDERLICHE STEINGEWICHTE DER RIEGEL UND BECKEN

Entsprechend Tab. 47 kann die Belastung des Bemessungshochwassers HQ₁₀₀=1000 m³/s bei einem Riegelsteingewicht von 5,5 to im Randbereich und einer stabilen Schlichtung der Riegel und Becken bei allen untersuchten Rampentypen aufgenommen und überschritten werden.

Wie bei den Schnittversuchen "Aufgelöste Rampe - Variante 1" wurde auch hier beobachtet, dass nicht notwendigerweise der größte Abfluss für die Stabilitätsgrenze maßgebend war, sondern der lokale Einstaugrad einen wesentlichen Einfluss ausübte. Bei steigendem Durchfluss traf der Überfallsstrahl nicht mehr direkt auf den darunter liegenden Riegel, sondern belastete die Beckensteine danach. Die größere Wassertiefe in den Becken bewirkte eine Dämpfung des Wasserstrahls und die Belastung auf das Deckwerk in den Becken wurde reduziert. Weiters bewirkte der steigende Unterwasserspiegel eine Belastungsreduktion auf Riegel und Becken im Einstaubereich.

Versagensmechanismen

Bei den Versuchen wurden im Wesentlichen dieselben Versagensmechanismen wie bei den Untersuchungen im Kapitel 3.4 beobachtet. Die typische Versagensart der Riegel war das Herausdrehen eines oder mehrerer Steine aus dem Riegelverband, wodurch die anderen Steine im Verband einer stärkeren Belastung ausgesetzt wurden.



ABB. 148: VERSAGEN EINES RIEGELS

Bei den Becken kam es durch die von den Riegeln übertragene Scherkraft häufig zum Wegrutschen eines unmittelbar unterhalb eines Riegels liegenden Beckensteins. Modelle mit großer Rampenneigung versagten meistens gleichzeitig bei Riegel und Becken, wodurch das Modell kollabierte.



ABB. 149: KOLLABIERTE RAMPE DURCH GLEICHZEITIGES VERSAGEN VON RIEGEL UND BECKEN

3.6.3.2 Vergleich der Ergebnisse mit Bemessungsverfahren aus der Literatur Als Parameter für die Gleichungen wurde ein Steingewicht von 2600 kg/m³ und ein äquivalenter Steindurchmesser von ds=1,29 m für die Steine mit 2,9 to, sowie ein ds=1,37 m für die Steine mit 3,5 to verwendet. Die Steingewichte entsprechen dem statistischen Mittelwert der verwendeten Steine.

Die Versuche links von der rot-strichlierten Linie in den Diagrammen konnten teilweise nicht bis zum Bruch gefahren werden. In diesem Bereich werden für die stabilen Rampen schwarze Markierungen verwendet. Aufgrund der für eine statistisch fundierte Grundlagenuntersuchung zu punktuell durchgeführten Versuche werden die Ergebnisse der vorliegenden Untersuchungen ohne Trendlinie dargestellt.



ABB. 150: VERGLEICH DER STABILITÄT MIT DEN BERECHNUNGSVERFAHREN AUS DER LITERATUR, RIEGELSTEINGEWICHT 2,9 TO



ABB. 151: VERGLEICH DER STABILITÄT MIT DEN BERECHNUNGSVERFAHREN AUS DER LITERATUR, RIEGELSTEINGEWICHT 3,5 TO

Die Versuchsergebnisse liefern eine relativ gute Übereinstimmung mit der Stabilitätskurve nach *Knauss (1979)* für die Riegelsteingewichte mit 2,9 to. Bei den Versuchen mit dem Steingewicht 3,5 to liegen die Ergebnisse etwas über dieser Kurve.

Bei der Interpretation der Ergebnisse der Stabilitätsversuche muss darauf geachtet werden, dass einige Eigenschaften des Vollmodells in den Schnittversuchen nicht untersucht werden konnten, wodurch die direkte Umlegung der Ergebnisse auf aufgelöste Rampen nicht vollkommen zuverlässig ist. Die Riegel von aufgelösten Rampen weisen im Grundriss eine bogenförmige Geometrie auf und sind daher dem Strömungsangriff nicht in demselben Ausmaß ausgesetzt wie bei dieser Versuchsserie. Durch das Auflösen von einzelnen Riegeln im Vollmodell sind die entsprechenden Randsteine größeren Krafteinwirkungen ausgesetzt. Des Weiteren bildete der seitliche Abschluss der Riegel in den Schnittversuchen die glatte Wand der Versuchsrinne, wodurch die Stützwirkung durch seitliche Becken- und Riegelsteine entfiel. Dementsprechend konnte auch nicht die seitliche Einbindung des Deckwerks in die Böschung im Schnittversuch simuliert werden.

3.7 Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2"

3.7.1 Modellbeschreibung

3.7.1.1 Modellaufbau

<u>Allgemeines</u>

Die Ergebnisse der Schnittversuche aus Kapitel 3.6 zeigten, dass es möglich war im Randbereich einer aufgelösten Rampe, mit ähnlicher Geometrie wie jener des Vollmodells "Aufgelöste Rampe - Variante 1" (Kapitel 3.5), das Gesamtsteingewicht durch eine einlagige Schlichtung der Riegelsteine zu reduzieren.

Beim Entwurf zusätzlich wurde versucht, die zuvor untersuchten Rampenmodelle hinsichtlich eines naturnahen Erscheinungsbildes weiterzuentwickeln. Durch eine verstärkte Variation der Beckentiefe, sowie der unregelmäßigen Gestaltung Böschung das naturnahe der sollte Erscheinungsbild gestärkt und der Fischaufstieg durch die Schaffung von zusätzlichen Ruhezonen erleichtert werden. Dieser Zielsetzung entsprechend erfolgte die Planung des Modells in Grund- und Aufriss.

Die Modellierung der Rampe sollte entgegen den ersten beiden untersuchten Vollmodellen nicht mehr streng geometrisch erfolgen und somit die Variation der Böschungseinbindung in den Rampenbereich und den Einbau der unterschiedlichen Beckentiefen ermöglichen. Um etwaigen Ungenauigkeiten in der Rampenschlichtung und dem damit verbundenen Stabilitätsverlust vorzubeugen, wurde das Riegelsteingewicht im Randbereich von den geforderten 5,5 to im Mittel auf 5,5 bis 6,0 to erhöht. Entsprechend der örtlichen Belastung in den mittigen Bereichen wurden für die Riegelsteine Steingewichte von 6,0 bis 7,0 to verwendet. Bei den Beckensteinen wurden die Steingewichte nicht verändert und Steine mit 1,5 bis 3,0 to geschlichtet eingebaut, um so eine möglichst große Stabilität des Bauwerks zu bewirken.

Das Rampenmodell wurde im gleichen Gerinne eingebaut, welches schon bei den ersten beiden Vollmodellen (Kapitel 3.3 und 3.5) Verwendung gefunden hatte. Auch der Modellmaßstab wurde nicht verändert.



ABB. 152: ÜBERSICHTSLAGEPLAN DES MODELLS "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 2" – MODELLMAßE IN CM



ABB. 153: SCHNITT A-A DES MODELLS - MODELLMABE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)


ABB. 154: SCHNITT B-B DES MODELLS - MODELLMABE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Um einen direkten Vergleich mit dem Modell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" zu erhalten wurde hinsichtlich der Querprofile im Oberwasser (Schnitt A-A) und im Unterwasser (Schnitt B-B) derselbe Flussabschnitt bei Fkm 4,4 gewählt, wodurch auch die bei den Versuchen vorgegebenen Pegel im Unterwasser unverändert blieben.

Aufbau der Rampe

Beim Entwurf des Vollmodells "Aufgelöste Rampe - Variante 2" wurde besonders auf die Einhaltung der maximalen Stufenhöhen (15-30 cm) für den Fischweg Wert gelegt. Die Rampenlänge beträgt, wie folgende Abbildung zeigt, 120 m, die Höhendifferenz zwischen dem ersten und letzten Riegel ist 3,4 m und ergibt eine Rampenneigung von ca. 1:35.



ABB. 155: ENTWURF "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 2"



Fischweg - max. Stufenhöhen 15 bis 30 cm (Tiefenrinne)



ABB. 156: ENTWURF DER HÖHENLAGE DER RIEGEL



ABB. 157: QUERPROFIL A-A BEI RIEGEL 1

Der Einbau des Modells erfolgte mit dem gleichen Modellsand wie beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1". Die Steine der Riegel wurden aus Anschaulichkeitsgründen zuvor entsprechend ihrer Gewichtsklassen eingefärbt.



ABB. 158: PHASEN DER RAMPENSCHLICHTUNG

Bei der Einbringung der Bruchsteine für die Uferbefestigung auf einer Geotextillage wurde versucht, die Neigung sowie die Einbindung in das Rampendeckwerk möglichst variabel zu gestalten. Als mittlere Böschungsneigung wurde wie beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" 1:3 festgelegt.

3.7.1.2 Messeinrichtungen und Messmethodik

An der Anordnung der stationären Pegel im Ober- und Unterwasser, sowie der Laser- und Ultraschallsonden am Messwagen wurden keine Veränderungen vorgenommen.

Die x-Achse des gewählten Koordinatensystems wurde wieder in Fließrichtung gelegt, wobei der Nullpunkt den Ursprung des Koordinatensystems und der Nullpunkt der y-Achse wieder in der Innenkante der Gerinnebegrenzung liegt. Die z-Achse steht senkrecht auf die Sohle im Oberwasser mit dem Nullpunkt am Meeresspiegel (Nordisch Null).

Durch die Wahl des Ursprungs des Koordinatensystems ergaben sich folgende Positionen der wichtigsten Punkte auf der Modellstrecke in Längsrichtung:

	Position x [m Natur]
OW Beginn	-160
Geschiebezugabe	-75
OW-Pegel	-18
Rampe	0-120
UW-Pegel	468
Sandfang	482

TAB. 48: POSITIONIERUNG IN X-RICHTUNG

3.7.2 Durchgeführte Untersuchungen

3.7.2.1 Stabilitätsversuche

Die Stabilitätsversuche erfolgten mit befestigter Sohle im Oberwasser. Der Abfluss wurde stufenweise bis etwa 12% über das Bemessungshochwasser $HQ_{100}=1000 \text{ m}^3/\text{s}$ (Naturmaß) gesteigert, wobei der Unterwasserspiegel entsprechend dem vorgegebenen Pegelschlüssel (siehe Anhang 7.2.1) eingestellt wurde.

3.7.2.2 Kolkversuche ohne Geschiebezugabe

Kolkversuche im Unterwasser

Zum besseren Vergleich der Ergebnisse aus den Kolkversuchen mit anderen Vollmodellen wurde auch hier eine feste Oberwassersohle verwendet, wodurch der Geschiebetrieb von flussauf verhindert wurde. Die Sohle im Unterwasser wurde nach jeder Versuchsserie gemäß dem Querprofil wieder hergestellt.

Q	Q		Dauer	Varauchatag	Dauer	Summe	Anmarkung
Natur	Modell	11 0 0 0	Modell	versuchstag	Natur	Natur	Annerkung
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[h]		[h]	[h]	
					0	0	Sohlmessung
250	50,72	416,33	0,25		1,37	1,37	
315	63,90	416,74	6	1	32,86	34,23	Sohlmessung
315	63,90	416,74	6	2	32,86	67,10	Sohlmessung
315	63,90	416,74	6,25	3	34,23	101,33	Sohlmessung
					0	0	Sohlmessung
700	142,00	418,77	0,25		1,37	1,37	
800	162,29	419,21	0,25		1,37	2,74	
900	182,57	419,62	0,25		1,37	4,11	
1000	202,86	420,02	6	1	32,86	36,97	Sohlmessung
1000	202,86	420,02	6	2	32,86	69,83	Sohlmessung

TAB. 49: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM UNTERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE

3.7.2.3 Kolkversuche mit Geschiebezugabe

Kolkversuche im Unterwasser

Bei fester Oberwassersohle erfolgte analog zu den Versuchen an den anderen Vollmodellen, im Unterwasser eine Geschiebezugabe von 14 kg/h (bei Q=250 m³/s) bis 132 kg/h (bei Q=660 m³/s). Die Zugabemenge im Modell betrug 31 kg/h bei einem Abfluss von HQ₁.

Q Natur	Q Modell	h UW	Zugabe Modell	Dauer Modell	Zugabe Modell	Dauer Natur	Summe Natur	Natur
[m³/s]	[l/s]	[mNN]	[kg/h]	[h]	Geschiebe [kg]	[h]	[h]	Geschiebe [t]
						0	0	
250	50,7	416,33	14	0,25	3,5	1,37	1,37	95
315	63,9	416,74	31	6	186	32,86	34,23	5.022
315	63,9	416,74	31	6	186	32,86	67,10	5.022
315	63,9	416,74	31	6,25	193,75	34,23	101,33	5.231
400	81,1	417,26	56	0,25	14	1,37	102,70	378
500	101,4	417,81	85	0,25	21,25	1,37	104,07	574
600	121,7	418,30	115	0,25	28,75	1,37	105,44	776
660	133,9	418,58	132	6	792	32,86	138,30	21.384

TAB. 50: VERSUCHSPROGRAMM DER KOLKVERSUCHE IM UNTERWASSER MIT GESCHIEBEZUGABE

3.7.2.4 Wasserspiegellagen

Die Aufnahme der Wasserspiegellagen erfolgte analog zu den Versuchen am Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" sowohl in Rampenachse, als auch flächig über den gesamten Modellbereich entlang von Längsprofilen im Abstand von 10 cm.

3.7.2.5 Geschwindigkeitsmessungen

Um auf die mittleren Oberflächengeschwindigkeiten auf der Rampe schließen zu können, wurden als Tracer gefärbte Tischtennisbälle zugegeben. Der Verlauf der Bälle auf der Rampe wurde mit einer Videokamera zwischen zwei Kontrollpunkten aufgezeichnet und die Geschwindigkeit zurückgerechnet.

3.7.2.6 Fließverhältnisse und Rauheit

Die Bestimmung der Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser, die der Fließverhältnisse auf der Rampe, sowie die Rampenrauheit erfolgten nach der in den Kapiteln 3.5.2.7 bis 3.5.2.9 beschriebenen Methode.

3.7.3 Versuchsergebnisse

3.7.3.1 Stabilitätsversuche

Wie bereits beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe – Variante 1" beobachtet wurde, konzentrierte sich der Abfluss aufgrund der asymmetrischen Ausbildung der Riegel und Becken nicht mehr streng in Flussmitte. Bei kleinen Abflüssen konnte beobachtet werden, dass die Riegel an den Stellen überströmt wurden, an denen der Fischaufstieg geplant war. Durch die variable Einbindung der Böschung in den Rampenkörper und die weitere Auflösung der Riegel wurde

das Strömungsmuster vielfältiger als beim Modell "Aufgelöste Rampe – Variante 1". Bei größeren Abflüssen konnte die Abflusskonzentration in Flussmitte aufgrund der räumlichen Krümmung der Riegel beobachtet werden.

Bei einer Belastung von etwa 12 % über dem Bemessungshochwasser HQ₁₀₀=1000 m³/s wurde keine Bewegung der Riegel- oder Beckensteine registriert. Daraus lässt sich schließen, dass die Rampe nicht an der Grenze der Belastbarkeit liegt.

3.7.3.2 Kolkversuche ohne Geschiebezugabe

Kolkversuche im Unterwasser

Bei kleineren Durchflüssen bildeten sich wie bei den anderen untersuchten Vollmodellen böschungsstabilisierende Kiesbänke im Randbereich. Die Kolkvolumina wurden analog zum Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" auf einer Länge von 280 m flussab des Rampenfußes auf einer Breite von 35 m (entspricht der Sohlbreite des Unterwasserprofils) berechnet.

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen
	[m]	[m³]
HQ₁ Tag 1	1,37	2484
HQ ₁ Tag 2	1,56	4375
HQ ₁ Tag 3	1,71	5814
HQ ₁₀₀ Tag 1	2,84	15402
HQ ₁₀₀ Tag 2	3,37	22833

TAB. 51: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA IM UNTERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE

Wie beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe – Variante 1" wiesen die entstandenen Eintiefungen wesentlich kleinere Werte auf, als beim Vollmodell "Riegelrampe".

Die Ergebnisse der Kolkversuche bei den Durchflüssen HQ₁, und HQ₁₀₀ werden in folgenden Abbildungen dargestellt. Im Anhang 7.3.1 werden auch Konturplots der Sohlenlagen bezogen auf die Ausgangssohle abgebildet.



ABB. 159: KOLKBILD NACH HQ1 (315 M³/S)



ABB. 160: KOLKBILD NACH HQ100 (1000 M³/s)

3.7.3.3 Kolkversuche mit Geschiebezugabe

Kolkversuche im Unterwasser

Die Kolktiefen und Kolkvolumina bei den Versuchen mit Geschiebetrieb ergaben folgende Naturwerte:

Durchfluss	Kolktiefe	Kolkvolumen	Anlandung
	[m]	[m³]	[m³]
HQ₁ Tag 1	1,09	4446	276
HQ₁ Tag 2	1,51	5355	1420
HQ₁ Tag 3	1,73	4784	2191
HQ ₁₀	4,10	6515	3481

TAB. 52: MAXIMALE KOLKTIEFEN UND KOLKVOLUMINA BEI GESCHIEBEZUGABE VON 15370 TO (NATUR)

Nachfolgend werden die Konturplots und Fotos der Ergebnisse der Kolkversuche mit Geschiebezugabe dargestellt. Im Anhang 7.3.2 werden auch Konturplots bezogen auf die Ausgangssohle abgebildet.



ABB. 161: KOLKBILD NACH HQ1 (315 M³/s) MIT 15370 TO ZUGABEMENGE



ABB. 162: KOLKBILD NACH HQ10 (660 M³/S) MIT 23112 TO ZUGABEMENGE

3.7.3.4 Wasserspiegellagen

Durch den zunehmenden Einstaugrad bei größeren Durchflüssen wirkt das Bauwerk dann nur mehr als überströmte Sohlschwelle.

Die entlang der Längsachse aufgenommenen Wasserspiegel, sowie eine flächige Darstellung am Beispiel eines HQ₁ sind in den folgenden Diagrammen

dargestellt. Die Wasserspiegel über der Rampe bezogen auf die Ausgangssohle sind im Anhang 7.3.3 abgebildet.



ABB. 163: WASSERSPIEGELLAGEN IN RAMPENACHSE



ABB. 164: WASSERSPIEGELLAGEN ÜBER DER RAMPE BEI HQ1 (315 M³/s)

3.7.3.5 Geschwindigkeitsmessungen

Die aus der Videoanalyse für ausgewählte Durchflüsse ausgewerteten Oberflächengeschwindigkeiten sind in folgender Tabelle dargestellt:

Durchfluss	Geschwindigkeit bei Zugabeabschnitt				
Natur	[m/s]				
[m³/s]	rechtes	Mitto	linkes		
	Drittel	WIILLE	Drittel		
100	1,76	2,42	3,09		
200	1,77	2,43	3,00		
315	1,40	1,96	2,56		

TAB. 53: MITTLERE GESCHWINDIGKEITEN IN M/S [NATURWERTE]

Wie bei den Modellversuchen "Aufgelöste Rampe – Variante 1" zeigte sich bei der Versuchsdurchführung, dass die verwendeten Tischtennisbälle von aus der Wasseroberfläche herausragende Steinspitzen oder lokale Deckwalzen von Wechselsprüngen abgelenkt oder aufgehalten wurden. Beim Abfluss von HQ₁ waren diese Ablenkungen stärker ausgeprägt als bei den kleineren Abflüssen, woraus sich auch die ausgewerteten kleineren Oberflächengeschwindigkeiten erklären lassen. Des Weiteren zeigte sich bei allen Abflüssen eine größere Oberflächengeschwindigkeit bei der Zugabe im linken Drittel der Rampe.

3.7.3.6 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser der Rampe

Im Ober- und Unterwasser der Rampe herrschte bei allen eingestellten Abflüssen ein strömender Abflusszustand. Die Auswertung der Fließgeschwindigkeiten und Froude-Zahlen erfolgte für beide verwendeten Unterwasserschlüsselkurven.

Bei der Versuchsreihe mit der unteren Unterwasserschlüsselkurve erreichte die Fließgeschwindigkeit beim Bemessungsabfluss flussauf der Rampe ein Maximum von 3,7 m/s und flussab etwa 4,4 m/s. Durch Erhöhung des Unterwasserspiegels (obere Unterwasserschlüsselkurve) reduzierten sich diese Werte auf 3,4 m/s im Oberwasser und auf 3,9 m/s im Unterwasser.

Q _N	Ao	Vo	Fr _o	A _u	Vu	Fr _u
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[]	[m²]	[m/s]	[]
40	27,98	1,43	0,61	22,46	1,78	0,72
100	53,21	1,88	0,59	39,44	2,54	0,77
200	83,48	2,40	0,61	69,95	2,86	0,66
315	111,14	2,83	0,64	96,31	3,27	0,65
500	144,72	3,45	0,70	133,85	3,74	0,64
660	180,92	3,65	0,67	163,37	4,04	0,63
830,1	220,06	3,77	0,64	193,59	4,29	0,62
1000	267,24	3,74	0,59	227,38	4,40	0,59

TAB. 54: ZUSAMMENSTELLUNG DER CHARAKTERISTISCHEN GRÖßEN AN DEN PEGELSTELLEN IM OBER- UND UNTERWASSER FÜR DIE UNTERE UNTERWASSERSCHLÜSSELKURVE

Q _N	Ao	Vo	Fro	A _u	Vu	Fr _u
[m³/s]	[m²]	[m/s]	[]	[m²]	[m/s]	[]
40	30,04	1,33	0,55	32,61	1,23	0,41
100	56,05	1,78	0,55	52,50	1,90	0,51
200	84,70	2,36	0,60	75,24	2,66	0,60
315	111,34	2,83	0,64	108,12	2,91	0,55
500	150,99	3,31	0,66	154,69	3,23	0,52
660	185,86	3,55	0,64	187,88	3,51	0,52
830,1	206,89	4,01	0,70	221,74	3,74	0,51
1000	296,88	3,37	0,51	255,13	3,92	0,50

TAB. 55: ZUSAMMENSTELLUNG DER CHARAKTERISTISCHEN GRÖßEN AN DEN PEGELSTELLEN IM OBER- UND UNTERWASSER FÜR DIE OBERE UNTERWASSERSCHLÜSSELKURVE

Aus der Differenz der Energiehöhen ΔH_E im Ober- und Unterwasser lässt sich eindeutig feststellen, dass eine Energieumwandlung stattfindet. Der Knick der Kurve aus Versuchen mit der oberen Unterwasserschlüsselkurve ist durch den steigenden Einstau zu erklären, der beim Abfluss eines HQ₁₀₀=1000 m³/s den Oberwasserspiegel maßgeblich beeinflusste. Wäre die Energiehöhendifferenz gleich Null, würde keine Energie umgewandelt werden, liegen die Werte oberhalb der gestrichelten Linie, wird mehr Energie umgewandelt, als durch die Höhendifferenz der Sohlen im Ober- und Unterwasser verfügbar ist.



ABB. 165: ENERGIEHÖHENDIFFERENZ ZWISCHEN DEN STATIONÄREN PEGELN IM OBER- UND UNTERWASSER

Q _N	∆H _{E1}	∆H _{E2}
[m³/s]	[m]	[m]
40	2,27	2,11
100	2,19	2,01
200	1,93	1,87
315	1,70	1,53
500	1,33	1,06
660	1,11	0,79
830,1	0,89	0,41
1000	0,68	0,51

TAB. 56: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN FÜR DIE UNTERE (1) UND OBERE

 (2) UNTERWASSERSCHLÜSSELKURVE

3.7.3.7 Fließverhältnisse auf der Rampe

In der folgenden Abbildung werden die rückgerechneten mittleren Fließgeschwindigkeiten auf der Rampe dargestellt, wobei auf der Abszisse die x-Koordinaten und auf der Ordinate die Geschwindigkeiten in m/s (Naturwerte) aufgetragen sind.



ABB. 166: MITLLERE FLIEßGESCHWINDIGKEITEN ÜBER DER RAMPE

Wie beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" lässt sich feststellen, dass die größten Fließgeschwindigkeiten nicht beim größten Abfluss auftraten. Durch den steigenden Einstaugrad bei hohen Abflüssen wird der beschleunigte Abfluss im oberen Rampenbereich verhindert. Die größten Fließgeschwindigkeiten traten beim Abfluss von 500 m³/s auf.



ABB. 167: GEMITTELTE WASSERSPIEGELLAGEN ÜBER DER RAMPE

Zur Beurteilung der Fließverhältnisse in der Rampenachse werden die Froude-Zahlen in den einzelnen Querschnitten herangezogen. Da bei der Berechnung der Froude-Zahlen die Geschwindigkeit einfließt, muss die in Kapitel 3.5.2.8 erwähnte Fehlerproblematik bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.



ABB. 168: MITLLERE FROUDE-ZAHLEN ÜBER DER RAMPE

Bei kleineren Abflüssen (bis etwa HQ₁=315 m³/s) kam es zur lokalen Wechselsprungbildung im oberen Rampenbereich, wo noch kein Einstau vom Unterwasser herrschte. Bei größeren Abflüssen ergab sich auf der Rampe durchgehend ein strömender Abflusszustand (Fr<1). Am Rampenfuß entstand bei keinem Abfluss ein Wechselsprung, was darauf schließen lässt, dass ein Großteil der Energie am Rampenkörper umgewandelt wurde.

In der folgenden Abbildung wird der Verlauf der Energiehöhe über dem Rampenkörper dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass bei kleineren Durchflüssen mehr Energie umgewandelt wurde als bei höheren. Als Grund wird auch hier auf die relative Überdeckung h/d verwiesen (*Bezzola, 2002*).



ABB. 169: MITLLERE ENERGIEHÖHEN ÜBER DER RAMPE

Beim Vergleich der Differenzen der Energiehöhen über der Rampe mit denen der stationären Pegel im Ober- und Unterwasser zeigte sich, dass bei Durchflüssen von 100 und 830,10 m³/s die Auswertungen höhere Werte über dem Rampenkörper lieferten, als bei den Auswertungen der stationären Pegel, was jedoch durchaus durch die Messgenauigkeiten erklärt werden kann.

In folgender Tabelle werden die berechneten Ergebnisse der mittleren Geschwindigkeiten und der Energiehöhendifferenzen von x=8 m (erster Riegel) bis x=128 m (letzter Riegel) zusammengestellt.

Q	Vm	∆He₀,u
[m³/s]	[m/s]	[m]
40	1,33	2,08
100	1,70	2,02
200	2,17	1,87
315	2,38	1,47
500	2,56	0,98
660	2,62	0,71
830,1	2,56	0,44
1000	2,47	0,31

TAB. 57: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER MITTLEREN GESCHWINDIGKEITEN UND ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN

3.7.3.8 Rauheit der Rampe

Zur Beurteilung der Rauheit der Rampe wurde der dimensionsbehaftete Strickler-Beiwert k_{St}herangezogen.



ABB. 170: MITLLERE STRICKLER-BEIWERTE ÜBER DER RAMPE

Bei kleinen Abflüssen waren die Wasserspiegel im Rampenbereich durch lokale Wechselsprünge ausgeprägt, wodurch sich die Extrema in der Abb. 170 erklären lassen. Wurde der Abfluss gesteigert, ergab sich auf der Rampe durchgehend strömender Abfluss und die Wechselsprungbildung blieb aus.

Durch die geringere relative Überdeckung bei kleineren Abflüssen ist das Rampendeckwerk eindeutig rauer als bei größeren Abflüssen. Über die Rampenlänge gemittelt ergeben sich folgende mittleren Strickler-Beiwerte in Abhängigkeit vom Abfluss:

Q	k _{St,m}
[m³/s]	[m ^{1/3} /s]
40	17,31
100	13,95
200	14,03
315	14,18
500	15,37
660	16,29
830,1	17,70
1000	18,29

TAB. 58: TABELLARISCHE ZUSAMMENSTELLUNG DER MITTLEREN STRICKLER-BEIWERTE

Durch die genannte Fehlerproblematik ergibt beim Durchfluss von 40 m³/s die Rückrechnung einen höheren Wert (geringere Rauheit), als bei den meisten höheren Durchflüssen.

4 VERGLEICH DER RAMPENMODELLE

4.1 Stabilität

4.1.1 Schnittmodelle

4.1.1.1 Stabilitätsgrenze

Da die verwendeten Steingewichtsklassen für die Riegelsteine bei den Schnittversuchen der Modelle "Aufgelöste Rampe - Variante 1 und 2" nicht exakt übereinstimmen, werden zum Vergleich der Ergebnisse aus den Stabilitätsversuchen die steinbezogenen Froude-Zahlen Fr_s herangezogen. Die Berechnung der im Modell durchschnittlich verwendeten Steindurchmesser erfolgt hier über den äquivalenten Kugeldurchmesser d_s.

$$Fr_{s} = \frac{q}{\sqrt{g \cdot d_{s}^{3}}}$$

$$d_{s} = \sqrt[3]{\frac{6 \cdot m_{s}}{\rho_{s} \cdot \pi}}$$

$$4.1$$

Beim folgenden Diagramm wurden nur die Versuche herangezogen, bei denen ein Versagen der Riegel eintrat. Da bei den Schnittversuchen "Aufgelöste Rampe - Variante 2" der Durchfluss aufgrund der umgebauten Messeinrichtungen über den der ersten Schnittversuche gesteigert werden konnte, wurden alle kritischen Durchflüsse, bei welchen kein Versagen der Rampenmodelle eintrat, auf den Wert 90 I/s im Modell (maximal einstellbarer Durchfluss bei den Schnittversuchen der Variante 1) gesenkt, was einen besseren Vergleich der Trendlinien dieser beiden Versuchserien ermöglichte. Schwarze Markierungen bedeuten, dass die Rampenmodelle stabil blieben.



Bei der Versuchsserie der ersten Variante wurden die Riegelsteine durch eine Steinreihe desselben Steingewichts jeweils vor und nach dem Riegel gestützt und die Beckensteine lediglich gelegt eingebaut. In der zweiten Versuchsserie wurden die Belastungsgrenzen ohne diese Stützsteine ermittelt und dafür die Beckensteine geschlichtet und damit untereinander verkeilt.

Interessanterweise liefert die Auswertung eine gute Übereinstimung der beiden Trendlinien. Das bedeutet, dass der offensichtliche Stabilitätsverlust durch die einlagige Riegelschlichtung durch die stabile Beckenschlichtung kompensiert wurde. Es wird darauf hingewiesen, dass durch die große Streuung der Messergebnisse diese Trendlinien für eine allgemeingültige Vordimensionierung von Rampenmodellen nicht geeignet sind.

4.1.1.2 Versagensmechanismen

Die Zerstörung der Rampendeckwerke erfolgte bei beiden Versuchsreihen hauptsächlich nach zwei Versagensmechanismen:

- 4) Erosion von Blöcken aus der Rampe infolge Strömung
- 5) Zerstörung durch übermäßige Kolkbildung am Rampenfuß und Nachrutschen der Steine in die Kolkwanne

Whittaker/Jäggi (1986) beobachteten eine dritte Versagensart durch Lockerung der Rampensteine aufgrund von Auswaschen des Untergrundes (siehe Kapitel 2.4.3). Diese Versagensart konnte wahrscheinlich aufgrund der eingebauten ausreichend dimensionierten Filterschicht unterhalb der Deckschicht bei den Modellversuchen nicht beobachtet werden.

4.1.2 Vollmodelle

Lediglich bei dem Vollmodell "Riegelrampe" konnten Bewegungen im Rampendeckwerk festgestellt werden. Zwei Beckensteine wurden bei den Belastungsversuchen aus dem Rampengefüge herausgelöst und stromabwärts abgelagert. Dies lässt darauf schließen, dass die Belastung bei dieser Versuchsserie in der Nähe der Stabilitätsgrenze lag.

Bei den beiden anderen Vollmodellen ("Aufgelöste Rampe - Variante 1 und 2") bestand, bezogen auf das Bemessungshochwasser HQ₁₀₀, eine ausreichende Sicherheit gegen Versagen des Bauwerks. Diese Sicherheit ergab sich aus der Schnittversuchen Erhöhuna der aus den ermittelten erforderlichen Steingewichte. Des Weiteren wurde der Abflussguerschnitt durch die geringere Böschungsneigung, bezogen auf den Querschnitt. welcher der Durchflussumrechnung von den Vollmodellen in die Schnittmodelle zu Grunde lag, erweitert.

4.2 Kolkversuche an den Vollmodellen

4.2.1 Kolktiefen und Kolkvolumina

Bei den untersuchten Vollmodellen wurden die Kolkvolumina jeweils auf einer Länge von 280 m und einer Breite von 35 m errechnet. Für die Ermittlung der maximalen Kolktiefe wurde die gesamte Unterwasserstrecke herangezogen.



ABB. 172: MAXIMALE KOLKTIEFEN IM UNTERWASSER - VERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE

Die größten Eintiefungen ergaben sich erwartungsgemäß beim Vollmodell "Riegelrampe". Aufgrund der höheren Neigung und der daraus resultierenden höheren Fließgeschwindigkeit ergaben sich größere Schubspannungen unterhalb des Rampenfußes. Des Weiteren wurde bei diesem Modell der Abfluss durch die regelmäßige räumliche Krümmung der Riegel stärker in Flussmitte konzentriert, als bei den anderen beiden aufgelösten Rampen.

Bei den Vollmodellen "Aufgelöste Rampe - Variante 1 und 2" ergaben sich relativ große Differenzen der Kolktiefen beim Bemessungsdurchfluss HQ₁₀₀. Eine Erklärung dafür liegt in der unterschiedlichen Abflusskonzentration, welche sich durch die Riegelgeometrie ergibt.

In den folgenden Abbildungen werden die auftretenden Kolkbilder nach den einzelnen Versuchstagen dargestellt.



ABB. 173: KOLKENTWICKLUNG IM UNTERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE – VOLLMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 1"



ABB. 174: KOLKENTWICKLUNG IM UNTERWASSER OHNE GESCHIEBEZUGABE – VOLLMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 2"

Bei den Kolkbildern des Vollmodells "Aufgelöste Rampe - Variante 1" ist bereits deutlich bei der Belastung mit HQ₁ der zentral auftretende Kolk in Flussmitte ersichtlich, bei der Belastung mit HQ₁₀₀ ist er verstärkt ausprägt. Abweichend davon ergibt das Kolkbild der Variante 2 einen deutlich zur Böschung verschobenen Maximalkolk. Der Abfluss wurde daher in diesen Bereich konzentriert. Erst bei höheren Abflüssen traten die größeren Eintiefungen in der Nähe der Flussmitte auf. Weiters ist auch deutlich die Bildung von zwei in Längsrichtung verschobenen Kolkbecken zu erkennen, was vermutlich auf lokale Unterschiede in der Sieblinie des Modellsandes zurückführen ist.



ABB. 175: KOLKVOLUMINA IM UNTERWASSER- VERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE

Aufgrund unterschiedlicher Strömungsbilder ergaben sich erwartungsgemäß unterschiedliche Kolkbilder. Trotz ähnlicher Kolktiefen waren bei den untersuchten aufgelösten Rampen die bei niedrigen Durchflüssen entstandenen Kolkvolumina sehr unterschiedlich.



ABB. 176: MAXIMALE KOLKTIEFEN IM UNTERWASSER- VERSUCHE MIT GESCHIEBEZUGABE

Bei den Versuchsserien mit Geschiebezugabe stellten sich beim Abfluss von HQ₁ bei den Modellen der aufgelösten Rampen ähnliche Kolktiefen ein. Erst beim erhöhten Abfluss von HQ₁₀ ergab sich ein deutlicher Unterschied, aufgrund eines lokalen Tiefpunktes im Unterwasserbereich des Modells "Aufgelöste Rampe - Variante 2", was vermutlich auf lokale Unterschiede in der Sieblinie des Modellsandes zurückzuführen war (siehe Abb. 178). Beim Modell die Kolktiefen "Riegelrampe" wiesen aufgrund der strengeren Abflusskonzentration und größeren Rampenneigung bei einem Abfluss von HQ1 größere Werte auf. Wurde der Abfluss auf HQ₁₀ gesteigert, so ergaben sich proportional zum Rampengefälle. Kolktiefen indirekt Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit abnehmender Neigung der untersuchten Rampen ein immer größerer Teil des zugegebenen Geschiebes auf dem Rampenkörper dieses Geschiebedefizit im Unterwasser liegen blieb und stärkere Auswirkungen auf die Kolktiefen hatte, als das größere Rampengefälle (siehe Kapitel 3.5.3.3 und 3.7.3.3).



ABB. 177: KOLKENTWICKLUNG IM UNTERWASSER MIT GESCHIEBEZUGABE – VOLLMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE - VARIANTE 1"



ABB. 178: KOLKENTWICKLUNG IM UNTERWASSER MIT GESCHIEBEZUGABE – VOLLMODELL "AUFGELÖSTE RAMPE -VARIANTE 2"



ABB. 179: KOLKVOLUMINA IM UNTERWASSER - VERSUCHE MIT GESCHIEBEZUGABE

Die entstandenen Kolkvolumina wiesen erst bei einem Abfluss von HQ₁₀ bei allen Vollmodellen ähnliche Werte auf. Bei kleineren Abflüssen ergaben sich durch die unterschiedlichen Strömungsbilder und räumlichen Geometrien der Kolkbilder stark voneinander abweichende Kolkvolumina.

4.3 Hydraulische Wirksamkeit

Gemäß *Vogel (2003)* ist eine Rampe dann hydraulisch wirksam, wenn die Energieumwandlung auf einer möglichst kurzen Distanz stattfindet und die Abflussbedingungen im Oberwasser von denen im Unterwasser entkoppelt sind. Bei zu geringer Höhe des Rampenbauwerks steigt der Einfluss des Unterwassers und die durch den Höhenunterschied entstehende Energiehöhe kann nur mehr zu einem kleinen Teil auf der Rampe umgewandelt werden.

Auch bei einer hydraulisch wirksamen Rampe ist der Prozess der Energieumwandlung am Rampenfuß noch nicht abgeschlossen und ein Teil der Energie wird über der Nachbettstrecke umgewandelt, weshalb das Rampenbauwerk mit seiner Nachbettstrecke als Einheit betrachtet werden sollte. Durch den Einbau einer Nachbettstrecke mit entsprechend hoher Rauheit kann ein wesentlich höherer Wirkungsgrad hinsichtlich der Energieumwandlung erreicht werden.

Zusammenfassend gilt für die Differenz der Energiehöhe eines Rampenbauwerks nach *Vogel (2003)*:

$$\Delta H_E = \Delta H_{ER} + \Delta H_{ENB} + \Delta H_{E,u}$$
4.3



ABB. 180: ENERGIEUMWANDLUNG AUF UND HINTER DER RAMPE [VOGEL, 2003]

4.3.1 Fließverhältnisse im Ober- und Unterwasser

Zur Beurteilung der hydraulischen Wirksamkeit werden die Energiehöhen im Ober- und Unterwasser der untersuchten Rampenmodelle verglichen. Da beim Modell Riegelrampe andere Abflussquerschnitte im Ober- und Unterwasser, sowie eine andere Unterwasserschlüsselkurve verwendet wurde, lassen sich dessen Ergebnisse nur schwer mit denen der anderen Modelle vergleichen. In den folgenden Diagrammen werden die Differenzen der Energiehöhen, ermittelt bei den stationären Pegeln im Ober- und Unterwasser für die jeweiligen Durchflüsse dargestellt.



ABB. 181: ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN ZWISCHEN DEN STATIONÄREN PEGELN BEI OBEREN UNTERWASSERPEGELSCHLÜSSEL



ABB. 182: ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN ZWISCHEN DEN STATIOÄREN PEGELN BEI UNTEREN UNTEREN UNTERWASSERPEGELSCHLÜSSEL



ABB. 183: ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN ZWISCHEN DEN STATIONÄREN PEGELN BEIM MODELL RIEGELRAMPE

Hinsichtlich der Energiehöhendifferenzen konnten ähnliche Werte bei den beiden Vollmodellen der aufgelösten Rampen festgestellt werden, wodurch sich eine ähnliche hydraulische Wirksamkeit der Modelle mitsamt ihrer Nachbettund Unterwasserstrecken ergibt. Beim Modell Riegelrampe liefert die Auswertung aufgrund der verwendeten niedrigeren Unterwasserschlüsselkurve höhere Werte. Nur bei diesem Modell wird mehr Energie umgewandelt, als durch die Höhendifferenz zusätzlich verfügbar ist.

den folgenden Abbildungen werden zusätzlich In zu den mittleren Fließgeschwindigkeiten im Kontrollquerschnitt im Oberwasser (Markierungen mit Linien) auch noch die Froude-Zahlen (nur Markierungen) dargestellt. Die Unterwasserbereich entsprechende Darstellung im entfällt, da die Wasserspiegel und damit auch die Fließgeschwindigkeiten durch die Schlüsselkurve vorgegeben waren.



ABB. 184: FLIEßgeschwindigkeiten und Froude-Zahlen im Oberwasser bei oberen Unterwasserpegelschlüssel



ABB. 185: FLIEßGESCHWINDIGKEITEN UND FROUDE-ZAHLEN IM OBERWASSER BEI UNTEREN UNTERWASSERPEGELSCHLÜSSEL

Die Auswertungen der Fließgeschwindigkeiten im Oberwasserkontrollquerschnitt ergaben ähnliche Werte bei den Vollmodellen der aufgelösten Rampen. Beim Vollmodell Riegelrampe lagen die Werte bei kleinen Abflüssen deutlich niedriger. Bei diesem Rampenmodell wurde im Oberwasser ein anderer Querschnitt hinsichtlich der Sohlbreite und Böschungsneigung untersucht, wodurch sich die Unterschiede in den Fließgeschwindigkeiten erklären.

Im Oberwasser herrschte bei allen Versuchen und Modellen strömender Abfluss ($Fr_o < 1$).

4.3.2 Fließverhältnisse auf der Rampe

Bei einer aufgelösten Rampe treten im Gegensatz zu klassischen Rampen auf dem Rampenkörper mehrere Fließwechsel in Form von Wechselsprüngen auf. In den folgenden Diagrammen sind die Verläufe der Fließgeschwindigkeiten und der Froude-Zahlen bei Mittelwasser (Q=40 m³/s) zum Nachweis der Wechselsprungbildung angegeben. Des Weiteren werden noch die Verläufe der Energiehöhen über dem Rampenkörper dargestellt. Beim Vollmodell "Riegelrampe" wurden die Wasserspiegel auf der Rampe, sowie die Rampensohle nicht flächig aufgenommen, weshalb auch kein Vergleich der Ergebnisse mit den aufgelösten Rampenmodellen möglich war. Bei der Interpretation der Diagramme ist darauf zu achten, dass es sich bei den dargestellten Ergebnissen um zurückgerechnete und nicht um gemessene Größen handelt. Auf die Fehlerproblematik gemäß Kapitel 3.5.2.8 wird hingewiesen.



ABB. 186: VERLAUF DER MITTLEREN FLIEßGESCHWINDIGKEITEN BEI Q=40 M³/S (MITTELWASSER)



ABB. 187: VERLAUF DER MITTLEREN FROUDE-ZAHLEN BEI Q=40 M³/S (MITTELWASSER)

Man erkennt deutlich die größere Ausgeprägtheit der Fließwechsel beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2". Durch die tieferen Becken und die größere Variabilität bei der Böschungsgestaltung und der Riegelgeometrie kam

es zu einer größeren Vielfalt des Strömungsmusters, was auch eine Zielsetzung der Formgebung war.



ABB. 188: VERLAUF DER ENERGIEHÖHEN BEI Q=40 M³/S (MITTELWASSER)

Bei den Verläufen der Energielinien lässt sich erkennen, dass die durchschnittliche Neigung der Energielinie im oberen Rampenbereich beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe – Variante 1" etwas größer ist, was bedeutet, dass in diesem Bereich mehr Energie umgewandelt wird, als bei dem anderen untersuchten Modell. Man erkennt auch, dass die Rampenlänge, auf der eine ausgeprägte Energieumwandlung stattfindet beim Modell "Aufgelöste Rampe – Variante 2" größer ist. Diese Differenzen lassen sich über die unterschiedlichen Rampengeometrien erklären.

4.3.3 Wirksame Rampenlänge

Eine weitere Forderung von *Vogel (2003)* hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit ist die größtmögliche Energieumwandlung auf einer möglichst kurzen Distanz über der Rampe.

Um diese Forderung bei den untersuchten Modellen zu quantifizieren, wird in diesem Kapitel versucht die Rampenlänge zu ermitteln, bei der noch keine Beeinflussung durch den Unterwasserspiegel gegeben ist. Diese Länge wird als
wirksame Rampenlänge bezeichnet. Beim Modell "Riegelrampe" wurden die Wasserspiegel lediglich in Rampenachse gemessen, wodurch keine Auswertung hinsichtlich der Energiehöhen über der Rampe und in weiterer Folge der wirksamen Rampenlänge vorgenommen werden konnte.

Zur Ermittlung der wirksamen Rampenlänge werden die Regressionsgeraden der mittleren Wasserspiegel im Bereich von x=8-50 (Position des ersten Riegels in der Längsachse) und x=90-130 (hinreichend langer Bereich vom Rampenfuß ausgehend, um eine sinnvolle lineare Trendlinie konstruieren zu können) geschnitten.



ABB. 189: ERKLÄRUNGSDIAGRAMM ZUR BESTIMMUNG DER WIRKSAMEN RAMPENLÄNGE

	"Aufgelöste Rampe - Variante 1"	"Aufgelöste Rampe - Variante 2"
Q	wirksame Rampenlänge	wirksame Rampenlänge
[m³/s]	[m]	[m]
40,0	73,85	99,46
100,0	66,82	93,01
200,0	53,81	82,55
315,0	46,07	67,14
500,0	34,86	51,41
660,0	29,50	48,45
830,1	17,00	8,67
1000,0	52,00	57,22

TAB. 59: ZUSAMMENSTELLUNG DER WIRKSAMEN RAMPENLÄNGEN

Beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2" ist die wirksame Rampenlänge bei den Durchflüssen kleiner 660 m³/s deutlich höher. Bei den Durchflüssen von 830,1 und 1000 m³/s ist der Differenzwinkel zwischen den beiden Regressionsgeraden so gering, dass die Auswertung zu ungenau wird.

Gemäß der Definition von *Vogel (2003)* würden diese Ergebnisse (ohne genaue Quantifizierung der in der wirksamen Rampenlänge umgewandelten Energie) darauf hindeuten, dass das Modell "Aufgelöste Rampe – Variante 1" hydraulisch wirksamer ist, da die Länge kürzer ist, auf der ein Großteil der Energie umgewandelt wird (siehe auch Abb. 188, Kapitel 4.3.2).

4.3.4 Rauheiten

In diesem Kapitel werden die errechneten Strickler-Rauheiten, sowie die Energiehöhendifferenzen der beiden aufgelösten Rampenmodelle miteinander verglichen. Zur Bewertung der hydraulischen Wirksamkeit wurden auch die auf die jeweilige wirksame Rampenlänge bezogenen Größen ausgewertet.



ABB. 190: MITTLERE STRICKLER-BEIWERTE IN ABHÄNGIGKEIT VOM DURCHFLUSS

Das Diagramm lässt die Aussage zu, dass mit steigendem Durchfluss die Gesamtrauheit bei beiden Rampenmodellen abnimmt. Wie schon im Kapitel

3.5.3.8 erläutert, liegt der Grund dafür in der relativen Überdeckung h/d. Über die ganze Rampenlänge betrachtet sind die mittleren Strickler-Beiwerte relativ ähnlich. Nur auf die wirksame Rampenlänge bezogen, ist das Modell "Aufgelöste Rampe - Variante 2" deutlich rauer. Daraus könnte geschlossen werden, dass auf der wirksamen Rampenlänge bei diesem Modell mehr Energie umgewandelt wird, die "Aufgelöste Rampe – Variante 2" also hydraulisch wirksamer ist. Um diese Aussage zu unterstützen werden im nachfolgenden Diagramm die Differenzen der Energiehöhen, hinsichtlich der gesamten Rampenlängen, sowie nur auf die errechneten wirksamen Rampenlängen bezogen, dargestellt.



ABB. 191: ENERGIEHÖHENDIFFERENZEN IN ABHÄNGIGKEIT VOM DURCHFLUSS

Man erkennt deutlich, dass bei beiden Modellen der Großteil der Energieumwandlung auf der wirksamen Rampenlänge erfolgt. Es zeigt sich weiters, dass die Differenz der Energiehöhen, bezogen auf die wirksamen Rampenlängen, beim Modell "Aufgelöste Rampe - Variante 2" höher ist als bei dem aufgelösten Rampenmodell der Variante 1, was zu einem Widerspruch der Schlussfolgerung im Kapitel 4.3.3 führt, wonach das Modell "Aufgelöste Rampe – Variante 1" hydraulisch wirksamer ist.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit nach *Vogel (2003)* die ausschließliche Betrachtung

der Länge, auf der der Großteil der Energieumwandlung stattfindet, für einen Vergleich von Rampen nicht ausreicht. Ebenso ist es nicht ausreichend, ausschließlich die Menge der umgewandelten Energie über dem gesamten Rampenkörper zu vergleichen.

Aufgrund der Forderung nach der größtmöglichern Energieumwandlung auf einer möglichst kurzen Distanz lässt sich aber ein weiteres Kriterium für die hydraulische Wirksamkeit definieren: Der Grad der hydraulischen Wirksamkeit ist umso höher, je größer der Unterschied des mittleren Gefälles der Energielinie auf der wirksamen Rampenlänge, bezogen auf das mittlere Gefälle der Rampensohle, ist.

Um festzustellen welches Rampenmodell entsprechend diesem Kriterium einen höheren hydraulischen Wirkungsgrad erreicht, wird in folgendem Diagramm der Differenzwinkel sowohl auf die gesamte, als auch auf die wirksame Rampenlänge in Abhängigkeit vom Durchfluss dargestellt. Positive Werte des Differenzgefälles bedeuten, dass mehr Energie umgewandelt wird, als durch den Höhenunterschied zur Verfügung steht.



ABB. 192: VERLAUF DIFFERENZGEFÄLLE DER ENERGIELINIEN BEZOGEN AUF DAS SOHLENGEFÄLLE

Auf die gesamte Rampenlänge bezogen weisen beide Rampenmodelle ähnliche Differenzgefälle der Energielinien bezogen auf die Sohlgefälle auf. Auf der wirksamen Rampenlänge liegen die Werte der "aufgelösten Rampe" Variante 1 jedoch deutlich höher. Dieses Rampenmodell ist daher definitionsgemäß hydraulisch wirksamer. Des Weiteren ist als eindeutiger Trend zu erkennen, dass die hydraulische Wirksamkeit bei beiden Modellen mit größer werdenden Abflüssen abnimmt, was auf den zunehmenden Einstaugrad vom Unterwasser zurückzuführen ist.

Aufgrund der vergleichenden Gegenüberstellung der unterschiedlichen Kriterien hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit von Rampen (Kapitel 4.3.2 bis 4.3.4) mit teilweise unterschiedlichen Ergebnissen kann festgestellt werden, wie wichtig diesbezüglich eine vergleichende Untersuchung mehrerer Kriterien ist, um aussagekräftige Ergebnisse erzielen zu können.

5 ZUSAMMENFASSUNG

Zielsetzung dieser Arbeit war es basierend auf den örtlichen Gegebenheiten der Saalach ein Rampenbauwerk zu entwickeln, das einerseits den relativ hohen 19,2 Abfluss von m³/(sm) Natur spezifischen in der bei einem Bemessungsabfluss von HQ₁₀₀ = 1000 m³/s schadlos über das Bauwerk abführen kann und andererseits in seiner Bauwerkshöhe leicht veränderbar ist. um auch in verschiedenen Abschnitten des Flusses anwendbar zu sein. Des Weiteren sollte die Rampe ein möglichst naturnahes Erscheinungsbild besitzen und auch für Fische stromauf passierbar eingerichtet werden.

Im Zuge dieser Arbeit wurden drei Rampen im Modell nachgebildet und untersucht. Die Versuche an den Modellen gliederten sich im Wesentlichen in Stabilitäts- und Kolkversuche. Erstere sollten zeigen, ob der relativ hohe spezifische Abfluss ohne Zerstörung des Bauwerks abgeführt werden konnte. Zusätzlich konnte die Genauigkeit der symmetrischen Rampenschlichtung über das sich einstellende Kolkbild überprüft werden. Durch die Kolkversuche sollten Aussagen über die Energieumwandlung absolut und im Vergleich mit den anderen Rampenmodellen getroffen werden können.

Der Einbau der Modelle erfolgte im Wasserbaulabor der TU Wien in einem mit Ziegelwänden begrenzten Gerinne. Die Abflussquerschnitte im Ober- und Unterwasser wurden den natürlichen Gegebenheiten der Saalach nachgebildet. Aufgrund der Nutzfläche im Labor konnte als Modellmaßstab 1:30 gewählt werden. Bei diesem Modellmaßstab betrug der mittlere Korndurchmesser des der natürlichen Sieblinie der Saalach nachgebildeten Modellsandes dm=25,6 mm.

Zunächst wurde ein aufgelöstes Rampenmodell mit Querriegeln und dazwischen liegenden Becken (Vollmodell "Riegelrampe") entwickelt, dessen Geometrie im Grundriss an die hydraulisch günstigen Schauberger-Rampen angelehnt war. Durch den modulartigen Entwurf der einzelnen Stufen konnte die Gesamthöhe des Bauwerks beliebig variiert werden.

Bei den Stabilitätsversuchen wurde der Abfluss bis etwa 15% über dem Bemessungsabfluss HQ₁₀₀ = 1000 m³/s (Natur) kontinuierlich gesteigert. Das Deckwerk überstand die Versuchsserie nahezu schadlos, es wurden lediglich 2 Steine aus den Rampenbecken gelöst und stromab abgelagert. Dies bedeutet, dass das Modell an seiner Stabilitätsgrenze lag. Das streng symmetrisch eingestellte Kolkbild am Ende der Versuchsserie bestätigte die Genauigkeit der Rampenschlichtung in Grund- und Aufriss.

Das Versuchsprogramm der Kolkversuche ohne Geschiebezugabe beinhaltete mehrtägige Belastungen mit den Abflüssen HQ₁, HQ₁₀ und HQ₁₀₀, wobei der Unterwasserspiegel entsprechend der natürlichen Schlüsselkurve eingestellt wurde. Nach jedem Versuchstag wurde die Sohle im Unterwasser mittels Lasersonden vermessen, ausgewertet und in Konturplots dargestellt. Bei HQ₁₀₀ wurde die Betonsohle des Modells erreicht (Kolktiefe>10 m), wonach der Versuch abgebrochen wurde. Aufgrund der Kolkabmessungen kann man darauf schließen, dass die Energieumwandlung im Größenbereich der einer Schauberger-Rampe liegt und das Modell hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit grundsätzlich geeignet ist. Im Anschluss an die Versuchsserie wurden auch Dauerversuche mit Geschiebezugabe durchgeführt. Die Zugabemenge wurde dabei mit der Transportgleichung von Hunziker (1995) ermittelt und die Sohllage nach jedem Versuchstag als Konturplot dargestellt. Zusätzlich wurden auch die Wasserspiegellagen in Rampenachse mittels Stechpegel aufgenommen und Geschwindigkeitsmessungen durch die Zugabe von Tracer mit Videoauswertung durchgeführt.

Beim zweiten Vollmodell wurde von der strengen Symmetrie der Becken und Riegel abgewichen, um dadurch ein naturnahes Erscheinungsbild zu erhalten. Des Weiteren sollten die Riegelsteine flach eingebaut werden. Zur Ermittlung des erforderlichen Steingewichts im Modell waren zunächst Schnittversuche in der hydraulischen Rinne des Wasserbaulabors durchzuführen.

Bei den Schnittversuchen wurden fünf Riegel mit den dazwischen liegenden Becken im Modell nachgebildet und deren Stabilitätsgrenzen ermittelt. Das Ziel war es, die Parameter einer Rampe mit aufgelösten Riegeln und Becken zu ermitteln, bei denen kein Versagen beim Bemessungsabfluss eintrat. Variiert wurden als geometrische Parameter Beckenlänge und Absturzhöhe und als Parameter des Materials die Steingewichte der Riegel- und Beckensteine. Zusätzlich zu den Stabilitätsversuchen wurden Dauerversuche mit den Durchflüssen HQ₃₀ und HQ₁₀₀ durchgeführt.

Bei den Stabilitätsversuchen stellte sich heraus, dass ein maßgebender Faktor für die Stabilität des Rampenbauwerks die Art und Genauigkeit der Schlichtung ist. Aus diesem Grund wurden verschiedene Schlichtungsarten untersucht, um diejenige zu ermitteln, welche die größte Sicherheit gegen Versagen darstellt. Die Beckensteine wurden im Gegensatz zu den Riegelsteinen nicht geschlichtet sondern nur gelegt eingebaut. Bei den Stabilitätsversuchen wurde der Abfluss kontinuierlich bis zum Versagen des Modells gesteigert, wobei jeder eingestellte Durchfluss über einen gewissen Zeitraum konstant gehalten wurde. Der Unterwasserspiegel wurde dabei so weit wie möglich abgesenkt, um so die größtmögliche Belastung für das Deckwerk zu erhalten. Es wurden lediglich die Steingewichte der Riegel und Becken, sowie die Schlichtungsart bei den bis einzelnen Versuchen solange erhöht das Modell beim Bemessungsdurchfluss stabil Mithilfe von blieb. Untersuchungen an Schnittmodellen konnte man die erforderlichen Steingewichte der Riegel- und Beckensteine und die notwendige Art der Schlichtung für das Vollmodell "aufgelöste Rampe Variante 1" ermitteln.

Der Einbau des zweiten Vollmodells ("Aufgelöste Rampe - Variante 1") erfolgte im selben Gerinne, das auch beim ersten Modell Anwendung gefunden hatte. Die Geometrie der Riegel war so entworfen, dass der Abfluss in Flussmitte konzentriert wurde und dadurch die Belastung auf die seitlichen Böschungen im Unterwasser reduzierte. Für die ökologische Durchgängigkeit wurde ein Fischweg mit Absturzhöhen von maximal 30 cm und für Bootsfahrer ein Weg mit Absturzhöhen von bis zu 60 cm in den Entwurf eingebaut. Die Steingewichte der Riegel wurden so abgestuft, dass in Flussmitte, wo die größte Belastung zu erwarten war auch die größte Steingewichtsklasse verwendet und in Richtung Randbereich abgestuft wurde.

Die durchgeführten Versuchsserien orientierten sich an den Versuchsprogrammen des Vollmodells "Riegelrampe". Es wurden wieder Stabilitätsversuche bis über den Bemessungsabfluss und Kolkversuche sowohl im Oberwasser als auch im Unterwasser mit und ohne Geschiebezugabe durchgeführt. Unterwasser Im wurden auch eine mögliche Nachbettschutzvariante und deren Auswirkung auf das Kolkbild untersucht. Zusätzlich zu diesen Versuchen wurden die Wasserspiegel über der Rampe mittels Ultraschallsonden flächig über dem Rampenkörper aufgenommen, um Aussagen über die Fließverhältnisse und die Rampenrauheit machen zu können. Bei den Geschwindigkeitsmessungen im Rampenbereich wurden Tischtennisbälle zugegeben, da die Zugabe von Farbmittel bei den reduzierten Fließgeschwindigkeiten dieses Rampentyps nicht mehr zielführend war.

Die Stabilitätsversuche zeigten, dass das Rampenbauwerk den Bemessungsabfluss schadlos ohne Bewegungen im Deckwerk abführen konnte. Des Weiteren konnte anhand des Kolkbildes die Abflusskonzentration in Flussmitte und daher die Schonung der Ufer festgestellt werden. Bei den Kolkversuchen stellten sich erwartungsgemäß weitaus geringere Kolktiefen als beim Vollmodell "Riegelrampe" ein. Mitverantwortlich für diese Reduktion war, abgesehen von der niedrigeren Rampenneigung, auch die erhöhte Rauheit des Deckwerks, wodurch auch die Fließgeschwindigkeiten reduziert wurden.

Für eine weitere Optimierung des Vollmodells wurde im nächsten Schritt das Gesamtsteingewicht des Deckwerks zu reduziert und die Riegelsteine im Randbereich nur mehr einlagig geschlichtet. Des Weiteren sollte die Gestaltung der Böschung und der Riegel flexibler erfolgen und dadurch die naturnahe Gestaltung des Bauwerks gefördert werden. Zunächst mussten jedoch weitere Schnittversuche durchgeführt werden, um die Stabilitätsgrenzen von einlagig geschlichteten Riegeln im Randbereich zu untersuchen.

Die Schnittversuche "Aufgelöste Rampe - Variante 2" erfolgten nach der gleichen Methodik der ersten Schnittversuche, wobei die Beckensteine geschlichtet eingebaut wurden. Es zeigte sich, dass die Reduktion des Steingewichtes im Randbereich einer aufgelösten Rampe durch eine einlagige Schlichtung möglich war und alle untersuchten Rampentypen mit den erforderlichen Steingewichten beim Bemessungsabfluss stabil blieben.

Beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2" wurden die Versuchsprogramme und dieselbe Methodik wie beim zweiten Vollmodells verwendet. Auch hier trat bei den Stabilitätsversuchen kein Versagen des Deckwerks auf. Hinsichtlich der Kolkversuche ergaben sich beim HQ₁₀₀ relativ große Unterschiede bei der größten Eintiefung.

Um einen Vergleich der Ergebnisse aus den Schnittversuchen der beiden Versuchsserien zu erhalten wurde die steinbezogene Froude-Zahl herangezogen und aus den Messergebnissen Stabilitätskurven interpoliert. Bei beiden Versuchsserien stimmen diese Trendlinien relativ gut überein. Das bedeutet, dass der offensichtliche Stabilitätsverlust durch die einlagige Riegelschlichtung in der zweiten Versuchsserie durch die stabile Beckenschlichtung dieser Serie kompensiert wurde.

Bei der Auswertung der Messdaten stellte sich erwartungsgemäß heraus, dass bei der Versuchserie am Vollmodell "Riegelrampe" die größten Kolktiefen entstanden. Aufgrund der höheren Neigung und der daraus resultierenden höheren Fließgeschwindigkeit ergaben sich größere Schubspannungen unterhalb des Rampenfußes, als bei den anderen Vollmodellen. Bei Geschiebetrieb und einem Abfluss von HQ₁₀ ergaben sich Kolktiefen indirekt proportional zum Rampengefälle. Dies ist darauf zurückzuführen, dass mit abnehmender Neigung der untersuchten Rampen ein immer größerer Teil des zugegebenen Geschiebes auf dem Rampenkörper liegen blieb und dieses Geschiebedefizit im Unterwasser stärkere Auswirkungen auf die Kolktiefen hatte, als das größere Rampengefälle beim Modell "Riegelrampe".

Vogel (2003) fordert hinsichtlich der hydraulischen Wirksamkeit eine größtmögliche Energieumwandlung über eine möglichst kurze Distanz auf der Rampe. Die Auswertung der Energiehöhendifferenzen auf den Rampen mitsamt ihrer Nachbettstrecken liefert eine relativ gute Übereinstimmung der Modellergebnisse "Aufgelöste Rampe Variante 1 und 2". Um eine Aussage und einen Vergleich über die hydraulische Wirksamkeit treffen zu können wurde der Versuch unternommen, den Bereich zu bestimmen, auf dem der Abfluss auf der Rampe vom steigenden Unterwasserspiegel nicht beeinträchtigt wird. Auf dieser Länge - als wirksame Rampenlänge bezeichnet - wird der Großteil der Energie umgewandelt. Beim Vollmodell "Aufgelöste Rampe - Variante 2" ist dieser Bereich deutlich größer. Diese Ergebnisse (ohne genaue Quantifizierung der in der wirksamen Rampenlänge umgewandelten Energie) würden darauf hindeuten, dass das Modell "Aufgelöste Rampe - Variante 1" hydraulisch wirksamer ist, da die Länge kürzer ist, auf der ein Großteil der Energie umgewandelt wird. Die Auswertung der Energiehöhendifferenzen ergab jedoch, dass auf der wirksamen Rampenlänge des Modells "Aufgelöste Rampe -Variante 2" mehr Energie umgewandelt wurde und damit dieses Modell definitionsgemäß hydraulisch wirksamer ist.

Um eine eindeutige Aussage treffen zu können, welches Modell hydraulisch wirksamer ist, wurde ein weiteres Kriterium zur Definition der hydraulischen Wirksamkeit hinzugefügt: Der Grad der hydraulischen Wirksamkeit ist umso höher, je größer der Unterschied des mittleren Gefälles der Energielinie auf der wirksamen Rampenlänge bezogen auf das mittlere Gefälle der Rampensohle ist. Es zeigte sich, dass auf die gesamte Rampenlänge bezogen beide Modelle ähnliche Differenzwinkel aufweisen, jedoch auf der wirksamen Rampenlänge dieser Winkel beim Modell der Variante 1 deutlich größer war. Dieses Modell ist damit hydraulisch wirksamer. Die Vorteile des Modells "Aufgelöste Rampe – Variante 2" liegen aber in der naturnahen Gestaltung beim Erscheinungsbild und beim differenzierten Strömungsbild.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass alle untersuchten Rampenmodelle den definierten Anforderungen entsprachen und daher für einen Einsatz in der Natur, unter ähnlichen Randbedingungen geeignet sind. Die Wahl des jeweiligen Modells ist aufgrund den örtlichen Gegebenheiten und den Anforderungen zu treffen.



ABB. 193: UMGESETZTE RAMPE [BAW, 2006]

6 LITERATURVERZEICHNIS

[1] DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, 1996: DIN-Taschenbuch 211 Wasserwesen Begriffe und Normen, DIN Deutsches Institut für Normung

[2] DIN 4047 Teil 5, 1989: Landwirtschaftlicher Wasserbau, Begriffe, Ausbau und Unterhaltung, DIN Deutsches Institut für Normung

[2] WRRL, 2000: EU-Wasserrahmenrichtlinie, "Richtlinie des Rates zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik, Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, ABI. L 327 vom 22.12.2000

[3] WHITTAKER J., JÄGGI M., 1986: Blockschwellen, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie, Glaziologie, Nr. 91, ETH Zürich, 1986

[4] GEBLER R.-J., 1991a: Naturgemäße Bauweisen von Sohlenstufen, Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 180, S. 236-281, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 1991

[5] GEBLER R.-J., 1991a: Naturgemäße Bauweisen von Sohlenbauwerken und Fischaufstiegen zur Vernetzung von Fließgewässern, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 181, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 1991

[6] LANG G., 2004: Parameterstudien für Rampen in aufgelöster Bauweise, Diplomarbeit am Institut für konstruktiven Wasserbau der TU Wien

[7] LfU, 2000: Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern, Raue Rampen und Verbindungsgewässer, Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie 63, Landesamt für Umweltschutz Baden Württemberg, 2000

[8] VOGEL S., 2003: Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise, Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, Mitteilungen Heft 88, 2003

[9] PASCHE E., 2003. Vorlesungsunterlagen Naturnaher Flussbau, Teil Fischwege, Technische Universität Hamburg-Harburg, Arbeitsbereich Wasserbau

[9] SCHAUBERGER W., 1975: Die räumliche Krümmung von Gefällsstufen und Sturzbettendschwellen, Wasser und Boden, 27. Jg., Heft 10, S. 265-268, Verlag Paul Parey, Hamburg, 1975

[10] PRIBEK P., 2004: Untersuchungen an einer Rampe in aufgelöster Bauweise, Diplomarbeit am Institut für konstruktiven Wasserbau der TU Wien

[11] DAUCHER H., 1999: Durchgängigkeitsbauwerke, WBW Gewässernachbarschaften in Baden-Württemberg – Statusbericht 1998/1999, 55-61, Heidelberg

[12] HASSINGER R., 1991: Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise, Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart, Heft Nr. 74, 1991

[13] PLATZER G., 1983: Die Hydraulik der breiten Blocksteinrampe, Bundesanstalt für Wasserbau und hydrometrische Prüfung Wien, 1983

[14] LINFORD A., SAUNDERS D.H., 1967: A Hydraulic Investigation of Through and Overflow Rockfill Dams, British Hydrodynamics Research Associytion (BHRA), Report RR 888, 1967

[15] DITTRICH A., ROSPORT M., BADDE O., 1991: Untersuchungen zum Stabilitätsverhalten von Gerinnesohlen, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 182, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 1992 [16] BEZZOLA G.R., 2002: Fliesswiderstand und Sohlenstabilität natürlicher Gerinne unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der relativen Überdeckung, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie, Glaziologie, Nr. 173, ETH Zürich, 2002

[17] SCHEUERLEIN H., 1968: Der Raugerinneabfluss, Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule München, Bericht Nr. 14, München / Obernach, 1968

[18] HARTUNG F., SCHEUERLEIN H., 1970: Design of Overflow Rockfill Dams, 10th International Congress on Large Dams (ICOLD), Question 36, Paper R. 35, S. 587-598, Montreal, 1970

[19] ISBASH S.V., 1936: Construction of Dams by Depositing Rock into Running Water, Communication Nr. 3, S. 123-138, 2nd Congress on Large Dams, Washington, 1936

[20] KNAUSS J., 1979: Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen, Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Bericht Nr. 41, München/Obernach 1979

[21] KNAUSS J., 1981: Neue Beispiele für Blocksteinrampen in Flachlandflüssen, Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Universität München, Bericht Nr. 45, München/Obernach 1981

[22] BATHURST J.C., 1987: Bed Load Discharge Equations for Steep Mountain Rivers, Thorne C.R., Bathurst J.C., Hey R.D., Sediment Transport in Gravel-Bed-Rivers, S. 453-491, John Wiley & Sons, Chichester 1987

[23] ABERLE J., Untersuchungen der Rauheitsstruktur zur Bestimmung des Fließwiderstandes in Gebirgsbächen unter Klarwassereinfluss, Institut für

Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 207, Universität Karlsruhe, 2000

[24] PLATZER G., 2000: Dimensionierung muldenförmiger Blocksteinrampen, Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung Wien, 2000

[25] DORNACK S., 2001: Überströmbare Dämme, Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 20, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2001

[26] LfU, 1999: Rauhe Rampen in Fließgewässern, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie 45, Karlsruhe, 1999

[27] KOBUS H., 1987: Hydraulische Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen, Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart, 1987

[28] PALT S., 2001: Sedimenttransportprozesse im Himalaya-Karakorum und ihre Bedeutung für Wasserkraftanlagen, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Mitteilungen Heft 209, Universität Karlsruhe, 2001

[29] HENDERSON F.M., 1966: Open Chanel Flow, Macmillian, 1966

[30] PETERSON D.F., MOHANTY P.K., 1960: Flume Studies of Flow in Steep, Rough Channels, Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 86, Nr. 9, S. 55-76, November 1960

[31] HASSINGER R., 2002: Der Borstenfischpass – Fischaufstieg und Bootsabfahrt in einer Rinne, Wasserwirtschaft, 92, Jg., Heft 4/5, S. 38-42, Friedrich Vieweg & Sohn, Wiesbaden, 2002

[32] PRANDL L., 1924: The mechanics of viscous fluids, Aerodynamic Theory, Vol. 3, W.F. Durand, ed., Springer Verlag, Berlin, 1924

[33] MORRIS H.M., 1955: Flow in Rough Conduits, Transactions American Society of Civil Engineers, Vol. 120, S. 373-410, 1955

[34] BLEINES W., 1952: Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke, Wasserwirtschaft, 42. Jg., Heft 1, S., Friedrich Vieweg & Sohn, Wiesbaden, 1951/1952

[35] BOLLRICH G., 2000: Technische Hydromechanik, Band 1, Auflage 5, Verlag Bauwesen GmbH, Berlin, 2000

[36] BELINEA W., 1950: Der Entwurf von Abstürzen und Grundschwellen, Die Bautechnik, 1950, H. 3

[37] NIEL A., 1960: Über die Vernichtung kinetischer Energie durch niedere Gefällsstufen, Österreichische Wasserwirtschaft, 12. Jg., Heft 4/5, Springer Verlag, Wien, 1960

[38] HARTUNG F., 1973: Stützschwellenkraftwerke, Wasserwirtschaft, 63. Jg., Heft 11/12, S. Friedrich Vieweg & Sohn, Wiesbaden, 1973

[39] DIN 19661 T2, 2000: Sohlenbauwerke, Teil 2: Abstürze, Absturztreppen, Sohlenrampen, Sohlengleiten, Stützschwellen, Grundschwellen, Sohlenschwellen, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth Verlag GmbH, September 2000

[40] AMBÜHL H., 1959: Die Bedeutung der Strömung als ökologischer Faktor. Schweiz. Z. Hydrol. 21 (2), S. 133-264

[41] DICK G., 1990: Fließgewässer und ihre Ökologie und Güte – verstehen und bestimmen, Umwelt, Schriftenreihe für Ökologie und Ethologie, Verein für Ökologie und Umweltforschung, Heft 15, 1990

[42] WEBB P.W., 1975: Hydrodynamics and energetics of fish propulsion, Bull. Fish. Res. Board Canada 190, S. 1-159, 1975

[43] JUNGWIRTH M., SCHMUTZ S., WEISS S., 1998: Fish Migration and Fish Bypasses, Fishing News Books, 363-383, Oxford, 1998

[44] LARNIER M., 1983: Guide pour la conception des dispositifs de franchissement des barrages pour les poisons migrateurs, Bull. Fr. Peche Piscic, Numero special 56, 1983

[45] LARNIER M., 1992: Passes a basins successifs, prebarrages et rivieres artificelles, Bull. Fr. Peche Piscic 326/327, 1992

[46] Hydrographischer Dienst Salzburg

[47] HUNZIKER R., 1995: Fraktionsweiser Geschiebetransport, VAW-Mitteilung Nr. 119, Eth Zürich

7 ANHANG

7.1 Vollmodell "Riegelrampe"

Randbedingungen:



Bemessungsvorgaben:	Rampentyp:	Steinschlichtung, parallele Ränder					
	Rampenneigung	n	1: 16,67				
	Böschungsneigung	m	1: 1,50				
	Parabelparameter	zb	1,40				
	Rampenrauheit	k	0,60 <u>+</u> 0,00	[m]			
	mittl. Steinlänge	1 _m	1,80	[m]			
	Steinform I _m /b _m	f	1,80				
	Kronenbreite	b _k	52,00	[m]			
	Fußbreite	br	52,00	[m]			
	Nachbettbuchtbreite	b _n	52,00	[m]			
	Bemessungskolkzeit	TKolk	48	[h]			
	Bemessungskolkabfluss	QKolk	264,7	[m ³ /s]			
	Bemessung ohne Nachbe	ttschutz	z				

ABB. 194: VORDIMENSIONIERUNG RIEGELRAMPE SEITE 1/4 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2004)

Dimensionierungsergebnisse:

Längsschnitt:			[müN]			[m]
	Kronenhöhe	H _k	404,07	Wehrhöhe	w	0,30
	Sohlhöhe im Kronenprofil	H _{sk}	403,77	Sohlsprung	∆s	3,01
	Sohlhöhe im UW-Profil	H _{su}	400,76	Fußabsenkung	a _f	0,00
	Höhe Rampenfuss	Hr	400,76	Rampenhöhe	h _r	3,31
	Tiefpunkt Bemessungskolk	H _{Kolk}	395,90	Kolktiefe	t _{kolk}	4,86

Querschnitt:





ABB. 195: VORDIMENSIONIERUNG RIEGELRAMPE SEITE 2/4 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2004)







ABB. 196: VORDIMENSIONIERUNG RIEGELRAMPE SEITE 3/4 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2004)

Energiehöhen und Fließtiefen:

Abflu	ISS	Wasserspiegel					Energiehöhen					freier Abfluss		
Q	Fr _{ko}	WSP _o	WSPow	WSPk	WSPu	minWSPu	maxWSPu	Heo	Heow	H _{ek}	H _{ef}	H _{eu}	Xgr	Xw
[m³/s]	[-]					-	[müN]						[m ab	Krone]
256,1	3,4	406,36	406,11	406,12	403,30	402,86	405,54	406,52	406,32	406,49	404,54	403,49	6,35	46,39
338,8	4,5	406,70	406,53	406,43	403,75	403,16	405,79	406,92	406,78	406,89	405,06	403,98	6,35	42,65
421,4	5,6	407.01	406.91	406,71	404,16	403,43	406,01	407.28	407,20	407,24	405,53	404,43	6,35	39,17
504.1	6,7	407.29	407.26	406,96	404,53	403.67	406.22	407,61	407,58	407,56	405,96	404.84	6,35	36,14
586,7	7,8	407,54	407,58	407,20	404,88	403,90	406,41	407,92	407,94	407,86	406,37	405,22	6,35	33,62
669,4	8,8	407,79	407,88	407,41	405,21	404,12	406,60	408,21	408,28	408,14	406,75	405,57	6,35	31,54
752,0	9,9	408,01	408,17	407,61	405,52	404,33	406,77	408,48	408,60	408,40	407,11	405,91	6,35	29,80
834,7	11,0	408,23	408,44	407,80	405,81	404,53	406,94	408,74	408,90	408,65	407,46	406,24	6,35	28,32
917.3	12,1	408,43	408,70	407.97	406.09	404.73	407.11	408,99	409,20	408,89	407,79	406.54	6,35	27,01
1000,0	13,2	408,62	408,95	408,13	406,36	404,92	407,27	409,23	409,47	409,12	408,11	406,84	6,35	25,82



ABB. 197: VORDIMENSIONIERUNG RIEGELRAMPE SEITE 4/4 (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2004)



ABB. 198: QUERPROFIL IM UNTERWASSER DER RAMPE – NATURMAßE IN M (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

Berechnung nach Strickler:

$$v = k_{St} \cdot r_{Hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2}$$
$$r_{Hy,j} = \frac{A_j}{U_j}$$

mit $k_{St} = 40 \left[\frac{m^{1/3}}{s} \right], \qquad I_E = 0,0007 [0,7 \text{ Pr } omille]$

							dell	Sohlhöhe		
								Unterwasserprofil [mNN]		
h	U	A	R	V	Q-Natur	W:30	Q:30 ^{2.5}	40	0,76	
[m]	[m]	[m²]	[m]	[m/s]	[m³/s]	h [cm]	Q [l/s]	W [mNN]		
0,00	50,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	400,76		
0,24	51,08	12,25	0,24	0,41	5,00	0,81	1,01	401,00		
0,37	51,64	18,64	0,36	0,54	10,00	1,22	2,03	401,13		
0,64	52,84	32,60	0,62	0,77	25,00	2,12	5,07	401,40		
0,96	54,30	49,95	0,92	1,00	50,00	3,21	10,14	401,72		
1,45	56,50	76,92	1,36	1,30	100,00	4,85	20,29	402,21		
1,85	58,27	99,32	1,70	1,51	150,00	6,17	30,43	402,61		
2,50	61,19	137,59	2,25	1,82	250,00	8,34	50,71	403,26		
3,17	64,20	178,88	2,79	2,10	375,00	10,58	76,07	403,93		
3,76	66,79	215,98	3,23	2,32	500,00	12,52	101,43	404,52		
4,18	68,67	243,63	3,55	2,46	600,00	13,92	121,72	404,94		
4,56	70,42	269,92	3,83	2,59	700,00	15,22	142,00	405,32		
4,93	72,05	295,13	4,10	2,71	800,00	16,43	162,29	405,69		
5,28	73,59	319,44	4,34	2,82	900,00	17,59	182,57	406,04		
5,60	75,06	342,98	4,57	2,92	1000,00	18,68	202,86	406,36	HQ ₁₀₀	
<mark>5,92</mark>	76,46	<mark>365,86</mark>	4,78	3,01	1100,00	19,72	223,15	406,68		
6,22	77,80	388,15	4,99	3,09	1200,00	20,72	243,43	406,98		

TAB. 60: BERECHNUNG DES UNTERWASSERSPIEGELS (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)



ABB. 199: PEGELSCHLÜSSEL IM UNTERWASSER (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2004)



ABB. 200: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.3.2.2)



ABB. 201: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE MIT GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.3.2.3)



ABB. 202: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE MIT GESCHIEBEZUGABE – DOPPELTE ZUGABEMENGE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.3.2.3)

7.2 Vollmodell "Aufgelöste Rampe Variante 1"



ABB. 203: SCHNITT B-B DES MODELLS - MODELLMAßE IN CM (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH, 2005)

mit
$$k_{St} = 40 \left[\frac{m^{1/3}}{s} \right], \qquad I_E = 0,00142 [1,42 \operatorname{Pr} omille]$$

					Sohlhöhe					
							dell	Unterwasserprofil		
							[mNN]			
h	U	А	R	V	Q-Natur	W:30	Q:30 ^{2.5}	41:	3,45	
[m]	[m]	[m²]	[m]	[m/s]	[m³/s]	h [cm]	Q [l/s]	W [mNN]		
0,00	34,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	413,45		
0,25	34,90	8,51	0,24	0,59	5,00	0,82	1,01	413,70		
0,37	35,26	12,95	0,37	0,77	10,00	1,25	2,03	413,82		
0,65	36,04	22,64	0,63	1,10	25,00	2,17	5,07	414,10		
0,99	36,99	34,67	0,94	1,44	50,00	3,28	10,14	414,44		
1,49	38,43	53,35	1,39	1,87	100,00	4,98	20,29	414,94		
1,91	39,59	68,86	1,74	2,18	150,00	6,36	30,43	415,36		
2,59	41,53	95,35	2,30	2,62	250,00	8,64	50,72	416,04		
3,30	43,55	123,94	2,85	3,03	375,00	11,02	76,07	416,75		
3,92	45,30	149,63	3,30	3,34	500,00	13,08	101,43	417,37		
4,38	46,58	168,78	3,62	3,55	600,00	14,58	121,72	417,83		
4,80	47,76	187,01	3,92	3,74	700,00	15,99	142,00	418,25		
5,19	48,88	204,49	4,18	3,91	800,00	17,30	162,29	418,64		
5,47	49,67	216,99	4,37	4,03	873,80	18,23	177,26	418,92	Anpassung	
5,92	50,96	237,70	4,66	4,21	1000,00	19,75	202,86	419,37		
6,27	51,92	253,59	4,88	4,34	1100,00	20,89	223,15	419,72		
6,60	52,86	269,09	5,09	4,46	1200,00	21,99	243,43	420,05		

TAB. 61: BERECHNUNG DES UNTERWASSERSPIEGELS FÜR STABILITÄTSVERSUCHE (ABSCHLUSSBERICHT SAALACH,

2005)

mit
$$k_{St} = 40 \left[\frac{m^{1/3}}{s} \right]$$
, $I_E = 0,001 [1 \text{ Pr omille}]$

								Sohlhöhe
							dell	Unterwasserprofil
								[mNN]
h	U	A	R	V	Q-Natur	W:30	Q:30 ^{2.5}	413,45
[m]	[m]	[m²]	[m]	[m/s]	[m³/s]	h [cm]	Q [l/s]	W [mNN]
0,00	34,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	413,45
0,27	34,98	9,46	0,27	0,53	5,00	0,91	1,01	413,72
0,42	35,38	14,40	0,41	0,69	10,00	1,39	2,03	413,87
0,72	36,24	25,19	0,70	0,99	25,00	2,40	5,07	414,17
1,09	37,29	38,62	1,04	1,29	50,00	3,65	10,14	414,54
1,66	38,89	59,52	1,53	1,68	100,00	5,53	20,29	415,11
2,12	40,19	76,91	1,91	1,95	150,00	7,06	30,43	415,57
2,88	42,34	106,70	2,52	2,34	250,00	9,59	50,72	416,33
3,67	44,58	138,91	3,12	2,70	375,00	12,23	76,07	417,12
4,36	46,52	167,91	3,61	2,98	500,00	14,52	101,43	417,81
4,85	47,93	189,57	3,96	3,17	600,00	16,18	121,72	418,30
5,32	49,24	210,20	4,27	3,33	700,00	17,73	142,00	418,77
5,76	50,48	230,01	4,56	3,48	800,00	19,19	162,29	419,21
6,17	51,65	249,12	4,82	3,61	900,00	20,57	182,57	419,62
6,57	52,77	267,66	5,07	3,74	1000,00	21,89	202,86	420,02
6,94	53,84	285,69	5,31	3,85	1100,00	23,15	223,15	420,39
7,31	54,87	303,28	5,53	3,96	1200,00	24,36	243,43	420,76





ABB. 204: PEGELSCHLÜSSEL IM UNTERWASSER (ABSCHLUSSBEREICHT SAALACH, 2005)



ABB. 205: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.5.2.2)



ABB. 206: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.5.2.4)



ABB. 207: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE MIT GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.5.2.3)



ABB. 208: WASSERSPIEGELLAGEN BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – TEIL 1 (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.5.2.5)



ABB. 209: WASSERSPIEGELLAGEN BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – TEIL 2 (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.5.2.5)

Rechnerische	nerische Abschätzung o		Versuc	chsdauer;	Versuche	mit		
Geschiebezugab	e im Oberwasser	<u>.</u>						
Ausgangsvolume Modell	en für Kolk im OW	1:	3000m³,	entspricht	111,11dm³	im		
Dichte des Mode	ellsandes:		1,7 kg/dm³					
Gewicht des Aus	gangskolkes:		188,89 kg im Modell					
Resultierende Ve	ersuchsdauer:		31kg/h im Modell 6,09 h					



7.3 Vollmodell "Aufgelöste Rampe Variante 2"

ABB. 210: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE OHNE GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.7.2.2)



ABB. 211: KOLKBILDER BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE – VERSUCHE MIT GESCHIEBEZUGABE (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.7.2.3)



ABB. 212: WASSERSPIEGELLAGEN BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE - TEIL 1 (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.7.2.4)



ABB. 213: WASSERSPIEGELLAGEN BEZOGEN AUF DIE AUSGANGSSOHLE - TEIL 1 (VERSUCHSPROGRAMM NACH KAPITEL 3.7.2.4)



7.4 Vergleich der Schnittmodelle

ABB. 214: ERGEBNISSE DER STABILITÄTSVERSUCHE – RIEGELSTEINGEWICHTE 2,8 UND 2,9 TO



ABB. 215: ERGEBNISSE DER STABILITÄTSVERSUCHE – RIEGELSTEINGEWICHTE 3,5 TO



ABB. 216: ERGEBNISSE DER STABILITÄTSVERSUCHE – RIEGELSTEINGEWICHTE 4,4 UND 4,5 TO



ABB. 217: ERGEBNISSE DER STABILITÄTSVERSUCHE – RIEGELSTEINGEWICHTE 5,4 UND 5,5 TO

7.5 Vergleich der Vollmodelle "Aufgelöste Rampe Variante 1 und 2"



ABB. 218: KOLKBILDDIFFERENZ NACH HQ_1 OHNE GESCHIEBEZUGABE



ABB. 219: KOLKBILDDIFFERENZ NACH HQ_{100} ohne Geschiebezugabe



ABB. 220: KOLKBILDDIFFERENZ NACH HQ_1 MIT GESCHIEBEZUGABE



ABB. 221: KOLKBILDDIFFERENZ NACH $HQ_{10}\,\text{mit}\,Geschiebezugabe}$