

D I P L O M A R B E I T
M A S T E R ' S T H E S I S

Bauliche- und konstruktive Gestaltung von Niederdruckanlagen

Unterwasser und Nachkolksicherung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen
Grades eines Diplom-Ingenieurs

unter der Anleitung von

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Peter Tschernutter**

und

Dipl.-Ing. **Michael Pucher**

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie
Forschungsbereich für Wasserbau
Fakultät für Bauingenieurwesen
Technische Universität Wien

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Waha Barbara

Matr.Nr.: 03 26 198

Wien, im März 2010

DANKSAGUNG

Ich bedanke mich bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Peter Tschernutter für die Möglichkeit, diese Diplomarbeit am Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie - Forschungsbereich Wasserbau - durchführen zu dürfen.

Weiters danke ich Herrn Dipl.-Ing. Michael Pucher für die fachlichen Ratschläge und Mithilfe an der Arbeit.

Ein Dank gebührt auch allen Mitarbeitern des Institutes, die mich stets hilfreich unterstützt haben, sowie den Labormitarbeitern, ohne die es nur mit sehr viel mehr Aufwand möglich gewesen wäre, das Modell zu errichten und die Versuche durchzuführen.

Besonderer Dank gebührt meinen Eltern, die mir das Studium ermöglichten und mich immer unterstützten.

Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei meiner Schwester Sabine Waha sowie Thomas Zach für das Korrekturlesen meiner Arbeit.

Zuletzt danke ich meinen Freunden und Kollegen, nicht nur im Bauingenieurwesen, die mir immer mit Rat und Tat zur Seite standen.

KUZRFASSUNG

Nachhaltige und umweltfreundliche Energiegewinnung hat in den letzten Jahren für jeden Einzelnen an Bedeutung gewonnen, wodurch vermehrtes Augenmerk auf die Energiegewinnung aus Wasserkraft gelegt wird. Neben sorgfältiger Planung und numerischen Berechnungen ist ein Modellversuch für die Überprüfung und Feinjustierung notwendig.

Bei dieser Arbeit wird auf die hydraulische Optimierung sowie die Kolksicherung beim Kraftwerk Kalsdorf näher eingegangen. Die Untersuchungen im Vollmodell befassten sich mit der Anströmung der Turbinen, der Abfuhrfähigkeit der Hochwasserkurve und den Auswirkungen des Geschiebetriebes. In dieser Diplomarbeit werden die Ergebnisse aus den Versuchen mit den Berechnungsansätzen aus der Literatur für Tosbecken und Maßnahmen zur Kolksicherung miteinander verglichen.

Da das Thema Kolke ein sehr weiträumiges und komplexes Thema ist, wird in dieser Arbeit auf den Feststofftransport sowie die Schutzmaßnahmen nur kurz eingegangen. Die Kontrollrechnungen beschränkten sich auf die Ermittlung des für die Nachkolksicherung erforderlichen Durchmessers. Berechnungen zeigen, dass es zu einer großen Streuung der Steingrößen kommt, da die Eingangsparameter oft nicht genau bestimmt werden können.

Die Dimensionen des im Versuch verwendeten Tosbeckens waren vorgegeben und wurden nicht variiert, weshalb in dieser Arbeit die Abmessungen nur mathematisch überprüft werden. Die allgemein üblichen Abschätzformeln führen zu einer größeren Tosbeckenlänge, da man sich, aufgrund der geringen Froudzahl, in einem Grenzbereich der Anwendbarkeit der Gleichungen befindet.

ABSTRACT

Sustainable and environment-friendly energy generation became more and more important in the last years. Therefore the hydro-power production is more focused. Beside the exact planning and numerical calculation full model tests are also required for the controlling and calibration.

This work will mainly discuss the hydraulic optimisation and the protection against scour for the hydro-power plant Kalsdorf. Analysis in the full model tests are concerned with inflow conditions on the turbines, flooding conditions and effects as well as the effects on bed load. The results of the experiments will be compared in this thesis with the formulas from literatur for scour and stilling basin.

The topic scour is very amply and complex, therefore the solid transport and savety precautions against scour will be discussed very shortly. The monitoring calculation is restricted to the determination of the required stone diameter. The evaluation vares a lot because of the imprecisely determination of the input parameters.

The dimensions of the spilling basin, which was used, was not changed. Therefore it will be just checked in this paper. The general used formulas to estimate roughly the required length can not be precisely used in this case because of very low froud numbers. That it the reason why the calculated lengths are much higher than the existing.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	2
1.2	Gegenstand und Ziel der Untersuchung	3
2	Allgemeines über Niederdruckanlagen	4
2.1	Krafthaus	5
2.2	Wehranlage	6
2.3	Tosbecken	6
2.4	Sicherheitsanforderungen bei Hochwasserabfluss	7
3	Modellversuch des Kraftwerkes Kalsdorf	8
3.1	Modellaufbau	8
3.1.1	Allgemeines	9
3.1.2	Wasserversorgung	10
3.1.3	Modellaufbau	10
3.1.4	Geschiebe	14
3.1.5	Hydrologische und hydraulische Grundlagen	15
3.1.6	Messtechnik	16
3.1.7	Erkenntnisse aus Vorversuchen	18
3.1.8	Versuchsprogramm	18
3.2	Versuchsdurchführung - Optimierung Krafthaus	19
3.2.1	Turbineneinlaufgeschwindigkeiten für Pfeiler-Niedrige Kugelkalotte .	19
3.2.1.1	Einmaschinenbetrieb	20
3.2.1.2	Zweimaschinenbetrieb	24
3.2.1.3	Bewertung der Anströmung	28
3.2.2	Turbineneinlaufgeschwindigkeiten für Urplanung	29
3.2.2.1	Einmaschinenbetrieb	29
3.2.2.2	Zweimaschinenbetrieb	31
3.2.2.3	Bewertung der Anströmung	32
3.2.3	Zusammenfassung	32
4	Ergebnisse aus der Hochwasser-Abfluss-Kurve (HQ_{100})	33
4.1	Förderfähigkeit der Segmente	35
4.2	Förderfähigkeit der Aufsatzklappen	36
4.3	Förderfähigkeit bei freiem Abfluss	37
5	Feststofftransport in Fließgewässer	40
5.1	Transportbeginn	40
5.1.1	Geschwindigkeitsermittlung	40

5.1.1.1	Geschwindigkeit nach <i>Manning</i>	41
5.1.1.2	Universelle Fließformel	41
5.1.1.3	Unterschiedliche Querschnittsrauigkeit	42
5.1.1.4	Kritische Geschwindigkeit nach Zanke	43
5.1.2	Kritische Schubspannung	43
5.1.2.1	Sohlenschubspannung	44
5.1.3	Transportbeginn bei Einkornmaterial	45
5.1.4	Transportbeginn bei Mehrkornmaterial	47
5.2	Geschiebetransport	48
5.2.1	Formel von Einstein	48
5.2.2	Formel nach Meyer-Peter & Müller	49
5.2.3	Formel von Smart und Jäggi	49
6	Versuchsgeschichte Geschiebe	50
6.1	Geschiebeverhalten bei erhöhter Rauigkeit vor der Schwelle	50
6.2	Geschiebeverhalten im HQ_{100} -Fall	50
6.3	Spülversuch Teil 1 - Teilöffnung	55
6.4	Spülversuch Teil 2 - Staulegung	55
6.5	Spülversuch 3	56
6.6	Zusammenfassung	60
7	Detailbetrachtung: Tosbecken	61
7.1	Wechselsprung	62
7.2	Formeln zur Dimensionierung eines Tosbeckens	63
7.2.1	Abschätzformel für h_1, v_1	63
7.2.2	Überfallsarten	63
7.2.2.1	Vollkommener Überfall	63
7.2.2.2	Unvollkommener Überfall	65
7.2.3	Tosbeckentiefe	66
7.2.4	Tosbeckenlänge	66
7.3	Berechnung	67
7.3.1	Bestimmung der Überfallsart aus den Werten der Pegelmessung	67
7.3.2	Ermittlung v_1 und h_1 aus der Pegelmessung	68
7.3.3	Ermittlung v_1 und h_1 numerisch	72
7.3.4	Ermittlung $h_{\ddot{u}}$ aus der Pegelmessung und v_1 numerisch	74
7.3.5	Ermittlung der erforderlichen Tosbeckentiefe δ	76
7.4	Zusammenfassung	77
8	Berechnungsansätze und Schutzmaßnahmen bei Kolken	78
8.1	Allgemeines	78
8.1.1	Kolke oberhalb von Stauanlagen	79

8.1.2	Kolk beim Horizontalstrahl	80
8.1.3	Kolk beim Vertikalstrahl	80
8.1.4	Kolk nach einem scharfkantigen Überfall	81
	8.1.4.1 Kolktiefe	81
	8.1.4.2 Kolkform	82
8.2	Schutzmaßnahmen	82
8.2.1	Kolkschutz	83
	8.2.1.1 Dimensionierungsansätze für Steinschüttungen	83
8.2.2	Stabilisierung der Sohle	84
8.2.3	Uferschutz	85
	8.2.3.1 Ufermauern	85
	8.2.3.2 Buhnen	85
	8.2.3.3 Blockwurf, Blocksatz	86
	8.2.3.4 Gabionen (Drahtschotterkörper)	89
	8.2.3.5 Holzkasten (Krainerwand)	89
	8.2.3.6 Lebendverbau	90
8.3	Berechnung	91
9	Versuchsgeschichte - Kolk- und Böschungsschutz	94
9.1	Abfahren der Hochwasserwelle	95
9.2	Dauerbelastung mit HQ_{30}	98
	9.2.1 Nachkolkbereich - Ausgangszustand	98
	9.2.2 Verlängerung der ausgerundeten Rampe des Nachkolkbereiches . . .	101
	9.2.3 Verlängerung der ausgerundeten Rampe des Nachkolkbereiches und Tosbecken mit niedriger Stufe	105
	9.2.4 Verlängerung der ausgerundeten Rampe des Nachkolkbereiches und erhöhter Stufe im Tosbecken mit Tosbeckenendschwelle	108
	9.2.5 Ausgerundete Rampe des Nachkolkbereiches mit Variation des Stein- durchmessers und erhöhter Stufe im Tosbecken mit Tosbeckenend- schwelle	111
	9.2.6 Nachkolkbereich als Rampe und Steindurchmesser 0,60m	112
	9.2.7 Zusammenfassung	114
9.3	Ausblasversuch	115
	9.3.1 Ausblasversuch 1	115
	9.3.2 Ausblasversuch 2	116
	9.3.3 Ausblasversuch 3	118
	9.3.4 Ausblasversuch 4	121
	9.3.5 Ausblasversuch 5	124
	9.3.6 Zusammenfassung	127

10 Zusammenfassung

128

1 Einleitung

Nachhaltige und umweltfreundliche Energiegewinnung wird zunehmend in den Medien diskutiert und hat in den letzten Jahren für jeden Einzelnen an Bedeutung gewonnen. Spätestens seit dem raschen Anstieg des Preises für fossile Energieträger, Versorgungsengpässen und einem steigenden Energieverbrauch im Winter 2008 wurde vermehrtes Augenmerk auf die Energiegewinnung aus Wasserkraft gelegt.

In Österreich wurden 2007 ca. 60 % des Strombedarfes durch Wasserkraft gedeckt [2]. Der Anteil der erneuerbaren Energieträger betrug im Jahr 2007 ca. 25% des gesamten Bruttoinlandsverbrauches (BIV= 1.424.247 Terajoul (= 10^{12} Joule)). Der Anteil der erneuerbaren Energien am Bruttoendenergieverbrauch für das Jahr 2007 wird auf ca.28,5% geschätzt. Der Wasserkraftanteil am gesamten Bruttoendenergieverbrauch betrug 12,5% [21].

Da jedes Kraftwerk ein Prototyp ist und bei der Turbinenanströmung es zu 3-D-Strömungen kommt, wird in der Ausführungsplanung ein Modellversuch gemacht. Dies ist erforderlich um eine optimale Energieausbeute zu gewährleisten, Berechnungen zu überprüfen und kostenintensive Änderungen nach dem Bau des Kraftwerkes zu verhindern.

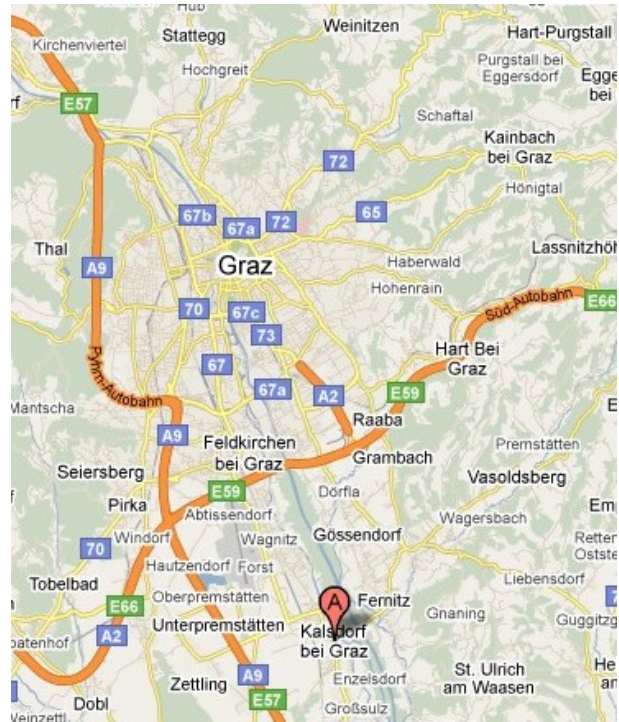
Im Zuge dieser Arbeit werden die theoretischen Hintergründe und praktischen Versuchsergebnisse näher diskutiert.

1.1 Allgemeines

Das Murkraftwerk KW Kalsdorf (Mur-km 163,421) soll im Süden von Graz, flussab der A2-Südautobahn, an der Mur errichtet werden. Flussaufwärts befindet sich das baugleiche Kraftwerk KW Gössendorf (Mur-km 170,090) und flussabwärts das KW Mellach (siehe Abbildung 1).



(a) Anordnung der baugleichen Kraftwerke [23]



(b) geografische Position des Kraftwerkes [7]

Abbildung 1: Kraftwerk Kalsdorf

Die gesamte Anlage besteht aus einem rechtsufrigen Wehr mit zwei Wehrfeldern. Die einzelnen Segmente sollen mit aufgesetzten Klappen ausgerüstet werden. Die Fallhöhe beträgt 11m bei einem Ausbaudurchfluss ($=Q_A$) von $200\text{m}^3/\text{s}$. Das linksufrige Krafthaus besteht aus zwei Kaplannturbinen, welche eine Leistung von ca. 18,51 MW produzieren und ein Regelarbeitsvermögen von 79,12 GWh im Jahr haben. Der entstehende Stauraum wird eine Länge von 3.902m haben [7].

1.2 Gegenstand und Ziel der Untersuchung

Aufbauend auf der von der Firma Steweag-Steg GmbH vorliegenden Einreichplanung sowie der numerischen Berechnung der Firma Hydroconsult GmbH, wurden die in den nachfolgenden Kapiteln 3, 6 und 9 näher erklärten Versuche durchgeführt. Das von der Firma Steweag-Steg GmbH beauftragte Institut für Konstruktiven Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU-Wien führte die hydraulischen Modellversuche durch.

Aufbauend auf den Untersuchungsergebnissen der hydraulischen Optimierung des Kraftwerkes Gössendorf [19] wurden folgende Punkte analysiert:

- Messungen der Turbineneinlaufgeschwindigkeiten
- Variation des Vorbodens
- Varianten des Tosbeckenauslaufes
- Varianten des Nachkolkbettes
- Adaptierung der Geschiebeleitschwelle
- Hochwasserabfuhrkapazität
- Spülversuche

Um die oben angeführten Fragen zu klären, wurde ca. 300m flussauf- und flussabwärts des Kraftwerkes das Profil der Mur im Maßstab 1:40 nachgebaut. Die Anlage wurde mit allen relevanten Details, wie z.B.: bewegliche Wehrverschlüsse, Turbineneinlauf etc. nachgebildet. Die Flusssohle und Rauigkeit der Böschung wurden beweglich ausgeführt, um lokale Erosionen feststellen zu können.

2 Allgemeines über Niederdruckanlagen

Niederdruckanlagen sind Laufkraftwerke mit einer Fallhöhe von bis zu 30m. Meist werden sie im Mittellauf von wasserreichen Flüssen angeordnet. Dabei wird der Fluss durch eine Sperre, die aus einem nebeneinander angeordnetem Wehr und einer Zentrale (Krafthaus, Maschinenhaus, Turbinenhaus) besteht, angestaut. Aufgrund des Anhebens des Wasserspiegels im Oberwasser sind Dämme erforderlich. Bei einem Kanalkraftwerk sind Wehr und Zentrale getrennt positioniert (siehe Abbildung 2) ¹.

Meistens werden heutzutage Kaplan- oder Francis-Turbinen verwendet. Ab einer Fallhöhe von 15m werden vertikalachsige, bei geringerer Fallhöhe horizontalachsige oder leicht geneigte Kaplan-Turbinen in die Zentralen eingebaut (siehe Abbildung 3). Bei Kleinkraftwerken kommen Francisturbinen oder Durchströmturbinen zum Einsatz ².

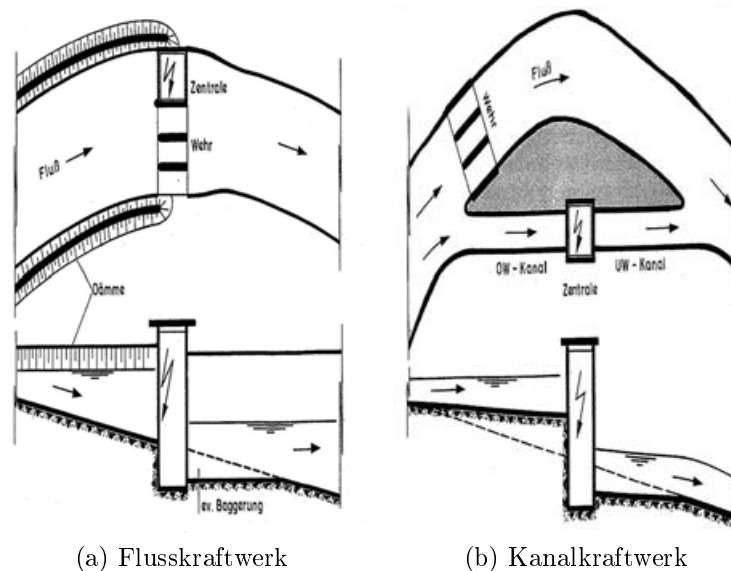


Abbildung 2: Typen von Niederdruckanlagen im Grundriss und Längsschnitt [22, S.257]

¹ (vgl. [22] S.256ff.)

² (vgl. [22] S.256ff.)

2.1 Krafthaus

Im Krafthaus ist unten den Turbinen und darüber der Maschinenraum angeordnet. Die Abmessungen richten sich nach der Anzahl der Turbinen, der Turbinenlast sowie der Form des Ein- und Auslaufes.

Vor dem Einlauf befinden sich der Vorboden, Rechen mit Reinigungsgeräten und die Notverschlussmöglichkeiten (Dammbalken ober- und unterwasserseitig) (siehe Abbildung 3)³.

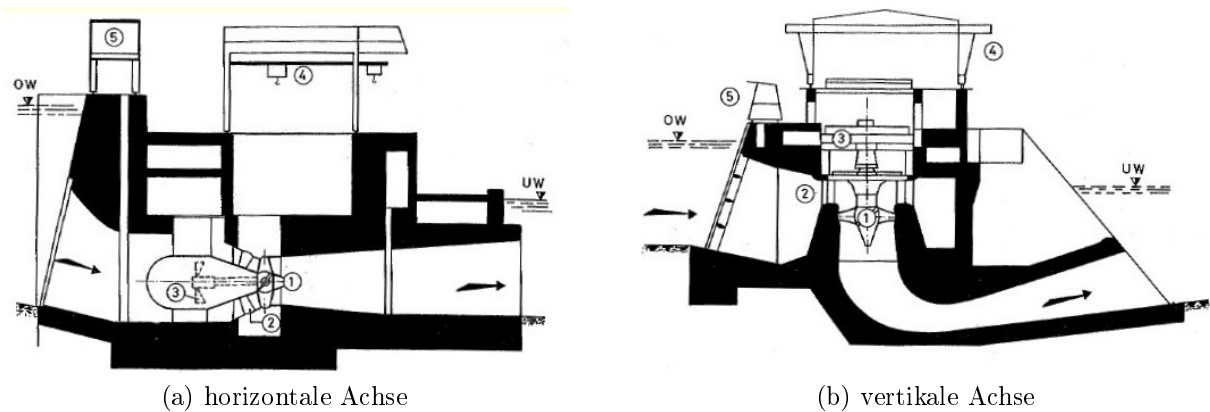


Abbildung 3: Arten von Kaplanturbinen [22, S.259]

- 1) ... Kaplanlaufrad
- 2) ... Leitapparat
- 3) ... Generator
- 4) ... Kran
- 5) ... Rechenreinigungsmaschine

³(vgl.[22] S.258)

2.2 Wehranlage

Wehre unterteilt man in bewegliche und feste Wehre. In beiden Fällen bestehen sie aus einer Schwelle mit Überfallkrone und Überfallrücken, einem Tosbecken mit Gegenschwelle und anschließendem Kolkenschutz. Der Unterschied besteht darin, dass bei beweglichen Wehren, der Wasserspiegel im Oberwasser reguliert bzw. konstant gehalten werden kann (siehe Abbildung 4).

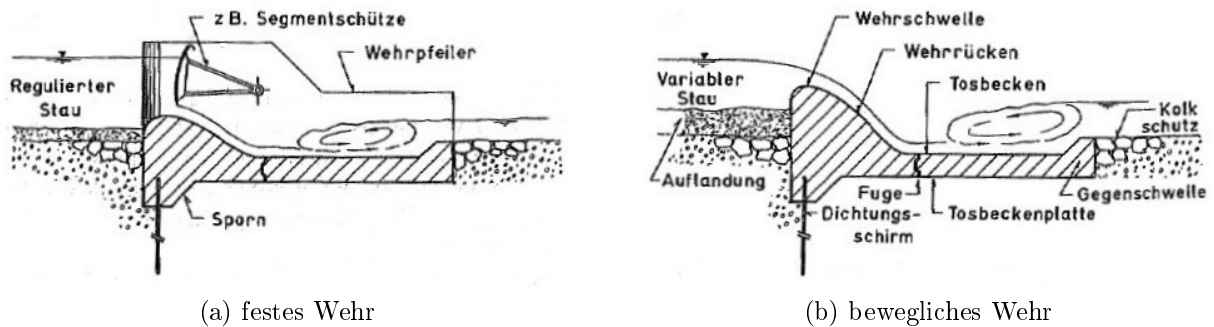


Abbildung 4: Typen von Wehranlagen [22, S.96]

Die hydraulische Bemessung fordert ⁴:

- das BHQ (=Bemessungshochwasser) soll ohne zulässigen Aufstau durchfließen können
- die Schwelle soll keinem negativen Sog ausgesetzt sein
- genügend Energiedissipation im Tosbecken, sodass weder das Wehr noch das angrenzende Tosbecken und das anschließende Flussbett durch Erosion gefährdet werden.

Bei beweglichen Wehren ⁵ ist es aus Sicherheitsgründen erforderlich, mehrere Schütze, die durch mindestens einen Wehrpfeiler getrennt sind, anzuordnen. Das Bemessungshochwasser BHQ (= HQ_{100}) muss bei $n-1$ geöffneten Wehren ohne unzulässigen Aufstau und Schäden abfließen können. Weiters soll die Revision einer Öffnung eines Wehres mit Notverschlüssen rasch erfolgen und den Anforderungen der Regulierbarkeit bei Einhaltung des Stauziels gerecht werden.

2.3 Tosbecken

Das Tosbecken hat die Aufgabe überschüssige kinetische Energie so zu dissipieren, sodass für das unterwasserseitige Gerinne und die Bauwerke die Gefahr der Auskolkung verringert wird ⁶. Nähere Informationen zur hydraulischen Bemessung sind im Kapitel 7 zu finden.

⁴(vgl.[22] S.96ff.)

⁵(vgl.[22] S.105ff.)

⁶(vgl.[13] S.34)

2.4 Sicherheitsanforderungen bei Hochwasserabfluss

Für die Hochwassersicherheit sind die zwei Fälle, Bemessungshochwasser BHQ und Sicherheitshochwasser SHQ, unter Berücksichtigung des vorhandenen Speicherraumes zu untersuchen ⁷.

Bemessungshochwasser BHQ:

Auf diesen Hochwasserabfluss wird die Entlastungsanlage bemessen und es muss gewährleistet sein, dass es zu keinen Schäden kommt. Beim vorliegenden Fall muss das Bemessungshochwasser BHQ (= HQ_{100}) ohne unzulässigen Aufstau bei n-1 geöffneten Wehrfeldern abgeführt werden.

Sicherheitshochwasser SHQ:

Bei dieser Abflussmenge, darf die Sicherheit der Anlage nicht gefährdet werden. Geringfügige Schäden wie z.B.: bei der Nachkolksicherung werden zugelassen. Die Standsicherheit sowie das Funktionieren der Betriebseinrichtungen muss gewährleistet sein.

Sicherheitskote

Die Sicherheitskote ist jene Wasserspiegelhöhe, die durch den Hochwasserüberstau samt Wellenauflauf und Sicherheitsfreibordreserve bei BHQ nicht überschritten werden darf (siehe Abbildung 5). Diese stellt die maximale Wasserspiegelhöhe dar, ab welcher die Sicherheit der Anlage gefährdet ist und eine Überschreitung zur Gefahr wird. Bei Einhaltung dieser Kote muss gewährleistet sein, dass die Stand- und Betriebssicherheit der Anlage nicht gefährdet ist.

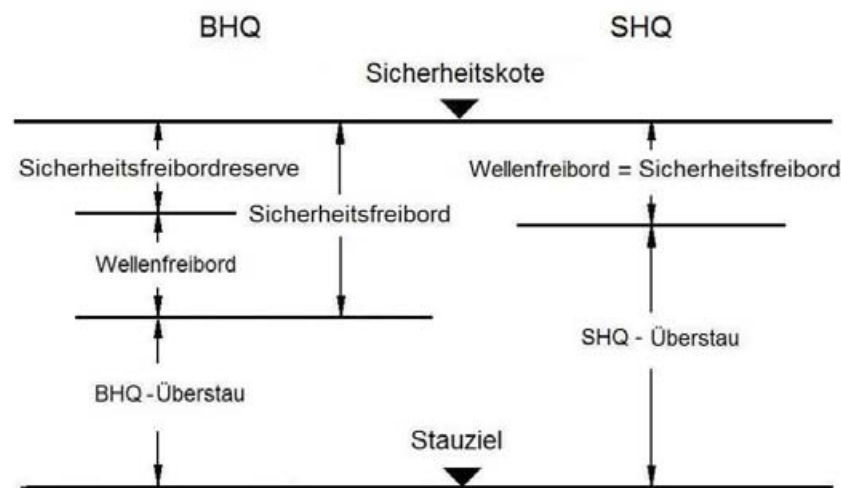


Abbildung 5: Sicherheitskote bei BHQ und SHQ [8, Kapitel 2, S.9]

⁷(vgl.[8] (Kap.2, S.3ff.))

3 Modellversuch des Kraftwerkes Kalsdorf

Die Versuche wurden am Freigelände des Wasserbaulabors des Institutes für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU Wien durchgeführt und bilden den Schwerpunkt dieser Diplomarbeit. Im Juli 2007 und von September bis Dezember 2007 wurden Vorversuche in der Rinne für das Baugleiche Kraftwerk Gössendorf durchgeführt. Weiters wurden von April bis August sowie im November 2008 Vollmodelluntersuchungen dazu durchgeführt (siehe [10] und [19]). Auf diesem Erkenntnisstand aufbauend und unter Berücksichtigung der Empfehlungen wurde das Kraftwerk Kalsdorf untersucht.

3.1 Modellaufbau

Um die in Kapitel 1.2 angeführten Fragen zu klären, wurde das geplante Projekt mit einer ca. 300 m langen Oberwasser- und einer ca. 300 m langen Unterwasserstrecke der Mur im Vollmodell in einem Maßstab von 1 : 40 nachgebaut. Die Anlage wurde mit allen relevanten Details, wie z.B. Wehrverschlüssen, Turbineneinläufen etc. nachgebildet. Das Modell wurde mit beweglicher Flusssohle und einer beweglichen Rauigkeitsschicht auf den festen Böschungen ausgeführt (siehe Abbildung 6).



(a) Oberwasseransicht



(b) Unterwasseransicht

Abbildung 6: Modellansichten

3.1.1 Allgemeines

Das KW Kalsdorf wurde im Maßstab 1:40 aufgebaut, wobei die Umrechnung der Naturparameter in die Modellparameter nach dem Froude'schen Modellgesetz erfolgte. Dadurch ergeben sich für die verschiedenen Modellparameter verschiedene Übertragungsverhältnisse (siehe Tabelle 1 und Tabelle 2).

Tabelle 1: Froud'sche Modellgesetz

Geometrischer Maßstab λ :	$0,025$
Modell Breite, Länge B_M :	$B_M = \frac{B_N}{\lambda}$
Durchfluss Modell Q_M :	$Q_M = \frac{Q_N}{\lambda^{5/2}}$
Fließgeschwindigkeit Modell v_M :	$v_M = \frac{v_N}{\lambda^{1/2}}$

Tabelle 2: Übertragungsverhältnisse Modellparameter

Maßstabsverhältnisse	1 :	40
Länge, Breite, Höhe	m	1 : 40,00
Fläche	m^2	1 : 1600,00
Volumen	m^3	1 : 64000,00
Zeit	s	1 : 6,30
Geschwindigkeit	m/s	1 : 6,30
Beschleunigung	m/s^2	1 : 1,00
Abfluss	m^3/s	1 : 10119,30
Abfluss pro Breitenmeter	$m^3/(s \cdot m)$	1 : 253,00
Dichte	kg/m^3	1 : 1,00

Aus dem Umrechnungsverhältnis (siehe Tabelle 2) ergeben sich folgende Modelldurchflüsse (Tabelle 3) im Maßstab 1 : 40 :

Tabelle 3: Modelldurchflüsse

	Natur [m^3/s]	Modell [l/s]
HQ_{5000}	1077,0	106,4
HQ_{1000}	980,0	96,8
HQ_{100}	888,0	87,8
HQ_{30}	825,0	81,5
HQ_{30}	655,0	64,7
HQ_5	440,0	43,5
HQ_1	200,0	19,8
Q_A	103,4	10,2
M_Q	23,1	2,3

3.1.2 Wasserversorgung

Die Wasserversorgung erfolgte mit zwei Pumpen, welche das Wasser aus dem 1000 m^3 großen Tank im Keller des Labors, im Kreislaufbetrieb zum Modellstandort pumpeten. Die jeweils erforderliche Zuflussmenge konnte mit einem Schieber, welcher von einem Schaltschrank aus bedient wurde, eingestellt werden.

3.1.3 Modellaufbau

Das Modell wurde maßstabsgetreu nach dem von der Firma Seweag gelieferten Lageplan “AS_GO_KA_BlockDämme_080227 ” mit den Querprofilen erstellt. Die Dammhöhe im Oberwasser beträgt 318.61 m.ü.A. Im Unterwasser wurden die Höhen aus dem Geländemodell bzw. den Querprofilen abgeglichen. Da das zu untersuchende Kraftwerk Kalsdorf baugleich mit dem im Jahr zuvor untersuchten Kraftwerk Gössendorf ist, wurde die Position der Wehranlage und des Krafthauses nicht verändert. Die Abmessungen entsprechen den Planserien 243 und 17.648 aus dem Jahr 2008 (siehe Abbildung 8, Abbildung 9 und Abbildung 10).

Basierend auf den Querprofilen der Pläne “231.01-231.02, 237.01-237.05 und 238.01” in 40-Meter-Abständen in der Natur wurde das Flussprofil maßstabsgetreu erstellt. Die Böschungen wurden mittels Mauerwerk und Sandfüllungen vorprofiliert und anschließend mit einer 10cm dicken Magerbetonschicht abgezogen (siehe Abbildung 7a). Anschließend wurden lose kleine Steine, der Rauheit des in der Natur vorkommende Bewuchses entsprechend, aufgebracht (siehe Abbildung 7b). Abschließend wurde die Flusssohle als bewegliche Sandschicht eingebracht und einniveliert.



(a) Böschungsaufbau



(b) Böschungsrauheit

Abbildung 7: Aufbau der Böschung im Modell

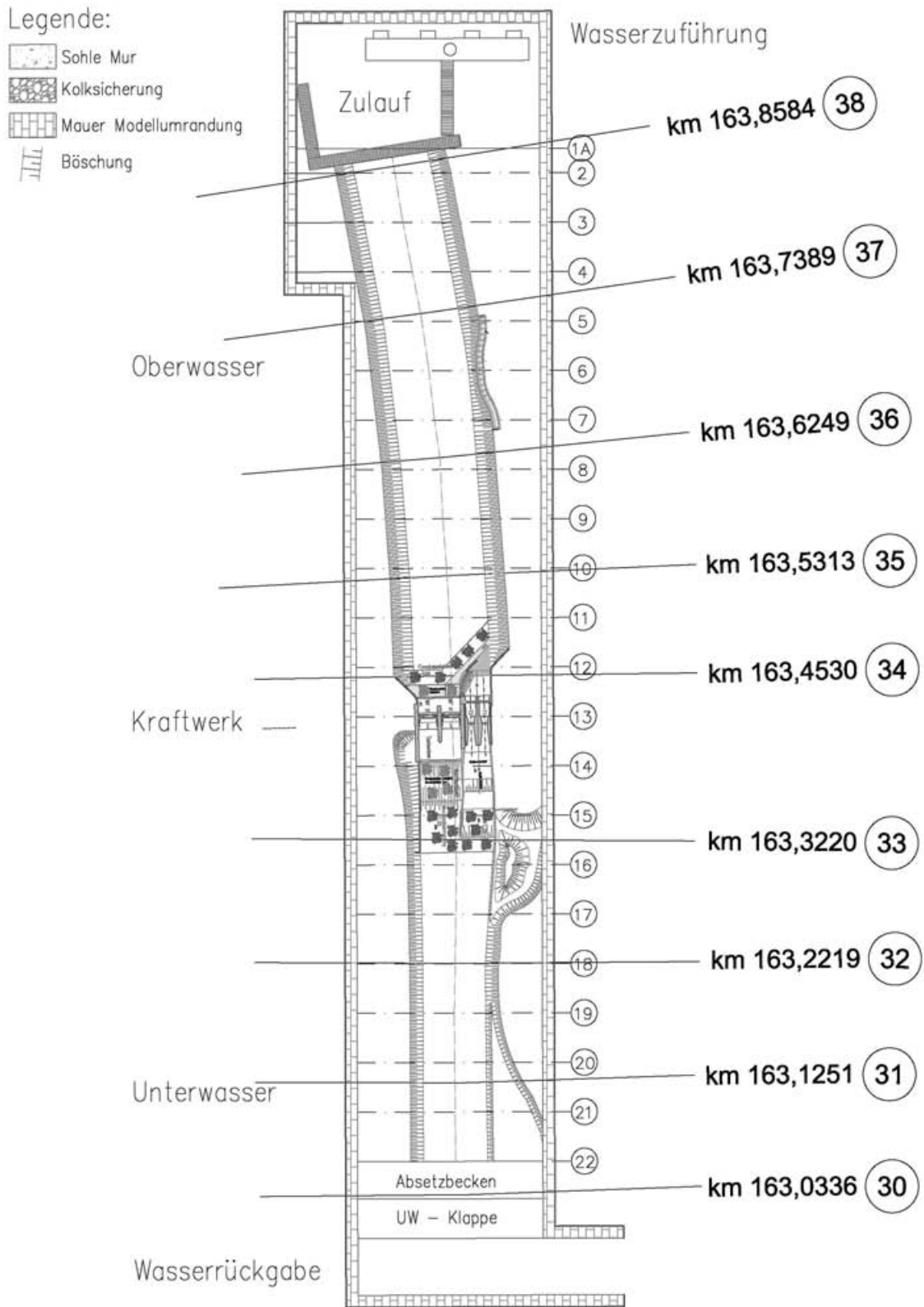


Abbildung 8: Grundriss: gesamter Modellstand KW Kalsdorf

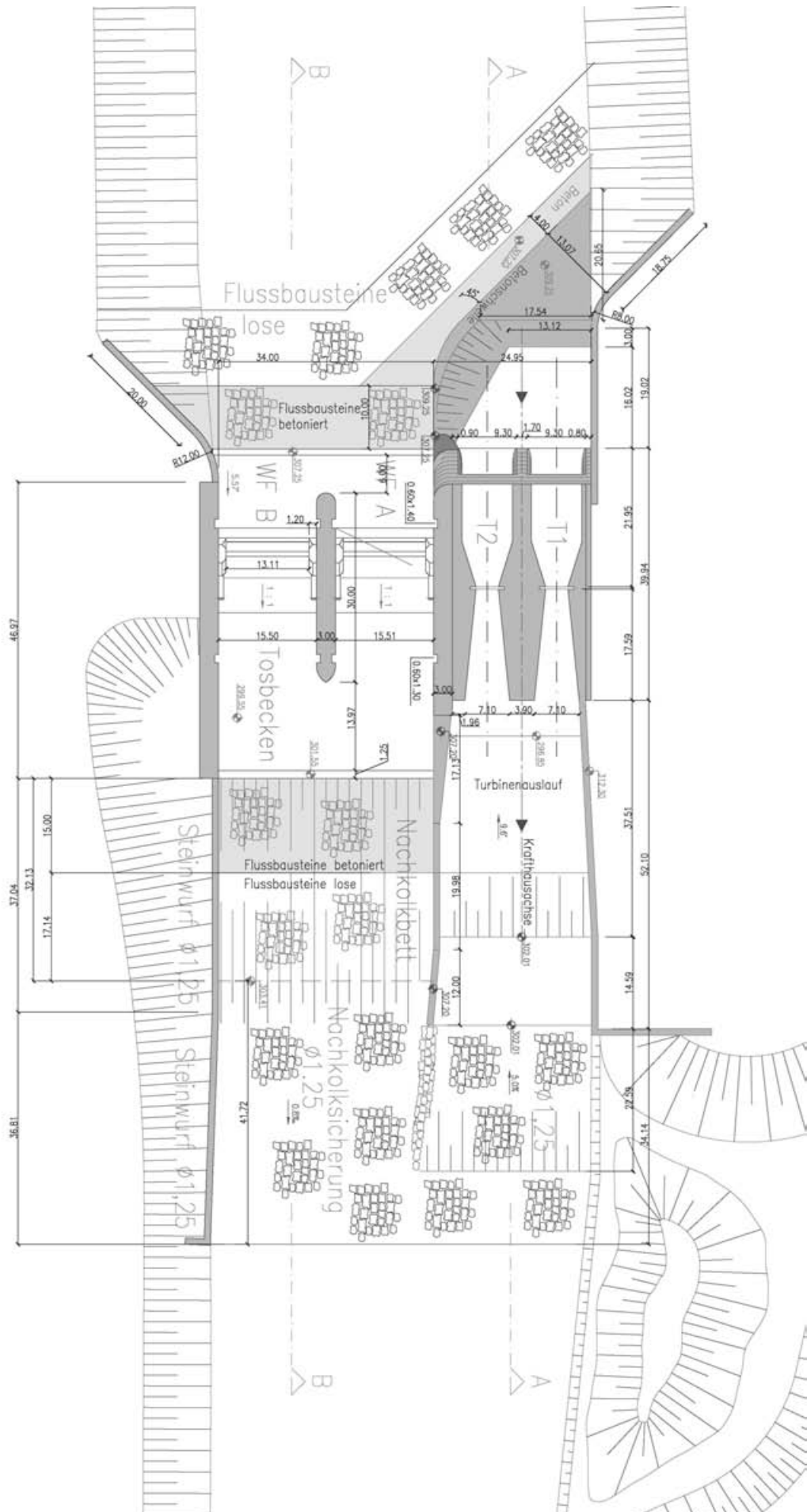


Abbildung 9: Grundriss des Modells (m-Maße : Natur)

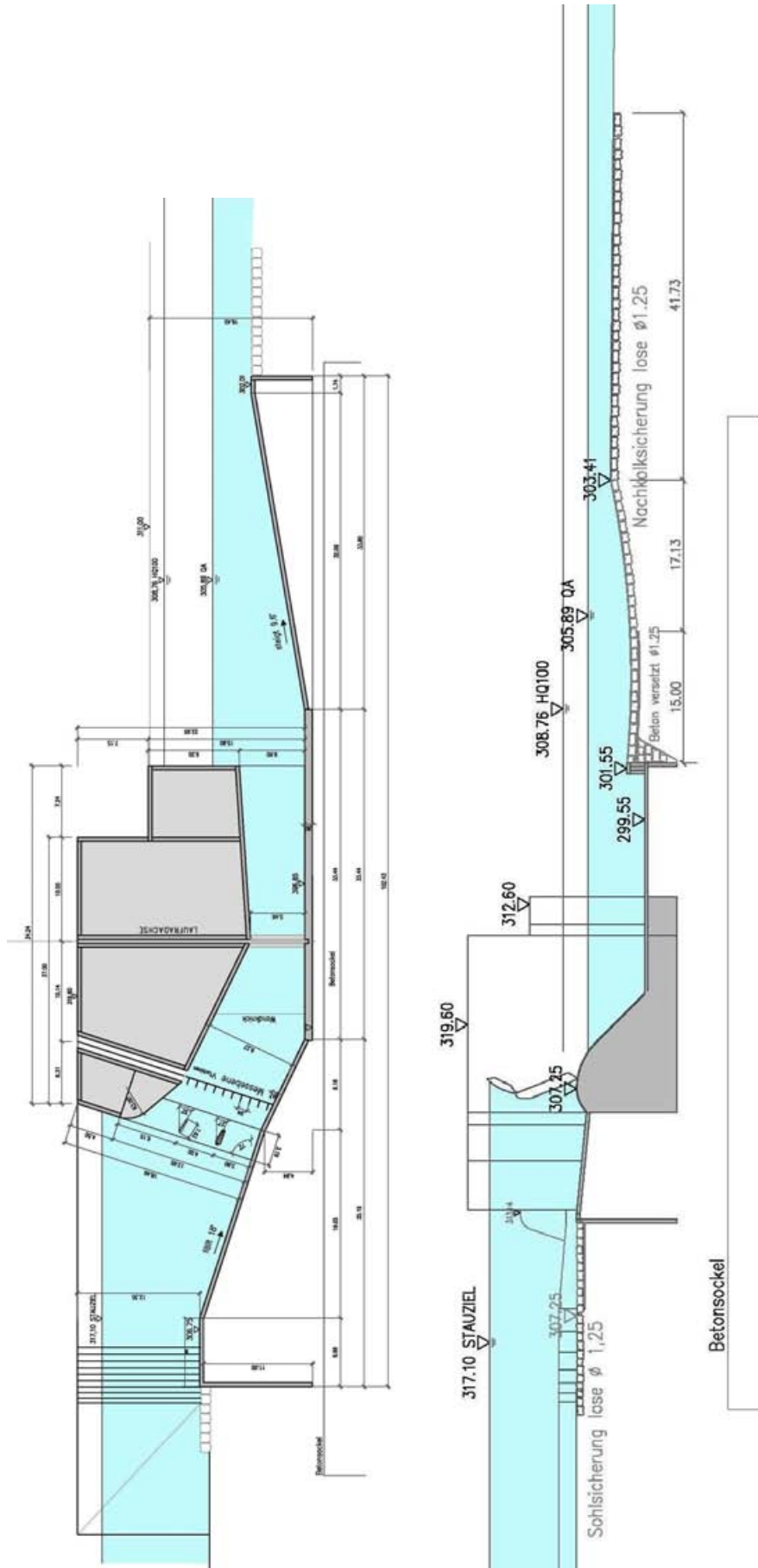


Abbildung 10: Schnitte durch das Modell

3.1.4 Geschiebe

Basierend auf den Erkenntnissen aus den Versuchen der Bauumleitung und des Kraftwerks Gössendorf [19], wurde für das Vollmodell ein gröberer Modellsand (siehe Abbildung 11) verwendet.

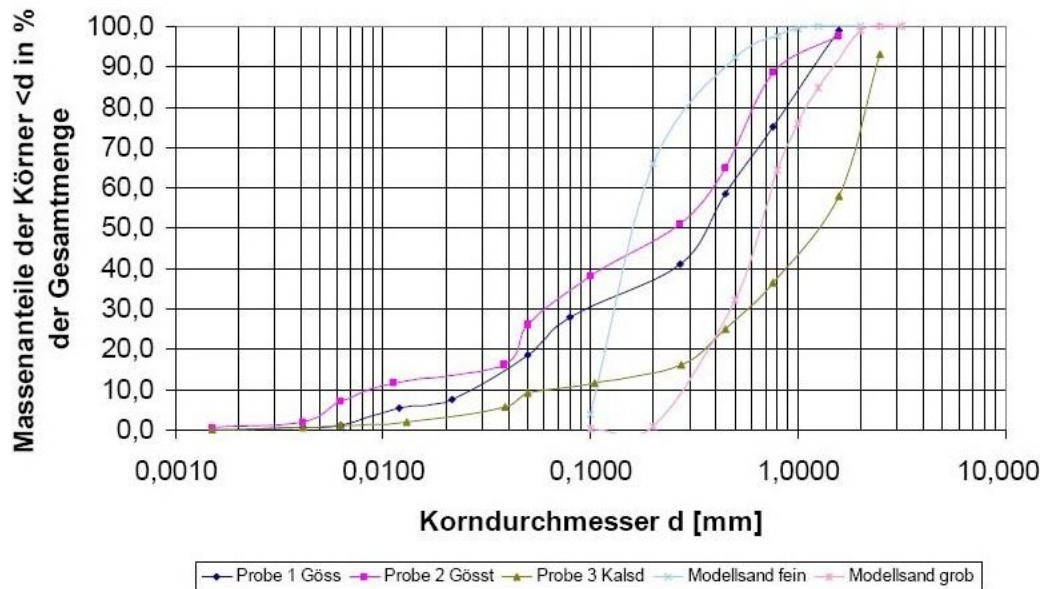


Abbildung 11: Vergleich der verwendeten Sieblinien mit den umgerechneten Sieblinien im Modell

Der Vergleich der mittleren Durchmesser zeigt, dass die beiden verwendeten Sieblinien den realen Sieblinienbereich recht gut umfassen. Bei der Verwendung des gröberen Modellsandes kam es im Modell zu keiner Dünen- bzw. Riffelbildung, womit eine qualitative Aussage bezüglich der Geschiebeführung möglich war. Auf Grund der geringen Differenz in den Sieblinien sind quantitative Aussagen noch möglich, bedürfen jedoch jeweils einer tiefer gehenden Analyse.

Wegen des gewählten Böschungsaufbaues, feste Betonböschung mit lose aufgebrachter Rauheitsschicht, war eine exakte quantitative Aussage über die Wirksamkeit des Böschungsschutzes nur eingeschränkt möglich. Die projektspezifischen Abmessungen der Böschungssteine wurden im Modell annähernd maßstäblich nachgebildet, wobei der ökologische Böschungsschutz mit der Sieblinie 1 - 4 dargestellt wurde.

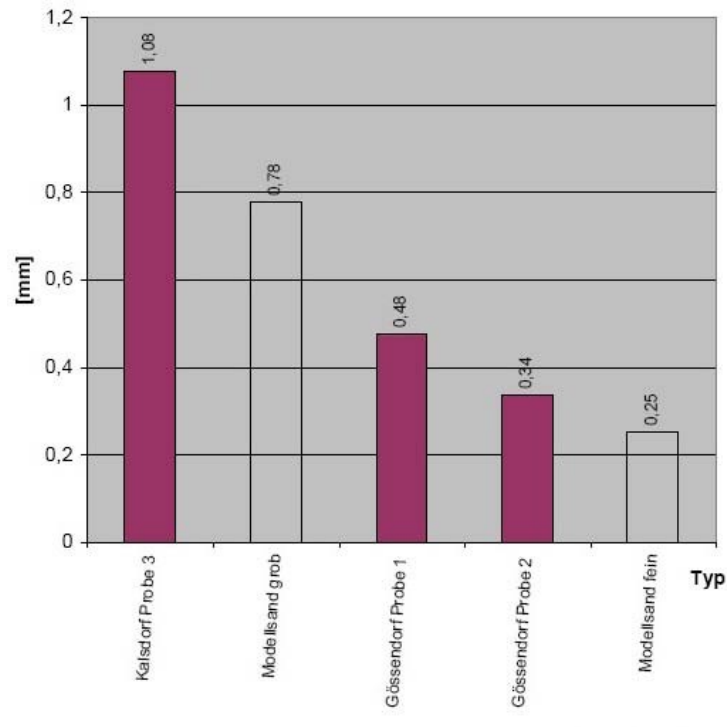


Abbildung 12: Vergleich der mittleren Korndurchmesser der realen Geschiebeprobe und der Modellgeschiebe im M 1 : 40

3.1.5 Hydrologische und hydraulische Grundlagen

Im Versuch wurden die Unterwasserhöhen beim Modellprofil Nr.21 entsprechend der nachfolgenden Pegelkurve eingestellt. Die Werte für die Wasserpegel wurden von der Firma Hydroconsult GmbH berechnet und dienen als Basis für alle weiteren Untersuchungen.

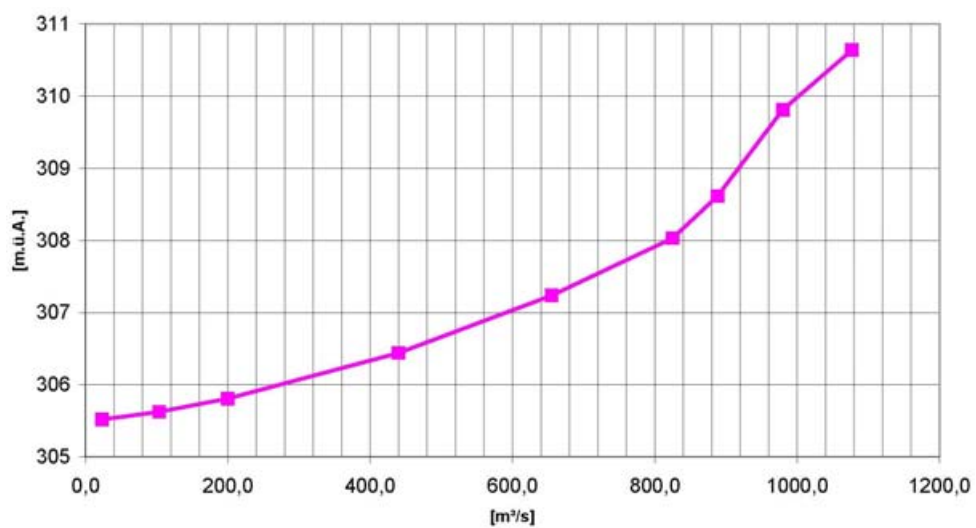


Abbildung 13: Erweiterter Pegelschlüssel für Profil 21

Tabelle 4: Erweiterter Pegelschlüssel für Profil 21

	Natur [m.ü.A.]	Profil 21 [m ³ /s]
HQ_{5000}	310,64	1077,0
HQ_{1000}	309,815	980,0
HQ_{100}	308,615	888,0
HQ_{30}	308,031	825,0
HQ_5	307,237	655,0
HQ_1	306,440	440,0
Q_A	305,808	200,0
M_Q	305,623	103,4
N_Q	305,52	23,1

3.1.6 Messtechnik

Das Modell wurde oberwasserseitig aus dem Wasserversorgungssystem des Labors mit eingebautem induktiv magnetischen Durchflussmesser (IDM) angespeist. Die Einstellung der Durchflüsse erfolgte mittels eines elektrisch betriebenen Schiebers, entsprechend der Anzeige dieses IDM.

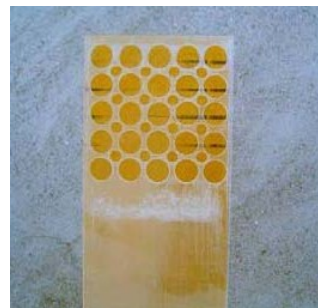
Die Messung der Wasserspiegel erfolgte durch eine Ultraschallsonde, welche auf einen Messwagen montiert war. Die darauf montierten Lasersonden haben die Gerinnesohle in einem 10 cm Profilabstand aufgenommen und die Signale an einen Messcomputer übertragen und gespeichert (siehe Abbildung 14). Mit dem computergesteuerten Messwagen war es möglich, an jedem beliebigen Punkt des Modells eine Messung des WSP oder der Sohle durchzuführen. Zusätzlich zu diesen Messungen wurden die einzelnen Versuche durch zahlreiche Fotos und Videoaufnahmen dokumentiert.



Abbildung 14: Messwagen

In einem Messraster (10 x 10) wurden die Geschwindigkeiten am Turbinenzulauf in der dargestellten Ebene aufgenommen (siehe Abbildung 15d). Die Messung der Turbinenzuströmungsverhältnisse erfolgte ca. 6,0m (= 15,0cm Modell) nach der Rechenebene mit einem Miniaturgeschwindigkeitsmessflügel über einen Zeitraum von 0,5 Minuten pro Mess-

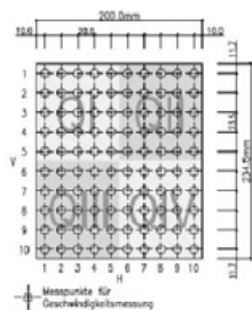
punkt. Es wurde die mittlere, die maximale und minimale Geschwindigkeit normal zur Re-
cheneinlaufebene und achsparallel zur Turbine für den Ausbaudurchfluss Q_A von $200\text{m}^3/\text{s}$
für den Ein- und Zweimaschinenbetrieb bei Einhaltung des Stauziels = $317,10\text{m}üA$ ge-
messen.



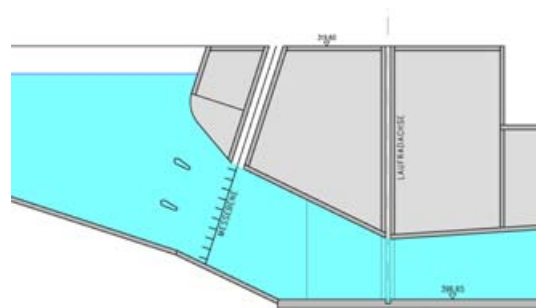
(a) Lochblende



(b) Messgerät



(c) Messraster



(d) Messebene

Abbildung 15: Messung der Turbinenanstromung

Die qualitative Beurteilung der Anströmung ist mittels Wollfäden und Färbemittel
untersucht und dokumentiert worden.

3.1.7 Erkenntnisse aus Vorversuchen

Aus den Ergebnissen der Vorversuche waren die Abmessungen des Tosbeckens und des Wehrrückens sowie die Notwendigkeit einer Geschiebeschwelle vor dem Turbineneinlauf und eines ausreichenden Kolkschutzes im Ober- und Unterwasser bekannt. Aufgrund der hier anders gerichteten Flusskrümmung wurde die Geschiebeabwehr abermals überprüft (siehe Kapitel 6). Weiters wurde für die Pfeilerform zwischen dem Krafthaus und dem Wehrfeld A nicht nocheinmal variiert, sondern die niedrige Kugelkalotte verwendet. Die Neigung des Vorbodens sowie dessen Ausbildung ist bereits untersucht worden und wurde hier nicht verändert [9],[10], [19].

3.1.8 Versuchsprogramm

Zur Beantwortung der in Kapitel 1.2 angeführten Fragen wurde folgendes Untersuchungsprogramm durchgeführt:

Die Hauptversuche, welche sich auf Untersuchungen im Vollmodell im Maßstab 1 : 40 beschränkten, betrafen im Wesentlichen:

- die Bestimmung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der gesamten Wehranlage (Bemessungsabfluss HQ_{100}) mit Wasserspiegelmessungen
- die Messung der Durchflusscharakteristiken der Wehrverschlüsse
- die Messung der Turbineneinlaufgeschwindigkeiten bei Ein- und Zwei- Maschinenbetrieb
- die Aufnahme der Sohlen nach Extremabflüssen (HQ_{100} - Welle abgebrochen)
- Entwicklung einer Spülstrategie zur effektiven Freispülung der Geschiebeeinlaufschwelle bzw. Sandfangs und auch zur Geschiebeabwehr im Krafthausauslaufbereich
- Spülversuche zur Bestimmung der Austragsrate und des Austragsverhaltens aus dem Sandfang bei einer angenommenen HQ_1 Welle
- Untersuchung der Nachkolksicherung mit Variation der Steingröße

3.2 Versuchsdurchführung - Optimierung Krafthaus

Für die Versuche wurde der Durchfluss Q_A eingestellt und das Stauziel mittels Regelung der Lochblendenöffnung am Turbinenquerschnitt gehalten (siehe Abbildung 16).



Abbildung 16: Stauhaltung für Messung der Turbinen

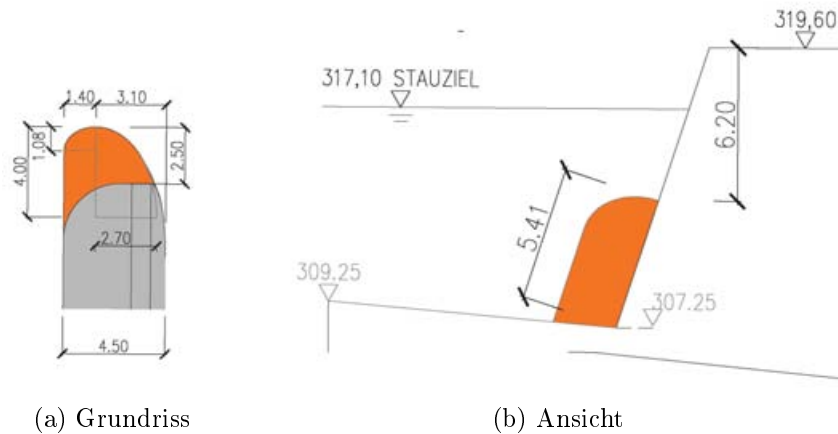
Zur qualitativen Beurteilung und zum Vergleich der Anströmung wurden einerseits die Ausrichtungen bzw. Bewegungen von Wollfäden in der Messebene dokumentiert und andererseits die Geschwindigkeiten in der Messebene in einem 10×10 Raster aufgenommen und als Isothachenfeld dargestellt (Abbildung 15).

3.2.1 Turbineneinlaufgeschwindigkeiten für Pfeiler-Niedrige Kugelkalotte

Basierend auf den Ergebnissen des Vorprojektes KW Gössendorf ([10], [19]) wurde der geneigte Vorboden mit niedriger Kugelkalotte (kurz R7 genannt) verwendet und nicht mehr variiert.



Abbildung 17: Ansichten: Niedrige Kugelkalotte (R7)



(a) Grundriss

(b) Ansicht

Abbildung 18: Niedrige Kugelkalotte

3.2.1.1 Einmaschinenbetrieb

Bei der Turbine 1 wurde eine gleichmäßige Anströmung in den verschiedenen Höhen sowie im gesamten Bereich des Vorbodens beobachtet. Dies entspricht im Wesentlichen auch den Messergebnissen (siehe Abbildung 19 und Abbildung 20).

Die Turbine 2 zeigt ein wesentlich unregelmäßigeres Anströmverhalten. Kurz vor dem Vorlaufrechen bildete sich neben der Kugelkalotte ein Wirbel (siehe zweites Bild von oben der linken Spalte von der Abbildung 19 und Abbildung 21). Dieser führt zu unterschiedlicher Ablenkung der Stromfäden in verschiedenen Tiefen. Im steileren Bereich des Vorbodens sieht man, wie die Strömung an der Betonoberfläche entlang bis zum Wirbel gezogen wird. Erst ab einer Höhe von ca. 5cm (=2m in der Natur) entsteht ein Sog mehr zu den Turbinen hin (siehe 1. Bild der linken Spalte von Abbildung 19). Bei der grafischen Darstellung (siehe Abbildung 21) der gemessenen Geschwindigkeiten ist dies nicht mehr erkennbar. Stattdessen zeigt sich der Einfluss des abrupt gekrümmten Mittelpfeilers durch die Reduktion der Geschwindigkeit links unten im dritten Quadranten.

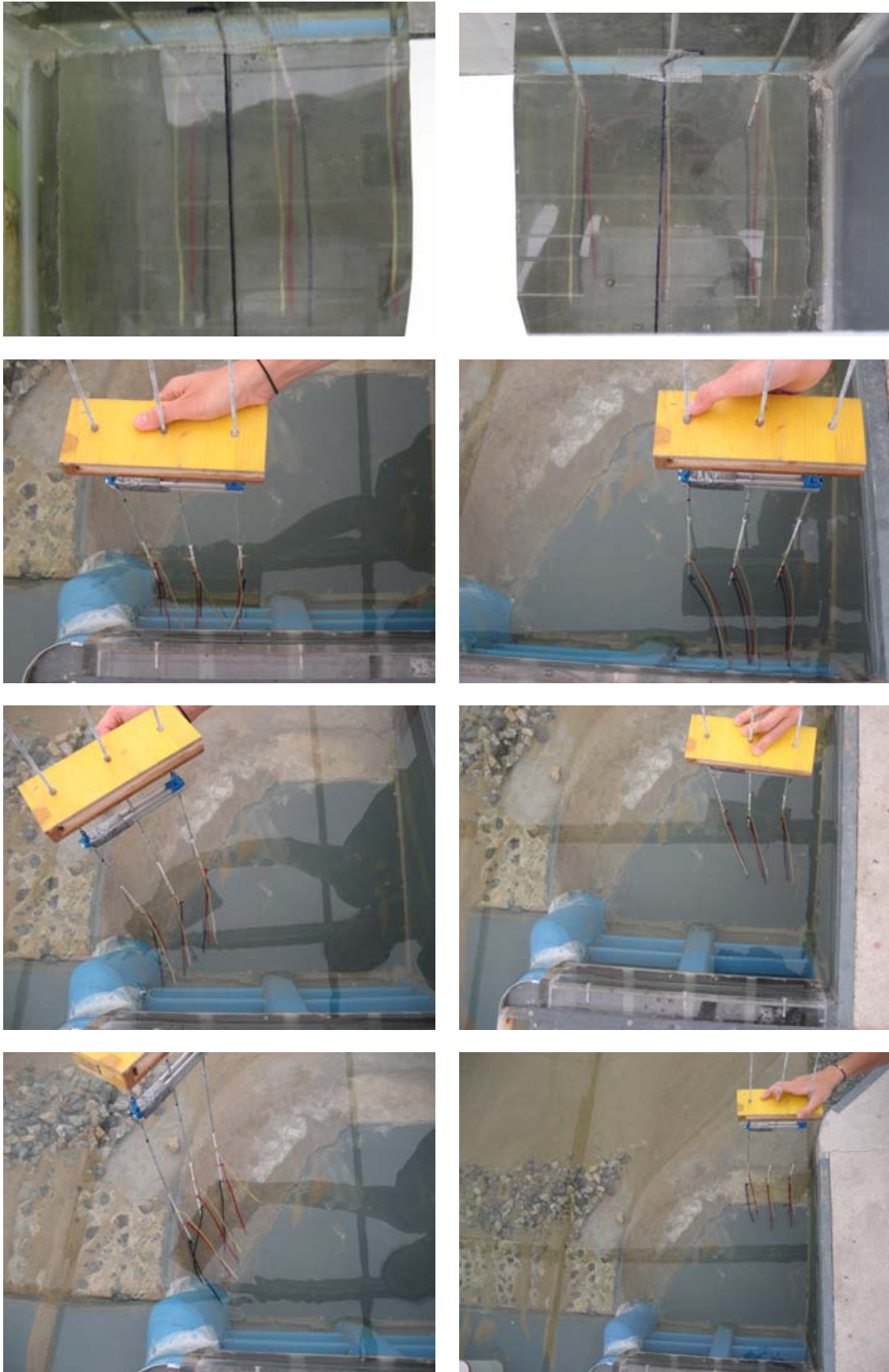
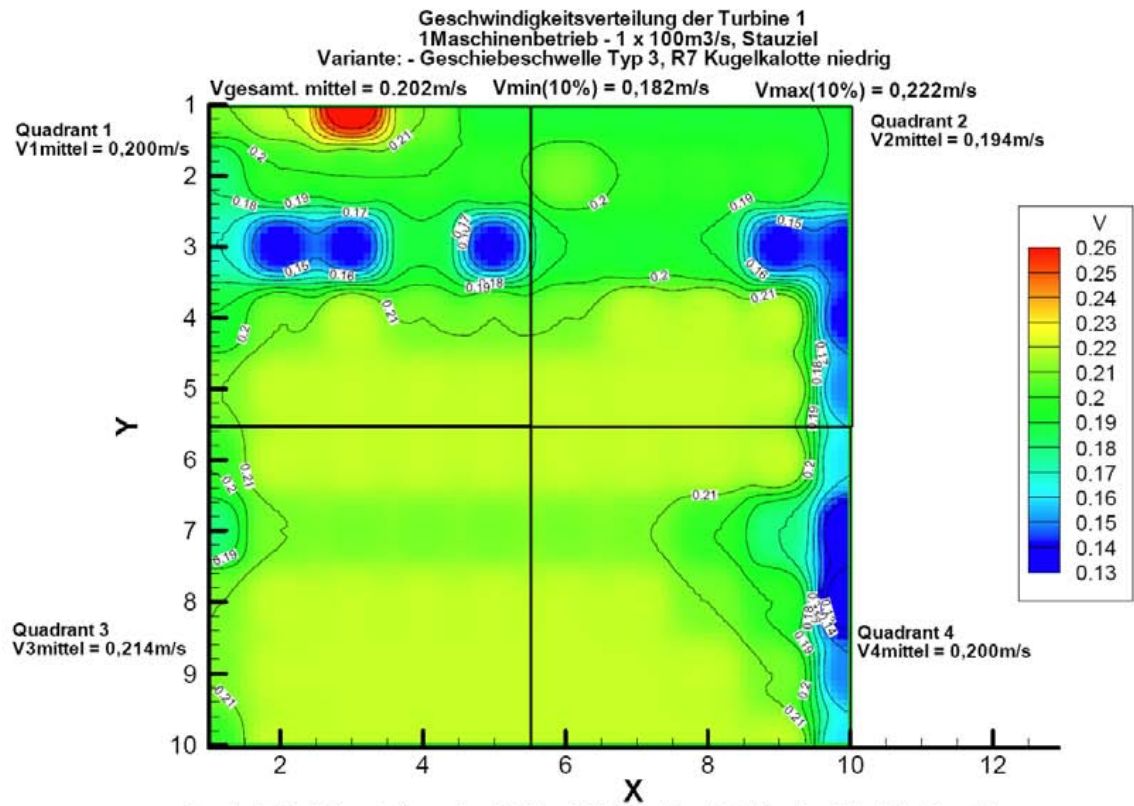


Abbildung 19: Anströmung Niedrige Kugelkalotte 1MB: T2=links, T1=rechts

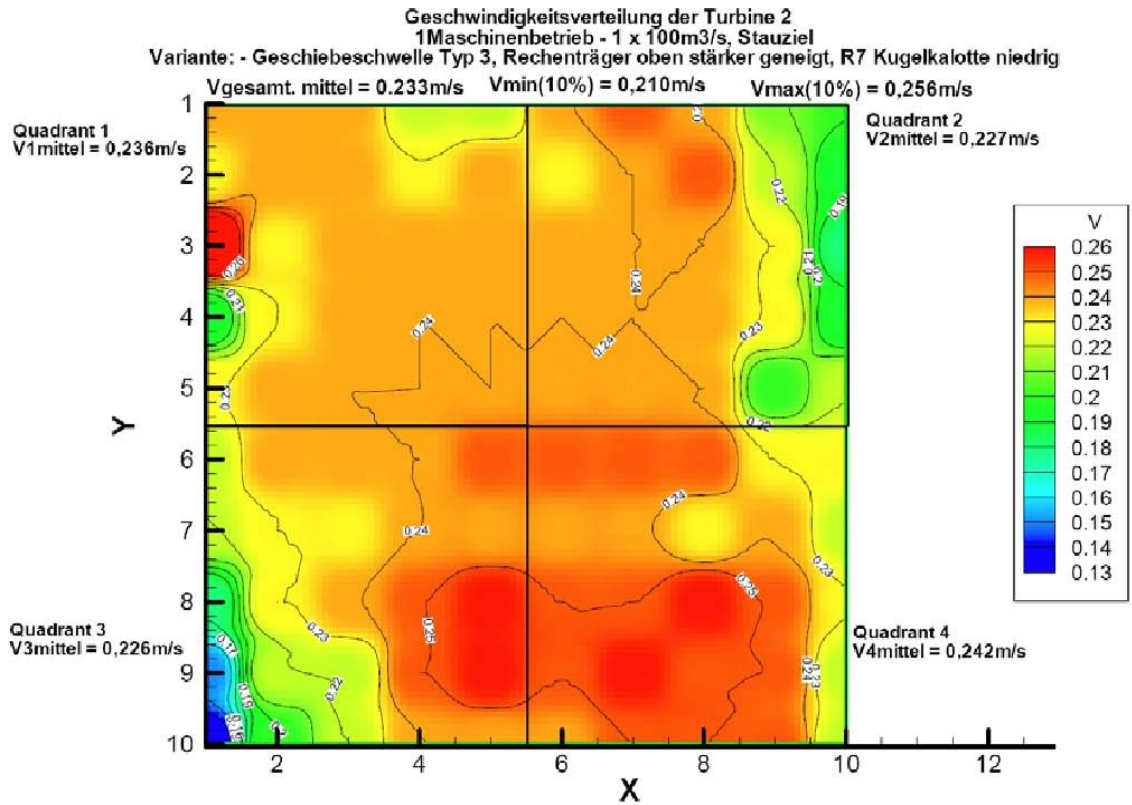


Geschwindigkeitsverteilung der Turbine 1 (1 Maschinenbetrieb - 1 x 100m³/s), Stauziel
Variante: niedrige Kugelkalotte mit Vorboden und Geschiebeschwelle
Gemessene Modellwerte

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
I	1	0,210 0,200 0,230	0,220 0,200 0,230	0,270 0,200 0,230	0,210 0,190 0,220	0,190 0,170 0,200	0,190 0,190 0,200	0,190 0,170 0,200	0,190 0,200 0,220	0,190 0,200 0,220	0,190 0,200 0,200	II
	2	0,180 0,160 0,200	0,200 0,200 0,220	0,200 0,140 0,220	0,200 0,140 0,220	0,200 0,200 0,220	0,210 0,190 0,220	0,200 0,200 0,220	0,200 0,170 0,220	0,200 0,200 0,220	0,190 0,170 0,200	
II	3	0,170 0,160 0,200	0,140 0,140 0,200	0,140 0,140 0,220	0,190 0,140 0,220	0,140 0,140 0,220	0,190 0,140 0,220	0,190 0,190 0,200	0,190 0,190 0,200	0,140 0,140 0,220	0,140 0,130 0,160	IV
	4	0,190 0,170 0,230	0,210 0,200 0,230	0,220 0,200 0,230	0,210 0,200 0,230	0,210 0,190 0,230	0,210 0,200 0,230	0,220 0,200 0,230	0,220 0,200 0,230	0,220 0,220 0,230	0,140 0,130 0,160	
	5	0,210 0,200 0,220	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,200 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,240	0,220 0,220 0,240	0,220 0,220 0,230	0,150 0,130 0,170	
	6	0,200 0,190 0,230	0,220 0,200 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,240	0,220 0,200 0,230	0,220 0,200 0,230	0,160 0,150 0,190	
	7	0,180 0,170 0,200	0,210 0,200 0,220	0,210 0,200 0,230	0,210 0,200 0,230	0,210 0,200 0,230	0,210 0,200 0,230	0,200 0,190 0,230	0,200 0,160 0,220	0,180 0,120 0,150		
	8	0,210 0,200 0,220	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,200 0,230	0,220 0,200 0,230	0,210 0,200 0,230	0,200 0,160 0,230	0,120 0,110 0,160	
	9	0,210 0,200 0,220	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,210 0,140 0,230	0,150 0,130 0,200	
	10	0,200 0,190 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,240	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,220 0,220 0,230	0,160 0,130 0,190	

Quadrant 1 V1mittel	0,200		Mittelwert		Quadrant 2 V2mittel	0,194
			Min. Wert Max. Wert			
Quadrant 3 V3mittel	0,214				Quadrant 4 V4mittel	0,200
Vgesamt. mittel	0,202				Vmin(10%)	0,182
					Vmax(10%)	0,222

Abbildung 20: Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) 1x100m³/s, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 1, 1MB, Rechenträger geneigt



Geschwindigkeitsverteilung der Turbine 2 (1 Maschinenbetrieb - 1 x 100m³/s), Stauziel
 Variante: niedrige Kugelkalotte mit Vorboden und Geschiebeschwelle

Gemessene Modellwerte

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	0,240	0,240	0,240	0,220	0,220	0,240	0,250	0,240	0,210	0,200	
2	0,230	0,240	0,240	0,230	0,190	0,230	0,240	0,250	0,220	0,190	
3	0,290	0,230	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,230	0,180	
4	0,190	0,230	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,230	0,190	
5	0,230	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,240	0,200	0,220	
6	0,220	0,240	0,240	0,240	0,250	0,250	0,250	0,250	0,230	0,230	
7	0,220	0,230	0,230	0,240	0,240	0,240	0,240	0,230	0,240	0,220	
8	0,180	0,230	0,240	0,250	0,260	0,250	0,250	0,260	0,250	0,230	
9	0,150	0,220	0,220	0,250	0,260	0,250	0,260	0,250	0,250	0,220	
10	0,130	0,200	0,220	0,240	0,240	0,240	0,250	0,250	0,250	0,220	

	<table border="1" style="margin: auto;"> <tr> <th colspan="2">Mittelwert</th> </tr> <tr> <td>Min. Wert</td> <td>Max. Wert</td> </tr> </table>	Mittelwert		Min. Wert	Max. Wert		
Mittelwert							
Min. Wert	Max. Wert						
Quadrant 1 V1mittel	0,236	Quadrant 2 V2mittel	0,227				
Quadrant 3 V3mittel	0,226	Quadrant 4 V4mittel	0,242				
Vgesamt, mittel	0,233	Vmin(10%)	0,210				
		Vmax(10%)	0,25619				

Abbildung 21: Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) 1x100m³/s, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 2, 1MB, Rechenträger geneigt

3.2.1.2 Zweimaschinenbetrieb

Die Stromfäden der Turbine 1 verhalten sich beim Ein- und Zweimaschinenbetrieb ähnlich und zeigen ein gleichmäßiges Anströmverhalten (siehe Abbildung 23). Bei der Anströmung der Turbine 2 kommt es beim steilen Randbereich des Vorbodens abermals zu Turbulenzen. Das erste und zweite Bild der linken Spalte in der Abbildung 22 zeigen die Ablenkung der Fäden. Dadurch kommt es zur unregelmäßigen Geschwindigkeitsverteilung (siehe Abbildung 24).

Die Beobachtungen der Anströmung, welche mit Wollfäden visualisiert worden ist, stimmen mit der Auswertung der Messergebnisse überein (siehe Abbildung 23 für Turbine 1 und Abbildung 24 für Turbine 2).

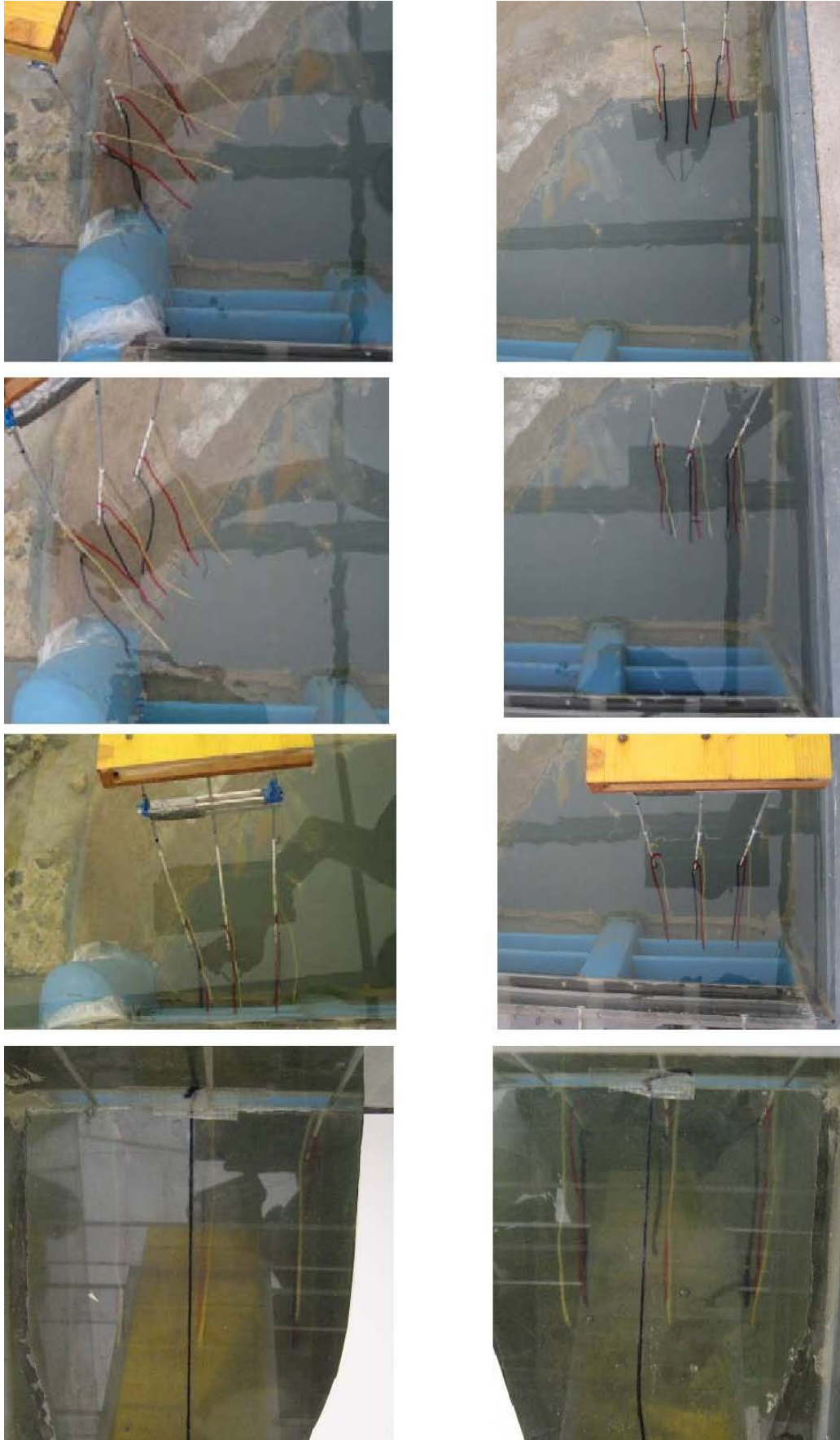


Abbildung 22: Anströmung Niedrige Kugelkalotte 2MB: T2=links, T1=rechts

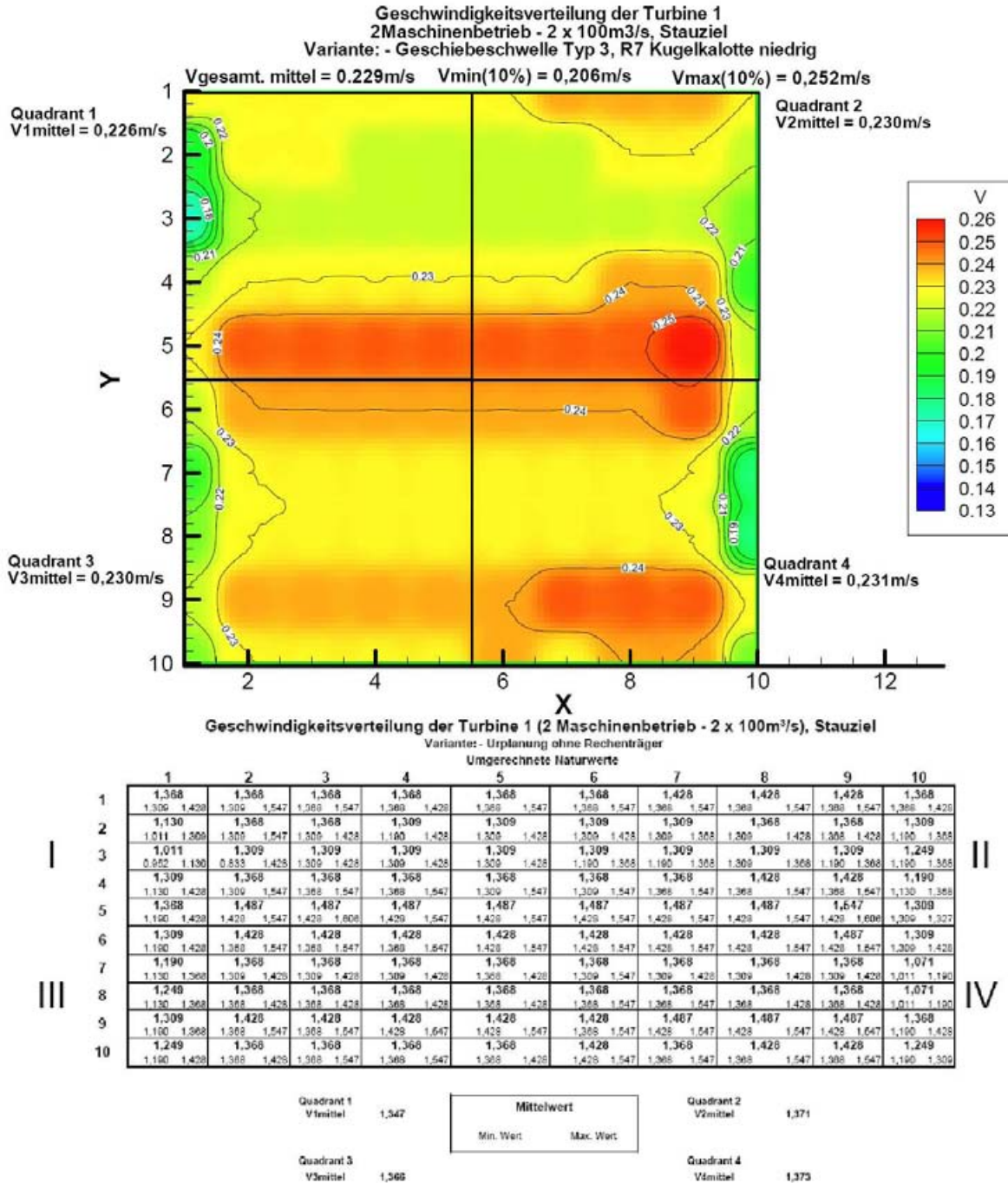
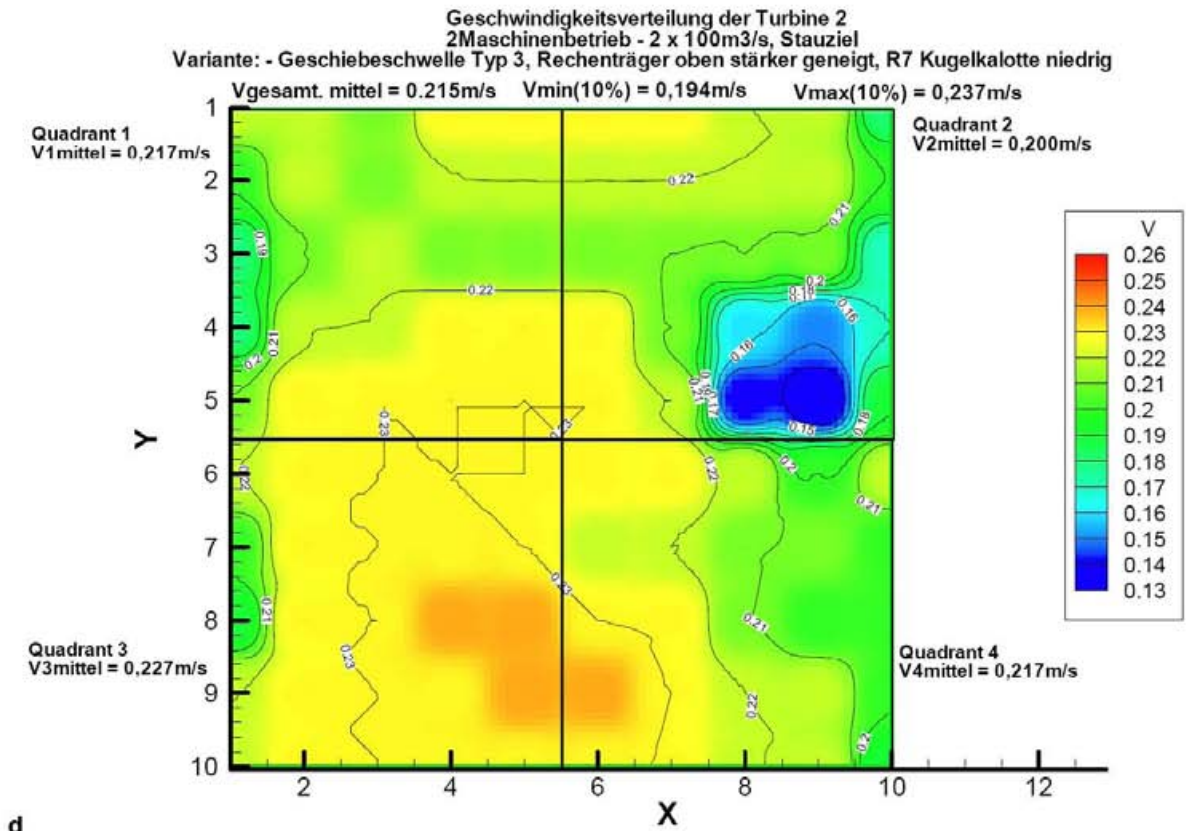


Abbildung 23: Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) 1x100m³/s, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 1, 2MB, Rechenträger geneigt



d

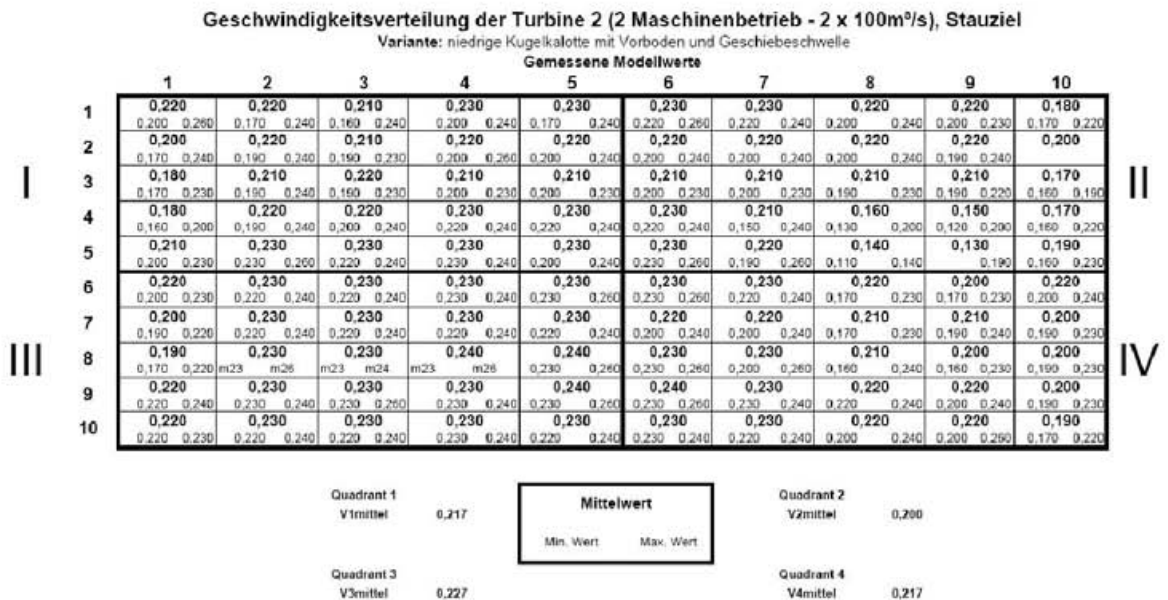


Abbildung 24: Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) 1x100m³/s, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 2, 2MB, Rechenträger geneigt

3.2.1.3 Bewertung der Anströmung

Die Kurve des Kriteriums von Fisher und Franke grenzt den Bereich für eine effiziente Anströmung der Turbinen ein (siehe Abbildung 25). Je näher das Verhältnis der lokalen Geschwindigkeit zur mittleren Geschwindigkeit bei Eins ist, desto uniformer ist die Anströmung. Der Vergleich der Kurven zwischen den einzelnen Turbinen in den verschiedenen Betriebszuständen zeigt, dass sowohl die Kurven der Turbine 2 bei allen Betriebszuständen als auch die Kurven der Turbine 1 im Einmaschinenbetrieb in lokalen Bereichen das Kriterium nicht erfüllen. In jedem Fall wird jedoch das Quadrantenkriterium von $\pm 10\%$ des mittleren Abflusses eingehalten.

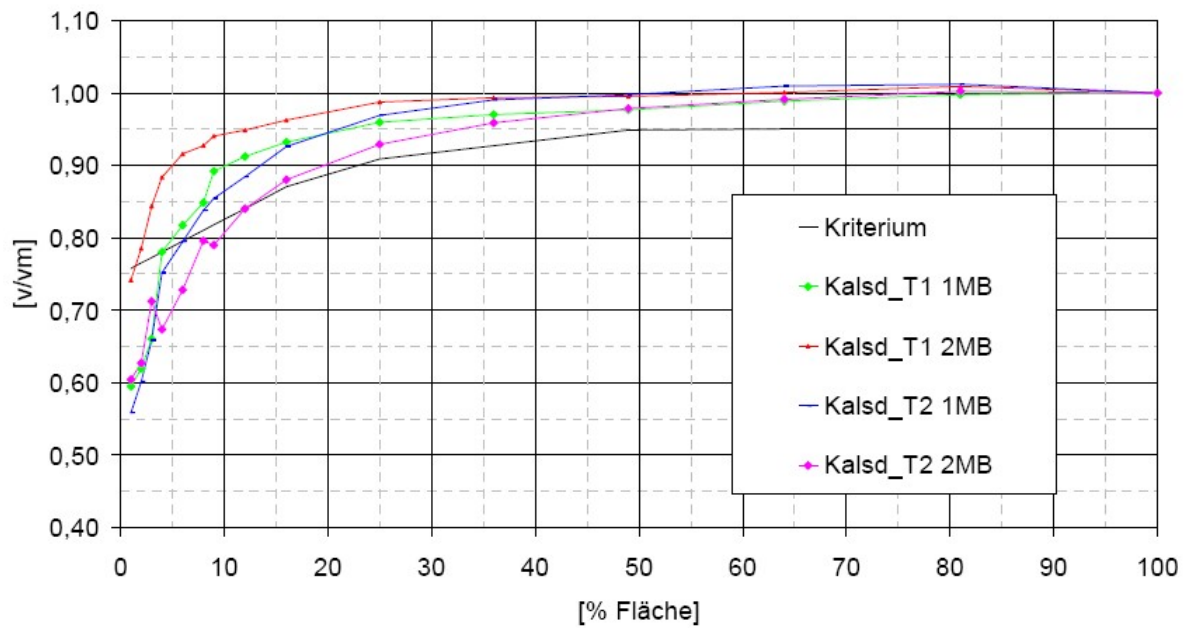


Abbildung 25: Anströmungsbewertung der niedrigen Kugelkalotte

3.2.2 Turbineneinlaufgeschwindigkeiten für Urplanung

Zum Vergleich werden im Folgenden die Ergebnisse für die Variante ohne Trennpfeiler (Urplanung) (siehe Abbildung 26) dargestellt um die Qualität der Verbesserung durch den Pfeiler R7 zu zeigen.

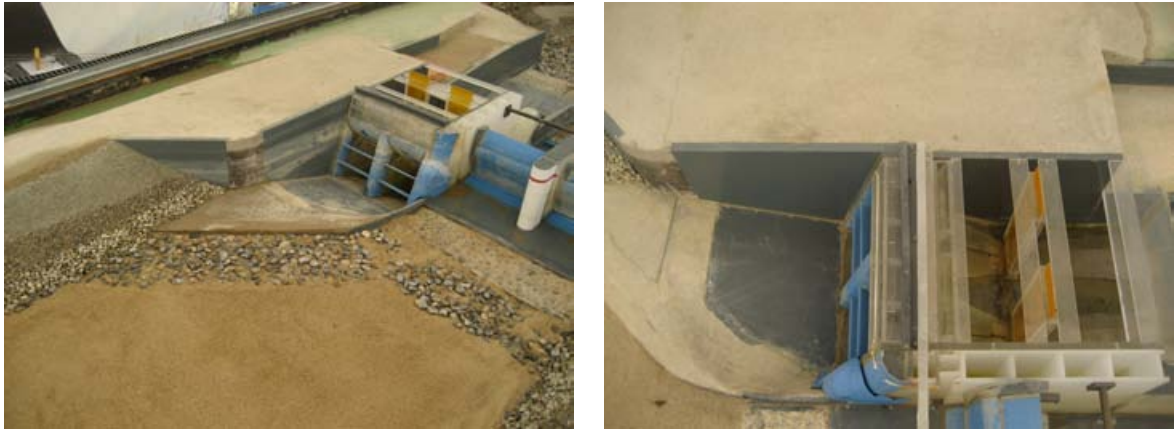


Abbildung 26: Urplanung mit Vorboden Typ 3

3.2.2.1 Einmaschinenbetrieb

Bei der Turbine 1 ist ebenso eine annähernd gleichmäßige Anströmung in den verschiedenen Höhen sowie im gesamten Bereich des Vorbodens beobachtet worden. Vor der geöffneten Turbine 1 bildet sich ein Wirbel aus, der sich bogenförmig nach rechts bewegt und dann verschwindet. Die Turbine 2 zeigt ein wesentlich unregelmäßigeres Anströmverhalten. In der Mitte des Einlaufes bildet sich abermals ein Wirbel aus, der ebenfalls eine bogenförmige Rechtsbewegung ausführt. Im steileren Bereich des Vorbodens sieht man, wie die Strömung an der Betonoberfläche entlang gezogen wird. Erst ab der halben Wassertiefe richten sich die Stromfäden parallel aus (siehe 1. und 2. Bild von oben der Abbildung 27). Diese Turbulenzen zeigen sich jedoch nicht mehr in der Messebene, wie die Auswertung nach Fisher & Franke die Abbildung 29 zeigt.

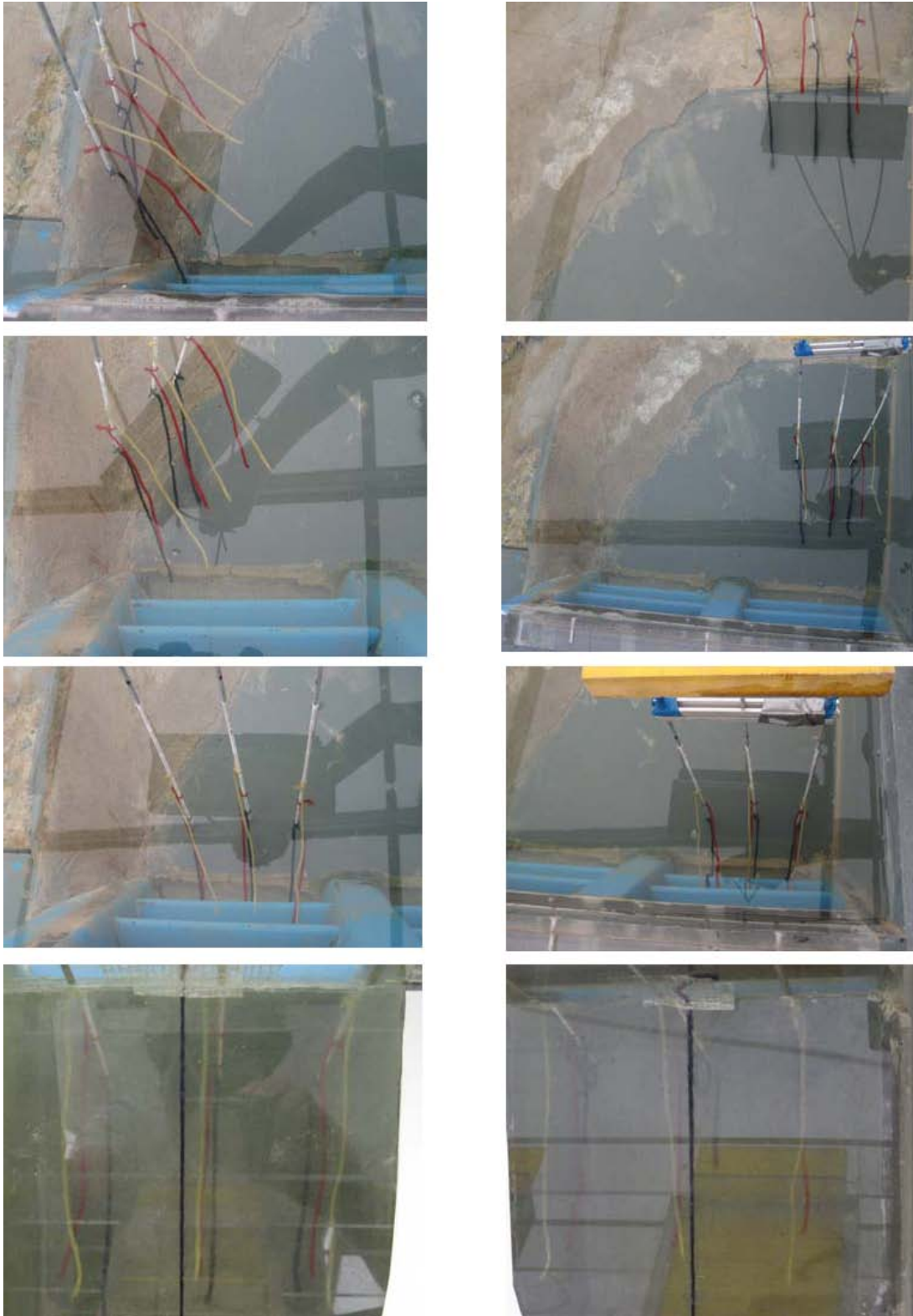


Abbildung 27: Stromfäden nach Messebene. Urplanung mit Vorboden 3. Links T2 und rechts T1 (Fließrichtung von oben nach unten) - 1MB

3.2.2.2 Zweimaschinenbetrieb

Die Turbine 1 zeigt beim Zweimaschinenbetrieb ein ähnliches Verhalten wie beim Einmaschinenbetrieb. Bei der Turbine 2 sind etwas weniger Turbulenzen entlang des steil geneigten Vorbodens zu beobachten. Eine annähernd parallele Strömung zur Turbine 2 stellt sich hier ebenso erst ab der halben Wassertiefe und darüber ein.

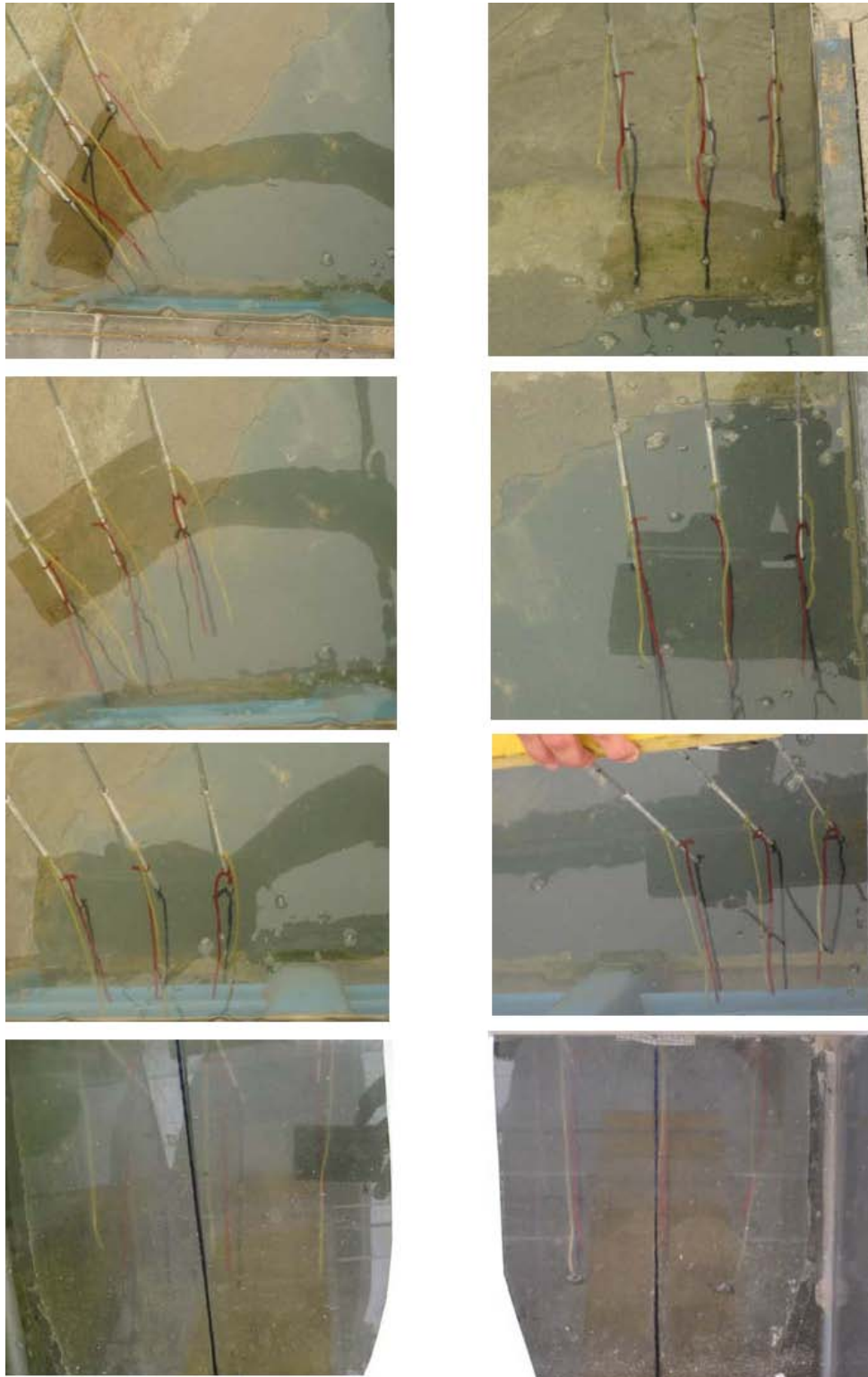


Abbildung 28: Stromfäden nach Messebene. Urplanung mit Vorboden 3. Links T2 und rechts T1 (Fließrichtung von oben nach unten) - 2MB

3.2.2.3 Bewertung der Anströmung

Der Vergleich der Kurven zwischen den einzelnen Turbinen in den verschiedenen Betriebszuständen zeigt, dass vor allem die Turbine 2 im Zweimaschinenbetrieb größtenteils das Kriterium nicht erfüllt (siehe Abbildung 29). Aufgrund der in Abbildung 27 und Abbildung 28 erkennbaren gleichmäßigeren Anströmung, hat die Turbine 1 hingegen wesentlich geringere Abweichungen. Das Auftreten von Oberflächenwirbel wirkt sich nicht merkbar auf die Geschwindigkeitsverteilung im Messprofil aus.

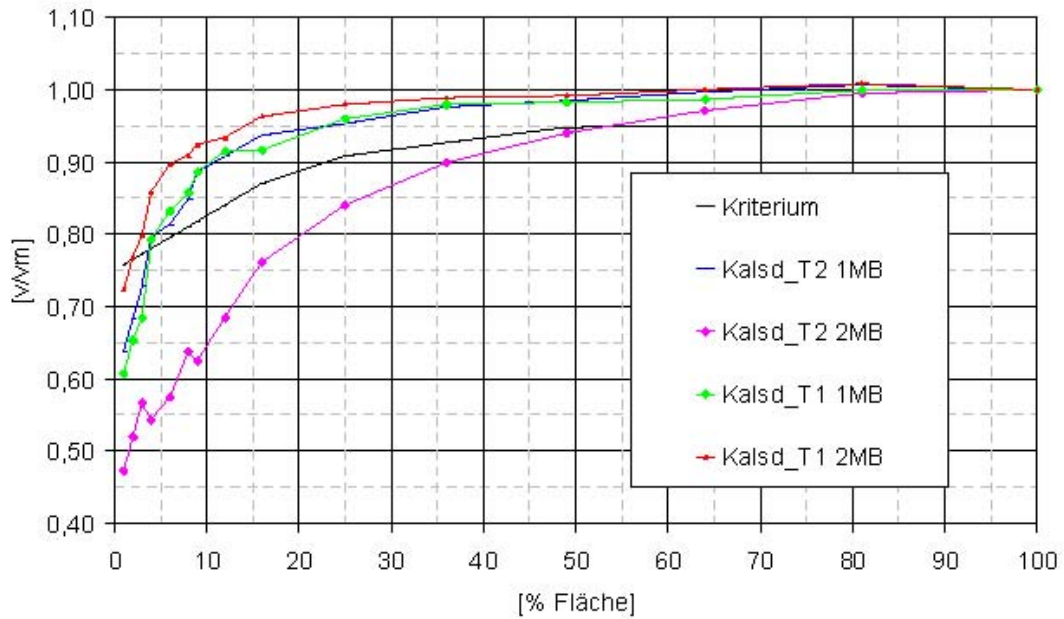


Abbildung 29: Pfeiler "Urplanung" Anströmung der Turbinen

3.2.3 Zusammenfassung

Die Anströmung für die Turbine 2 im Zweimaschinenbetrieb hat sich, im Vergleich zum Urzustand, mit der niedrigen Kugelkalotte wesentlich verbessert. Für die Turbine 1 ist nur eine geringfügige Optimierung erkennbar. Wie beim Kraftwerk Gössendorf zeigt die Turbine 1 eine gleichmäßigere Anströmung als die Turbine 2. Der Einfluss der Rechen-träger wird hauptsächlich nur durch die Geschwindigkeitsminima in den Randbereichen sichtbar, an denen die Position der Rechen-träger recht gut festzustellen ist.

4 Ergebnisse aus der Hochwasser-Abfluss-Kurve (HQ_{100})

Da keine eigenen synthetischen Hochwasserwellen für das Kraftwerk Kalsdorf vorhanden waren, wurde auf Basis der übergebenen hydraulischen Daten aus Tabelle 3, dieselben Relativwerte wie für die Hochwasserwelle beim Kraftwerk Gössendorf (siehe Abbildung 30) angenommen. Für den Unterwasserspiegel wurde das Modellprofil 21 (= bei Profil 31 – *Murkm163,1251*) als Referenzwert, zum Einstellen der Pegel bei den jeweiligen Durchflüssen, hergenommen (siehe Tabelle 5).

Tabelle 5: Hydraulische Werte Profil 21

Natur [m^3/s]	Profil 21 [m^3/s]	Hochwasserfall	Modell [cm]	Profil 21 [l/s]
310,640	1077,0	HQ_{5000}	58,72	106,4
309,815	980,0	HQ_{1000}	56,66	96,8
308,615	888,0	HQ_{100}	53,66	87,8
308,031	825,0	HQ_{30}	52,50	81,5
307,237	655,0	HQ_5	50,22	64,7
306,440	440,0	HQ_1	48,03	43,5
305,808	200,0	Q_A	46,64	19,8
305,623	103,4	M_Q	46,18	10,2
305,52	23,1	N_Q	45,92	2,3

Die Förderfähigkeit der Wehranlage und Konsumptionskurve sind mit diesen Werten ermittelt worden und in Kapitel 4.3 dargestellt.

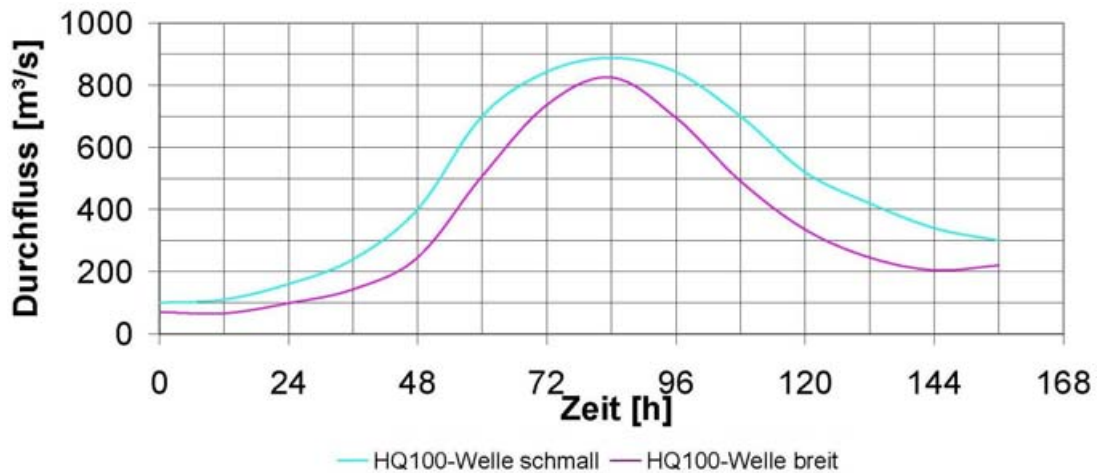


Abbildung 30: Hochwasserwelle

Die gefahrene Kurve ist in Abbildung 31 als HQ_{100} -Modellwelle bezeichnet. Für diesen Fall ist die Geschiebesituation vor und nach dem Versuch in Kapitel 6 dargestellt. In Übereinstimmung mit dem geplanten Betrieb und dem empfohlenen Wehrrregulativ wurde die Modellwelle ab einem bettbildenden Durchfluss ($> Q_A$) gestartet. Der abfallende Teil wurde rascher gefahren, da detaillierte Kolkversuche (siehe Kapitel 9) mit einzelnen Dauerversuchen in separaten Untersuchungen durchgeführt wurden.

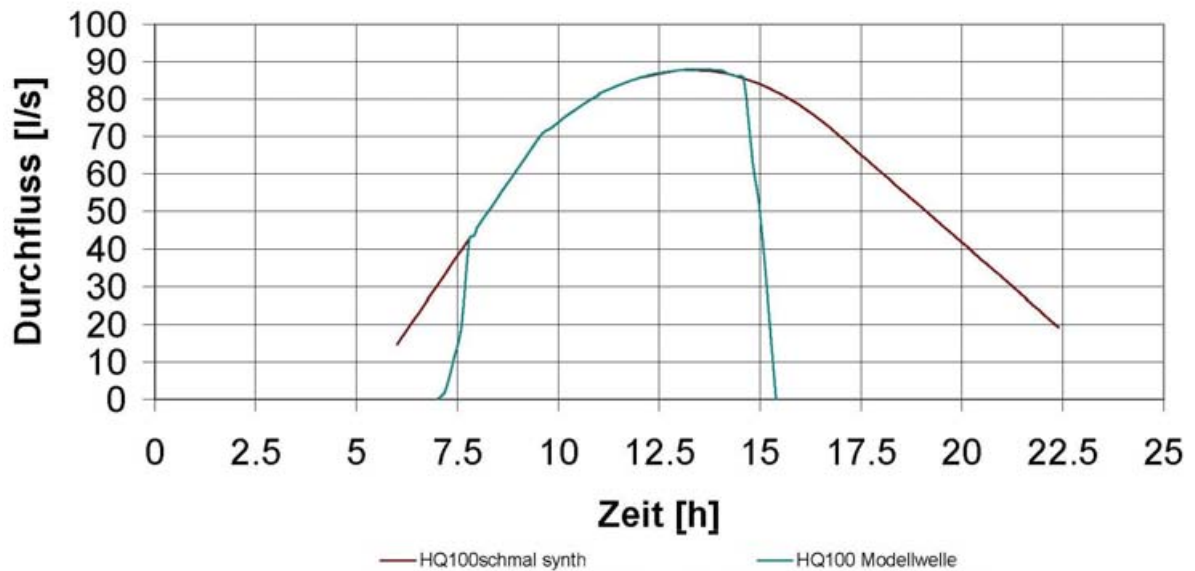


Abbildung 31: gefahrene Hochwasserwelle

4.1 Förderfähigkeit der Segmente

Die Abfuhrkapazität der einzelnen Segmente wurde auf das Stauziel = 317,10müA bei freien Ausflussverhältnissen im Unterwasser bezogen. Bei einer Öffnungshöhe des Segmentes A von ca. 6,35m bzw. beim Segment B ab 7,03m erfolgt durch das Verschlussorgan kein Rückstau mehr. Es herrscht freier Abfluss mit Wechselsprung im Tosbecken und der OW-Spiegel sinkt durch die fehlende Kontraktionswirkung des Verschlusses unter das Stauziel. Ab einem Durchfluss von ca. 600m³/s unterscheidet sich das Abfuhrvermögen der einzelnen 15,5m breiten Segmente (Abbildung 32). Der Grund dafür ist die unterschiedliche Einschnürung (Abbildung 34).

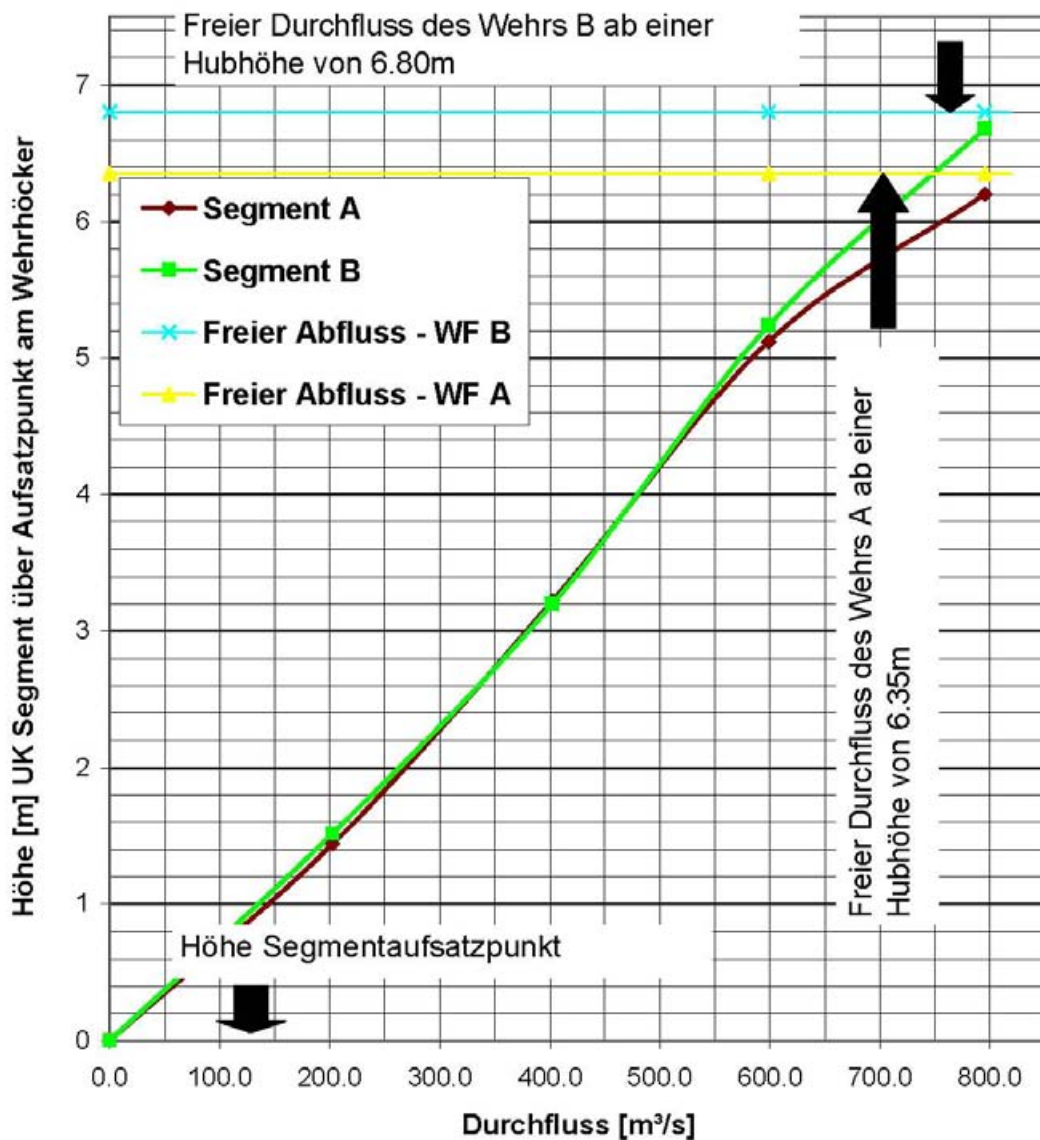


Abbildung 32: Förderfähigkeit der Segmente

4.2 Förderfähigkeit der Aufsatzklappen

Die Abfuhrkapazität der Klappen bezieht sich ebenfalls auf einen festen OW-Spiegel (Stauziel 317, 10m). Es herrscht freier Überfall über die Klappen. Die Klappen sind im Modell, aufgrund der beiden seitlich aufgesetzten Strahlablenker, mit einer Breite von 13,12m (Natur) ausgeführt worden. Die Differenz der Abfuhrkapazität der einzelnen Klappen ist vernachlässigbar gering.

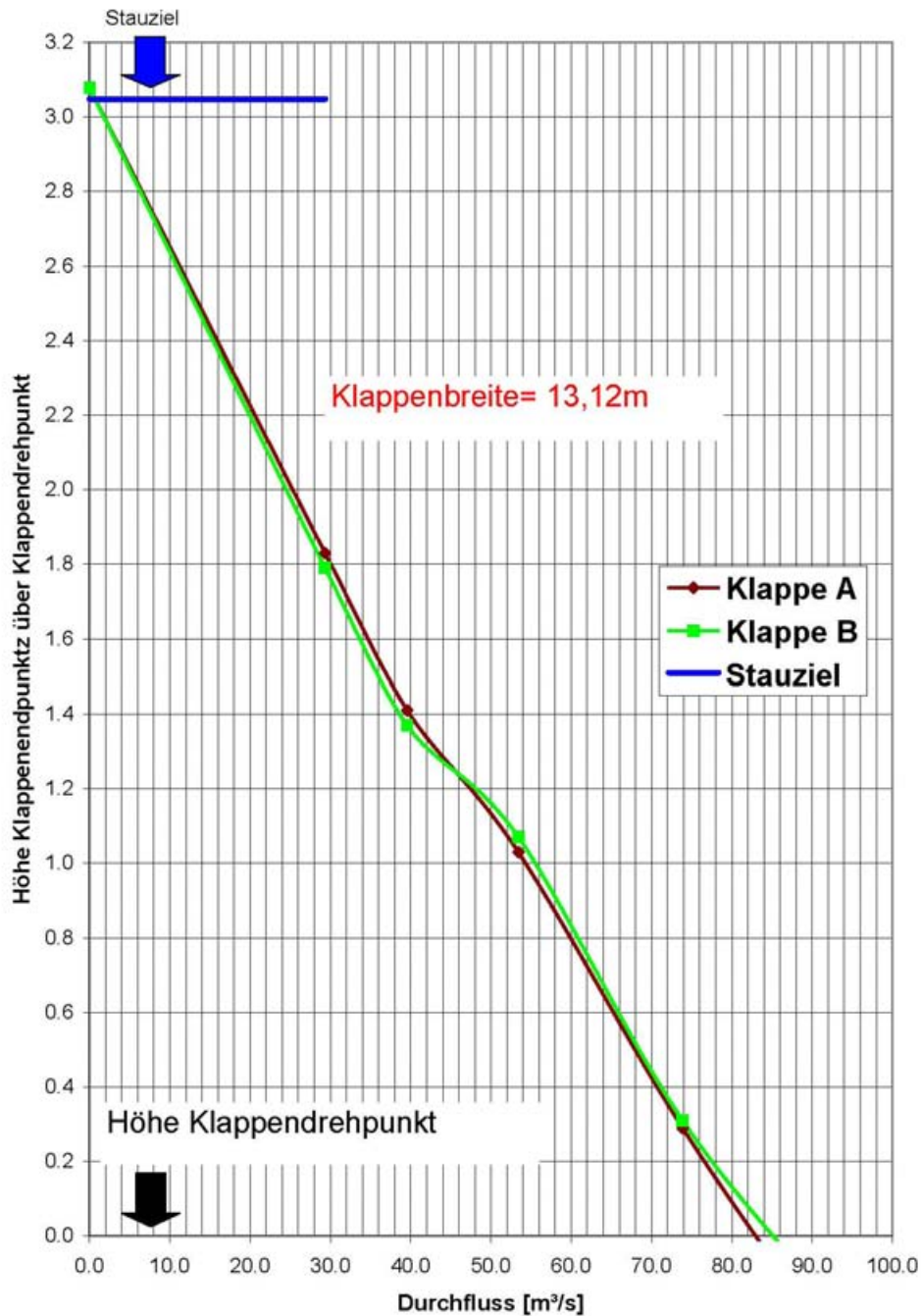


Abbildung 33: Förderfähigkeit der Klappen

4.3 Förderfähigkeit bei freiem Abfluss

Für den hydraulischen Modellversuch des KW Kalsdorf sind die Durchflusswerte der Hochwässer aus der Tabelle 3 als maßgebende Bemessungsgrößen verwendet worden.



(a) Wehrfeld-A geöffnet



(b) Wehrfeld-B geöffnet

Abbildung 34: n-1-Bedingung

Bis zum HQ_{100} wurden für "n-1 Wehrfelder" bzw. ab HQ_{100} für "n-Wehrfelder offen" die zugehörigen Wasserspiegel ermittelt (siehe Abbildung 36) und mit den berechneten Werten der Firma Steweg Steg verglichen. Ab einem Durchfluss von $825\text{m}^3/\text{s}$ ($= HQ_{30}$) und nur einem offenen Wehrfeld wird das Stauziel, aufgrund der rückstauenden Wirkung des geschlossenen Wehrfeldes, überschritten. Das HQ_{100} ($= 888\text{m}^3/\text{s}$) kann mit knapper Überschreitung des Stauziels über ein Wehrfeld abgeführt werden.

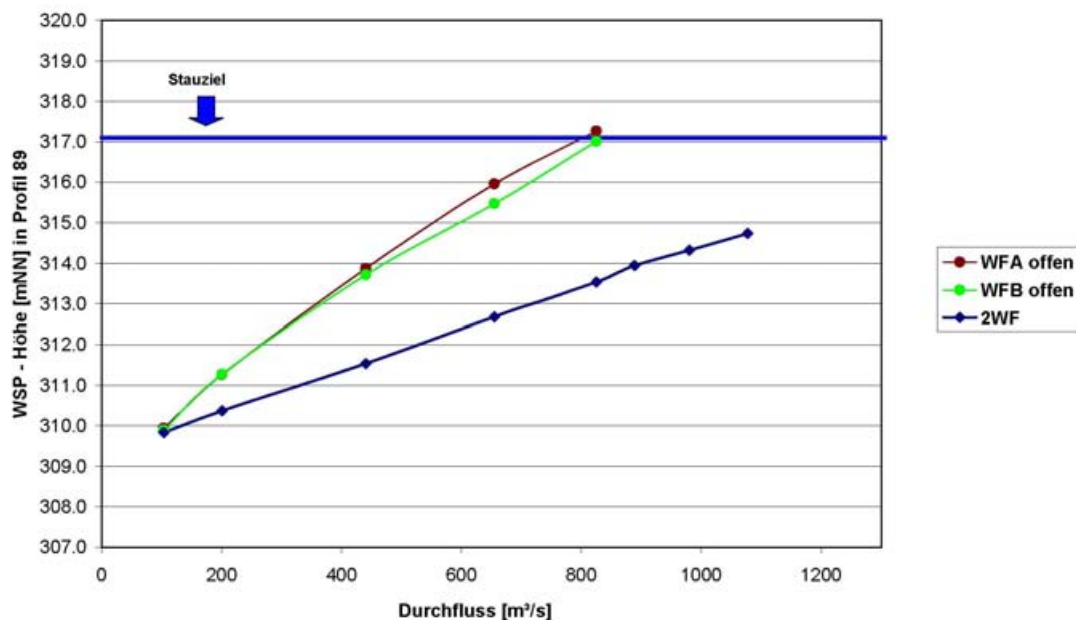


Abbildung 35: Oberwasserseitige Konsumptionskurve im Profil 37 - km 163,7389

Da nur Daten vom Auftraggeber für die Bedingung "n-Wehrfelder offen" vorhanden sind, können nur diese mit den im Modell ermittelten Pegeln verglichen werden. Die

Gegenüberstellung zeigt, dass es im Oberwasserbereich vernachlässigbare, maximale Abweichungen ($\pm 0,1m$ max.) bei allen Hochwasserdurchflüssen zwischen den gemessenen und berechneten Wasserspiegelständen gibt.

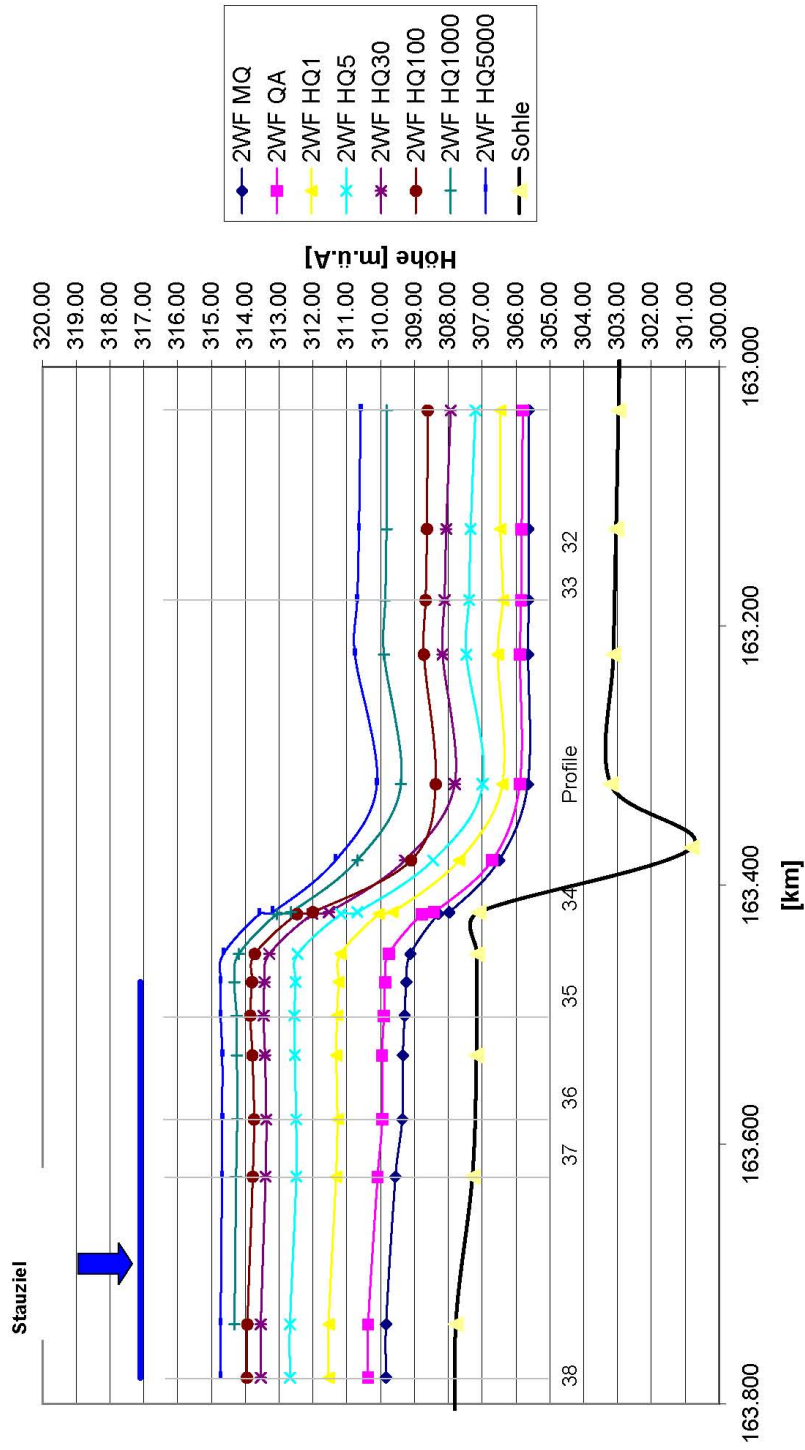


Abbildung 36: Wasserspiegel bei verschiedenen Durchflüssen - beide Wehrfelder offen

5 Feststofftransport in Fließgewässer

Ausgehend von dem jeweiligen Feststoffherd führen chemische Prozesse, Erosion und Schwerkraft dazu, dass das Material im Fluss weiter transportiert oder abgelagert wird. Bezüglich der Herkunft wird zwischen eingetragenem Material (Spülfracht) und Bettmaterial unterschieden. Die Prozesse Erosion, Transport, Sedimentation und Resuspension wirken auf das Bettmaterial ein. Je nach Abfluss, Wassertiefe, Gefälle, Korngröße und Korngrößenverteilung wird es als Geschiebe oder suspendiertes Bettmaterial (Schwebstoffe) bezeichnet. Zum Oberbegriff Sediment zusammengefasst werden Schwimmstoffe, Schwebstoffe und das Geschiebe.

5.1 Transportbeginn

Der Feststofftransportbeginn ist nicht eindeutig bestimmbar, da er stark vom subjektiven Befinden des Beobachters abhängig ist. Da in der Natur nicht nur eine Kornklasse im Flussbett auftritt, kommt es zu einer wechselseitigen Beeinflussung der verschiedenen Korngrößen. Die Größeren halten größeren Strömungskräften stand und kleinere dazwischen liegende Körner werden von den Größeren abgeschirmt (Abbildung 37). Durch den "Hiding-Effekt" setzen sich daher meist mehrere Kornfraktionen gleichzeitig in Bewegung. Diese werden in der Berechnung mit dem charakteristischen Korndurchmesser d_{char} (=das gewichtete Mittel der Durchmesser d_m) (siehe Formel 1) zusammengefasst ⁸.

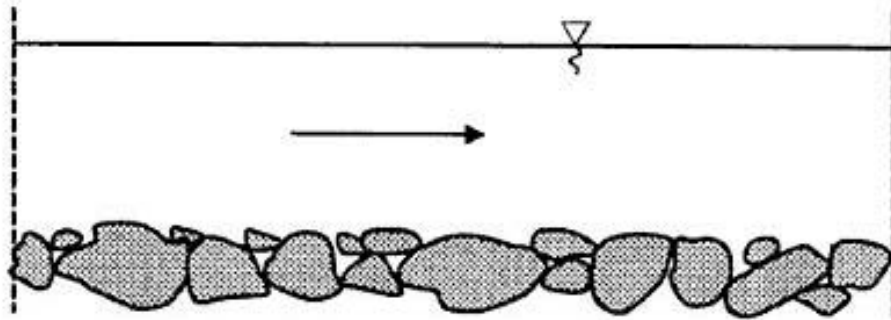


Abbildung 37: Hiding Effekt [14, S.221]

$$d_m = \frac{\int_0^{100} d \cdot dp}{100} \quad (1)$$

5.1.1 Geschwindigkeitsermittlung

Die Stabilität des Gerinnebettes kann man durch einen Vergleich der vorhandenen Fließgeschwindigkeit v_{vorh} und der errechneten kritischen Geschwindigkeit v_{crit} (=Beginn des

⁸(vgl.[14] S.221)

Feststofftransportes) feststellen⁹.

Die nachfolgend näher erläuterten Fließformeln von Manning bzw. die universellen Fließformel gelten für offene Gerinne im stationären (=zeitunabhängigen) Zustand.

5.1.1.1 Geschwindigkeit nach Manning

Die empirisch ermittelte Formel für die Fließgeschwindigkeit im offenen Gerinne von Gaukler-Manning-Strickler ist weiträumig unter der Kurzbezeichnung "Manningformel" bekannt.

$$v = k_{st} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (2)$$

k_{st} ... Manningbeiwert für die Rauheit [$m^{1/3}/s$]

r_{hy} ... hydraulische Radius [m]

J ... Sohlgefälle [%]

Basierend auf den Versuchen von Manning entwickelte Garbrecht einen Zusammenhang zwischen dem Strickler-Beiwert k_{st} und der absoluten Rauheit der Gerinnewand k ¹⁰. Statt k darf bei einer Sohle aus Kies oder Sand auch der maßgebende Korndurchmesser $d_{90} = d_m$ verwendet werden.

$$k = \frac{26}{k_{st}^{1/6}} \quad (3)$$

Als Übersichtsformel sind diese Gleichungen für breite Gerinnequerschnitte und stark gegliederte Querschnittsprofile geeignet. Nicht geeignet sind die Manning-Formeln für glatte Gerinne, da durch das Absinken der Rauigkeit k gegen 0 geht. Ebenso muss vor Beginn der Berechnung die Rauigkeit genügend genau bekannt sein, was nicht immer der Fall ist.

5.1.1.2 Universelle Fließformel

Basierend auf den Gleichungen (2) und (3) und unter Einbeziehung der Erkenntnisse der Druckrohrströmungen wurden die unten stehenden Formeln hergeleitet. Die Energiedissipation hängt von der relativen Rauheit r/d (Wandreibung) sowie von der Reynoldschen Zahl R_e (innere Reibung) (14) ab¹¹.

$$v = -4 \cdot \log \left(\frac{v \cdot f_g}{8 \cdot r_{hy} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot J}} + \frac{\frac{k}{r_{hy}}}{4 \cdot f_r} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot J} \quad (4)$$

⁹ (vgl. [3] S.265ff.)

¹⁰ (vgl. [3] S.246)

¹¹ (vgl. [3] S.251ff.)

$f_g, f_r \dots$ Formbeiwerte (siehe Tabelle 6)
 $g \dots$ Erdbeschleunigung $9,81[m/s^2]$

Tabelle 6: Formbeiwerte

Gerinneform	f_g	f_r	C_r
Rechteck $b = h$	2,80	3,45	20,19
Rechteck $b = 2h$	2,90	3,30	19,85
Rechteck $b \rightarrow \infty = h$	3,05	3,05	19,24
Rechteck Mittelwert	2,90	3,20	19,61
Halbkreis $h = d/2$	2,60	3,60	20,52
Trapez Mittelwert	2,90	3,16	19,52
Kreisrohr	2,51	3,71	20,75

Wenn die innere Reibung, im Vergleich zur Wandreibung, klein wird, kann, wenn $\frac{k}{r_{hy}} \geq 10^{-4}$, die Formel (4) vereinfacht werden.

$$v = -4 \cdot \log \left(\frac{4 \cdot f_r}{\frac{k}{r_{hy}}} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot J} \quad (5)$$

5.1.1.3 Unterschiedliche Querschnittsrauigkeit

Da natürliche Fließgewässer eine unregelmäßige Form und Rauheit aufweisen, ist es schwer eine generelle Aussage über die Rauigkeit zu tätigen. Zergliedert man den betrachteten Fließquerschnitt, so kann man die unterschiedliche Rauheit berechnen ¹².

$$k_{st,ges} = \left(\frac{l_u}{\sum \left[\frac{l_{ui}}{k_{st,i}} \right]^{3/2}} \right)^{3/2} \quad (6)$$

$k_{st,i}$... Manning-Strickler Beiwert für den jeweiligen Abschnitt

l_{ui} ... Länge des jeweiligen Abschnittes

l_u ... Gesamtlänge des benetzten Umfanges

Für Trapezprofile mit erheblich abweichender Böschungs- und Sohlrauheit (siehe Abbildung 38) ergibt sich der mittlere k_{st} - Wert nach Schröder (1990) [3].

$$k_{st,ges} = \frac{l_u^{2/3} \cdot k_{st,S} \cdot k_{st,B}}{\left(b \cdot k_{st,B}^{2/3} + l_{uB} \cdot k_{st,S}^{2/3} \right)^{2/3}} \quad (7)$$

(Index: B... Böschung; S... Sohle)

¹²(vgl.[3] S.253ff.)

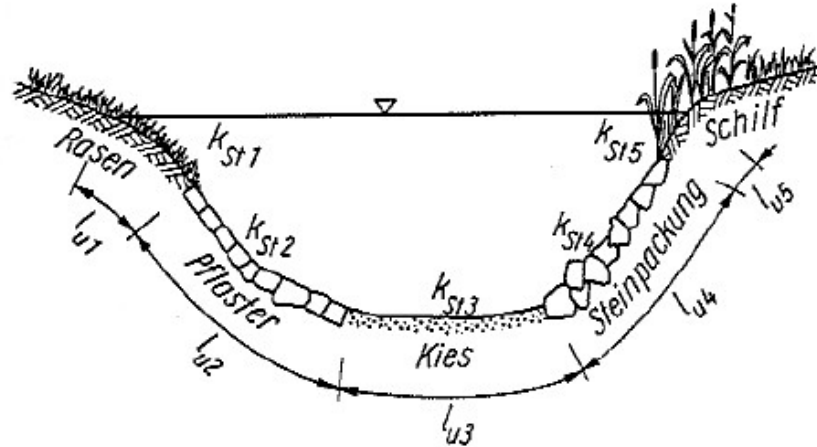


Abbildung 38: Unterschiedliche Rauheit in einem Gerinnequerschnitt [3, S.253]

5.1.1.4 Kritische Geschwindigkeit nach Zanke

Diese dimensionsreine empirische Beziehung für die Berechnung der kritischen mittleren Geschwindigkeit $v_{m,cr}$, welche den Bewegungsbeginn eines charakteristischen Korndurchmessers d_{char} definiert, berücksichtigt die Wassertemperatur und die Adhäsion. Für natürlichen Sand ist der Wert der Adhäsion $c_a = 1$.

Gültig ist diese Gleichung für Wassertiefen zwischen 0,7m und 2,0m und einem Korndurchmesser zwischen $100mm < d_{char} < 0,01mm$. Bei höheren Wassertiefen, kann die Geschwindigkeit $v_{m,cr}$ mit dem Faktor $(h_{vorh}/1,4)^{1,6}$ an die vorhandene Höhe angepasst werden¹³.

$$v_{m,cr} = 2,8 \cdot (\rho' \cdot g \cdot d_{char})^{0,5} + 14,7 \cdot \frac{v}{d_{char}} \cdot c_a \quad (8)$$

$v_{m,cr}$... mittlere kritische Geschwindigkeit [m/s]

ρ' ... relative Feststoffdichte = $\frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W}$ [-]

g ... Fallbeschleunigung = 9,81[m/s²]

d_{char} ... charakteristische Durchmesser [mm]

c_a ... Adhäsion = 1,0[-]

5.1.2 Kritische Schubspannung

Die auf das Gewässerbett wirkende Schubspannung ist nicht gleichmäßig über den gesamten Fließquerschnitt verteilt, sondern vom Gerinneprofil abhängig. Weiters ist die Schubspannung zwischen seitlicher Berandung und Sohle zu unterscheiden (siehe Abbildung 39).

¹³(vgl.[14] S.222)

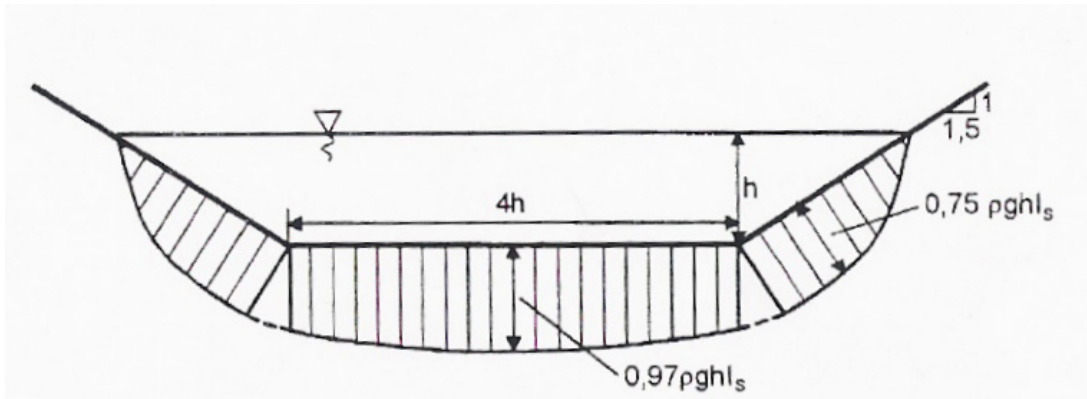


Abbildung 39: Schubspannungsverteilung bei einem trapezförmigen Querschnitt [14, S.223]

5.1.2.1 Sohlenschubspannung

Für gleichförmige stationäre Strömung wird der Gleichgewichtsansatz bei der Ermittlung der an der Gewässersohle auftretende Schubspannung herangezogen. Man setzt die Gewichtskraft des Wasserkörpers parallel zur Sohle G_x gleich mit der dagegen wirkenden, auf die benetzte Fläche $U \cdot \Delta x$ bezogene Schubkraft τ_0 (siehe Formel (11) und Abbildung 40).

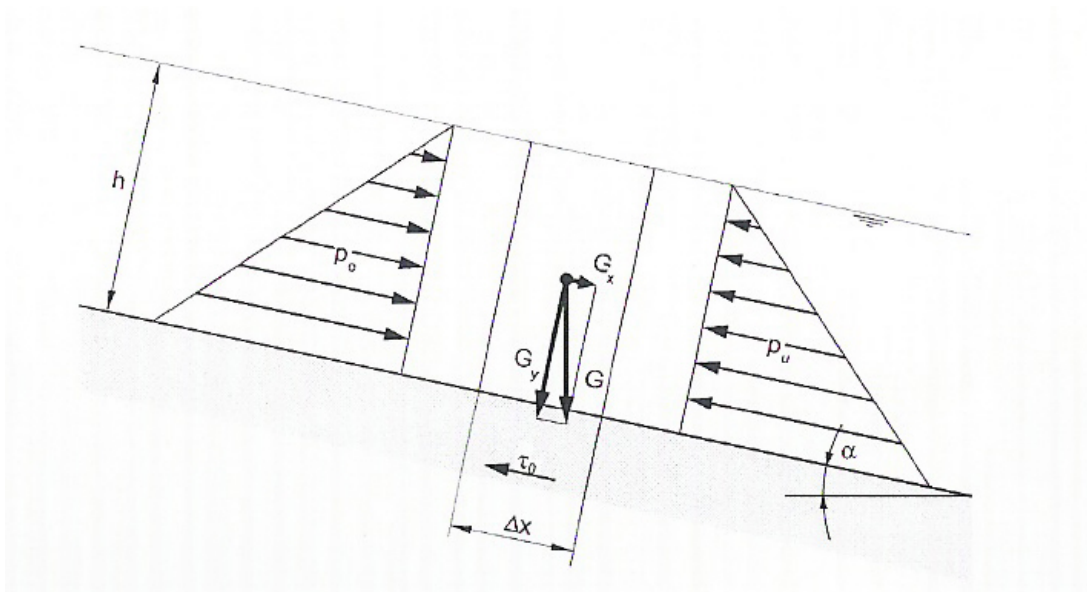


Abbildung 40: Definition der Sohlenschubspannung [11, S-11-10]

$$G = \rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \quad (9)$$

$$G_x = G \cdot \sin \alpha \quad (10)$$

$$\tau_0 = \frac{G_x}{U \cdot \Delta x} = \frac{\rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot J}{U \cdot \Delta x} \quad (11)$$

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot J \quad (12)$$

G ... Gewichtskraft des Wassers [N]
 ρ ... Dichte des Wassers [kg/m^3]
 g ... Fallbeschleunigung = $9,81[m/s^2]$
 α ... Neigung der Sohle []
 U ... benetzte Umfang [m]
 R ... hydraulische Radius [m]
 J ... Sohlgefälle [%]
 τ_0 ... bezogene Schubkraft [N/m^2]

Wenn das Verhältnis der Gerinnebreite zur Abflusstiefe groß ist ($B \geq 10 \cdot h$), dann darf der Wandeinfluss vernachlässigt werden und der hydraulische Radius R durch die Abflusshöhe h angenähert werden.

Die Schubspannungsgeschwindigkeit v_{o*} an der Sohle ist definiert als:

$$v_{o*} = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot J} \quad (13)$$

v_{o*} ... Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]

5.1.3 Transportbeginn bei Einkornmaterial

Der Transportbeginn entsprach in den durchgeführten Experimenten von Shields, jener Abflussmenge, bei der kein Material mehr transportiert wurde¹⁴. Die Ergebnisse zeigen eine Abhängigkeit eines kritischen Strömungsparameters θ_{cr} (Formel (15)) von der Korn-Reynoldszahl R_{e*} (Formel (14)) (siehe Abbildung 41).

$$R_{e*} = \frac{v_* \cdot d}{\nu} \quad (14)$$

$$\theta_{cr} = \frac{\tau_0}{\rho_w \cdot g \cdot (s-1) \cdot d} = \frac{R \cdot J}{(s-1) \cdot d} \quad (15)$$

R_{e*} ... Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]

θ_{cr} ... kritische Strömungsparameter = Shieldsparameter [-]

$s = \rho_s / \rho_w$... relative Dichte des Sohlmaterials zum Wasser; $s \approx 2,65[-]$

d ... Korndurchmesser [m]

τ_0 ... bezogene Schubkraft [N/m^2]

ρ_w ... Dichte des Wassers [kg/m^3]

R ... hydraulische Radius [m]

J ... Sohlgefälle [-]

¹⁴(vgl.[11] S.11-11)

Der kritischen Schubspannung nach Shields (1936)¹⁵ wurde eine Bewegungswahrscheinlichkeit von 10 Prozent zugeordnet. Für Werte $Re^* < 0,1$ dominieren die Zähigkeitskräfte (=hydraulisch glatter Bereich) und für Werte ab etwa $Re^* > 300$ sind die Druckkräfte und Formwiderstände (=hydraulisch rauher Bereich) für den Transportbeginn maßgebend. Die untere Gültigkeitsgrenze liegt bei $D^* = 1$, d.h.: $d_{char} = 0,05mm$

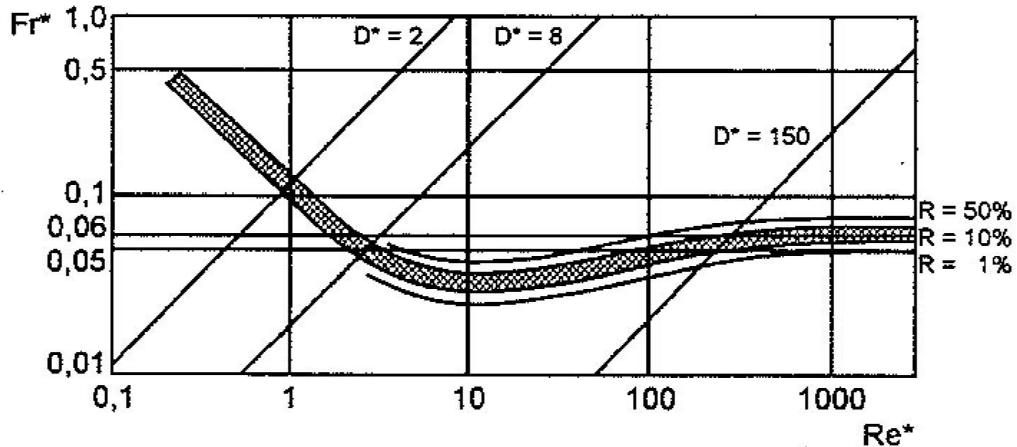


Abbildung 41: Shields-Diagramm [14, S.226]

- Re^* ... Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s]
- Fr^* ... Feststoff-Froudezahl [–]
- R ... Bewegungsrisiko nach Zanke [–]
- D^* ... Sedimentologischer Durchmesser [–]

Wenn $\theta \geq \theta_{cr}$ ist, dann beginnt der Transport¹⁶.

$\theta_{cr} < 0,03$... Ruhe

$\theta_{cr} < 0,03$ bis $0,047$... vereinzelte Bewegung

$\theta_{cr} > 0,047$... gesetzmäßiger Geschiebetrieb

¹⁵(vgl.[14] S.225)

¹⁶(vgl.[11] S.11-13)

5.1.4 Transportbeginn bei Mehrkornmaterial

Die Näherung, dass die Sohle dann in Bewegung gerät, wenn Körner mit dem Durchmesser d_m erodiert werden, gilt nur, wenn es zu keiner Selbstabpflasterung kommt (siehe Formel (16)).

$$\sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} < 1,5 \quad (16)$$

Die Grenzbelastung der Deckschicht θ_D kann mit der Formel (17) von Günter berechnet werden ¹⁷.

$$\theta_D = \theta_{cr} \cdot \left(\frac{d_{mDS}}{d_{mUS}} \right)^{2/3} \quad \text{mit} \quad d_{mDS} \approx d_{90US} \quad (17)$$

d_{mDS} ... mittlerer Korndurchmesser der Deckschicht [m]

d_{mUS} ... mittlerer Korndurchmesser der Unterschicht [m]

θ_{cr} ... kritischer Strömungsparameter für Transportbeginn [–]

Die kritische Schubspannung der Deckschicht kann mit Gleichung (18) ermittelt werden.

$$\tau_{cr,D} = \theta_D \cdot \rho \cdot q \cdot (s - 1) \cdot d_{mUS} \quad (18)$$

θ_D ... Grenzbelastung der Deckschicht [–]

$\tau_{cr,D}$... kritische Schubspannung der Deckschicht [N/m^2]

q ... spezifischer Durchfluss [m^2/s]

$s = \rho_s / \rho_w$... relative Dichte des Sohlmaterials zum Wasser; $s \approx 2,65$ [–]

ρ ... Dichte des Wassers [kg/m^3]

¹⁷(vgl.[11] S.11-14)

5.2 Geschiebetransport

Der Geschiebetransport spielt sich in den sohnahen Bereichen ab und ist deshalb einer der wichtigsten Faktoren bei der Ausformung des Gewässerbettes.

Wenn $\tau_0 > \tau_{cr}$ ist, kommt es zum Transport. Je größer die Differenz der auf die Sohle wirkenden Sohlschubspannung τ_0 und der kritischen Schubspannung τ_{cr} ist, desto mehr Geschiebe kann mit transportiert werden.

Viele Formeln dazu wurden über die Gleichgewichtsbetrachtung hergeleitet und berücksichtigen die Effekte aus dreidimensionalen Strömungen nicht, weshalb diese Gleichungen nicht sehr genau sind.

5.2.1 Formel von Einstein

Die Sedimentbewegung wird hier als ein Wahrscheinlichkeitsproblem betrachtet, in das Strömungsparameter und sedimentspezifische Parameter miteinbezogen werden. Diese Formeln (19)(20) sind besonders für sehr feines Material geeignet¹⁸.

$$\Phi = \frac{m_G}{\rho_w \cdot \rho'} \cdot \left(\frac{1}{\rho'}\right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1}{g \cdot d^3}\right)^{1/2} \quad (19)$$

$$\Psi = \frac{d \cdot \rho'}{h \cdot I} \quad (20)$$

Φ ... Transportintensität [-]

m_G ... Geschiebetrieb [kg/(ms)]

ρ_w ... Dichte des Wassers [kg/m³]

ρ' ... relative Feststoffdichte = $\frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W}$ [-]

g ... Erdbeschleunigung = 9,81 [m/s²]

d ... Steindurchmesser [m]

Ψ ... Strömungsintensität [-]

h ... Wassertiefe [m]

J ... Sohlgefälle [-]

Diese dimensionslosen Kennzahlen wurden aus Labormessungen mit verschiedenen Korndurchmessern abgeleitet.

¹⁸(vgl.[14] S.230)

5.2.2 Formel nach Meyer-Peter & Müller

Diese Formel ist für den Geschiebetransport nur in einem Gefällsbereich von $0,04 \leq J \leq 2\%$ Sohlgefälle anwendbar. Mit dem Faktor $\left(\frac{k_s}{k_r}\right)^{1,5}$ wird der Einfluss von den verschiedenen Sohlenformen berücksichtigt. Bei Kiessohlen ist dieser Wert zwischen 0,8 und 0,85 und für den kritischen Shields-Parameter θ_{cr} wurde 0,05 angenommen¹⁹.

$$Q_B = \frac{8 \cdot \sqrt{g} \cdot \rho_s \cdot B}{(s-1)} \left[\left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{1,5} \cdot R \cdot J - \theta_{cr} \cdot (s-1) \cdot d_m \right]^{1,5} \quad (21)$$

Q_B ... Geschiebetransport [$kg/(m \cdot s)$]

g ... Erdbeschleunigung = 9,81 [m/s^2]

ρ_s ... Dichte des Steinmaterials [kg/m^3]

$s = \rho_s/\rho_w$... relative Dichte des Sohlmaterials zum Wasser; $s \approx 2,65$ [–]

B ... Gerinnebreite [m]

k_s ... Rauheit der Sohle nach Strickler [$m^{1/3}/s$]

k_r ... Koeffizient der Kornrauheit [$m^{1/3}/s$]

R ... hydraulische Radius [m]

J ... Sohlgefälle [–]

θ_{cr} ... kritische Strömungsparameter = Shieldsparameter [–]

d_m ... mittlere Durchmesser [m]

5.2.3 Formel von Smart und Jäggi

Für steilere Sohlgefälle zwischen 3% und 20% und Kiesmaterial wurde folgende Gleichung entwickelt²⁰:

$$Q_B = B \cdot \frac{4 \cdot \rho_s \cdot \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)}{(s-1)} \cdot R \cdot \nu_m \cdot J^{1,6} \cdot \left(1 - \frac{\theta_{cr} \cdot (s-1) \cdot d_m}{R \cdot J}\right) \quad (22)$$

Q_B ... Geschiebetransport [$kg/(m \cdot s)$]

ρ_s ... Dichte des Steinmaterials [kg/m^3]

$s = \rho_s/\rho_w$... relative Dichte des Sohlmaterials zum Wasser; $s \approx 2,65$ [–]

B ... Gerinnebreite [m]

R ... hydraulische Radius [m]

J ... Sohlgefälle [–]

θ_{cr} ... kritische Strömungsparameter = Shieldsparameter [–]

d_m ... mittlere Durchmesser [m]

d_{90} ... Durchmesser bei 90% Siebdurchgang [m]

d_{30} ... Durchmesser bei 30% Siebdurchgang [m]

¹⁹(vgl.[11] S.11-14)

²⁰(vgl.[11] S.11-14)

6 Versuchsgeschichte Geschiebe

Um den Eintrag von Sedimenten zu verhindern ist hier eine Geschiebeschwelle (Höhe ca. 2m in der Natur), welche bei den Vorversuchen (siehe [19]) gute Ergebnisse erzielte, eingebaut worden (siehe Abbildung 42). Der verwendete Modellsand ist in Kapitel 3.1.4 näher beschrieben.

6.1 Geschiebeverhalten bei erhöhter Rauigkeit vor der Schwelle

Der Extremfall, Verlust der Rauigkeit 4m vor der Schwelle durch Anlandung und Vernachlässigung der Wartung, wird durch lose in den Sand versetzten Steinen (Durchmesser 1,25m) simuliert. Der Versuch zeigt, dass es bei länger geöffneten Wehren zu einer Anlandung vor der Schwelle kommt. Wenn die Sohle des Flusses das Niveau der Kante bzw. etwa 1 m darunter erreicht, kommt es zu einem Eintrag von Sedimenten und einer Ablagerung im Bereich des Vorbodens und Turbineneinlaufes.



(a) vor der Hochwasserwelle



(b) nach der Hochwasserwelle

Abbildung 42: Geschiebeschwelle mit erhöhter Rauigkeit

Daher wurde, wie im Bericht vom Kraftwerk Gössendorf [19] empfohlen, ein Betonstreifen von 4m (in der Natur) zwischen der Geschiebeschwelle und den Flussbausteinen (Durchmesser 1,25m) angeordnet (siehe Abbildung 43).

6.2 Geschiebeverhalten im HQ_{100} -Fall

Zur Erfassung der Verhältnisse am Einlauf des KW Kalsdorf bei einer HQ_{100} -Hochwasserwelle wurde ein eigener Versuch durchgeführt und Sohle sowie Böschungen auf Planungsniveau ausgerichtet bzw. die Sohle mit Laser vermessen. Anschließend ist der Langzeitversuch, in einem Zeitfenster von 9:00 bis 18:00, ausgeführt worden (siehe Abbildung 30). Die beim Versuch vorhandene Geometrie ist in Abbildung 9 und Abbildung 10 dargestellt.



(a) vor der Hochwasserwelle

(b) nach der Hochwasserwelle

Abbildung 43: Geschiebeschwelle mit erhöhter Rauigkeit

Für die HQ_{100} -Welle wurde die verkürzte Hochwasserkurve, wie in Abbildung 31 dargestellt, nachgefahren. Dabei ist festgestellt worden, dass sich die Sohle bereits ab dem Ausbaudurchfluss bewegt. Die gute Sogwirkung des Wehrfeldes B bewirkt, dass sich im Bereich davor die Flusssohle etwas vertieft (siehe Abbildung 44 und Abbildung 46). Aufgrund der leichten Rechtskurve kommt es flussaufwärts vor dem Krafthaus zu Anlandungen. Entlang der 45° geneigten Geschiebeschwelle kommt es zu einer Parallelströmung, die eine Anlandung im Nahbereich der Schwelle gerade noch verhindert (siehe Abbildung 43b). Da es hier, aufgrund der gegengerichteten Flusskrümmung als beim KW Gössendorf, zu einer stärkeren Verlandung kommt, muss die Geschiebeschwelle geändert werden.



(a) Unterwasserbereich vor der Hochwasserwelle



(b) Unterwasserbereich nach der Hochwasserwelle



(c) Oberwasserbereich vor der Hochwasserwelle



(d) Oberwasserbereich nach der Hochwasserwelle

Abbildung 44: Geschiebetransport im Modell

In Abbildung 45c) ist die Ablagerung am Ende des Auslauftrennpfeilers gut erkennbar. Durch die Überströmung der Trennmauer gelangt das Material in den Bereich des Turbinenauslaufs.



(a) Überströmung der rechten Auslaufmauer



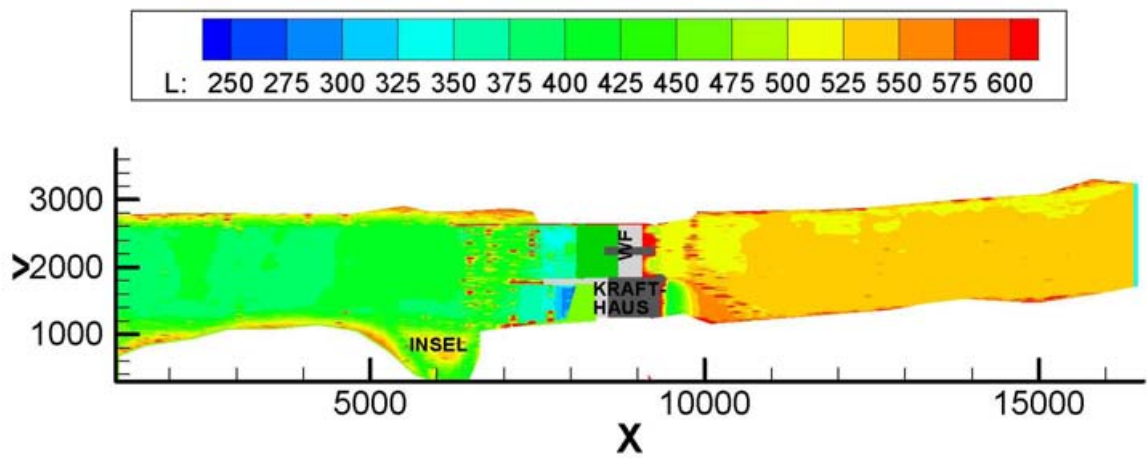
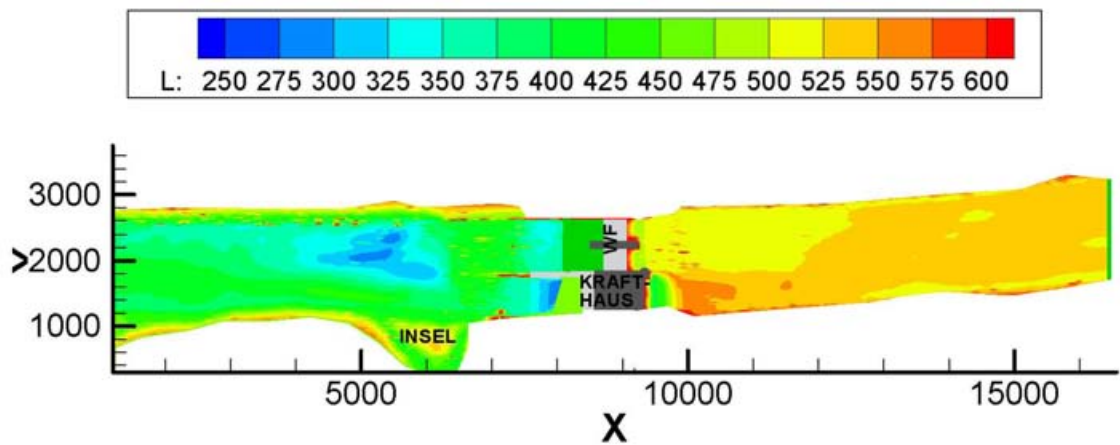
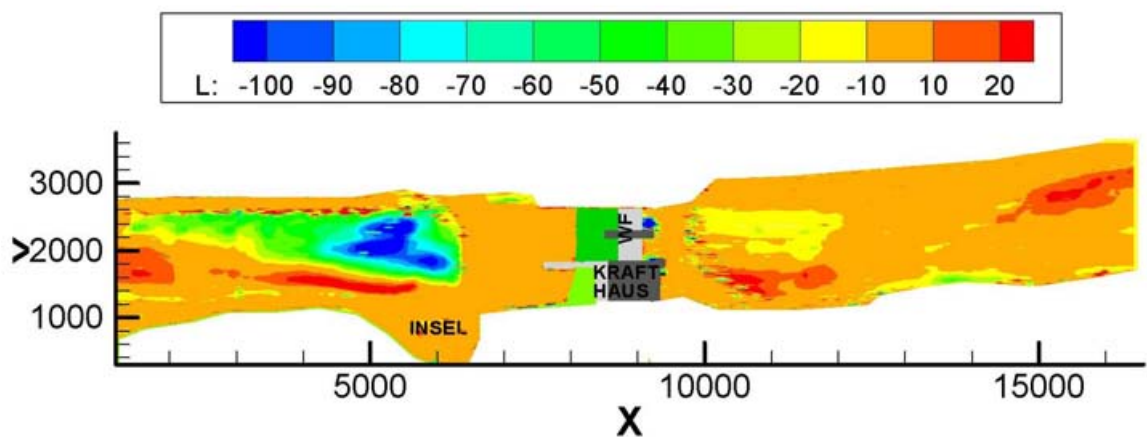
(b) Überströmung der rechten Auslaufmauer im Detail



(c) Ablagerungen nach der Hochwasserwelle

Abbildung 45: Auslaufmauer während und nach der Hochwasserwelle

Im Bereich des Wehrfeldes A und des Turbinenauslaufbereiches kommt es zu Zwischenablagerungen von Geschiebe, bis es bei Erreichen höherer Schleppkräfte ins Unterwasser weitertransportiert wird (siehe Abbildung 44 und Abbildung 46).

(a) Sohlvermessung vor dem HQ_{100} (b) Sohlvermessung nach dem HQ_{100} 

(c) Differenzen der gemessenen Höhen

Abbildung 46: Grafische Darstellung der Sohlvermessung vor und nach dem HQ_{100} in mm

6.3 Spülversuch Teil 1 - Teilöffnung

Bei Einhaltung des Stauziels reicht die Spülwirkung bei Teilöffnung der Segmente nur bis zum Beginn des befestigten Vorbodens. Eine weiterreichende OW-seitige Spülwirkung ergibt sich erst bei vollkommener Staulegung und Öffnung aller Wehrfelder.

6.4 Spülversuch Teil 2 - Staulegung

Für diesen Versuch ist die Oberwassersohle bis 0,4 m unter der Geschiebeswellenhöhe erhöht worden, um eine mögliche zeitabhängige Verlandung des Stauraumes zu simulieren (siehe Abbildung 47). Danach ist der Sedimenttransport bei einem Durchfluss von $43,5 \text{ l/s}$ ($= 440 \text{ m}^3/\text{s}$), welcher einem HQ_1 entspricht, in einem Zeitraum von einer Stunde beobachtet worden. Es wurde festgestellt, dass bei Unterschreitung des Mindestabstandes von 1 m oder wenn die Rauigkeit zu groß wird (siehe Kapitel 6.1), es zu einer Anlandung vor der Schwelle kommt. Daher ist eine regelmäßige Staulegung und Spülung des Oberwasserbereiches erforderlich.



Abbildung 47: Oberwassersohle bei Spülversuch 2

Das Wehrfeld B zieht vermehrt das Geschiebe an, sodass es vom Wehrfeld A beginnend zu einer Öffnung entlang der Schwelle kommt (siehe Abbildung 48a). Am Ende des Versuches stellt sich eine gleichmäßig geneigte Ausgleichssohle ein, die mehr oder weniger der geplanten Oberwassersohle entspricht. Vor der Geschiebeschwelle kommt es jedoch zu einer Anlandung bis auf Geschiebeswellenniveau und dadurch zu einem geringen Eintrag von Geschiebe in den Turbineneinlauf.

Im Unterwasser kommt es wegen der größeren Geschiebemenge gegenüber dem Versuch mit der HQ_{100} -Welle zu größeren Anlandungen. Das Material lagert sich im langsam fließenden Bereich nach dem Tosbecken sowie auf der linken Seite, in Fließrichtung betrachtet, von der Auslaufmauer (siehe Abbildung 49) ab.

Bei der Fortsetzung des Versuches ist bei Q_A im 2-Maschinenbetrieb der Auslaufbereich der Turbinen innerhalb weniger Modell-Minuten wieder frei gespült worden. Im Nachkollksicherungsbereich ist nach den Wehrfeldern A und B ein Geschiebeband liegen geblieben.

Mit diesem Versuch konnte nicht nachgewiesen werden, dass ein Spülen durch eine anlaufende



(a) Oberwassersohle



(b) Nachkolkbereich

Abbildung 48: Geschiebeverhalten während Spülversuch 2



(a) nach Beginn des Versuches



(b) gegen Ende des Versuches

Abbildung 49: Geschiebe im Nachkolkbereich im zeitlichen Verlauf

Hochwasserwelle möglich ist. Durch die ablaufende Welle könnte jedoch auch der dem Krafthaus naheliegende Unterwasserbereich frei gespült werden.

6.5 Spülversuch 3

In den vorhergehenden Versuchen konnte ein Anlanden an der Schwelle und ein Geschiebeeintrag zu den Turbinen nicht verhindert werden. Der Auftreffwinkel der Strömung beim Kraftwerk Kalsdorf auf die Geschiebeschwelle ist hier spitzer als beim baugleichem Vorprojekt (siehe Abbildung 50). Daher wurde ein steilerer Winkel für die Schwelle gewählt, um durch die Aktivierung einer Parallelströmung eine bessere Spülwirkung zu erzielen. Diese gewährleistet weiters, dass kein Material in den Turbineneinlauf gelangen kann.

Für diesen Versuch ist ein Teil der Oberwassersohle abermals bis 0,4m unter der Geschiebeschwellenhöhe erhöht worden um eine mögliche zeitabhängige Verlandung des Stauraumes bei steiler geneigtem Vorboden zu simulieren (siehe Abbildung 51). Der Nachkolkbereich ist wie in Kapitel 9.2.6 als Rampe ausgeführt worden. Danach wurde der Sedimenttransport bei einem Durchfluss von $43,5\text{ l/s}$ ($= 440\text{ m}^3/\text{s}$), welcher einem HQ_1 entspricht, in einem Zeitraum von ei-

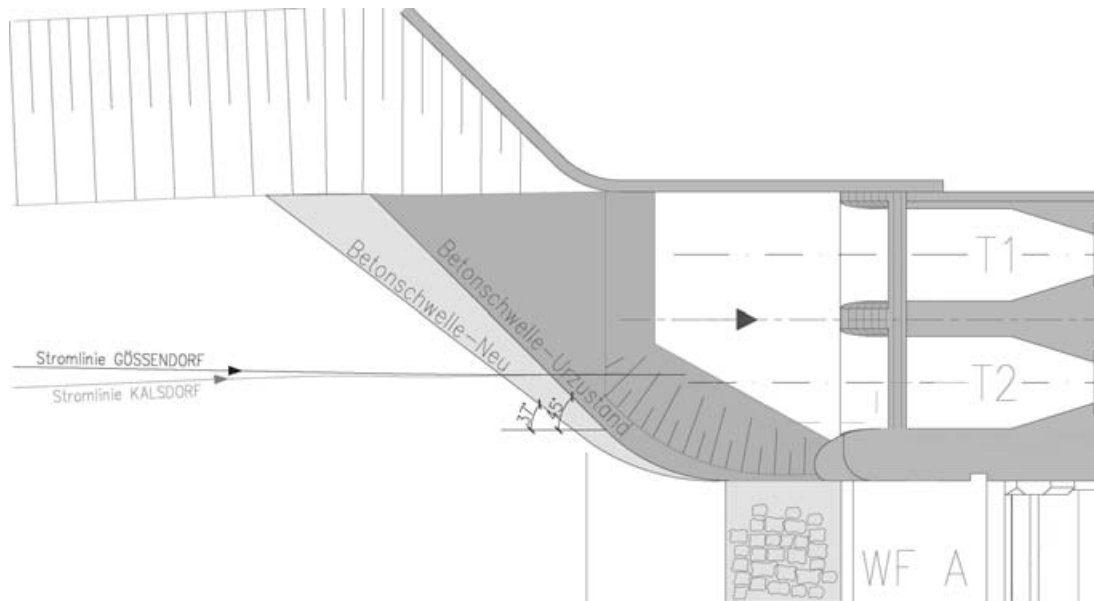


Abbildung 50: Anströmung an die Geschiebeschwelle

ner Stunde beobachtet. Um zu überprüfen ob ein höherer Durchfluss das Geschiebe aus dem Nachkolkbereich weiter transportiert, wurde für eine halbe Stunde auf $HQ_5 = 64,7l/s$ erhöht.



(a) davor



(b) danach

Abbildung 51: Oberwassersohle bei Spülversuch 3

Das Wehrfeld B zieht hier ebenfalls vermehrt das Geschiebe an, sodass es vom Wehrfeld A beginnend zu einer Öffnung entlang der Schwelle kommt (siehe Abbildung 52). Ein Eintrag von Geschiebe ist bei der steileren Neigung der Geschiebeschwelle besser verhindert worden. Am Ende des Versuches hat sich eine gleichmäßig geneigte Ausgleichssohle eingestellt, die mehr oder weniger der geplanten Oberwassersohle entsprochen hat.



(a) Wehrfelder



(b) Turbineneinlauf

Abbildung 52: Geschiebetransport

Im Unterwasser kommt es, wegen der größeren Geschiebemenge, zu vermehrter Anlandungen nach dem Tosbecken. Dies wird aber mit der Zeit in Strömungsrichtung weiter transportiert (siehe Abbildung 53) und lagert sich in der Vertiefung des Unterwasserbereiches ab.



(a) zu Beginn



(b) am Ende

Abbildung 53: Zeitlicher Verlauf des Geschiebes im Nachkolkbereich - Spülvers.3

In Verlängerung der Trennmauer kommt es zur bogenförmigen Anlandung des mittransportierten Materials. Aufgrund der Wirbelbildung an der Kante wird die Sohle nach dem Nachkolkbereich in der Mitte weiter vertieft (siehe Abbildung 54). Der Sand wird auf der linken Seite (in Fließrichtung betrachtet) des Flussbettes wieder angelandet. Diese Erhöhung kann aber im Betriebszustand, wie in vorhergehenden Versuchen gezeigt, wieder abgetragen werden.

(a) bei HQ_1 

(b) nach dem Versuch

Abbildung 54: Geschiebe im Unterwasser

Um zu überprüfen, ob der Weitertransport der starken Anlandung im Unterwasserbereich bei einer anlaufenden Hochwasserwelle möglich ist, wurde der Durchfluss auf $64,7 \text{ l/s}$ ($= 655 \text{ m}^3/\text{s}$), welcher einem HQ_5 entspricht, erhöht. Wie in Abbildung 55 erkennbar, wurde ein Großteil des Materials hinter dem Wehrfeld A sowie der bogenförmigen Anlandung hinter der Trennmauer zur Turbine 2 weitertransportiert. Bei der Öffnung der Turbinen ist das Geschiebe im Turbinenauslaufkanal weitertransportiert worden.

(a) am Ende von HQ_1 (b) am Ende von HQ_5

Abbildung 55: Zeitlicher Verlauf des Geschiebes im Nachkolkbereich

Dieser Versuch weist qualitativ nach, dass auch bei starker Anlandung im Oberwasser ein Spülen durch eine anlaufende Hochwasserwelle möglich ist. Durch die ablaufende Welle könnte auch der dem Krafthaus nahe liegende Unterwasserbereich frei gespült werden.

Zur Sicherheit gegen Eintrag von Geschiebe in den Auslauf des Krafthauses ist der unterwasserseitige Krafthaustrennpfeiler beim KW Kalsdorf um mindestens 1,0 m (entspricht etwa 2,5 cm im Modell) von der Einreichplanung auf das Niveau des HQ_1 mit 306,44 $m\ddot{u}A$ zu erhöhen.

6.6 Zusammenfassung

Die steiler geneigte Geschiebeschwelle (siehe Abbildung 50) bewirkt, dass kein Material in den Turbineneinlauf gelangt, wenn ein Mindestabstand von 1m zur Kante eingehalten wird oder die Rauigkeit im Bereich davor nicht zu groß wird. Es ist daher darauf zu achten, dass in der Wehrbetriebsordnung kein allzu großes Anlanden im Oberwasserbereich zugelassen wird.

Bei einer anlaufenden Hochwasserwelle ist es möglich, den Oberwasserbereich bzw. bei einer ablaufenden Hochwasserwelle den Unterwasserbereich frei zu spülen.

Um Sedimenteintrag zum Turbinenauslauf zu verhindern, wird empfohlen den Auslauftrennpfeiler um 1m (= 306,44 $m\ddot{u}A$) zu erhöhen.

7 Detailbetrachtung: Tosbecken

Beim Öffnen des Wehrverschlusses entsteht ein Schussstrahl mit ihm zugehöriger Energiehöhe. Die Aufgabe des Tosbeckens besteht darin, möglichst viel der dabei freigewordenen Energie in Wärme und Schall umzuwandeln um die Gefahr der Auskolkung zu verhindern. Um den hydraulischen und wirtschaftlichen Anforderungen zu entsprechen wird versucht möglichst reduzierte Tosbeckenabmessungen mit hohem Energieumsatz zu bauen. Für Niederdruckanlagen werden am häufigsten Tosbecken mit oder ohne Strahlleiter, Störkörper bzw. Störschwellen verwendet.

Varianten dazu sind bereits in der Flussbauweise untersucht worden (siehe [9]). Aus diesem Grund wird hier nur jene Variante nachgerechnet, welche als Vollmodell (siehe Kapitel 3.1.3) ausgeführt worden ist. Für die hydraulische Sicherheit eines Tosbeckens sind die ausreichende Energieumwandlung und die Sicherheit gegen Ausblasen von maßgebender Bedeutung. Die entscheidendste Bedingung für die Wirksamkeit ist das Verhältnis der konjugierten Wassertiefen, das Verhältniss der Wassertiefen am Eingangsquerschnitt und am Ausgangsquerschnitt des Tosbeckens ²¹.

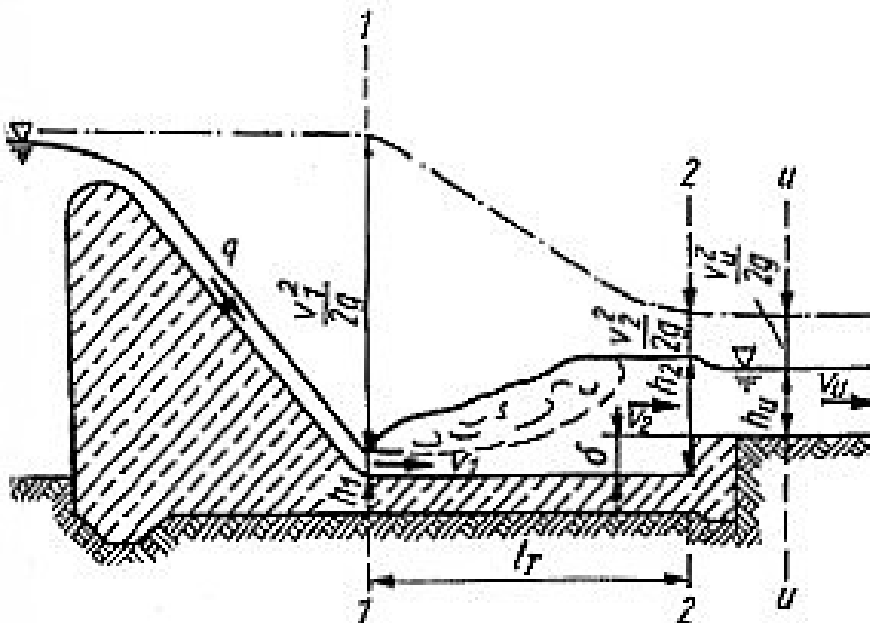


Abbildung 56: Überfall und Wechselsprung in einem Tosbecken [3, S. 291]

²¹(vgl.[17] S.17)

7.1 Wechselsprung

Der Wechselsprung ist definiert als sprunghafte Änderung der Wassertiefe bei einem Fließwechsel vom Schießen ($F_r > 1$) zum Strömen ($F_r < 1$)²². Beurteilt wird dies mit der Froud'schen Zahl F_r . Diese dimensionslose Größe bezeichnet das Verhältnis zwischen mittlerer Fließgeschwindigkeit v und der Ausbreitgeschwindigkeit $c = \sqrt{g \cdot h}$ bei einer Wassertiefe h ²³.

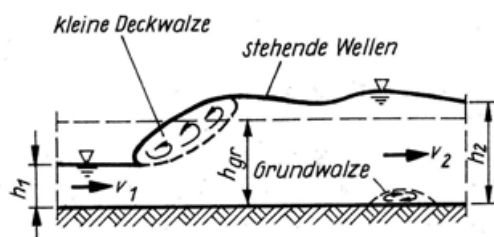
$$F_r = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (23)$$

In Anlehnung nach Preß/Schröder²⁴ ist der Wechselsprung im Zusammenhang mit F_{r1} folgendermaßen definiert (siehe Abbildung 57):

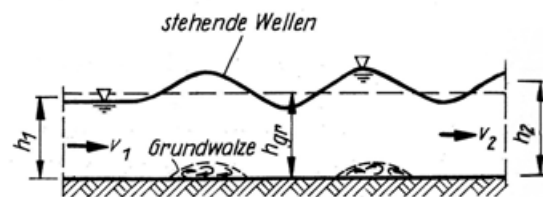
$1,71 \leq F_{r1}$	oder $\frac{h_2}{h_1} \geq 1,97$... Wechselsprung mit Deckwalze
$1,71 > F_{r1} < 1,57$	oder $1,78 > \frac{h_2}{h_1} > 1,97$... gewellter Wechselsprung mit kleiner Deckwalze und stehenden Wellen im Unterwasser
$1,57 \geq F_{r1}$	oder $\frac{h_2}{h_1} \leq 1,87$... gewellter Wechselsprung; Wellen bis weit ins Unterwasser



(a) Wechselsprung mit freier Deckwalze, $F_r \geq 1,71$



(b) Wechselsprung mit kleiner Deckwalze, $1,57 < F_r < 1,71$



(c) gewellter Wechselsprung, $F_r \leq 1,57$

Abbildung 57: Formen des Wechselsprunges [3, S. 288]

Nach Naudascher²⁵ und Peterka (1987)²⁶ sind folgende Charakteristiken des Wechselsprunges gegeben:

In der Praxis wird ein Wert zwischen 4,5 und 9 für die Froud'sche Zahl angestrebt, da hier, zufolge Untersuchungsergebnissen des U.S. Bureau of Reclamation²⁷, die beste Energiedissipa-

²²(vgl.[3] S.273)

²³(vgl.[3] S.287 ff.)

²⁴(vgl.[18] S.165)

²⁵(vgl.[13] S.28)

²⁶(vgl.[16] S.16)

²⁷(vgl.[15] S.16)

$1,70 \geq F_{r1}$... gewellter Wechselsprung
$1,70 < F_{r1} < 2,5$... geringe Energieumwandlung, schwacher Wechselsprung
$2,5 < F_{r1} < 4,5$... szillierender Wechselsprung, starke Wellenbildung die weit ins Unterwasser reicht
$4,5 < F_{r1} < 9,0$... gut ausgeprägter, stabiler Wechselsprung
$9,0 \leq F_{r1}$... stark turbulenter Wechselsprung, starke Energieumwandlung, sehr rauhe Wasseroberfläche

tion stattfindet. Bei Niederdruckanlagen wird trotz Unterwassereintiefung und Wehrhöcker dies nur selten erreicht, weshalb meistens Tosbeckeneinbauten notwendig sind. Werte zwischen 2,5 und 4,5 sind für diesen Kraftwerkstyp charakteristisch. Der eintreffende Wasserstrahl oszilliert unregelmäßig zwischen Boden und Wasseroberfläche mit daraus resultierenden Wellenschlag weit ins Unterwasser ²⁸.

7.2 Formeln zur Dimensionierung eines Tosbeckens

Der Abfluss über ein Tosbecken ist durch verschiedene äußerer Randbedingungen wie z.B.:Zuflussart, Durchflussmenge, Abflussverhältnisse, Gegebenheiten des Gerinnes danach etz. gekennzeichnet ²⁹. Durch die große Anzahl an Paramteter sollte jede numerische Berechnung in einem Vollmodell überprüft werden. Die Vordimensionierung kann mittels der nachfolgend angeführten Formeln ermittelt werden.

7.2.1 Abschätzformel für h_1, v_1

Der Impulssatz verknüpft die Wassertiefen vor h_1 und nach h_2 dem Wechselsprung, weshalb sie auch konjugierte Wassertiefen genannt werden.

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_{r2}^2} - 1 \right) \quad (24)$$

7.2.2 Überfallsarten

Der Abflussvorgang "Überfall" liegt dann vor, wenn Wasser über die Oberkante eines Staubauwerkes überläuft. Am häufigsten sind, lt. Bollrich, die überströmten Staubauwerke Wehre unterschiedlichster Bauart. Neben den konstruktiven Merkmalen, die den Abfluss Q beeinflussen, muss vom hydraulischen Verhalten her zwischen zwei Überfallsarten unterschieden werden ³⁰.

7.2.2.1 Vollkommener Überfall

Der Abfluss über das Wehr erfolgt unbeeinflusst vom Unterwasser. Der Unterwasserstand h_u

²⁸(vgl.[15] S.16)

²⁹(vgl.[17] S.17)

³⁰(vgl.[3] S.400)

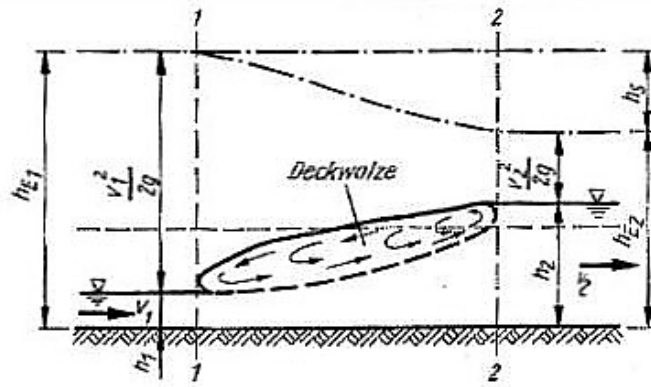


Abbildung 58: Ebener Wechselsprung mit Deckwalze über horizontaler Sohle [3, S. 290]

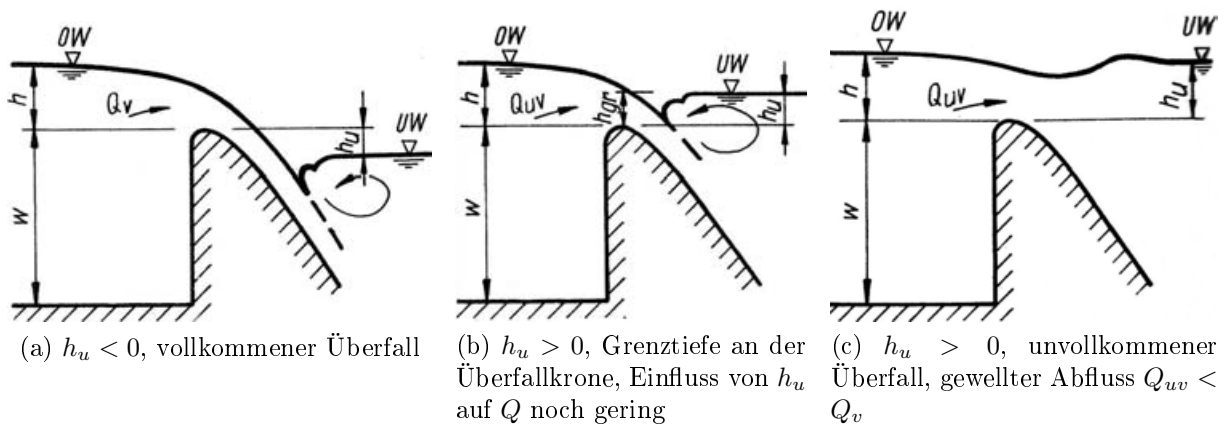


Abbildung 59: Überfallsarten [3, S.418]

hinter dem Überfall liegt so tief, dass er den Abfluss $Q = Q_v$ nicht beeinträchtigt³¹ (siehe Abbildung 59). Die spezifische Abflussmenge q ($= Q/b$) ist nur von der Oberwassertiefe und dem Überfallsbeiwert abhängig. Bei einem rundkronigen Wehr stellt sich bei strömenden Zustrom genau bei der Wehrkronen die Grenztiefe h_{gr} ein und der Übergang vom Schießen zum Strömen findet hier statt³².

Die Überfallsmenge Q nach Poleni³³ ist in Gleichung 25 dargestellt. Der Einfluss der Wehrform wird mit dem Formbeiwert μ berücksichtigt.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (25)$$

Q ... Durchfluss [m^3/s]

μ ... Formbeiwert der Wehrform [–]

b ... Breite des Wehrfeldes [m]

g ... Fallbeschleunigung = 9,81 [m/s^2]

h ... Wassertiefe über der Wehrkante [m]

³¹(vgl.[3] S.401)

³²(vgl.[5] S.14)

³³(vgl.[3] S.403)

Die Grenzwassertiefe h_{gr} für einen Rechtecksquerschnitt ist:

$$h_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b}} \quad (26)$$

7.2.2.2 Unvollkommener Überfall

In diesem Fall ist die Abflussmenge abhängig vom Unterwasserspiegel. Der Unterwasserstand h_u vermindert den Abfluss Q bei gleicher Überfallhöhe h auf $Q_{uw} < Q_v$ ³⁴ (siehe Abbildung 59). Der Fließwechsel findet nicht statt, damit ist eine Beeinflussung gegen die Gießrichtung möglich und der Abfluss kann nicht mehr nur aus den zuvor genannten Parametern ermittelt werden. Die Grenztiefe h_{gr} wird dabei nicht mehr erreicht und der Abfluss erfolgt strömend. In weiterer Folge ergeben sich daraus niedrigere Energiehöhenunterschiede als beim vollkommenen Überfall³⁵.

Der Einfluss des Unterwassers wird durch einen experimentell ermittelten Abminderungskoeffizient σ_{uw} (siehe Abbildung 60) in der Poleniformel³⁶ berücksichtigt:

$$Q = \sigma_{uw} \cdot Q = \sigma_{uw} \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h^{\frac{2}{3}} \quad (27)$$

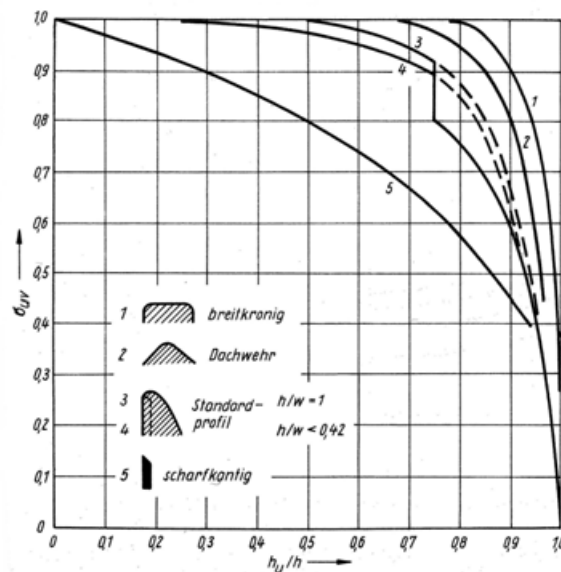


Abbildung 60: Abminderungsfaktoren σ_{uw} [3, S.419]

³⁴(vgl.[3] S.401)

³⁵(vgl.[5] S.15)

³⁶(vgl.[3] S.418)

7.2.3 Tosbeckentiefe

Wenn bei bekannter Unterwassertiefe h_u nicht mindestens die errechnete Wassertiefe h_2 vorhanden ist, kann sich kein Wechselsprung mit anliegender Deckwalze ausbilden. Bei $h_u < h_2$ kann der Wechselsprung ins Unterwasser "hinausgedrückt" werden. Um dies zu verhindern muss das Tosbecken um δ eingetieft werden.

Eine andere Möglichkeit ist die Ausbildung einer Endschwelle am Tosbeckenende. Der Nachteil dabei ist, dass das darüber fließende Wasser die Sohle stärker beansprucht und Kolkgefahr besteht[3].

Aus der Gleichgewichtsbetrachtung und unter der Voraussetzung, dass $h_u > h_{gr}$ ist, berechnet sich die Schwellenhöhe aus³⁷:

$$h_2 + \frac{v_2^2}{2 \cdot g} = h_u + \frac{v_u^2}{2 \cdot g} + \delta \quad (28)$$

und mit $v_2 = \frac{q}{h_2}$ und $v_u = \frac{q}{h_u}$ mit einer pauschalen Sicherheit von 5% zu:

$$\delta = 1,05 \cdot h_2 - h_u + \frac{q^2}{2 \cdot g} \cdot \left(\frac{1}{h_2^2} - \frac{1}{h_u^2} \right) \quad (29)$$

h_2 ... Wassertiefe nach dem Wechselsprung [m]

v_2 ... Geschwindigkeit nach dem Wechselsprung [m/s²]

h_u ... Wassertiefe nach der Tosbeckenschwelle [m]

v_u ... Geschwindigkeit nach der Tosbeckenschwelle [m/s²]

g ... Fallbeschleunigung = 9,81 [m/s²]

δ ... Höhe der Tosbeckenschwelle [m]

q ... spezifischer Durchfluss $q = Q/b$ [m³/s · m]

7.2.4 Tosbeckenlänge

Für die Abschätzung der Tosbeckenlänge L_T gibt es verschiedene empirische Bemessungsansätze³⁸ die für ebene, vertiefte Tosbecken in einem Bereich $2,0 < F_r < 10,0$ entwickelt wurden.

$$\text{nach Smetana: } L_T/h_1 = 3 \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 3 \right) \quad (30)$$

$$\text{nach Woycicki: } L_T/h_1 = 0,05 \cdot \left(81 \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 2 \cdot F_{r1}^2 - 241 \right) \quad (31)$$

$$\text{nach Tschertousow: } L_T/h_1 = 10,3 \cdot (F_{r1} - 1)^{0,81} \quad (32)$$

$$\text{nach Rouse: } L_T/h_1 = 2,5 \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 1 \right) \quad (33)$$

$$\text{nach U.S.B.R: } L_T/h_1 = k \cdot h_2 = 2 \cdot 3 = 6 \quad \text{mit } k(F_r) \text{ aus Tab. 7} \quad (34)$$

³⁷(vgl.[3] S.292)

³⁸(vgl.[3] S.293)

Tabelle 7: $k(F_r)$

F_{r1}	2,4	4	5	6 bis 11	14
k	4,8	5,8	6	6,13	6

7.3 Berechnung

Die beobachtete Energieumwandlung im Tosbecken hat zu keinem Wechselsprung (siehe Abbildung 63) geführt, stattdessen stellte sich meistens nur ein gewellter Abfluss ein. Um dies auch numerisch zu überprüfen, wurde der vorhandene Zustand nachgerechnet. Die Schwierigkeit dabei ist, dass die Geschwindigkeit vor dem Wechselsprung v_1 sowie die Höhe des Wasserstandes h_1 für die Numerik bekannt sein müssen. Aufgrund der auftretenden Turbulenzen im Tosbecken, ist keine exakte Vermessung im Bereich zwischen Wehrüberfall und km-Punkt 33 möglich (siehe Abbildung 61). Weiters sind die Berechnungsansätze nur begrenzt für einen rückgestauten Wechselsprung anwendbar.

Die für die Dimensionierung erforderlichen Werte v_1 und h_1 werden auf verschiedene Varianten ermittelt und die Ergebnissen miteinander verglichen.

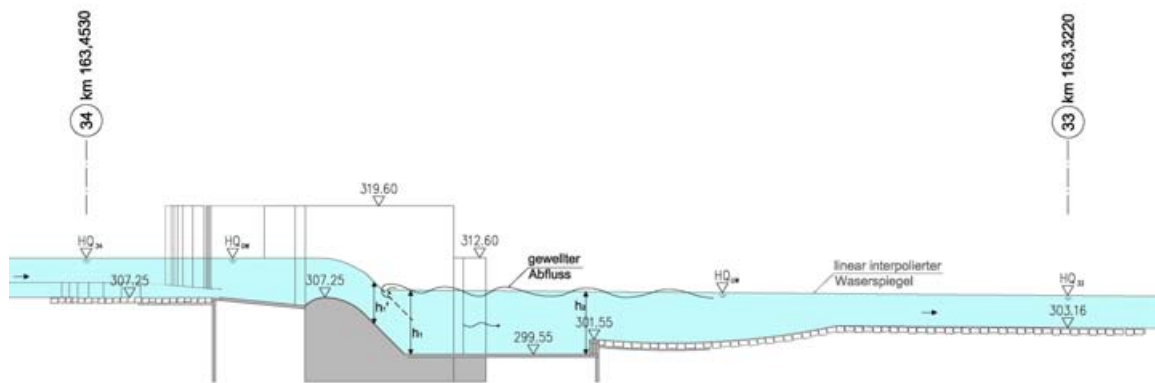


Abbildung 61: Skizze zur Ermittlung der Überfallsart

7.3.1 Bestimmung der Überfallsart aus den Werten der Pegelmessung

Die Wasserstände vor (km-Punkt 34) und nach (km-Punkt 33) dem Wehr wurden aus der Vermessung der Pegelstände hergenommen (siehe Abbildung 61). Die zu den jeweiligen Durchflüssen gehörenden Werte h_u entstanden aus der Subtraktion des Unterwasserpegels von der Höhenkote des Wehrhockers. Bei niedrigeren Werten entsteht daher ein negativer Zahlenwert (siehe Tabelle 8).

Geht man mit den errechneten Werten $\frac{h_u}{h}$ in die Grafik Abbildung 60, so stellt man in diesem Fall fest, dass der Faktor $\sigma_{uv} = 1$ ist und daher vollkommener Überfall herrscht.

Tabelle 8: Ermittlung der Wasserstände h , h_u

	Q m^3/s	Profil 34 OW_{Pegel} $[m.ü.A]$	Wehrhöcker $[m.ü.A]$	h m	Profil 33 UW_{Pegel} $[m.ü.A]$	h_u m	h_u/h –
HQ_1	440,00	311,18	307,25	3,93	306,40	-0,85	-0,216
HQ_5	655,00	312,45	307,25	5,20	306,98	-0,27	-0,052
HQ_{30}	825,00	313,45	307,25	6,20	307,52	0,27	0,044
HQ_{100}	888,00	313,72	307,25	6,47	308,37	1,12	0,173

7.3.2 Ermittlung v_1 und h_1 aus der Pegelmessung

Für die Wassertiefen wurden die aufgezeichneten Werte der Pegelmessung beim Abfahren der Hochwasserabflusskurve (siehe Kapitel 9.1) herangezogen. Aufgrund der hohen Turbulenzen im Unterwasser sind die Messungen mit dem Ultraschallgerät (siehe Kapitel 3.1.6) mit Unsicherheiten behaftet. Die Werte des Wasserspiegels der Tosbeckenschwelle werden aus den bekannten Werten interpoliert (siehe Tabelle 9).

Für die Berechnung der Höhe h_2 wurde die Differenz zwischen Pegeloberkante und OK-Schwelle (= 301,55 m.ü.A) gebildet und die Froud'schen Zahl nach Gleichung (23) ermittelt. Für die Errechnung der konjugierten Höhen wurde die Formel (24) umgeformt um h_1 zu erhalten.

Tabelle 9: Ermittlung der Höhen bei der Tosbeckenendschwelle

Hochwasserfall	Q_{Natur} $[m^3/s]$	Pegel km 163,420 $[m.ü.A]$	Pegel km 163,3808 $[m.ü.A]$	Pegel km 163,3220 $[m.ü.A]$	Schwellen-OK km 163,3220 $[m.ü.A]$
HQ_1	440,00	309,64	307,68	307,89	301,55
HQ_5	655,00	310,69	308,45	308,69	301,55
HQ_{30}	825,00	311,57	309,17	309,42	301,55
HQ_{100}	888,00	312,00	309,1	309,41	301,55
HQ_{1000}	980,00	312,67	310,63	310,85	301,55
HQ_{5000}	1077,00	313,30	311,52	311,71	301,55

Tabelle 10: Ermittlung der Wassertiefe h_2 bei der Tosbeckenendschwelle

Hochwasserfall	h_2 [m]	v_2 [m/s]	F_{r2} [-]	h_1 [m]	F_{r1} [-]
HQ_1	6,34	5,294	0,671	3,632	1,548
HQ_5	7,14	6,997	0,836	5,596	1,205
HQ_{30}	7,87	7,996	0,910	6,931	1,101
HQ_{100}	7,86	8,618	0,981	7,665	1,019
HQ_{1000}	9,30	8,038	0,842	7,355	1,197
HQ_{5000}	10,16	8,086	0,810	7,618	1,248

Für Froudzahlen $F_{r1} < 1,71$ (nach Naudascher³⁹) bildet sich kein ausgeprägter Wechselsprung aus (siehe Tabelle 10), was der Beobachtung (siehe Abbildung 63) entspricht.

Im Anschluss an die Ermittlung der Froudzahl F_{r1} kann mit den jeweiligen Bemessungsansätzen (siehe Kapitel 7.2.4), die erforderliche Tosbeckenlänge L_T ermittelt werden. Die Gleichungen für die Ermittlung der Tosbeckenlänge aus Kaptiel 7.2.4 verlieren ihre Gültigkeit, da für den vorliegenden Fall die empirischen Formeln nicht hergeleitet wurden⁴⁰. Verwendet man dennoch die Formeln für den aktuellen Anwendungsfall (siehe Tabelle 11) so zeigt sich, dass es bei Smetana, Woycicki und Tschertousow zu einer Reduktion der Tosbeckenlänge mit steigendem Durchfluss kommt. Die Ergebnisse nach Rouse und U.S.B.R. führen zu Werten, die den vorhandenen Abmessungen ähnlich sind. Der Zusammenhang zwischen Durchfluss Q mit der Tosbeckenlänge L_T ist in der Abbildung 62 grafisch zusammengefasst.

Tabelle 11: Berechnung der Tosbeckenlänge mit den jeweiligen Varianten ^A

	Smetana [m]	Woycicki [m]	Tschertousow [m]	Rouse [m]	U.S.B.R. [m]	Kalsdorf [m]	+ Nachkolk [m]
HQ_1	16.25 A	21.43 A	22.98 A	31.70	30.43	24.96	41,21
HQ_5	9.26 A	12.25 A	15.96 A	35.70	34.27	24.96	41,21
HQ_{30}	5.63 A	7.46 A	11.15 A	39.35	37.78	24.96	41,21
HQ_{100}	1.17 A	1.55 A	3.19 A	39.30	37.73	24.96	41,21

A ... Nicht gültig! Außerhalb der Anwendungsgrenzen da $F_r < 2,0!$

³⁹(vgl.[13] S.28)

⁴⁰(vgl.[22] S.100)

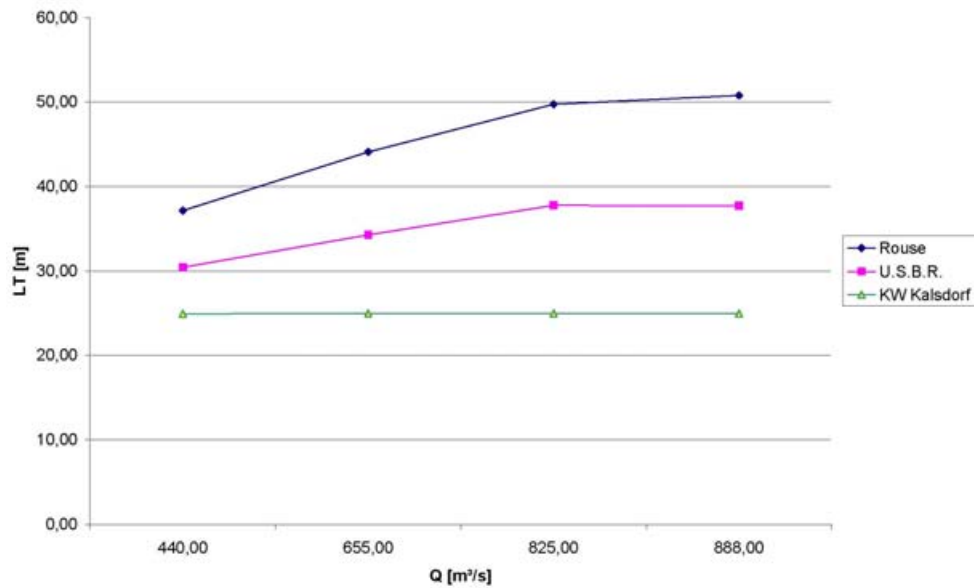


Abbildung 62: Erforderliche Tosbeckenlänge je nach Durchfluss

Die Auswertung der bezogenen Tosbeckenlänge (L_T/h_1) ist in der Tabelle 12 dargestellt.

Tabelle 12: Bezogene Tosbeckenlängen mit den jeweiligen Varianten ^A

	Q_{Natur} [m ³ /s]	Smetana [m]	Woycicki [m]	Tschertousow [m]	Rouse [m]	U.S.B.R. [m]
HQ_1	440.00	4.47 A	5.90 A	6.33 A	8.73	15.22
HQ_5	655.00	1.66 A	2.19 A	2.85 A	6.38	17.14
HQ_{30}	825.00	0.81 A	1.08 A	1.61 A	5.68	18.89
HQ_{100}	888.00	0.15 A	0.20 A	0.42 A	5.13	18.86

A ... Nicht gültig! Außerhalb der Anwendungsgrenzen $F_r < 2,0!$

Beim vorliegenden Projekt schließt an das Tosbecken ein Bereich von 15m Länge an, welcher aus, in Beton versetzten Steinen, mit einem Durchmesser von ca. 1,20m besteht. Erst daran grenzt die Nachkolksicherung von ca.60m an (Kapitel 9.3.6) aus losen Steinen (Durchmesser 1,20m und 0,60m). Die vorliegenden Berechnungsansätze geben keinerlei Hinweise, wie der Bereich im Anschluss and die Tosbeckenschwelle in der Versuchsanordnung ausgebildet wurde.

Betrachtet man als Tosbeckenlänge den Abschnitt bis zum Beginn der lose versetzten Steine, so erhält man eine Länge von 41,21m. Die ermittelten Werte aus Tabelle 11 werden im Vergleich dazu in allen Hochwassersituationen überschritten.

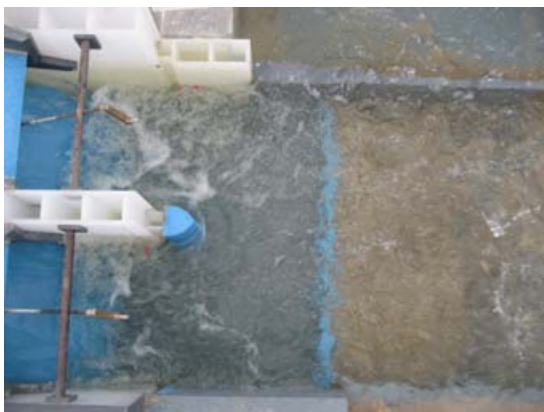
(a) Tosbecken bei HQ_1 (b) Unterwasser bei HQ_1 (c) Tosbecken bei HQ_5 (d) Unterwasser bei HQ_5 (e) Tosbecken bei HQ_{30} (f) Unterwasser bei HQ_{30} (g) Tosbecken bei HQ_{100} (h) Unterwasser bei HQ_{100}

Abbildung 63: Unterwasser bei Hochwasser

7.3.3 Ermittlung v_1 und h_1 numerisch

Für die Bemessung des Tosbeckens werden konstante Werte für die Wehrhöhe w , bekannte Tosbeckentiefe $\delta = 2,0m$ sowie den Überfallsbeiwert $\mu = 0,7$ angenommen. Die durch Überströmen auftretenden Reibungsverluste werden durch die Variable m (Energieverlustbeiwert $m = 0,9$) berücksichtigt⁴¹. Die Gerinnebreite b beträgt für das Kraftwerk Kalsdorf $15,5m$ und das Sohlgefälle I im Unterwasser 8% . Der Stricklerbeiwert k_{st} wurde für eine offene Rinne aus unverputztem Beton mit $60m^{1/3}/s$ angenommen⁴².

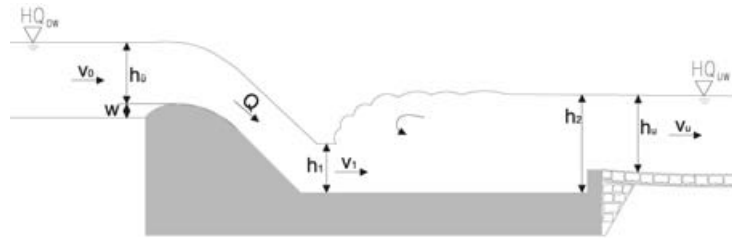


Abbildung 64: Skizze für die numerische Ermittlung v_1 , h_1 [20]

Aus den vorgegebenen Durchflusswerten Q kann mit der Formel nach Poleni die Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$ berechnet werden.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot b \cdot h_{\ddot{u}}^{2/3} \rightarrow h_{\ddot{u}} = \left(\frac{3 \cdot Q}{2 \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot b} \right)^{2/3} \quad (35)$$

$$v_0 = \frac{Q}{(h_{\ddot{u}} + w) \cdot b} \quad (36)$$

Mittels Bernoulli-Gleichung und Kontinuitätsgesetz und Ergebnissen aus der Gleichung (35) und (36) kann die Zulaufgeschwindigkeit ermittelt werden.

$$m \cdot \left(h_{\ddot{u}} + w + \delta + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \right) = h_1 + \frac{v_1^2}{2 \cdot g} \quad (37)$$

$$(h_{\ddot{u}} + w) \cdot v_0 = h_1 \cdot v_1 \quad (38)$$

Für die Geschwindigkeit v_1 erhält man:

$$0 = v_1^3 - v_1 \cdot 2 \cdot g \cdot m \cdot \left(h_{\ddot{u}} + w + \delta + \frac{v_0^2}{2 \cdot g} \right) + 2 \cdot g \cdot (h_{\ddot{u}} + w) \cdot v_0 \quad (39)$$

Die Wassertiefe am Beginn des Wehrrückens ergibt sich zu:

$$h_1 = \frac{Q}{b \cdot v_1} \quad (40)$$

und die zu h_1 aus (40) ermittelten konjugierte Wassertiefe h_2 ist:

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot F_{r1}^2} - 1 \right) \quad \text{mit } F_{r1} \text{ nach Formel (23)} \quad (41)$$

⁴¹(vgl.[20] S.21)

⁴²(vgl.[3] S.248)

Unter Anwendung der oben genannten Formeln ergeben sich für die jeweiligen Durchflüsse verschiedene Froudzahlen Fr_1 bzw. Wasserstände h_2 , welche in der Tabelle 13 zusammengefasst sind.

Tabelle 13: Berechnete Froudzahlen und Wasserstände

Hochwasserfall	Q_{Natur} [m ³ /s]	$h_{\ddot{u}}$ [m]	$h_{\ddot{u}} + w$ [m]	v_0 [m/s]	v_1 [m/s]	h_1 [m]	Fr_1 [—]	h_2 [m]
HQ_1	440	5,735	6,835	4,153	10,994	2,582	2,184	6,789
HQ_5	655	7,477	8,577	4,927	11,749	3,597	1,978	8,422
HQ_{30}	825	8,720	9,820	5,420	12,241	4,348	1,874	9,554
HQ_{100}	888	9,158	10,258	5,585	12,407	4,618	1,843	9,949

Die berechneten Froudzahlen nach Naudascher ⁴³ und Peterka ⁴⁴ würden einem schwachen Wechselsprung mit geringer Energieumwandlung entsprechen. Nach Preß/Schröder ⁴⁵ würden dieselben Werte einem Wechselsprung mit freier Deckwalze entsprechen. Letzteres wurde nie beobachtet (siehe Abbildung 63). Im Vergleich zum vorigen Kapitel, sind die Zahlenwerte für Fr_1 etwas größer, was mit den höheren Wasserständen $h_{\ddot{u}}$ über dem Wehrrücken zusammen hängt. Dadurch sind die mit den Formeln aus Kaptel 7.2.4 ermittelten erforderlichen Tosbeckenlängen L_T (siehe Tabelle 14 und Abbildung 65) wieder anwendbar und in einem realistischerem Bereich.

Tabelle 14: Berechnete Tosbeckenlänge

	Smetana [m]	Woycicki [m]	Tschertousow [m]	Rouse [m]	U.S.B.R. [m]	KW Kalsdorf [m]	+Nachkolk [m]
HQ_1	25,24	33,11	30,50	33,95	32,59	24,96	41,21
HQ_5	28,95	38,04	36,38	42,11	40,43	24,96	41,21
HQ_{30}	31,24	41,08	40,17	47,77	45,86	24,96	41,21
HQ_{100}	31,99	42,07	41,43	49,74	47,75	24,96	41,21

Für die Anwendung der zuvor genannten Formeln ist ein Einstaugrad $\eta > 1$ gefordert. Für Werte < 1 wird der Wechselsprung nicht im Tosbecken gehalten. Beim vorliegenden Projekt wurde beobachtet, dass sich bei höherem Durchfluss der Wechselsprung nicht mehr ausbildet und die Rückströmung im Bereich nach der Tosbeckenschwelle stattfindet. Aufgrund der Turbulenzen war es schwer, die rückströmende Bewegung nach der Tosbeckenschwelle durch Zugabe von Farbstoffen genauer zu definieren.

⁴³(vgl.[13] S.28)

⁴⁴(vgl.[16] S.16)

⁴⁵(vgl.[18] S.165)

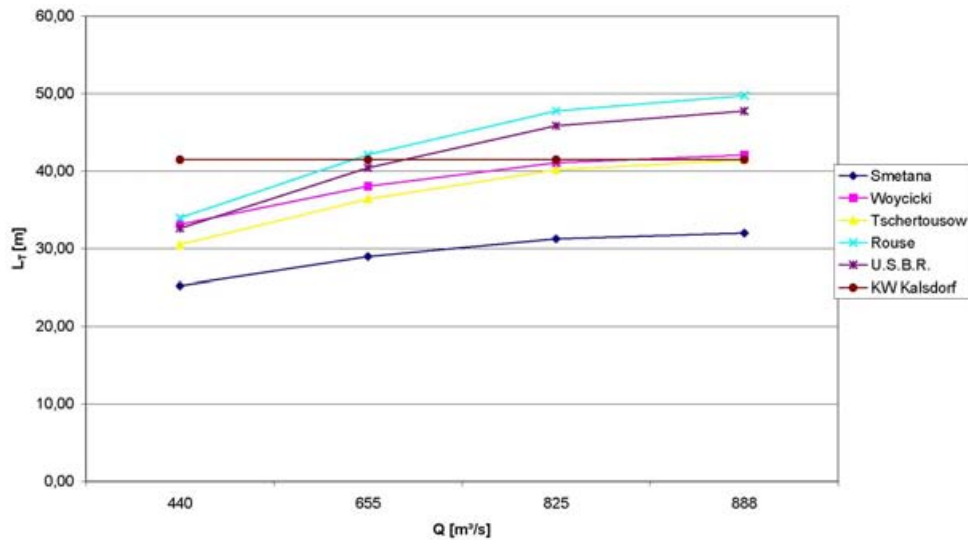


Abbildung 65: Erforderliche Tosbeckenlänge je nach Durchfluss

7.3.4 Ermittlung $h_{\ddot{u}}$ aus der Pegelmessung und v_1 numerisch

Im Vergleich zum vorigen Kapitel 7.3.3 werden für die Ermittlung der Geschwindigkeiten v_0 , die gemessenen Pegelstände knapp vor dem Wehrfeld bei $km163,453$ und die vorgegebene Sohlhöhe von $307,15 \text{ m.ü.A}$ verwendet. Die Werte für $h_{\ddot{u}}$ liegen hierbei deutlich unter den zuvor ermittelten Werten (siehe Tabelle 15).

Tabelle 15: Vergleich der errechneten und gemessenen Werte für $h_{\ddot{u}}$

Q [m³/s]	$h_{\ddot{u}} + w$ - Numerisch [m]	$h_{\ddot{u}} + w$ - Gemessen [m]
$HQ_1 = 440$	6,835	4,03
$HQ_5 = 655$	8,577	5,39
$HQ_{30} = 825$	9,820	6,14
$HQ_{100} = 888$	10,258	6,57

Unter Verwendung der gemessenen Oberwasserspiegel ($h_{\ddot{u}} + w$) wird die Geschwindigkeit v_1 nach Formel (39) berechnet. Die ermittelten Werte sind in der Tabelle 16 und Tabelle 17 sowie in der Abbildung 66 zusammengefasst.

Tabelle 16: Berechnete Froudzahlen und Wasserstände

Q [m³/s]	Pegelstand [m.ü.A]	$h_{\ddot{u}} + w$ [m]	v_0 [m/s]	v_1 [m/s]	h_1 [m]	Fr_1 [-]	h_2 [m]
$HQ_1 = 440$	311,18	4,030	7,044	9,672	2,935	1,803	6,157
$HQ_5 = 655$	312,54	5,390	7,840	10,239	4,127	1,609	7,553
$HQ_{30} = 825$	313,29	6,140	8,669	10,640	5,002	1,519	8,531
$HQ_{100} = 888$	313,72	6,570	8,720	10,719	5,345	1,480	8,832

Die geringeren Oberwasserstände führen in weiterer Folge zu geringeren Froudzahlen und kürzeren Tosbeckenlängen. Nach der Definition von Naudascher⁴⁶ und Peterka⁴⁷ würde dies bei HQ_1 einem schwachen Wechselsprung und bei allen anderen Durchflüssen einem gewellten Wechselsprung entsprechen. Nach Preß/Schröder⁴⁸ sollte sich ein Wechselsprung mit freier Deckwalze bei HQ_1 bzw. eine kleine Deckwalze für HQ_5 und HQ_{30} ausbilden. Erst ab HQ_{100} sollte es zu einem gewellten Wechselsprung kommen. Diese Beschreibung trifft nicht auf den beobachteten Zustand (siehe Abbildung 63) zu.

Tabelle 17: Berechnete Tosbeckenlänge

	Smetana [m]	Woycicki [m]	Tschertousow [m]	Rouse [m]	U.S.B.R. [m]	KW Kalsdorf [m]	+Nachkolk [m]
HQ_1	19,33	25,44	25,30	30,78	29,55	24,96	41,21
HQ_5	20,55	27,09	28,45	37,76	36,25	24,96	41,21
HQ_{30}	21,17	27,93	30,28	42,66	40,95	24,96	41,21
HQ_{100}	20,92	27,61	30,40	44,16	42,39	24,96	41,21

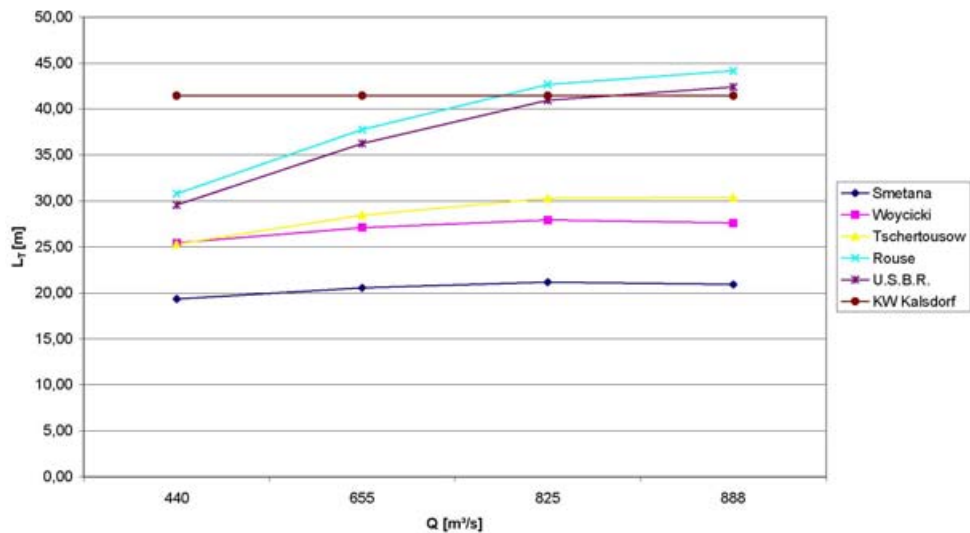


Abbildung 66: Erforderliche Tosbeckenlänge je nach Durchfluss

⁴⁶(vgl.[13] S.28)⁴⁷(vgl.[16] S.16)⁴⁸(vgl.[18] S.165)

7.3.5 Ermittlung der erforderlichen Tosbeckentiefe δ

Die erforderliche Eintiefung δ wurde pro Hochwassermenge nach Formel 29 ermittelt und in der untenstehenden Tabelle 19 zusammengefasst. Für die Berechnung der Wasserstände h_2 und h_u wurden die, mit dem Ultraschallgerät gemessenen Werte, beim Abfahren der Hochwasserwelle (Kapitel 9.1) verwendet.

Tabelle 18: Ermittlung der Höhen h_u und h_2

Hochwasserfall	Q_{natur} [m^3/s]	$Pegel_{Schwelle}$ [$müA$]	$OK_{Schwelle}$ [$müA$]	h_2 [m]	$Pegel_{163,322}$ [$müA$]	$Sohle_{163,322}$ [$müA$]	h_u [m]
HQ_1	440,00	307,89	301,55	6,34	306,40	303,20	3,20
HQ_5	655,00	308,69	301,55	7,14	306,98	303,20	3,78
HQ_{30}	825,00	309,42	301,55	7,87	307,52	303,20	4,32
HQ_{100}	888,00	310,40	301,55	8,85	308,37	303,20	5,17

Die Bedingung $h_u \gg h_2$, damit sich ein Wechselsprung ausbilden kann, ist in allen Fällen nicht erfüllt. Lt. Bollrich kann sich daher kein Wechselsprung ausbilden bzw. wird aus dem Tosbecken hinausgedrückt⁴⁹. Dies wurde auch bei der Versuchsdurchführung beobachtet.

Die zweite Forderung, $h_u > h_{gr}$, für die Anwendbarkeit der Gleichung 29 zur Ermittlung der Eintiefung δ ist jedoch erfüllt. Die berechneten Werte weichen allerdings wesentlich von der vorhandene Schwellenhöhe von 2,0m (siehe Tabelle 19) ab.

Tabelle 19: Ermittlung der erforderlichen Tosbeckeneintiefung δ

Hochwasserfall	Q_{natur} [m^3/s]	h_{gr} [m]	δ [m]	δ_{vorh} [m]
HQ_1	440,00	2,74	3,35	2,00
HQ_5	655,00	3,57	3,61	2,00
HQ_{40}	825,00	4,16	3,84	2,00
HQ_{100}	888,00	4,37	4,05	2,00

⁴⁹(vgl.[3] S.291ff.)

7.4 Zusammenfassung

Die berechneten Werte der Froudzahlen und die zugehörige Beschreibung nach Naudascher⁵⁰ und Peterka⁵¹ stimmen im Wesentlichen mit den Erfahrungen aus dem Abfahren der Hochwasserwelle (siehe Abbildung 63 und Kapitel 9.1) überein. Ein Wechselsprung hat sich nur bei einer Verkürzung des Tosbeckens bzw. provisorischen Einbau von einer weiteren Schwelle bei der Simulation eines 30-jährlichen Hochwassers ausgebildet. Die schlechte Energiedissipation führt zu einer längeren Erosionsstrecke im Unterwasserbereich, welche auch in Versuchen (siehe Kapitel 9.2) beobachtet wurde. Ein weiterer Grund für die lange Sohlsicherung (ca. 60m) ist, dass die Ergebnisse aus den Ausblasversuchen (siehe Kapitel 9.3) mit kleinerem Steindurchmesser nicht zufriedenstellend waren.

Da sich bei den vorhandenen Geometrien ein rückgestauter Wechselsprung ausbildet, gibt es keine genauen Berechnungsansätze für den vorliegenden Fall. Bei Anwendung der Formeln aus Kapitel 7.2.4, welche anhand von Tosbecken mit größere Froudzahlen und Wechselsprung in der Ebene ermittelt wurden, können zu falschen Werten führen⁵². Da das Ende des Wechselsprunges bei den verschiedenen Berechnungsansätzen unterschiedlich definiert ist und sowohl in Versuchen als auch in der Natur nur schwer feststellbar ist, kommt es sogar zu Abweichungen der Ergebnisse innerhalb der Anwendungsgrenzen⁵³.

Da es mit dem Ultraschallmessgerät versuchstechnisch im Vollmodell nicht möglich war den Wasserpegel am Wehrrücken zu messen, wurde mit verschiedenen Ansätzen versucht die Wassertiefe vor dem Wechselsprung h_1 zu berechnen. Diese sind allerdings nicht als exakte Werte zu verstehen, sondern sollen nur Richtwerte darstellen um die Tosbeckenlänge abschätzen zu können. Je nach Berechnung ergaben sich Froudzahlen F_{r1} zwischen 1,1 und 2,2, großteils um 1,7 herum. In der Literatur wird empfohlen, Wechselsprünge mit kleiner Deckwalze oder gewellte Wechselsprünge zu vermeiden und Werte für $F_{r1} > 1,71$ anzustreben⁵⁴. Dies kann allerdings nur durch eine Erhöhung der Absturzhöhe oder Tosbeckeneinbauten bzw. Stufen erreicht werden.

Da diese Tosbeckenform in Voruntersuchungen [9] bereits näher untersucht wurde sind keine weiteren Untersuchungen dazu mehr durchgeführt worden.

⁵⁰(vgl.[13] S.28)

⁵¹(vgl.[16] S.16)

⁵²(vgl. [22] S.100)

⁵³(vgl.[3] S.293)

⁵⁴(vgl.[3] S.288)

8 Berechnungsansätze und Schutzmaßnahmen bei Kolken

Als Kolk bezeichnet man im allgemeinen eine örtlich begrenzte Auswaschung der Sohle. Kolke entstehen überall dort, wo die Erosionswirkung und die Transportkapazität der Strömung örtlich erhöht sind ⁵⁵. Dies geschieht durch Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit, steigern der Turbulenz oder Sekundärströmungen.

8.1 Allgemeines

Durch Überlagerung der Hauptströmung mit der Sekundärströmung kann wesentlich die Geschwindigkeitsverteilung im Gerinne beeinflusst werden. Vor allem in Flusskrümmungen, bei plötzlichen Erweiterungen des Querschnittes oder engen Krümmungen können diese in Form von Wirbeln entstehen (siehe Abbildung 67).

Diese Strömungen, und in weiterer Folge die Kolke, können an verschiedenen Stellen auftreten:

- Bei mäandrierenden Flüssen auf der Seite des Prallufers
- Durch künstliche Änderung des Strömungsbildes
- Bauwerksbedingt
z.B.: Verengung des Querschnittes durch Straßendämme
z.B.: lokale Kolkungen bei Brückenpfeilern, Wiederlagern, etc.
- bei Uferschutzbauten
- oberhalb von Stauanlagen

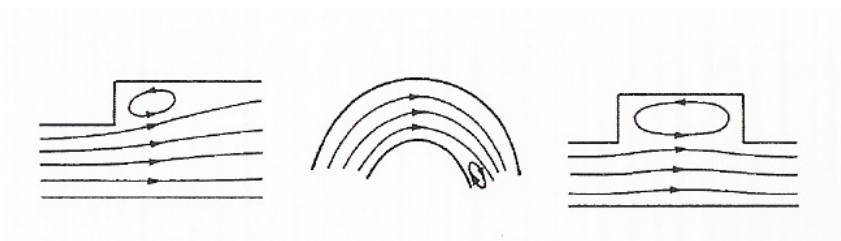


Abbildung 67: Möglichkeiten der Ausbildung von Sekundärströmungen [11, S. 11-21]

⁵⁵(vgl.[12] Kap.1, S.15)

Erscheinungsformen der Kolke⁵⁶:

- Lokaler Reinwasserkolk:

Dieser entsteht, wenn die Sohlschubspannung im Strom den kritischen Wert τ_o nicht überschreitet, d.h.: Es herrscht kein Sedimenttransport. Der Kolk entwickelt sich relativ langsam und erreicht einen Gleichgewichtszustand, wenn die Strömung nicht mehr in der Lage ist, Sedimente aus dem Kolk zu entfernen.

- Kolk mit beweglicher Sohle:

Während eines natürlich vorhandenen Sedimenttransportes bilden sich Kolke viel schneller aus als bei Reinwasserkolk. Der Gleichgewichtszustand wird dann erreicht, wenn die entfernte Menge gleich der, aufgrund des natürlichen Sedimenttransportes, zugeführten Menge ist.

8.1.1 Kolke oberhalb von Stauanlagen

Diese Kolke entstehen sowohl an den Pfeilerköpfen als auch vor und zwischen den Pfeiler liegenden Wehrböden durch Einengung des Fließquerschnittes (siehe Abbildung 68).

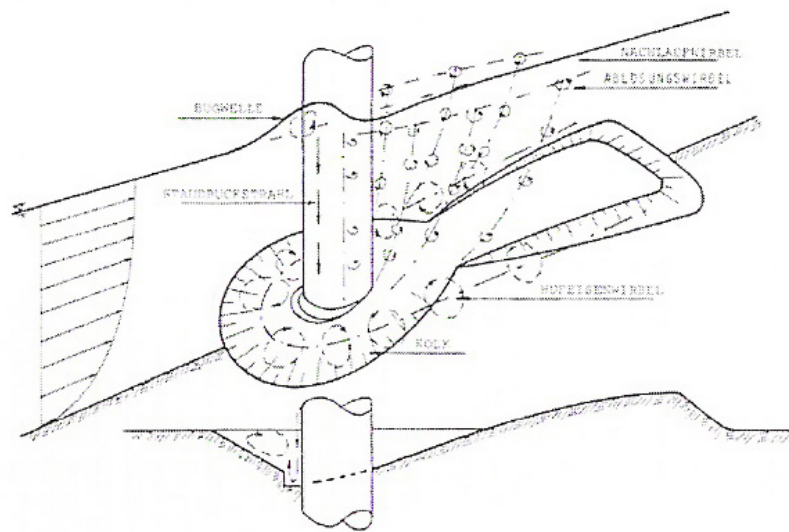


Abbildung 68: Anströmung an einen Wehrpfeiler [12, Kap.1, S.18]

Je weiter die Pfeilerköpfe flussaufwärts über die Flucht des Wehrbodens hervorragten, desto tieferreichender sind die Kolke davor. Bei gleichmäßigem Abfluss, bei Öffnung aller Wehrfelder, sind die Kolke kleiner, wie wenn dieselbe Wassermenge über weniger Felder abgeführt wird. Oberwasserseitige Kolke sind nicht so tief wie jene Flussabwärts von Stauanlagen. Wenn an der Unterstromseite des Wehrbodens die Untersickerung des Stauwerks mit einer Wand verhindert wird, darf dies nicht vernachlässigt werden. Weniger kritisch ist es, wenn die Wand an der Oberstromseite angeordnet ist.

8.1.2 Kolk beim Horizontalstrahl

Dieser Fall tritt unterhalb von Wehren (Tosbecken) oder im Anschluss an eine Blockrampe auf. Um unkontrollierte Sohlenerosion zu verhindern, muss dieser Bereich gesichert werden. Die Formel (42) wurde für den Fall eines unterströmten Schützes mit anschließend befestigter Strecke entwickelt und gilt auch für von unten eingestaute Vertikalstrahlen unterhalb von Sohlabstürzen oder Sperren⁵⁷.

$$S = t + h_2 = 9,65 \cdot \frac{\sqrt{h} \cdot q^{0,6}}{d_{90}^{0,4}} \cdot \left(1,5 \cdot \frac{h}{l}\right)^{0,6} \quad (42)$$

$h = h_1 - h_2$... Differenz der Höhen vor und nach dem Wechselsprung [m]

t ... Sohlintiefung im Bezug zur ursprünglichen Sohle [m]

q ... spezifischer Abfluss pro m Gerinnebreite $\left[\frac{m^3}{m \cdot s}\right]$

l ... Länge der befestigten Strecke [m]

d_{90} ... Durchmesser bei 90% Siebdurchgang [mm]

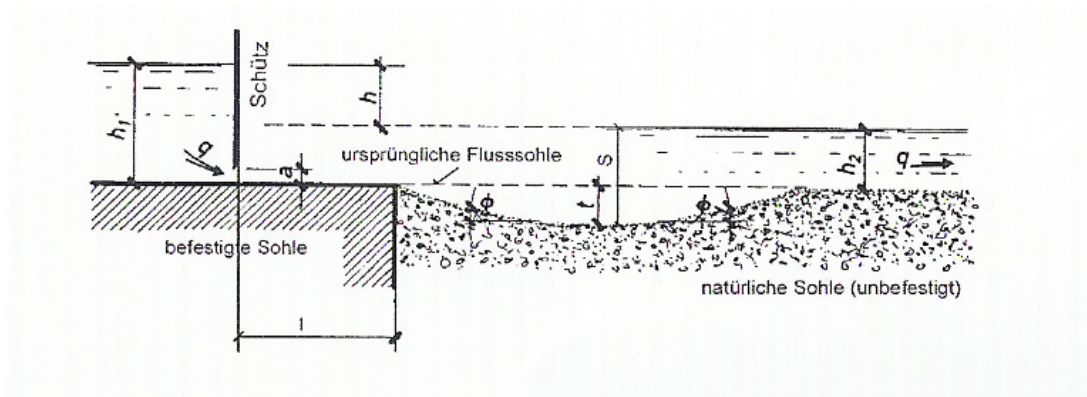


Abbildung 69: Kolkbildung bei unterströmtem Schütz [11, Kap.11, S.22]

8.1.3 Kolk beim Vertikalstrahl

Unterhalb von Sohlabstürzen und Sperren kann es zu sehr großen Kolken kommen. Zum Abschätzen der Endkolkentiefe kann die Formel nach Kotulas verwendet werden, welche nur für freie Überfallstrahlen gilt⁵⁸.

$$S = 0,78 \cdot \frac{h^{0,35} \cdot q^{0,7}}{d_{90}^{0,4}} \quad (43)$$

h ... Differenz der Wasserspiegel [m]

q ... spezifischer Abfluss pro m Überfallbreite $[m^3/ms]$

d_{90} ... Durchmesser bei 90% Siebdurchgang [mm]

⁵⁷(vgl.[11] Kap.11, S.22)

⁵⁸(vgl.[11] Kap.11, S.22)

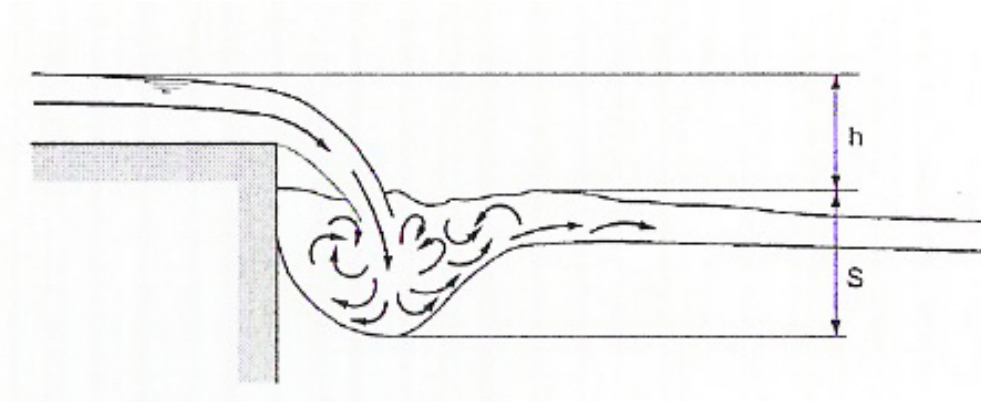


Abbildung 70: Kolkbildung bei Vertikalstrahl nach freiem Überfall [11, Kap.11, S.23]

8.1.4 Kolk nach einem scharfkantigen Überfall

Bei nicht variiertem Absturzhöhe h , Geschiebedurchmesser d_{90} und Wassermenge q_{tot} zeigt sich, dass die maximale Kolkentiefe t um den gleichen Betrag zu nimmt, wie die Unterwassertiefe h_2 abnimmt sowie umgekehrt (siehe Formel (44))⁵⁹.

8.1.4.1 Kolkentiefe

Für den Fall des reinen Überströmens, d.h.: wenn ein freier Überfallstrahl die ungeschützte, bewegliche Sohle trifft, wurde folgende Formel für die Kolkwassertiefe von Eggenberger empirisch ermittelt⁶⁰:

$$t + h_2 = w \cdot \frac{h^{0,5} \cdot q_{tot}^{0,6}}{d_{90}^{0,4}} \quad (44)$$

h ... Differenz der Wasserspiegel [m]

q_{tot} ... spezifischer Abfluss pro m Überfallbreite [m^3/ms]

h_2 ... Unterwasserspiegel [m]

w ... Korrekturfaktor siehe 45 [-]

d_{90} ... Durchmesser bei 90% Siebdurchgang [mm]

Für den Fall des Über- und Unterströmens wird der entstehende Fehler, welcher bei Beibehaltung der Struktur der Formel (44) auftritt, durch den variablen Wert w ausgeglichen⁶¹.

$$w = 22,88 - \frac{1}{0,0049 \cdot \left(\frac{q_o}{q_u}\right)^3 - 0,0063 \cdot \left(\frac{q_o}{q_u}\right)^2 + 0,029 \cdot \left(\frac{q_o}{q_u}\right) + 0,064} \quad (45)$$

q_o ... spezifischer Abfluss pro m Überfallbreite- über dem Schütz [m^3/ms]

q_u ... spezifischer Abfluss pro m Überfallbreite- unter dem Schütz [m^3/ms]

Die Anwendung wird begrenzt für $1,38 \leq \frac{q_o}{q_u} \leq 1,0$, da sich bei Werten kleiner Eins kein Tauchstrahl mehr ausbildet und ein gewellter, bedeckter Oberflächenstrahl entsteht (siehe Abbildung 71). Dies führt in weiterer Folge zu geänderten Erosionsverhältnissen.

⁵⁹(vgl.[6] S.40ff.)

⁶⁰(vgl.[6] S.53 bzw. S.30ff.)

⁶¹(vgl.[6] S.54 bzw. S.40ff.)

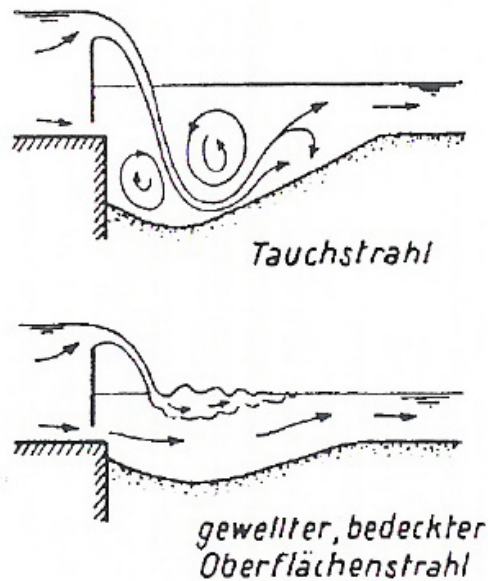


Abbildung 71: Überfall

8.1.4.2 Kolkform

Unter Voraussetzung, dass das Froud'sche Modellgesetz anwendbar ist und dass die Variablen aus der Formel (44) mechanisch ähnlich sind, wurde ein Zusammenhang von Eggenberger festgestellt⁶². Aufgrund der nicht vorhandenen Ähnlichkeit kommt es zu einer größeren Streuung. Für die praktische Anwendung der Resultate sind die Ergebnisse der Formeln (46), (47), (48) ausreichend genau.

$$\frac{l_1}{t_{max} + h_2} = 0,5 \pm 0,1 \quad (46)$$

$$\frac{l_2}{t_{max} + h_2} = 1,8 \pm 0,2 \quad (47)$$

$$\psi = 30^\circ \pm 2^\circ \quad (48)$$

l_1 ... Abstand zwischen fester Kante und max. Kolktiefe [m]

l_2 ... gesamte Länge des Kolkes [m]

t_{max} ... maximale Kolktiefe [m]

h_2 ... Unterwassertiefe [m]

ψ ... Neigung der Kolkböschung [o]

8.2 Schutzmaßnahmen

Versuche bei reinem Überfall bzw. Überströmen-Unterströmen haben gezeigt, dass der für die Kolkbildung maßgebende Korndurchmesser bei ca. 90% der Gesamtmischung liegt [6]. Erosionsschäden, welche in weiterer Folge zu Stabilitätsproblemen führen, können durch verschiedene Maßnahmen verhindert werden, welche immer auf das jeweilige Projekt abgestimmt werden müssen.

⁶²(vgl.[6] S.55ff.)

8.2.1 Kolkschutz

Folgende Maßnahmen können getroffen werden um Kolke zu verhindern ⁶³:

- Steinschüttungen
- Kolkschutzmatten
- Unterwasserbeton oder -asphalt

Schwierigkeiten stellen dabei die richtige Bemessung der Schutzschichte sowie der Übergang zur ungeschützten Sohle dar.

8.2.1.1 Dimensionierungsansätze für Steinschüttungen

Für die Ermittlung der erforderlichen Schüttsteinabmessungen der Nachkolksicherung wurden verschiedene Formeln, welche auf Sohlsicherung von Brückenbauten basieren, angewendet [1].

Die Beschreibung des Bewegungsbeginns von losen Sohlpartikeln bei normal turbulenter Strömung kann in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit durch folgenden Ansatz erfolgen:

$$v_{crit} = B \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (49)$$

$$B = 0,3366 \cdot \ln \left(\frac{h_m}{d_{crit}} \right) + 0,5874 \quad (50)$$

Der Zusammenhang der mittleren und der für den Geschiebebewegungsbeginn maßgebenden Strömungsgeschwindigkeit wird durch das Verhältniss h_m/d_{crit} berücksichtigt. Bei einem genügend breitem Gerinne ($b/h_m > 5$) und über den Querschnitt gemittelte Geschwindigkeit v_m wurde der Beiwert "B" in einem Bereich $10 < h_m/d_{crit} < 180$ ermittelt und durch Hüllkurven definiert. Die untere Grenze, welche auch gleichzeitig mit einem Sicherheitsfaktor berücksichtigt, stellt die Gleichung 50 dar.

Der empirisch Ermittelte Beiwert B berücksichtigt die Abhängigkeit des Bewegungsbeginnes von zahlreichen Parametern. Daraus ergibt sich Gleichung 51.

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{\left(0,3366 \cdot \ln \left(\frac{h_m}{d_{crit}} \right) + 0,5874 \right) \cdot \rho' \cdot g} \quad (51)$$

B ... Faktor [-]

ρ' ... relative Feststoffdichte = $\frac{\rho_F - \rho_W}{\rho_W}$ [-]

g ... Fallbeschleunigung [m/s^2]

d_{crit} ... Korndurchmesser bei Beginn der Kornbewegung [m]

d_{erf} ... Durchmesser der den Belastungen stand hält [m]

v_{crit} ... Fließgeschwindigkeit bei Kornbewegung [m/s^2]

h_m ... Mittlere Wassertiefe [m]

v_m ... Über die Gerinnebreite gemittelte Geschwindigkeit [m/s^2]

In der deutschen Industrienorm, DIN 19661 (1972), ist für den Beiwert $B = 1,5$ empfohlen. Nach COX bzw. ISBASH [4] wird für locker gelagerte Steine $B = 1,23$ angesetzt.

⁶³(vgl.[12] Kap.1, S.25)

Für Bereiche mit hoher Turbulenz, wie z.B.: bei Brückenpfeilern, empfiehlt Breusers⁶⁴ folgende Formel:

$$v_m = 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} \cdot d_{erf}} \quad (52)$$

Nach Umformung der obigen Formel erhält man d_{erf} .

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{0,59^2 \cdot \rho' \cdot g} \quad (53)$$

ρ_s ... Dichte des Gesteins [kg/m^3]

ρ_w ... Dichte des Wassers [kg/m^3]

8.2.2 Stabilisierung der Sohle

Um dem Erosionsvorgang entgegen zu wirken, können mehrere Maßnahmen getroffen werden⁶⁵:

- Querwerke

Da diese konstruktiven Maßnahmen quer zur Fließrichtung errichtet werden, stellen diese einen Fixpunkt im Gerinne dar. Dadurch kommt es zu einer Beeinflussung der Transportkapazität und Verhinderung der Parallelerosion der Sohle.

- Aufweitungen

Aufgrund des größeren Fließquerschnittes, kommt es zu einer Reduktion der Geschwindigkeit. In weiterer Folge wird die Geschiebetransportkapazität reduziert und das Sohlgefälle in diesem Bereich erhöht.

- Geschiebezugabe

Maßnahmen gegen Auflandungen sind⁶⁶:

- Baggerung

Das dynamische Gleichgewicht wird bei einer punktuellen und konstanten Geschiebeentnahme verschoben, was sich auf die Gefällsreduktion auswirkt. Für das Oberwasser wirkt dies als neuer Fixpunkt, ab dem die Sohle flussaufwärts erodiert.

- Geschiebesammler

Diese fangen das angeschwemmte Material vollständig auf und lassen einen Weitertransport nur bei vollständiger Überfüllung zu. Im Regelfall bestehen diese Baggerstellen aus einer aufgeweiteten Strecke mit einem Absturzbauwerk am Anfang und einem Aulsaufbauwerk am Ende.

⁶⁴(vgl.[1] S.13)

⁶⁵(vgl.[11] Kap.11, S.28)

⁶⁶(vgl.[11] Kap.11, S.28)

8.2.3 Uferschutz

Ufersicherungen, auch als Leitwerke bezeichnet, schützen das Ufer gegen Seitenerosion⁶⁷. Unterschieden wird hinsichtlich der Verbauung:

- flexibel: kann sich an veränderte Bedingungen anpassen z.B.: Blockwurf, Lebendverbau
- halbflexibel: können größeren Bewegungen nicht standhalten
- starr: können sich nicht anpassen z.B.: Ufermauern

8.2.3.1 Ufermauern

Verwendet wird diese Maßnahme vor allem dort, wo die Erosionssicherheit zum Schutz von Menschen und Gebäuden gewährleistet werden muss und für flexible Maßnahmen nicht genügend Platz ist. Die Konstruktion kann in Ortbetonbauweise mit Natursteinverkleidung, als Trockenmauerwerk, aus Betonelementen, Pfahlreihen, Spundwänden oder aufgeschichteten Drahtkörpern ausgeführt werden⁶⁸.

8.2.3.2 Buhnen ⁶⁹

Durch diese Einbauten wird der Abflussquerschnitt geometrisch und hydraulisch eingengt. Zwischen dem Hauptgerinne und den Buhnenfeldern findet ein Austausch, welcher die Strömung beeinflusst und der Abfluss zur Gerinnemitte hingezogen wird, statt (siehe Abbildung 72).

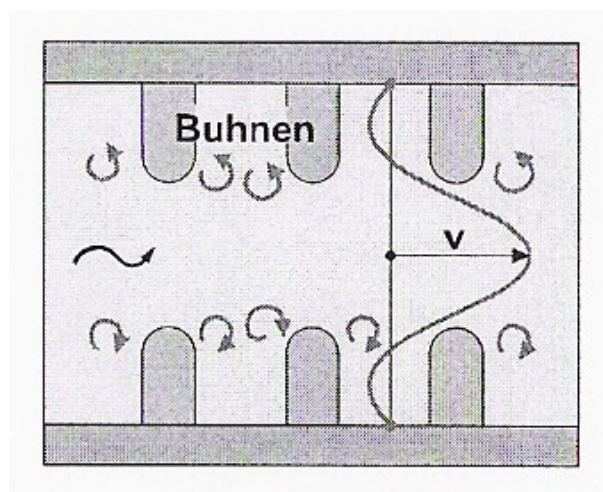


Abbildung 72: Charakteristische horizontale Verteilung der Geschwindigkeiten bei Buhnen [11, Kap.11, S.34]

Die verschiedenen Anordnungsformen sind in der Abbildung 73 dargestellt. Die senkrechte Variante wird hauptsächlich dann verwendet wenn die Flusssohlenmitte vertieft werden soll. Die deklinante Buhne führt zu tiefen Kolken hinter der Buhne, da die Strömung bei höherem Durchfluss auf das Ufer geleitet wird. Daher wird diese Möglichkeit primär als Gestaltungselement verwendet. Die inklinante Buhnenform wird am häufigsten verwendet, da sie sowohl als einzelnes Gestaltungselement wie auch als Schutz der Ufer im Buhnensystem gute Effekte erzielt.

⁶⁷ (vgl.[11] Kap.11, S.33ff.)

⁶⁸ (vgl.[11] Kap.11, S.34)

⁶⁹ (vgl.[11] Kap.11, S.34ff)

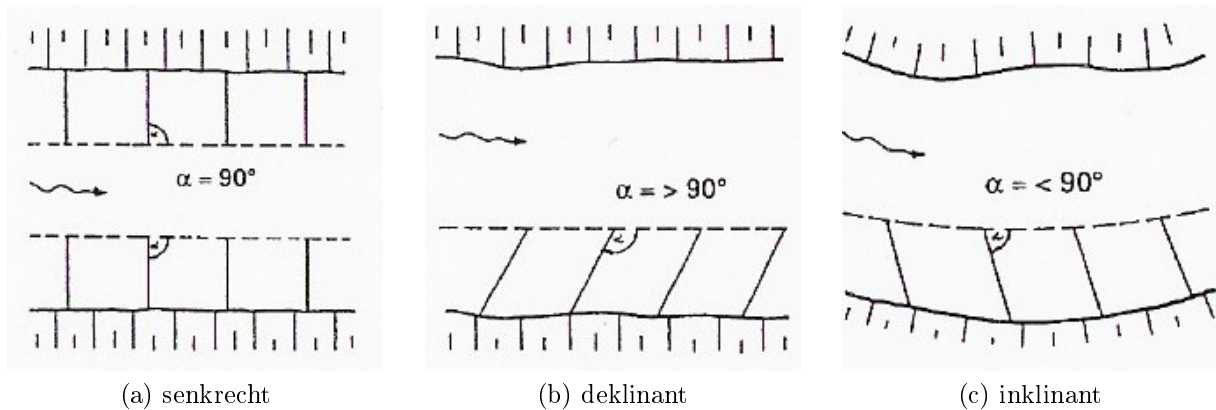


Abbildung 73: Anordnung von Buhnen [11, Kap.11, S.35]

Alle drei zuvor genannten Varianten können überströmbar oder nicht überströmbar ausgebildet werden und aus groben Steinen sowie mit biologischen Materialien (z.B.: Flechtwerksbuhne) hergestellt werden. Größere Kolke treten bei nicht überströmten Buhnen im Oberwasser und seitlich des Buhnenkopfes auf. Die Ufer bei überströmten Buhnen sind höheren hydraulischen Belastungen ausgesetzt, weshalb die Kolke näher bei der Uferlinie und bei der Einbindung in die Böschung auftreten (siehe Abbildung 74).

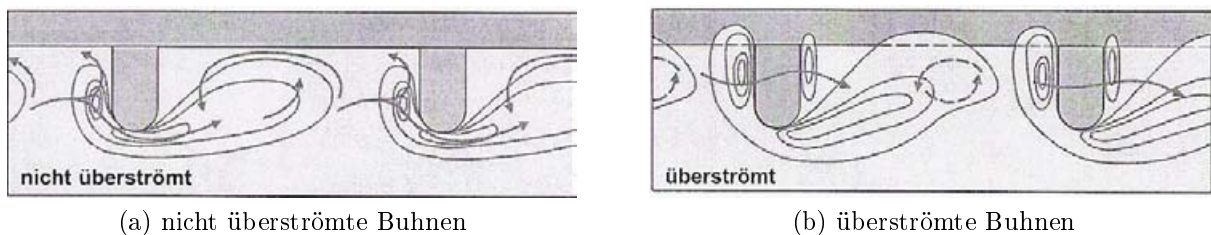


Abbildung 74: Kolkbildung bei Buhnen [11, Kap.11, S.36]

8.2.3.3 Blockwurf, Blocksatz

Diese Maßnahme wird an örtlich höher beanspruchten Ufern angewendet wie z.B.: Erosionsschutz auf der Wasserseite von Dämmen, Vermeidung von Uferanrissen etc. . Die Blöcke werden so "flexibel-verlegt, dass sich diese den Setzungen und Unterkolkungen anpassen können. Um innere Erosion bei größeren Fugen zwischen den Steinen zu vermeiden, soll auf einen guten Verband geachtet werden oder eine Filterschicht oder Geotextil verwendet werden. Der wichtigste Teil für die Stabilität und Wirkungsweise dieser Sicherungsvariante stellt der Fuß dar. Daher sollte bis auf die zu erwartende Kolkentiefe fundiert werden oder ein Kolkenschutzteppich eingebracht werden. Im Falle einer Erosion rutscht der darüberliegende Block nach und schützt das Ufer (siehe Abbildung 75).

Beim Blocksatz, welcher ein spezieller Fall des Blockwurfes ist, ist das Gefüge besonders kompakt und die Fugen und Rauigkeiten sehr klein. Daher nähert man sich einer monolithischen oder starren Bauweise⁷⁰.

⁷⁰(vgl.[11] Kap.11 S.37)

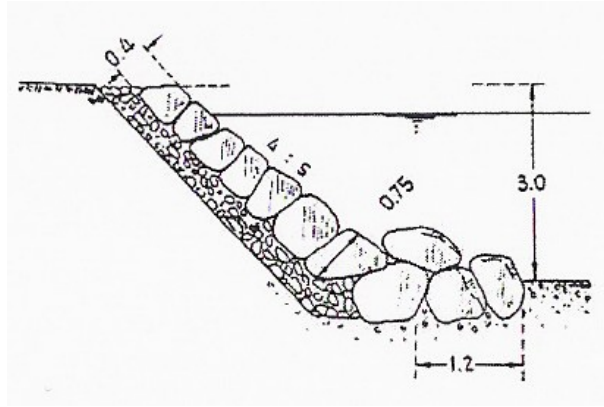


Abbildung 75: Blockwurfsicherung [11, Kap.11, S.34]

Bemessung des Blockwurfes ⁷¹

Basierend auf der Gleichgewichtsbetrachtung am Einzelkorn wurde die untenstehende Formel (54) abgeleitet. Die angreifende Kraft ergibt sich als Resultierende aus der Tangentialkomponente des Gewichtes und der Strömungskraft (siehe Abbildung 76). Da die Strömungskraft für den Transportbeginn nur schwer berechenbar ist, wird sie durch die dimensionslose Schubspannung ersetzt.

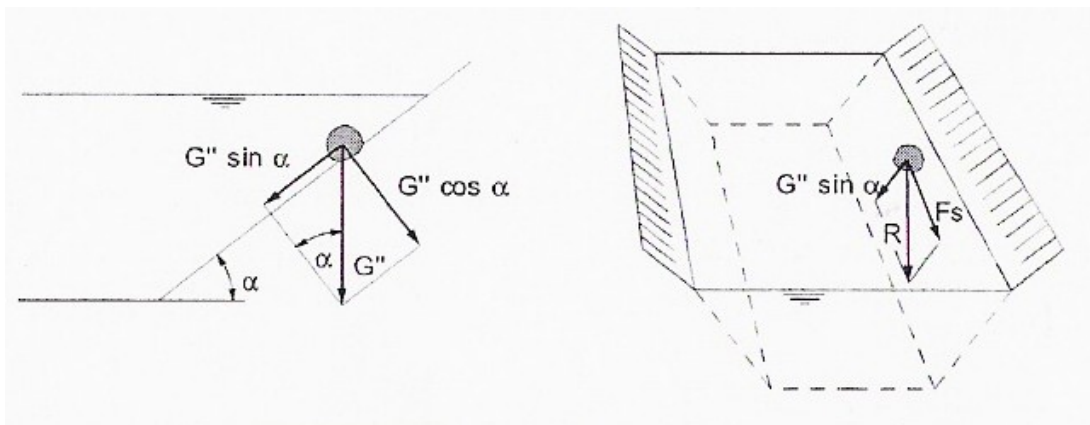


Abbildung 76: Stabilitätsberechnung eines Blockwurfes [11, Kap.11, S.38]

$$\theta_{cr,\alpha} = \theta_{cr} \cdot \cos \alpha \cdot \sqrt{1 - \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2}} \quad (54)$$

Wenn der hydrodynamische Auftrieb berücksichtigt werden soll, kommt man auf Formel (55):

$$\theta_{cr,\alpha} = \theta_{cr} \cdot \cos \alpha \cdot \left(1 - \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2}\right) \quad (55)$$

$\theta_{cr,\alpha}$... dimensionslose kritische Schubspannung des Kornes in der Böschung [-]

θ_{cr} ... dimensionslose kritische Schubspannung eines gleichgroßen Kornes in einer ebenen Sohle [-]

θ_{cr} kann bei einheitlicher Korngröße aus dem Shields-Diagramm (15) ermittelt werden

⁷¹(vgl.[11] (Kap.11, S.37ff.))

α ... Böschungsneigung
 φ ... innerer Reibungswinkel

Für den Blockwurf am Ufer muss die maximal wirkende Strömungsbelastung ermittelt werden. Wie in Abbildung 39 für einen trapezförmigen Querschnitt dargestellt, nimmt die Belastung der Böschung mit der Tiefe zu. Damit es zu keinem Stabilitätsverlust in der Böschung kommt, darf die angreifende Schubspannung θ nicht größer als die kritische Schubspannung θ_{cr} (Formel (15)) des Einzelkornes sein (siehe Gleichung (56) und (57)).

$$\theta \leq \theta_{cr,\alpha} \quad (56)$$

$$\frac{0,77 \cdot h \cdot J}{(s-1) \cdot d} = \theta_{cr} \cdot \cos \alpha \cdot \left(1 - \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2}\right) \quad (57)$$

J ... Sohlgefälle [-]
 $s = \rho_s / \rho_w$... relative Dichte des Sohlmaterials zum Wasser; $s \approx 2,65$ [-]
 d ... Steindurchmesser [m]

Die allgemein gültige Formel für die Berechnung des erforderlichen Durchmessers in Abhängigkeit von der Höhe des Wasserspiegels $h_{(z)}$ über dem betrachteten Block in einem geraden Flussabschnitt lautet:

$$d \geq \frac{0,77 \cdot h_{(z)} \cdot J}{\theta_{cr} \cdot (s-1) \cdot \cos \alpha \cdot \left(1 - \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2}\right)} \quad (58)$$

$h_{(z)}$... Wassertiefe [m]

Einen Sicherheitsbeiwert S zwischen 1,0 und 1,2 zu Gleichung (58) zuzuschlagen und für $\theta_{cr} = 0,047$ zu verwenden wird von Stevenson und Simon vorgeschlagen. Dadurch ergibt sich (59):

$$d \geq \frac{0,77 \cdot h_{(z)} \cdot J}{\theta_{cr} \cdot (s - 1) \cdot \cos \alpha \cdot \left(\frac{1}{S} - S \cdot \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2} \right)} \quad (59)$$

8.2.3.4 Gabionen (Drahtschotterkörper)

Diese Maßnahme zählt zu den halbflexiblen Bauweisen, da der aus Drahtgeflecht bestehende und mit Steinen befüllte Korb sich kleinen Setzungen anpassen kann. Um Unterkolkungen zu vermeiden sollten die einzelnen Körper nach hinten verankert werden. Weiters ist eine Beschädigung des Drahtes durch Geschiebe oder dem Oxidationsvorgang nicht auszuschließen⁷².

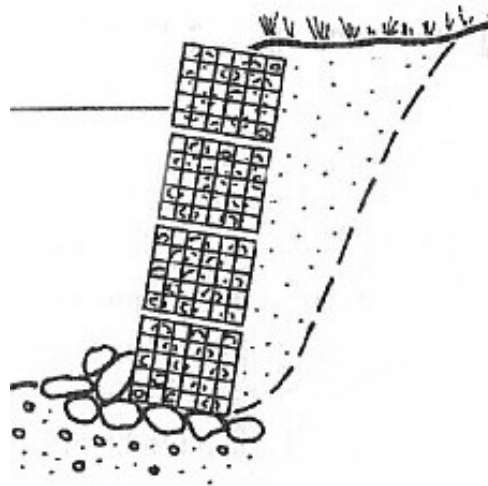


Abbildung 77: Gabionen (Drahtschotterkörper) [22, S.331]

8.2.3.5 Holzkasten (Krainerwand)

Dieses Verfahren eignet sich besonders gut als Sofortmaßnahme. Kästen aus Rundhölzer, welche in den Ecken im rechten Winkel zueinander liegen, werden miteinander verbunden und anschließend mit Steinen befüllt. Eine Unterkolkung kann durch Pfähle oder großen Steinen vermieden werden⁷³.

⁷²(vgl.[11] Kap.11 S.40)

⁷³(vgl.[11] Kap.11 S.40ff.)

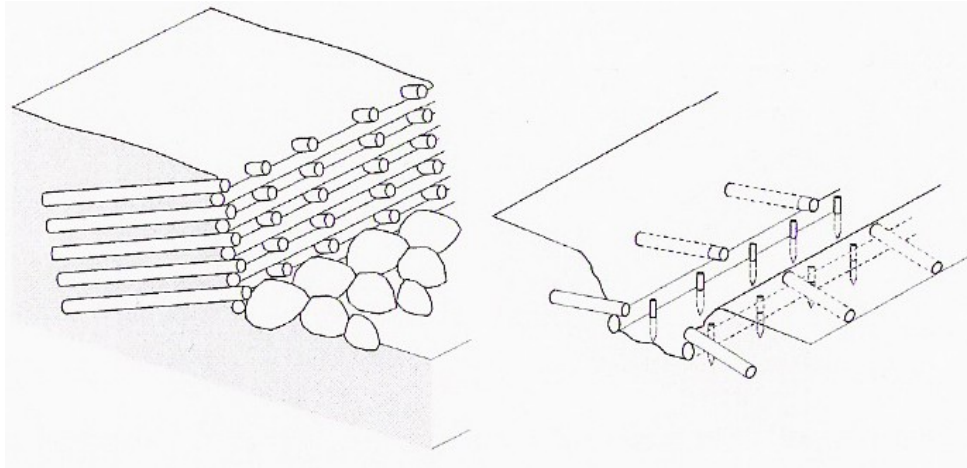


Abbildung 78: Holzkasten (Krainerwand)[11, Kap.11, S.41]

8.2.3.6 Lebendverbau ⁷⁴

Die Stabilisierung wird durch den Pflanzenwachstum erreicht, da die Wurzeln eine Art Armierung darstellen (siehe Abbildung 79). Ein Ausreißen der Bepflanzung (z.B.: Weiden, Erlen, Sanddorn etc.) ist nur bei lockerem Bestand möglich. Aufgrund des dichten Bewuchses in diesem Abschnitt kommt es zu einer lokalen Reduktion der Fließgeschwindigkeit, welche im Umkehrschluss die Sedimentation wieder fördert.

Der Flechtzaun (siehe Abbildung 79a) kann für die Sicherung eines Böschungsfußes bei niedrigen Höhen angewendet werden. Hier werden in 1-m-Abständen Holzpfähle eingeschlagen. Der Abstand dazwischen wird mit biegsamen, miteinander verwobenen Ruten geschlossen. Da leicht eine Beschädigung auftreten kann, ist diese Lösung nur für Fließgewässer mit niedrigem Geschriebetrieb verwendbar.

Als Deckbauweise können auch Weidenspreitlagen (siehe Abbildung 79b), meist leicht schräg geneigt, auf die zu schützende Oberfläche aufgebracht werden. Dadurch kann ein rascher Schutz gegen fließendes Wasser erzielt werden.

Eine weitere Möglichkeit den Böschungsfuß zu sichern stellt das Faschinenbündel dar (siehe Abbildung 79c). Hier werden Weidenruten zu Bündel zusammengebunden und mit Pflöcken fixiert. Diese flexible Sicherung bietet auch einer Vielzahl von Lebewesen einen neuen Lebensraum. Bei zu hohen Geschwindigkeiten stellen diese aber keine ausreichende Absicherung dar.



(a) Flechtzaun

(b) Weidenspreitlagen

(c) Faschinen

Abbildung 79: Uferschutz - Lebendverbau [11, Kap.11, S.42ff.]

⁷⁴(vgl.[11] Kap.11 S.41ff.)

8.3 Berechnung

Die empfohlene Variante der Nachkollsicherung besteht aus zwei verschiedenen Steingrößen (1,2m bzw. 0,60m). Diese Dimensionen werden zu Kontrollzwecken an zwei verschiedenen Querschnitten nachgerechnet.

Die Flussbreite B im Bereich nach der Tosbeckenschwelle beträgt 34,00m. Ab einer Durchflussmenge von ca. HQ_{30} kommt es zu einem Überströmen der Auslauftrennmauer (siehe Kapitel 9.1). Dieser Einfluss wurde nicht berücksichtigt. Das Sohlgefälle I wurde 5,67‰ bzw. 0,8‰ je nach Berechnungsabschnitt verwendet.

Ab ungefähr km-163,332 im Unterwasser wird die Sohle mit losen Steinen gesichert. An den Abschlussstein grenzt die natürliche Sohle wieder an. Die Gerinnebreite in diesem Abschnitt (ohne Inselzone) beträgt ca. 59m.

Errechnet kann man sich der Beiwert "B" (siehe Gleichung 50) aus dem charakteristischen Durchmesser d_{char} nach Gleichung 15 und durch einsetzen von $\theta_{cr} = 0,047$ (=Bewegungsbeginn). Der Hydraulische Radius R wurde für den Bereich nach dem Turbinenauslauf für ein Trapezprofilquerschnitt berechnet. Für die relative Dichte des Sohlmaterials zum Wasser $s = 2,65$ angenommen. Im hochturbulenten Bereich nach der Tosbeckenendschwelle führen die Berechnungsergebnisse zu keinem realistischen Wert, weshalb sie in der Tabelle 20 nicht angeführt werden.

Tabelle 20: Ermittlung der erforderlichen Steingröße mit $B=34m$

	Q [m ³ /s]	h_m [m]	v_m [m/s]	DIN19661 [m]	COX bzw. ISBASH [m]
HQ_1	440,00	3,00	4,314	1,354	2,014
HQ_5	655,00	4,35	4,429	1,427	2,122
HQ_{30}	825,00	5,02	4,834	1,700	2,528
HQ_{100}	888,00	5,56	4,697	1,606	2,388

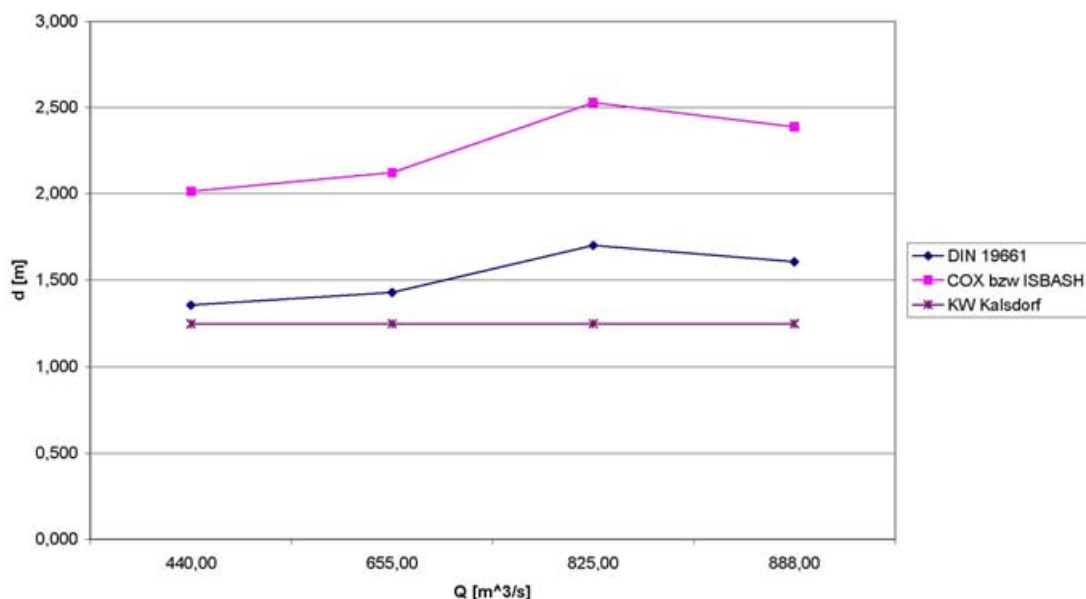


Abbildung 80: Grafische Darstellung der Schüttsteindurchmesser

Die Berechnungsergebnisse für den Gerinnequerschnitt bei der Beruhigungszone sind in der Tabelle 21 zusammengefasst.

Tabelle 21: Ermittlung der erforderlichen Steingröße mit $B=59\text{m}$

	Q [m^3/s]	h_m [m]	v_m [m/s]	$DIN19661$ [m]	COX bzw. ISBASH [m]	mit $B_{empirisch}$ [m]
HQ_1	440,00	3,00	2,486	0,450	0,669	0,492
HQ_5	655,00	4,35	2,552	0,474	0,705	0,495
HQ_{30}	825,00	5,02	2,785	0,565	0,840	0,587
HQ_{100}	888,00	5,56	2,707	0,533	0,793	0,551

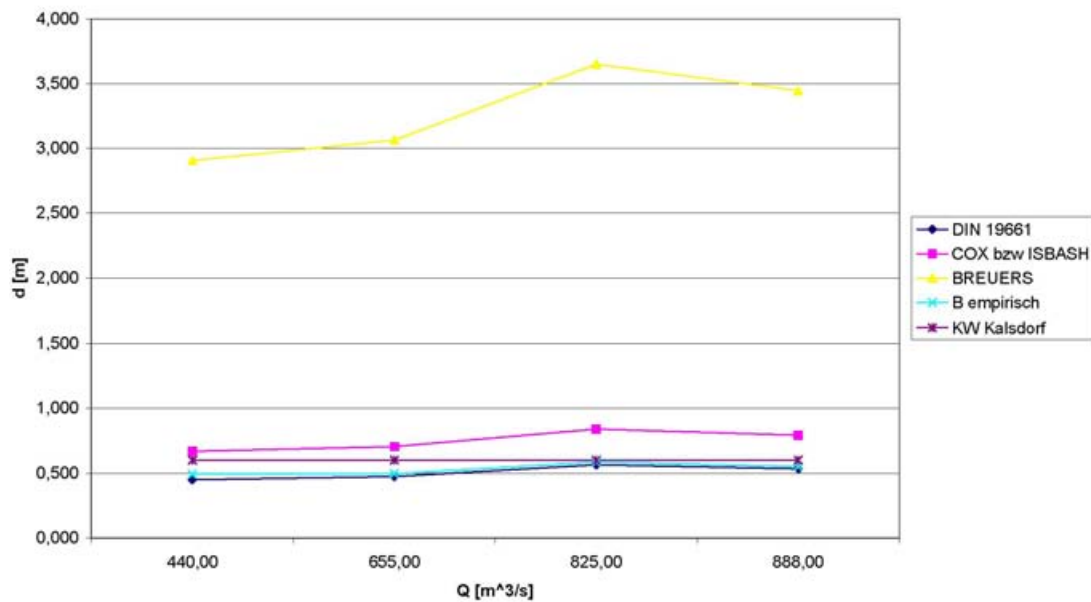


Abbildung 81: Grafische Darstellung der Schüttsteindurchmesser ^B

B . . . Die Formel nach Breuers führt zu zu großen Dimensionen! Stimmt nicht mit den Beobachtungen aus dem Versuch überein!

Bei Anwendung der Formel 52 von Breusers für die Bereiche nach der Tosbeckenendschwelle und bei der Beruhigungszone, kommt es in beiden Fällen zu einer Überdimensionierung der Steingröße. Dies liegt daran, dass die Formel für die Bemessung des Schüttsteindurchmessers für den bauwerksnahen, hochturbulenten Bereich der Strömung entwickelt wurde ⁷⁵. Die Dimensionen, welche zu sehr von dem im Versuch bestätigtem Durchmesser von 1,25m abweichen, wurden mit " B " in der Tabelle 22 gekennzeichnet.

⁷⁵(vgl.[1] S.13)

Tabelle 22: Ermittlung der erforderlichen Steingröße bei hoher Turbulenz^B

	Q	h_m	Breite = 34m		Breite= 59m	
	[m^3/s]	[m]	v_m	d_{erf}	v_m	d_{erf}
			[m/s]	[m]	[m]	[m]
HQ ₁	440,00	3,00	4,314	8,752 B	2,486	2,906 B
HQ ₅	655,00	4,35	4,429	9,224 B	2,552	3,063 B
HQ ₃₀	825,00	5,02	4,834	10,988 B	2,785	3,649 B
HQ ₁₀₀	888,00	5,56	4,697	10,378 B	2,707	3,446 B

B . . . Die Formel nach Breuers führt zu zu großen Dimensionen! Stimmt nicht mit den Beobachtungen aus dem Versuch überein!

Der Vergleich zeigt, dass die, für den normal turbulenten Bereich, berechneten mit den im Modellversuch verwendeten Steingrößen im breiterem Gerinnequerschnitt ($B = 59m$) übereinstimmen. Lediglich der Ansatz von Cox bzw. Isbash führt zu größeren Durchmessern.

Beim Abschnitt nach der Tosbeckenschwelle variieren die Ergebnisse stärker und überschreiten immer $1,25m$ (=Steingröße im Bereich der Rampe). Die Ausblasversuche (siehe Kapitel 9.3) und Dauerbelastungsversuche (siehe Kapitel 9.2) haben gezeigt, dass die verwendeten Steindimensionen den Beanspruchungen standhalten. Auch steht bei einem Hochwasserereignis mehr Querschnittsfläche zur Verfügung, da die Auslauftrennmauer überspült wird. Dies wurde aber in der Berechnung, zwecks Vereinfachung, nicht berücksichtigt.

Die Steingrößen für den sehr turbulenten Bereich überschreiten in beiden Bereichen um ein Vielfaches den vorhandenen Durchmesser. Beim vorliegendem Projekt werden die Bruchsteine zusätzlich in Beton versetzt und haben den Belastungen im Vollmodell standgehalten. Die große Abweichung kommt daher, da die angewendete Formel 53 für Kolke bei Brückenpfeilern bzw. für bauwerksnahe, hohturbulente Strömung entwickelt wurde. Die Turbulenzen bei der Rampe haben eine ganz andere Form und sind durch die Energiedissipation im Tosbecken bereits geringer.

Ein weiteres Problem stellt die schwer Definier- und Einteilbarkeit der Turbulenz sowie die Erfassung der dreidimensionalen Strömung in Formeln dar.

9 Versuchsgeschichte - Kolk- und Böschungsschutz

Durch diese Versuche sollen allfällige vorhandene Schwachstellen in der Sohle, der Sohlsicherung bzw. der Böschung (siehe Abbildung 82) erkannt werden. Basierend auf dem Vorprojekt KW Gössendorf wurde die Nachkolkssicherung im Tosbeckenunterwasser weiter ins Unterwasser verlängert und eine Filterschicht darunter angeordnet.

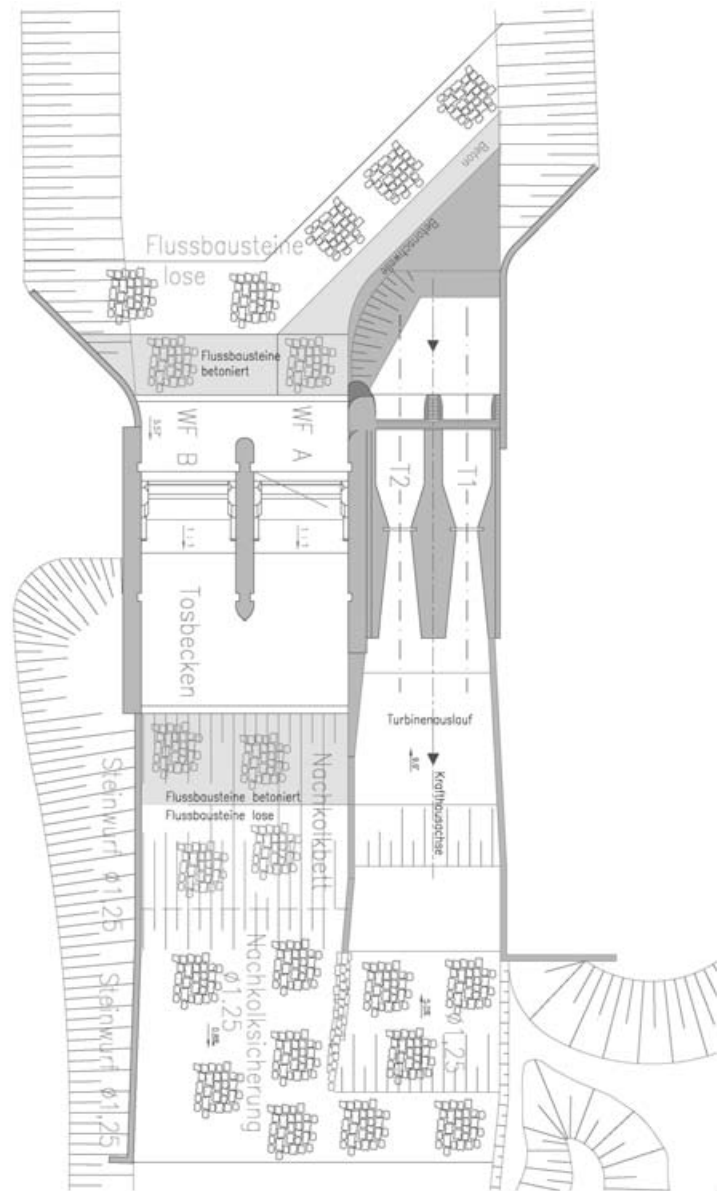


Abbildung 82: Steinsicherung Böschung/Sohle für den Ausgangszustand

9.1 Abfahren der Hochwasserwelle

Die Wassermenge wurde gemäß der synthetischen Hochwasserwelle (siehe Abbildung 31) stufenweise eingestellt und somit die anlaufende Welle in einem Zeitraum von ca. 8 h im Modell, welche ca. 50 h in der Natur entsprechen, simuliert. Der Unterwasserpegel wurde bei *km163,1251* (= Profilnummer 31 lt. Plan) auf die zugehörigen Werte (siehe Tabelle 5) eingestellt.

Im Anströmbereich des Wehres ist neben einer Sohlsicherung, durch in Beton versetzte Steine, ein weiterer Bereich mit lose versetzten Steinen (Größenklasse 1, 25 m in der Natur) ins Oberwasser angeordnet worden (Abbildung 83). Diese Maßnahmen soll ein Unterspülen des Tosbeckens sowie Kolk Schäden verhindern.



Abbildung 83: Kolkssicherung beim Vorboden und Anströmbereich der Wehre

Die Unterwassersohle wird ab dem Ende des Kolksschutzes stark angegriffen (Abbildung 84 und Abbildung 46). Das dabei erodierte Material lagerte sich teilweise weiter flussabwärts, am Beginn der Aufweitung des Flusses im Unterwasserbereich, wieder an. Durch rückschreitende Erosion wird der Böschungsfusspunkt auf einer Strecke von etwa 100m flussab in Mitleidenschaft gezogen.



Abbildung 84: Geschiebe- und Sohlenverhältnisse im Auslaufbereich.

Die durch eine Flügelmauer abgesicherte Böschung entlang der Nachkolksicherung wird ab einem Durchfluss von ca. $590\text{m}^3/\text{s}$ überspült und die losen Steine weg gespült. Bis zur Steigerung des HQ_{100} ($888\text{m}^3/\text{s}$) war der Großteil erodiert (siehe Abbildung 85).



Abbildung 85: Wehrseitige Böschung im Unterwasser

Ab einem Durchfluss von HQ_1 ($= 440\text{m}^3/\text{s}$) kommt es zu einer Erosion der Oberflächensicherung der Insel durch den Wellenschlag (siehe #1– Abbildung 86). Ein weiterer maßgebender Betriebszustand tritt bei asymmetrischer Abströmung im Falle des Einmaschinenbetriebes auf. Bei einem Durchfluss von ca. $750\text{m}^3/\text{s}$ wird die Steinsicherung der Böschung der Dämme um die Beruhigungszone beeinträchtigt. Im Übergangsbereich (#2– Abbildung 86) der linksufrigen Flügelmauerwange bei der Turbine 1 am Dam und am linksufrigen Prallufer (#3– Abbildung 86) kommt es zur Erosion.



(a) Beginnende Erosion



(b) nach der HQ_{100} – Welle

Abbildung 86: Erosionsverlauf der Insel

Um Schäden zu vermeiden, muss an den stärker beanspruchten Böschungsbereichen ein größeren Steindurchmesser verwendet werden.

An den linksufrigen Prallufern (#2 und #3) sowie der Abschnitt der Insel, welcher am nächsten zu den Turbinen ist, empfiehlt sich ein Durchmesser von 1,25m zu verwenden. Die restliche flussnahe Böschungsseite der Insel (#1) kann mit einer Steingröße von 0,60m belegt werden.

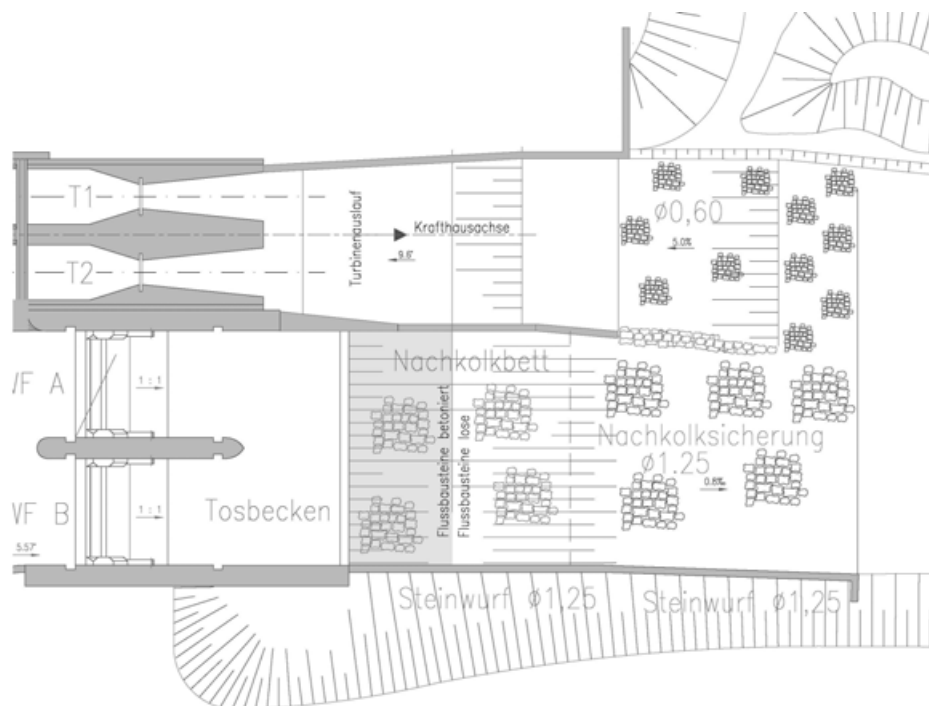
Weiters sollten mindestens drei Fußsteine (Durchmesser 1,25m) in diesem Unterwasserabschnitt angeordnet werden.

9.2 Dauerbelastung mit HQ_{30}

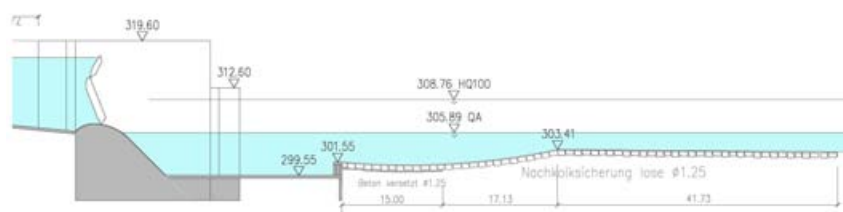
Bei diesem Versuch wirkt eine Stunde (= ca. 6 Stunden in der Natur) lang die Belastung eines HQ_{30} ($81,5\text{l/s} = 825\text{m}^3/\text{s}$) ein. Davor und danach wird jeweils die Sohle vermessen, um die Erosion im Nachkolkbereich besser qualitativ erfassen zu können.

9.2.1 Nachkolkbereich - Ausgangszustand

Die Nachkolkabsicherung ($\varnothing 1,25\text{m}$) wurde über einer Filterschicht ausgeführt (siehe Abbildung 87 und Abbildung 88). Im Bereich des Turbinenauslaufes wurde nach dem Tosbecken ein kleinerer Durchmesser (ca. $0,6\text{m}$) verwendet.



(a) Grundriss

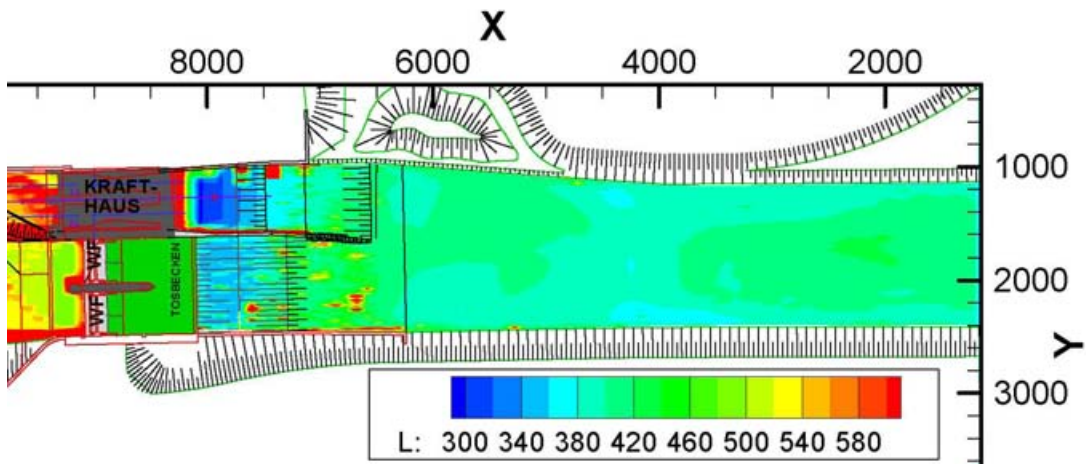


(b) Schnitt durch das Wehr

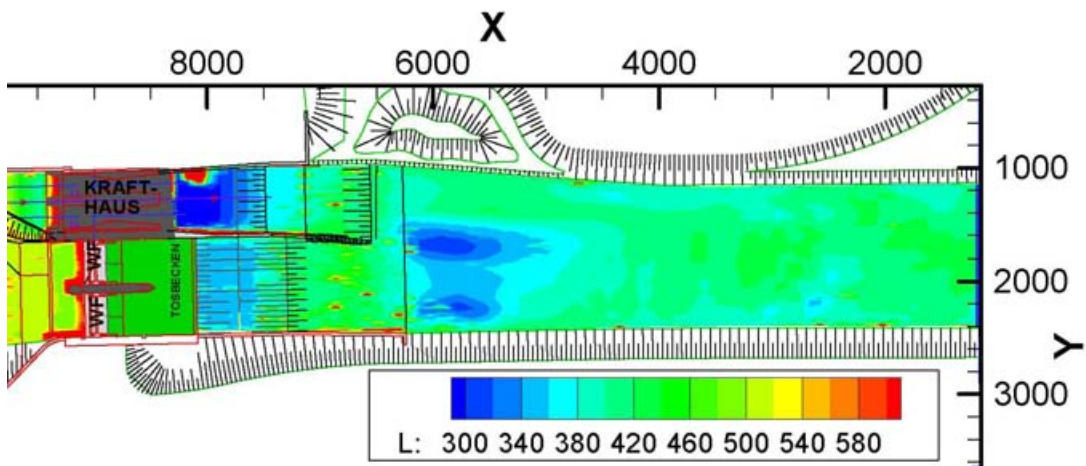
Abbildung 87: Planliche Darstellung des Ausgangszustandes

(a) vor dem HQ_{30} (b) nach dem HQ_{30} (c) vor dem HQ_{30} (d) nach dem HQ_{30} Abbildung 88: Nachkolkbereich - Ausgangszustand vor und nach dem HQ_{30}

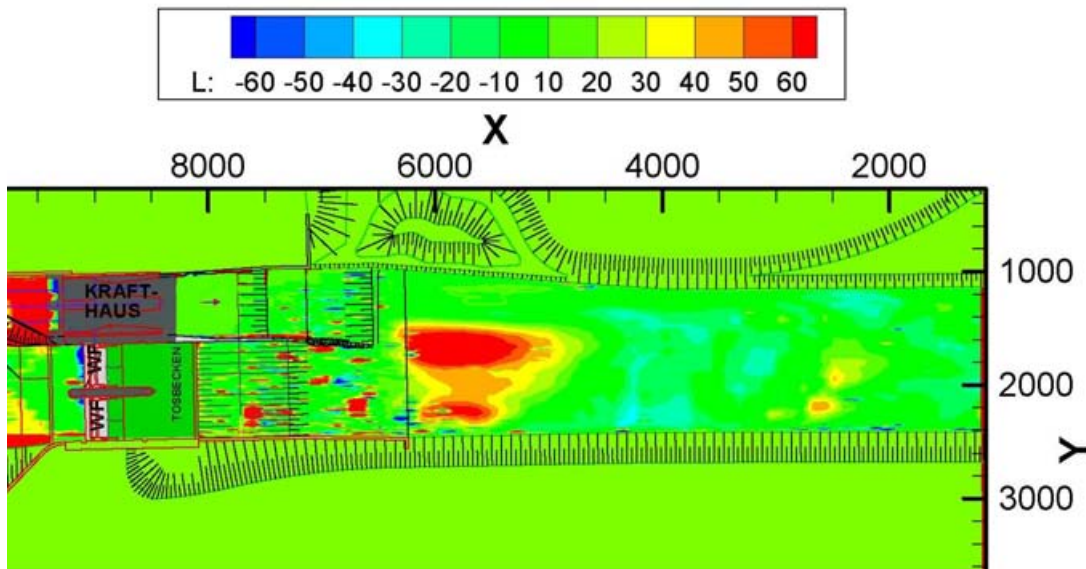
Am Ende der Versuchszeit wurde eine Vertiefung nach der unbefestigten Nachkolkssicherung festgestellt. Im Bereich des Turbinenauslaufes sowie links von der Steinmauer, in Fließrichtung betrachtet, kommt es zur Ablagerung von Sedimenten. Die wehrseitige Böschung ist ebenfalls stark beansprucht worden. Es ist zu einem Abtrag direkt nach dem Wehr sowie nach dem Übergang der Stützmauer in den angrenzenden Begleitdamm gekommen. Durch die Sohleintiefung in diesem Bereich wird der Böschungsfußstein unterspült und es kommt zu einem Nachrutschen der Steinsicherung gleich nach der rechtsufrigen Winkelstützmauer.



(a) Gemessene Modellhöhen vor der Dauerbelastung[mm]



(b) Gemessene Modellhöhen nach der Dauerbelastung[mm]

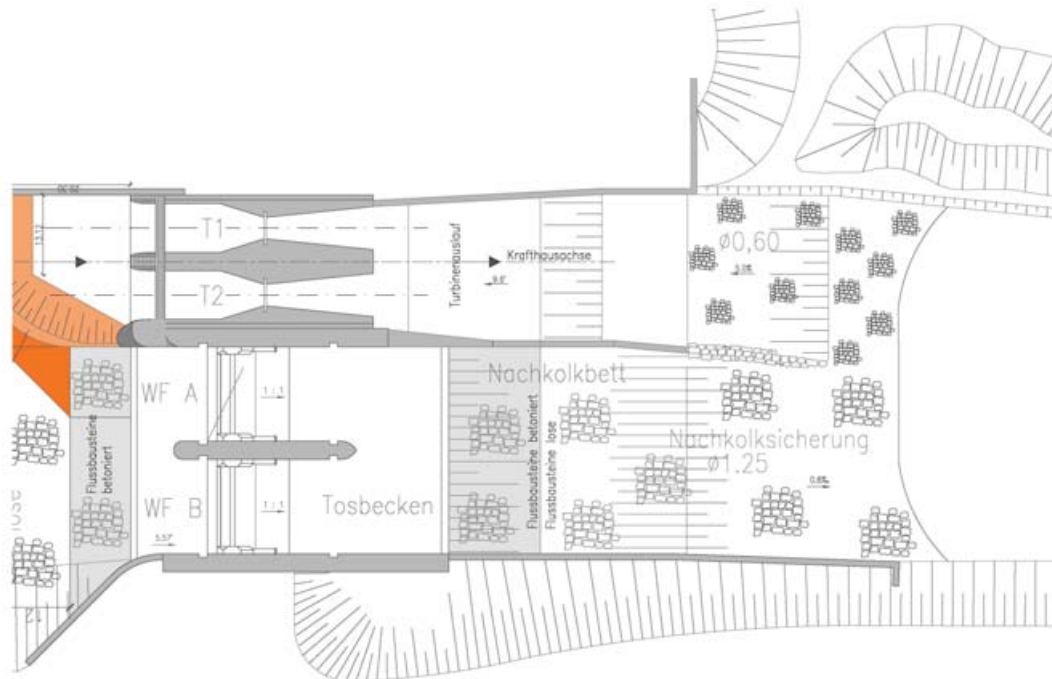


(c) Differenz der gemessene Sohlhöhen[mm]

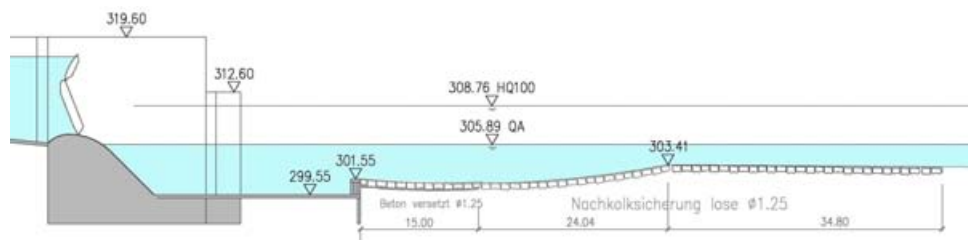
Abbildung 89: Gemessene Sohlhöhen im Modell

9.2.2 Verlängerung der ausgerundeten Rampe des Nachkolkbereiches

Der vorhergehende Versuch zeigt eine schlechte Energieumwandlung nach der Tosbeckenschwelle und eine Eintiefung nach dem Nachkolkbereich. Daher ist die ausgerundete Rampe (siehe Abbildung 10b) weiter in den Unterwasserbereich gezogen und der Übergang des Nachkolkbereiches mit der Flusssohle im Grundriss schwalbenschwanzförmig ausgeführt worden (siehe Abbildung 90 und linke Spalte der Abbildung 91).



(a) Grundriss

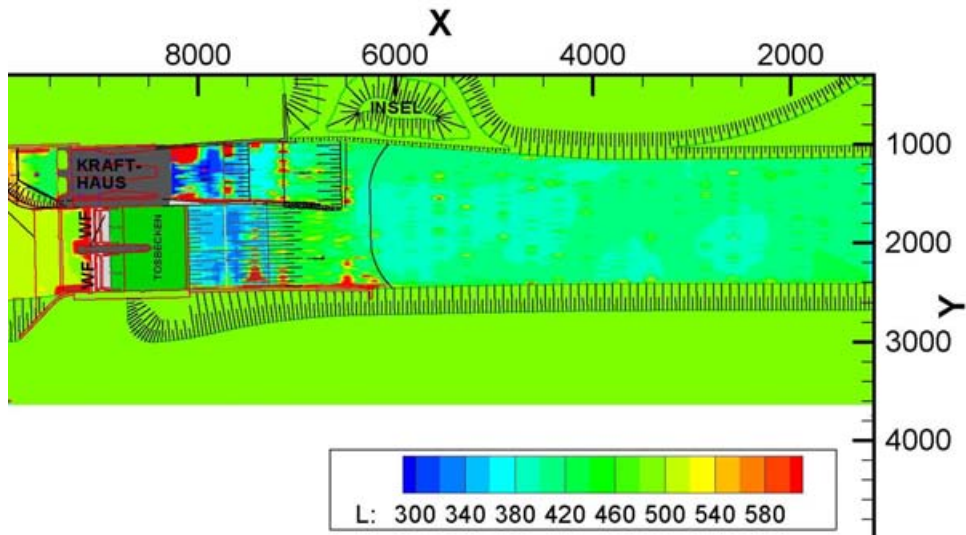


(b) Schnitt durch das Wehr

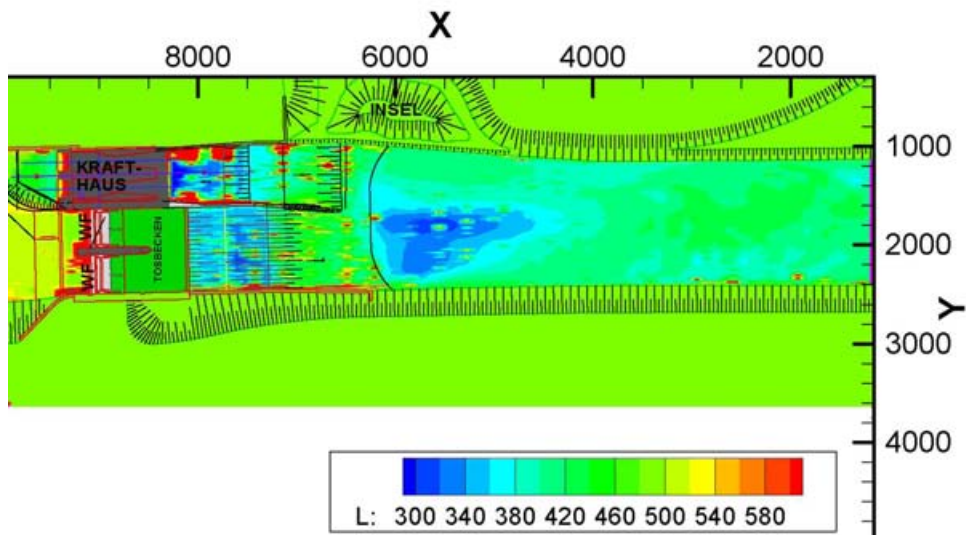
Abbildung 90: Planliche Darstellung der Variante 1

Nach der Versuchsdurchführung sind die Vertiefungen in der Flusssohle, nach der Nachkolksicherung im Unterwasser, in Verlängerung der Mittelachse der Wehrfelder, deutlich erkennbar. Die Erosion beschränkt sich, in Fließrichtung betrachtet, auf einen Bereich zwischen Leitwand und rechter Dammmauer. In Verlängerung des Turbinenauslaufes wurde ebenfalls, wie in Kapitel 9.2.1, die Sohle nicht angegriffen. Die lose Steinsicherung der wehrseitigen Böschung beim Wehrfeld B ist erodiert worden. Der Großteil davon hat sich im Nachkolkbereich abgelagert und wurde nicht weitertransportiert (siehe rechte Spalte der Abbildung 91). Links von der Leitwand, zwischen Turbinenauslauf und Wehrfeld A, kommt es zur Sedimentation bis zum Ende des Kolkschutzes.

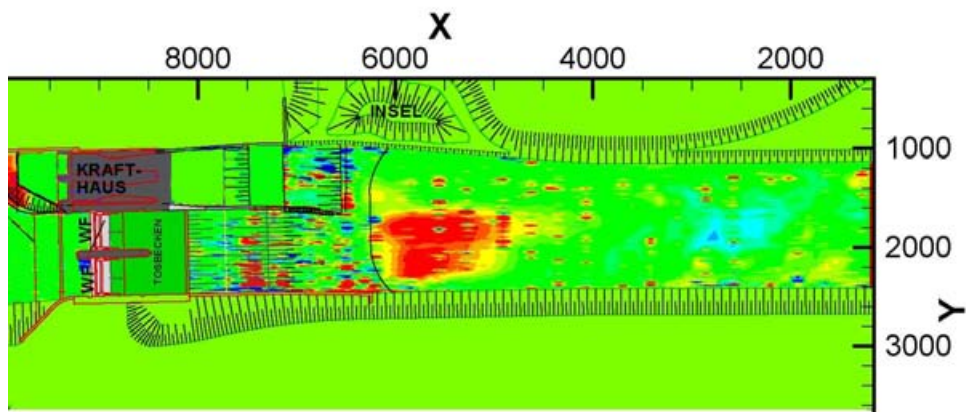
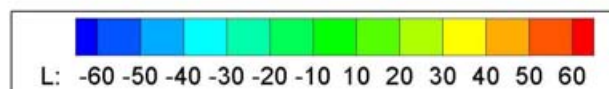
(a) vor dem HQ_{30} (b) nach dem HQ_{30} (c) vor dem HQ_{30} (d) nach dem HQ_{30} (e) vor dem HQ_{30} (f) nach dem HQ_{30} Abbildung 91: Nachkolkbereich Var.1 - vor und nach dem HQ_{30}



(a) Gemessene Modellhöhen vor der Dauerbelastung[mm]



(b) Gemessene Modellhöhen nach der Dauerbelastung[mm]



(c) Differenz der gemessene Sohlhöhen[mm]

Abbildung 92: Gemessene Sohlhöhen im Modell

9.2.3 Verlängerung der ausgerundeten Rampe des Nachkolkbereiches und Tosbecken mit niedriger Stufe

Aufgrund der Eintiefung beim zuvor durchgeführten Versuch (siehe Kapitel 9.2.2) nach dem Nachkolkbereich und der Turbulenzen im Bereich des betonierten Nachkolkbettes ist das Tosbecken adaptiert worden. Zwischen der Dammbalkennische und Tosbeckenschwelle wird das Tosbecken (2,7cm im Modell = 1,08m in Natur) erhöht (siehe Abbildung 93 und Abbildung 94). Der schwalbenschwanzförmige Übergang der Nachkalksicherung im Unterwasserbereich sowie die weiter gezogene ausgerundete Rampe sind, wie bei den vorigen Versuchen, beibehalten worden.

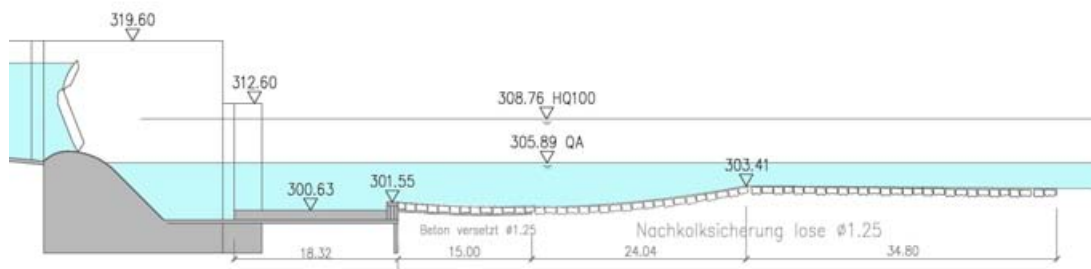
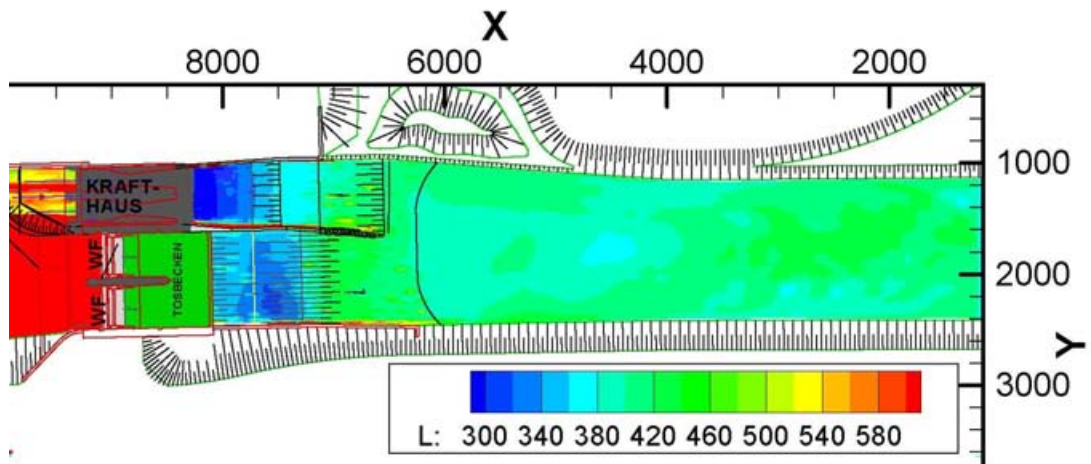


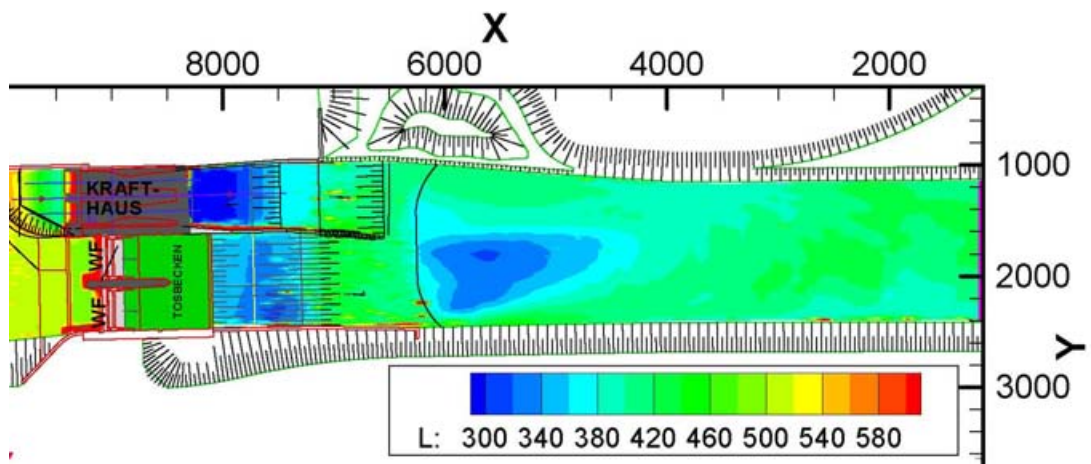
Abbildung 93: Schnitt durch das Wehr

(a) vor dem HQ_{30} (b) nach dem HQ_{30} (c) vor dem HQ_{30} (d) nach dem HQ_{30} Abbildung 94: Nachkolkbereich Var.1 - Tosbecken Var.1: vor und nach dem HQ_{30}

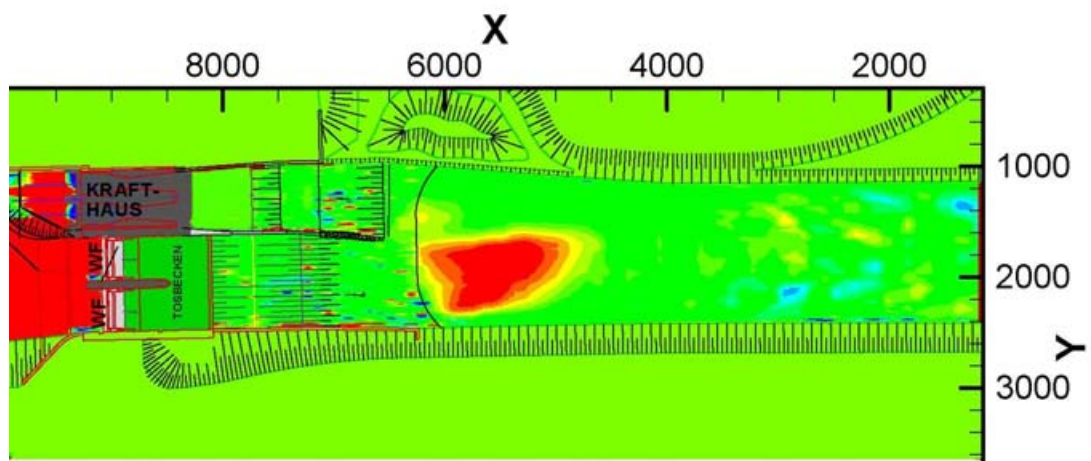
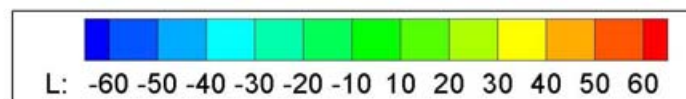
Nach dem Versuchsablauf ist erkennbar, dass die Unterwassersohle sich weniger stark im selben Bereich eingetieft hat. Aufgrund der besseren Energieumwandlung im Tosbecken ist die lose Steinsicherung der wehrseitigen Böschung beim Wehrfeld B nicht abgespült worden. Im Vergleich zum vorhergehenden Versuch (siehe Kapitel 9.2.2) wurde in Fortsetzung der Auslaufftrennmauer weniger Sedimente abgelagert.



(a) Gemessene Modellhöhen vor der Dauerbelastung[mm]



(b) Gemessene Modellhöhen nach der Dauerbelastung[mm]



(c) Differenz der gemessene Sohlhöhen[mm]

Abbildung 95: Gemessene Sohlhöhen im Modell

9.2.4 Verlängerung der ausgerundeten Rampe des Nachkolkbereiches und erhöhter Stufe im Tosbecken mit Tosbeckenendschwelle

Das Tosbecken ist hier abermals (2,7cm im Modell = 1,08m in Natur) erhöht. Weiters wurde eine neue Schwelle auf die bestehende Geometrie montiert (siehe Abbildung 96 und Abbildung 97), um die Auswirkungen der geänderten Form auf die Energieumwandlung und die Eintiefung im Unterwasserbereich untersuchen zu können.

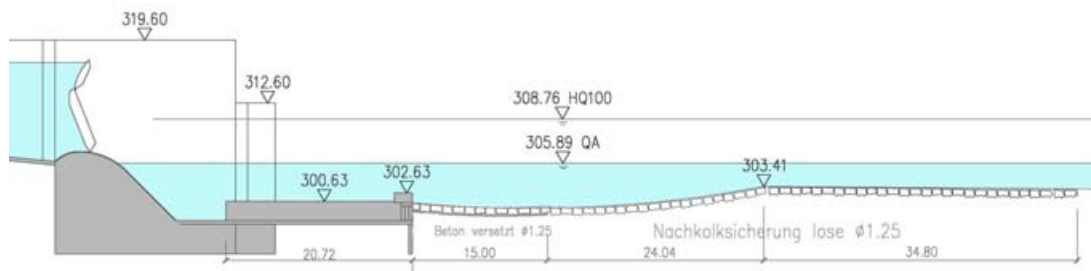
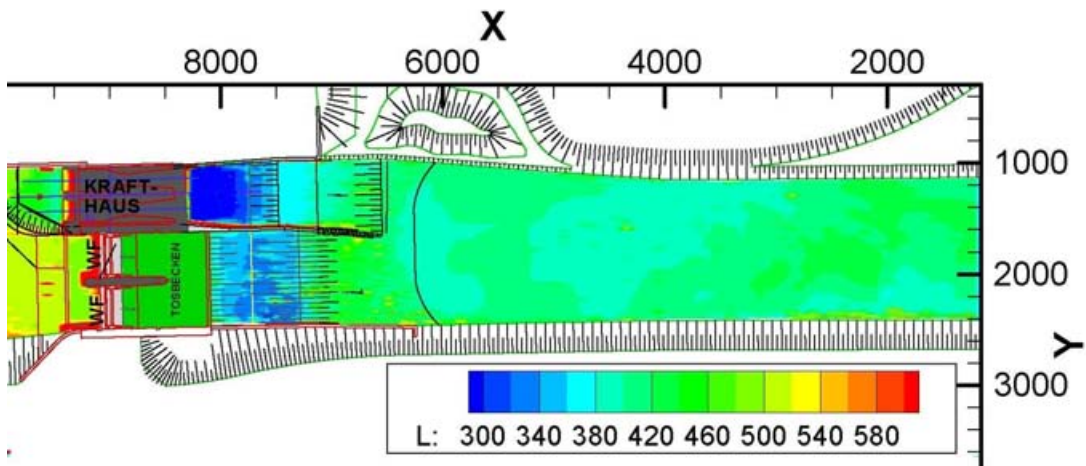


Abbildung 96: Schnitt durch das Wehr

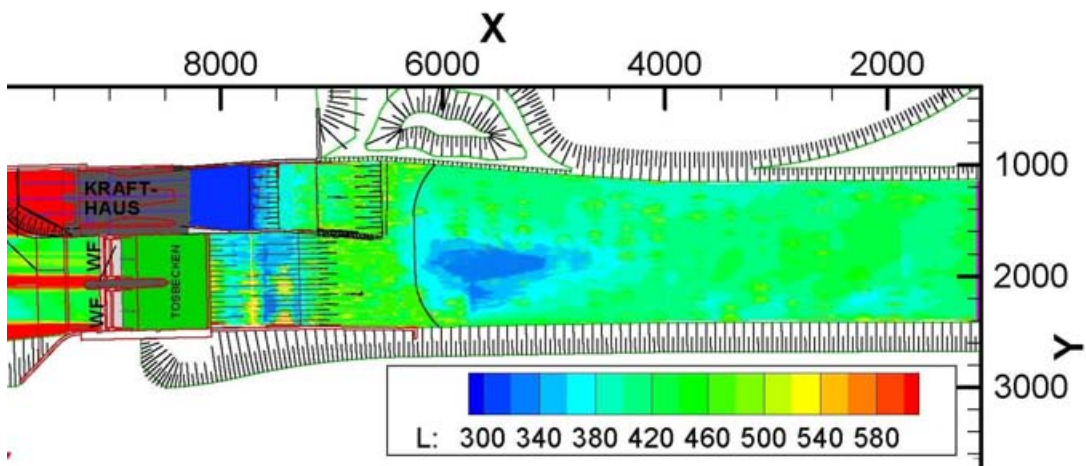
Der schwalbenschwanzförmige Übergang der Nachkolkösicherung im Unterwasserbereich sowie die weiter gezogene ausgerundete Rampe sind nicht verändert worden.

(a) vor dem HQ_{30} (b) nach dem HQ_{30} (c) vor dem HQ_{30} (d) nach dem HQ_{30} Abbildung 97: Nachkolkbereich Var.1 - Tosbecken Var.2: vor und nach dem HQ_{30}

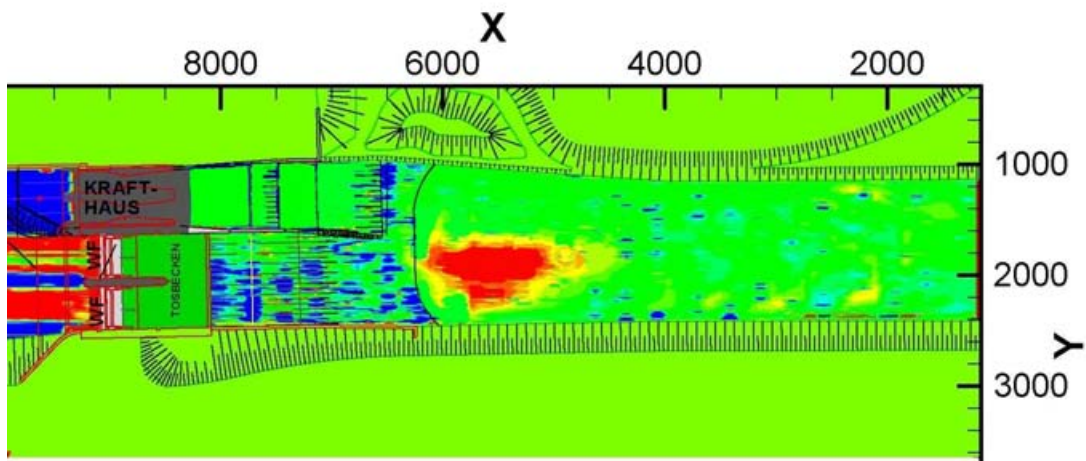
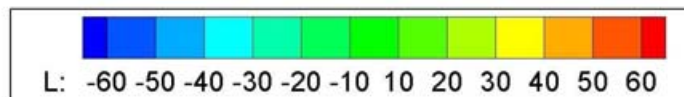
Aufgrund des Höhenunterschiedes zwischen Tosbeckenschwelle und Oberkante des Nachkolkbereiches, kommt es dort zur Ablagerung von Sedimenten (siehe rechte Spalte der Abbildung 97). Im Bereich der Rundung und auf der linken Seite der Leitwand, in Fließrichtung betrachtet, zwischen Wehr A und Turbine 2 wird ebenfalls Sand abgelagert. Schäden am Nachkolkbereich sowie der Böschung sind keine aufgetreten.



(a) Gemessene Modellhöhen vor der Dauerbelastung [mm]



(b) Gemessene Modellhöhen nach der Dauerbelastung[mm]



(c) Differenz der gemessene Sohlhöhen [mm]

Abbildung 98: Gemessene Sohlhöhen im Modell

9.2.5 Ausgerundete Rampe des Nachkolkbereiches mit Variation des Steindurchmessers und erhöhter Stufe im Tosbecken mit Tosbeckenendschwelle

Bei dieser Variante ist der Steindurchmesser im Nachkolkbereich verkleinert (Durchmesser 0,60m) und die Geschiebeschwelle steiler geneigt worden. Die weiter flussab verlängerte ausgerundete Rampe wurde beibehalten. Das Tosbecken wurde, wie in Punkt 9.2.3 beschrieben, ausgeführt. Um die Erosionsbeständigkeit der Nachkolkssicherung bei verschiedenen Durchflüssen zu untersuchen ist schrittweise bis auf ein $HQ_{5000}(= 1.077m^3/s)$ erhöht worden.



(a) vor dem HQ_{30}



(b) nach dem HQ_{30}



(c) vor dem HQ_{30}



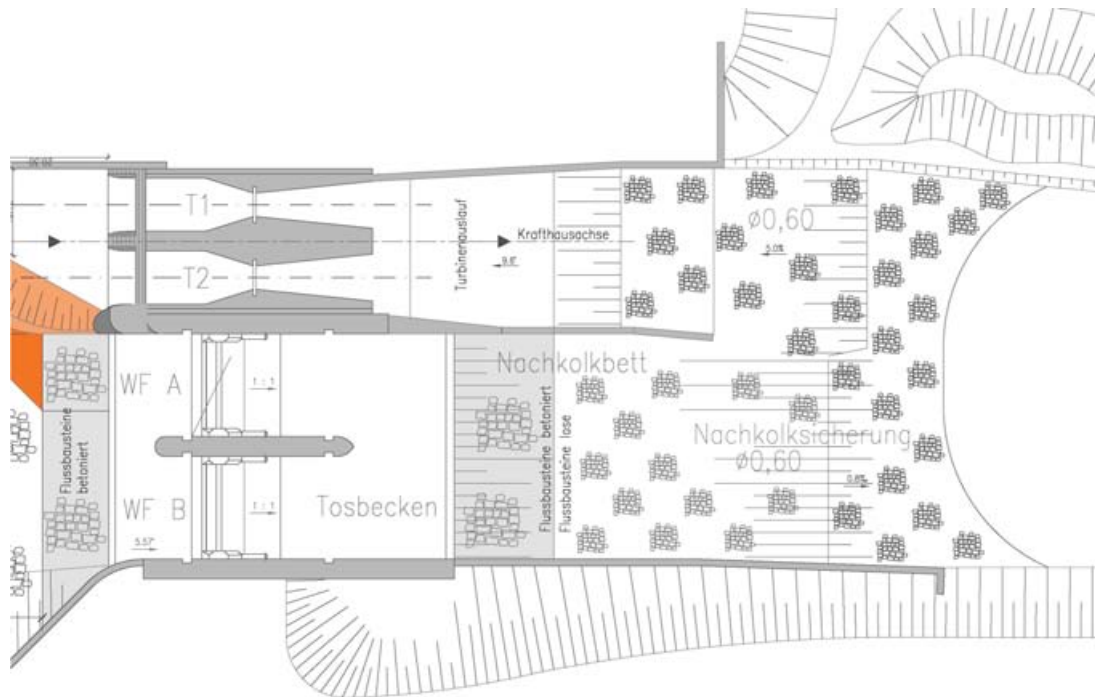
(d) nach dem HQ_{30}

Abbildung 99: Nachkolkbereich Var.2 - Tosbecken Var.2: vor und nach dem HQ_{30}

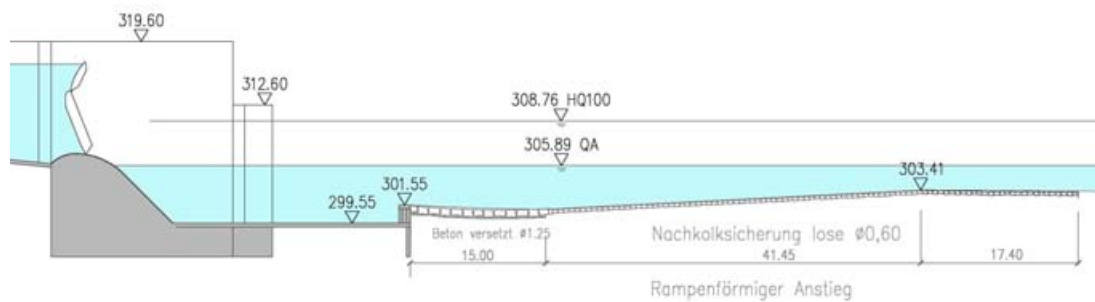
Der Versuch zeigt, dass eine Steingröße von 0,60m, bei Verwendung eines Stufentosbeckens, der Belastung standhält und es zu keinen Schäden im Nachkolkbereich kommt. Bei HQ_{30} wurde eine bessere Energieumwandlung durch die Änderung des Tosbeckens beobachtet, bei HQ_5 jedoch nicht.

9.2.6 Nachkolkbereich als Rampe und Steindurchmesser 0,60m

Bei diesem Versuchsdurchlauf ist die Form des Nachkolkbereiches (siehe Abbildung 100) verändert, die Leitwand aus Steinen entfernt und die Auslauftrennmauer begradigt worden. Statt der ausgerundeten Form ist eine Rampe gewählt worden. Der schwalbenschwanzförmige Abschluss wurde beibehalten. Als Steindurchmesser wurde 0,60m für den gesamten Bereich gewählt. Das Tosbecken entspricht dem Urplanungszustand.



(a) Grundriss



(b) Schnitt durch das Wehr

Abbildung 100: Planliche Darstellung - Nachkolkes Var.3

(a) vor dem HQ_{30} (b) nach dem HQ_{30} (c) vor dem HQ_{30} (d) nach dem HQ_{30} (e) vor dem HQ_{30} (f) nach dem HQ_{30} Abbildung 101: Nachkolkbereich Var.3: vor und nach dem HQ_{30}

Nach Beendigung des Versuchablaufes ist eine Vertiefung der Flusssohle, in Verlängerung der Achse des Wehrfeldes A, festgestellt worden.

Das mittransportierte Material hat sich in Verlängerung der Trennmauer leicht bogenförmig abgelagert. In Längsachse davon entsteht eine Kante zwischen dem erodierten und nicht beeinflussten Bereich (siehe Abbildung 101).

Das Feinmaterial auf der Rampe des Turbinenauslaufes hat seine Lage nicht wesentlich geändert. Durch das Weglassen der abgetreppten Verlängerung der Auslaufftrennmauer wird die Böschung stärker beansprucht. Es ist aber nicht zu einer Beschädigung des Böschungsschutzes gekommen, da bereits die empfohlene Steingröße (siehe Kapitel 9.1) verwendet worden ist.

9.2.7 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der vorigen Versuche zeigen, dass der rampenförmige Anstieg auf das Sohlniveau im angrenzenden Unterwasserbereich zur geringsten Sohleintiefung führt. Die Nachkolkssicherung ist, aufgrund der Kolk-tiefen im Unterwasserbereich, durch rückschreitende Erosion gefährdet. Dies kann verhindert werden, wenn der Abschluss trapezförmig in die Tiefe oder mit Spundwänden ausgeführt wird.

Durch die schwalbenschwanzförmige Ausbildung des Nachkolkbereiches im Grundriss kann ein Unterspülen der Fußsicherung nach der Trennmauer verhindert werden.

Aufgrund des geraderen Flussverlaufes beim Kraftwerk Kalsdorf ist die zu Versuchsbeginn vorhandene Verlängerung der Leitwand zwischen Turbinenauslauf und Wehrfeld A nicht mehr erforderlich.

Bei allen durchgeführten Versuchen kommt es zur Ablagerung von Sedimenten im Bereich des Turbinenauslaufes. Bei Turbinenbetrieb wird dieser Abschnitt jedoch wieder frei gespült und das Geschiebe weitertransportiert.

9.3 Ausblasversuch

In einem zusätzlichen Versuch zur Ermittlung der Stabilität der gewählten Nachkolksicherung wurde ein „Ausblasversuch“ über das Wehrfeld A durchgeführt. Als Betriebszustand wurde angenommen, dass sich bei $Q_A (= 200m^3/s)$ und vollem Aufstau ein Segment unkontrolliert öffnet und sich der Stau bis zur Konsumtionskurve legt. Dieser Betriebszustand entspricht der Simulation des „Worst Cases“ bei zusätzlicher Absenkung des Unterwasserspiegels auf das Minimum ($NQ = 305,52 \text{ m.ü.A.}$).

9.3.1 Ausblasversuch 1

Dieser Versuch wurde im Anschluss an die Hochwasserwelle (siehe Kapitel 9.2.1) durchgeführt, weshalb nur qualitative Aussagen möglich sind. Der Bereich nach dem Tosbecken wurde, wie in Abbildung 87 dargestellt, mit einer Mulde und einem Steindurchmesser von 1,25m ausgeführt. Der Ausblasversuch hat zu einer weiteren Vertiefung des Unterwasserkolkes nach der Nachkolksicherung und zu einem Versagen des Böschungsschutzes entlang der Wehrtrennmauer geführt. Die Nachkolksicherung wird beeinträchtigt, versagt aber trotz der Vorbelastung nicht (siehe Abbildung 102).



(a) davor



(b) danach

Abbildung 102: Nachkolksicherung - Ausblasversuch 1

9.3.2 Ausblasversuch 2

Im Anschluss des Versuches "Dauerbelastung mit HQ_{30} " mit dem Nachkolkbereich als Rampe (siehe Kapitel 9.2.6 und Abbildung 100) ist dieser Ausblasversuch durchgeführt worden. Da es zu keiner Erosion des Böschungsschutzes sowie der Nachkolksicherung (0,6 m Durchmesser) kam, wurde auf die Herstellung der Sohle im Unterwasserbereich vor der Durchführung dieses Versuches verzichtet.

Beim plötzlichen Öffnen des Wehrfeldes A (siehe Abbildung 104) kommt es, aufgrund der unzureichenden Energieumwandlung im Tosbecken, zu einem Wechselsprung in der Nachkolksicherung. Daraus folgend werden großflächig Steine weggespült und es kommt weiters zu Vertiefungen im restlichen Bereich der Nachkolksicherung (siehe Abbildung 103). Der Versuch zeigt, dass der Kolkschutz mit kleinerem Durchmesser (0,60m) dieser Belastung nicht standhält.



(a) davor



(b) danach



(c) davor



(d) danach

Abbildung 103: Nachkolksicherung - Ausblasversuch 2

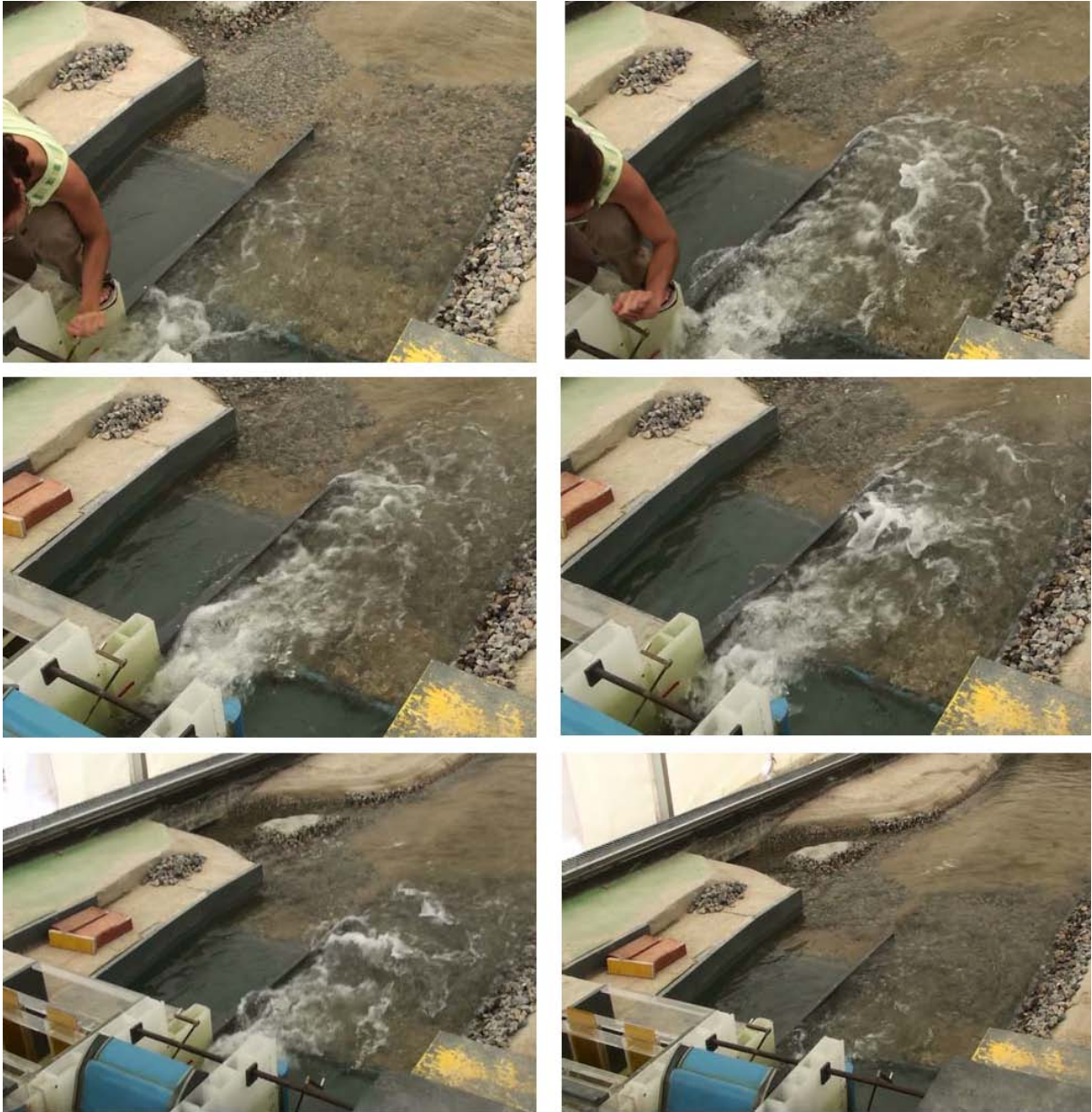


Abbildung 104: Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten)

9.3.3 Ausblasversuch 3

Um die Erosionsbeständigkeit des kleineren Steindurchmessers (0,6 m) mit einem Stufentosbecken quantitativ zu untersuchen, ist abermals ein Ausblasversuch durchgeführt worden. Das Tosbecken wird zu diesem Zweck um 5,4cm (= 2,16m in Natur) erhöht (siehe Abbildung 105). Diese Stufe befindet sich ca. 6cm (=2,4m in Natur) von der Dammbalkennische entfernt. Der unbefestigte Nachkolkbereich wird, wie in Kapitel 9.2.6 beschrieben, rampenförmig ausgebildet.

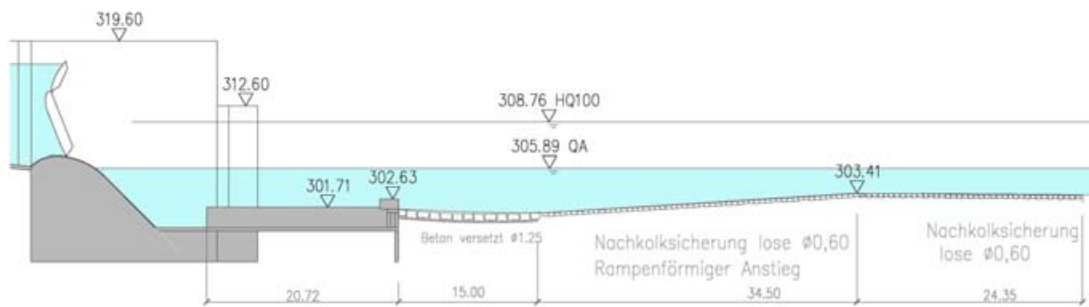


Abbildung 105: Schnitt durch das Wehr - Ausblasversuch 3

Beim plötzlichen Öffnen des Wehrfeldes A, siehe Abbildung 106, kommt es zu einem Austrag der nicht in Beton versetzten Steine der Nachkolkumsicherung. Durch die entstandene Mulde kommt es weiter flussab zu einer weiteren kleineren Vertiefung. Das dabei erodierte Material wird dahinter im Flussbett abgelagert. Die Feinteile setzten sich, wie bei den Versuchen der Dauerbelastung mit HQ_{30} (siehe Kapitel 9.2.6) beobachtet, bogenförmig im Anschluss an die Leitwand ab.

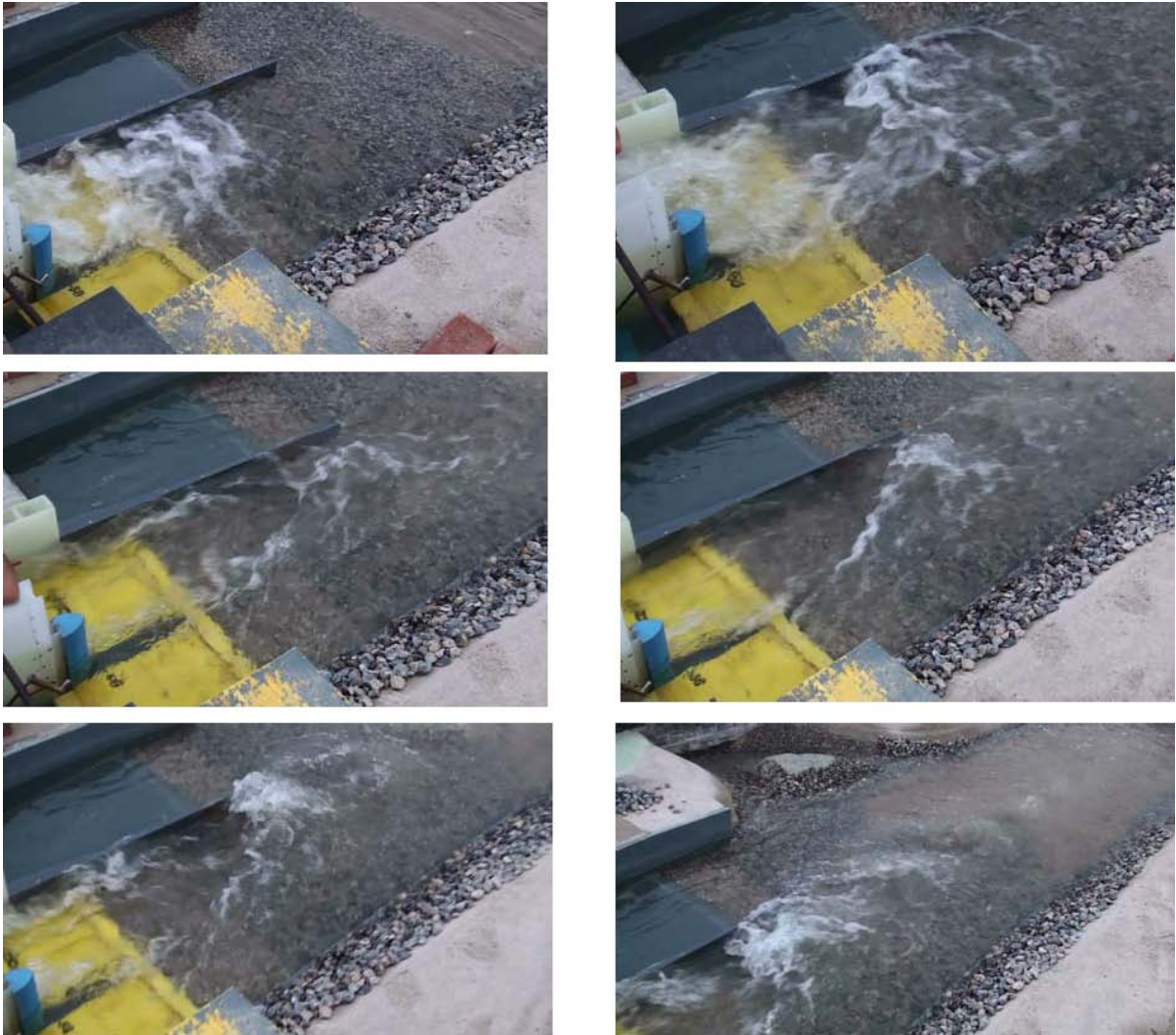


Abbildung 106: Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten)

Dieser Versuch zeigt, dass die kleineren Steine der Belastung trotz Stufentosbecken nicht standhalten. Daher sollte die Nachkolksicherung, wie beim Ausblasversuch in Kapitel 9.3.1, einen Durchmesser von 1,25m aufweisen.



(a) davor



(b) danach



(c) davor



(d) danach

Abbildung 107: Nachkolksicherung - Ausblasversuch 3

9.3.4 Ausblasversuch 4

Da die vorigen Versuche mit dem kleineren Steindurchmesser zu keinem zufrieden stellendem Ergebnis geführt haben, wird hier ein Durchmesser von 1,25m verwendet. Das Tosbecken ist wieder in den Urzustand zurückgebaut worden und der Nachkolkbereich rampenförmig wie in Kapitel 9.2.6 und ohne Verlängerung der Auskauf trennmauer mit Steinen ausgeführt worden (siehe Abbildung 108).

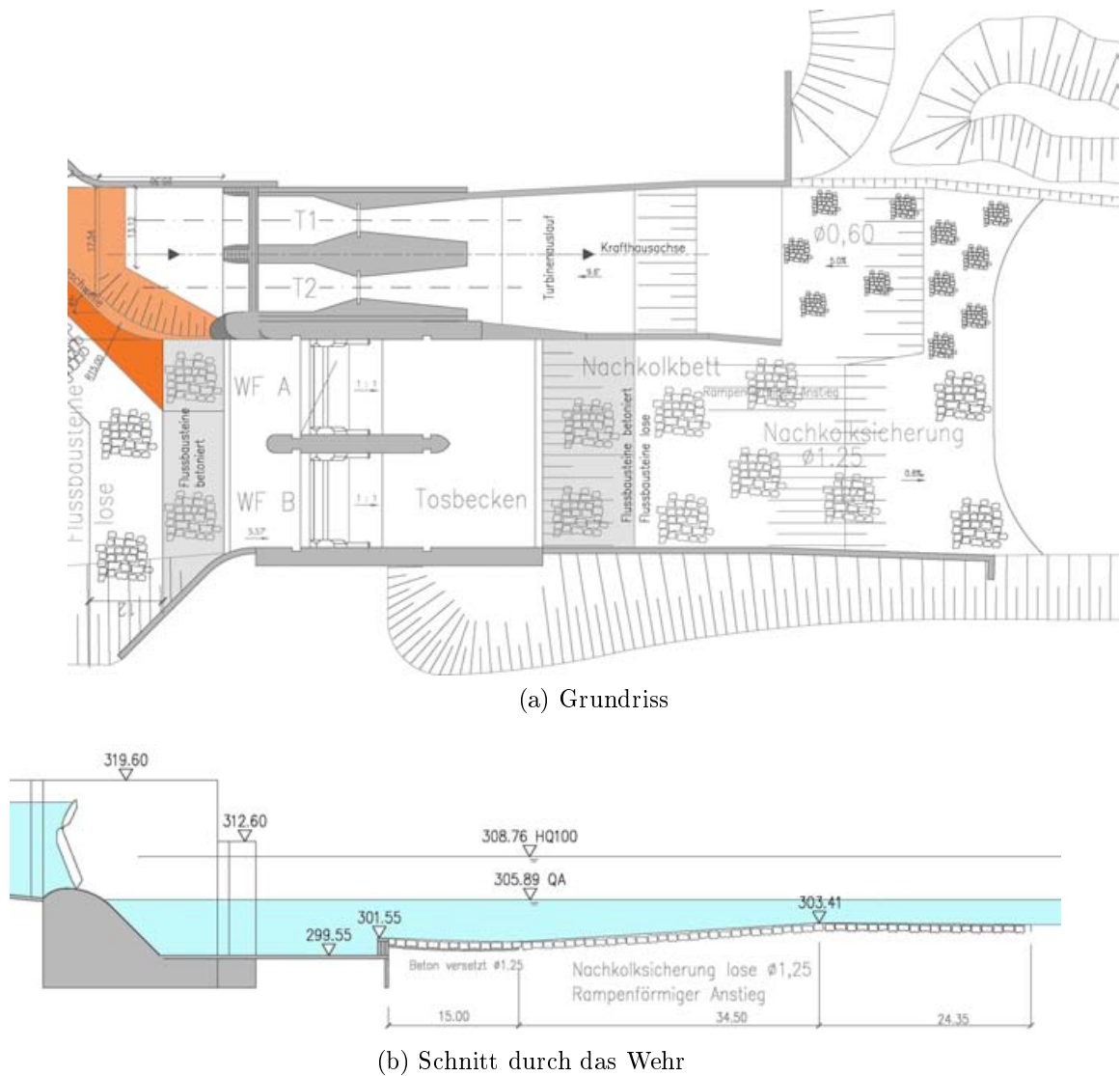


Abbildung 108: Planliche Darstellung - Ausblasversuch 4

Die beim plötzlichen Öffnen des Wehrfeldes A (siehe Abbildung 109) entstandene Welle richtet, im Vergleich zu den vorigen Versuchen, geringen Schaden an.

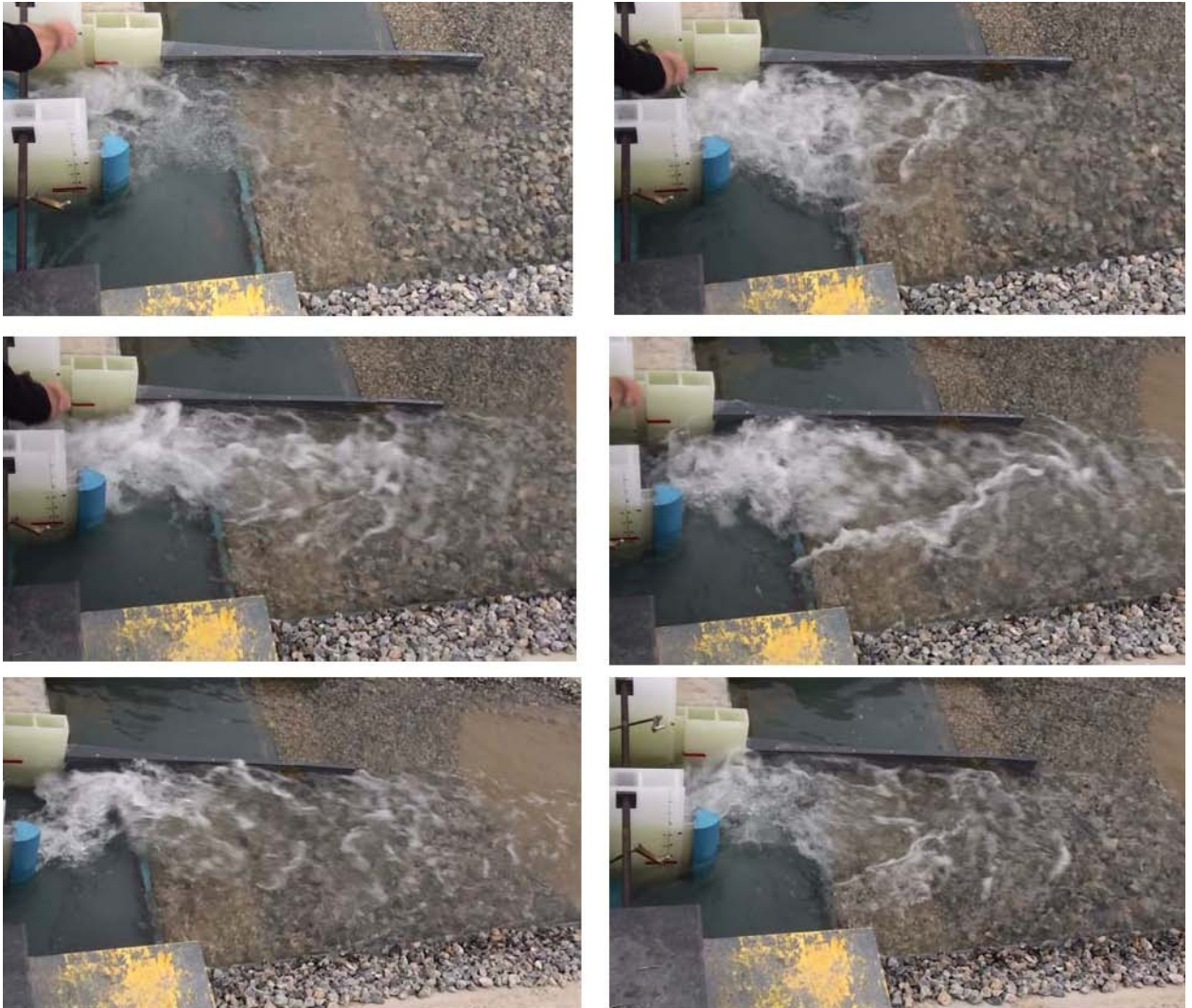


Abbildung 109: Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten)

Es werden wenige Steine ausgespült und im angrenzenden Unterwasserbereich abgelagert. Dadurch entsteht eine Vertiefung in der nicht befestigten Nachkolksicherung (siehe Abbildung 110). Der schwalbenschwanzförmige Abschluss bleibt erhalten und der hintere Bereich des Nachkolks wird nicht beeinflusst.



(a) davor



(b) danach



(c) davor



(d) danach



(e) davor

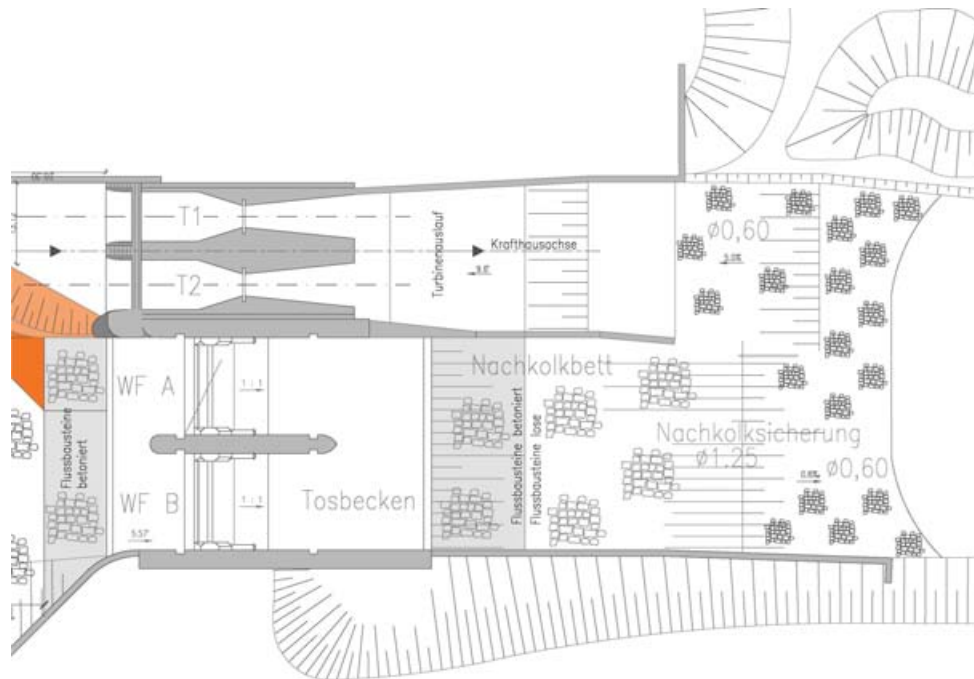


(f) danach

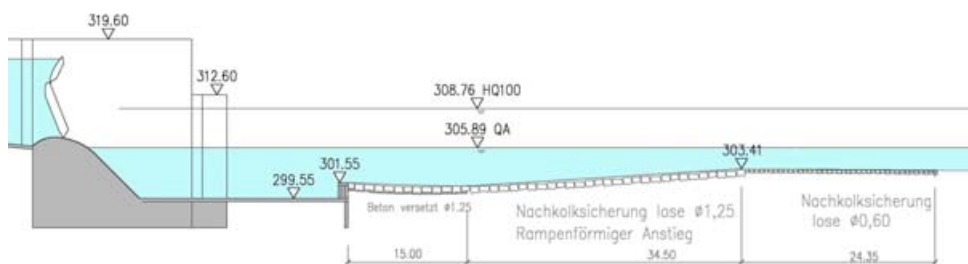
Abbildung 110: Nachkolksicherung - Ausblasversuch 4

9.3.5 Ausblasversuch 5

Die vorherigen Ausblasversuche (siehe Kapitel 9.3.2 und 9.3.3) haben gezeigt, dass eine Nachkolkssicherung vollflächig, mit einem kleineren Steindurchmesser, belegt der Belastung nicht standhält. Um dennoch die Menge der Nachkolkssicherung mit 1,25m Durchmesser (siehe Kapitel 9.3.4) zu reduzieren, ist hier im Bereich nach der Rampe eine Steingröße von 0,6 m verwendet worden. Auf die abgetreppte Auslaufftrennmauer nach der Leitwand ist ebenfalls wieder verzichtet worden (siehe Abbildung 111).



(a) Grundriss



(b) Schnitt durch das Wehr

Abbildung 111: Planliche Darstellung - Ausblasversuch 5

Beim plötzlichen Öffnen des Wehrfeldes A (siehe Abbildung 112) kommt es ebenfalls zu einem Austrag weniger Steine aus dem Nachkolkbereich. Diese lagern sich etwas weiter flussabwärts ab (siehe Abbildung 113).

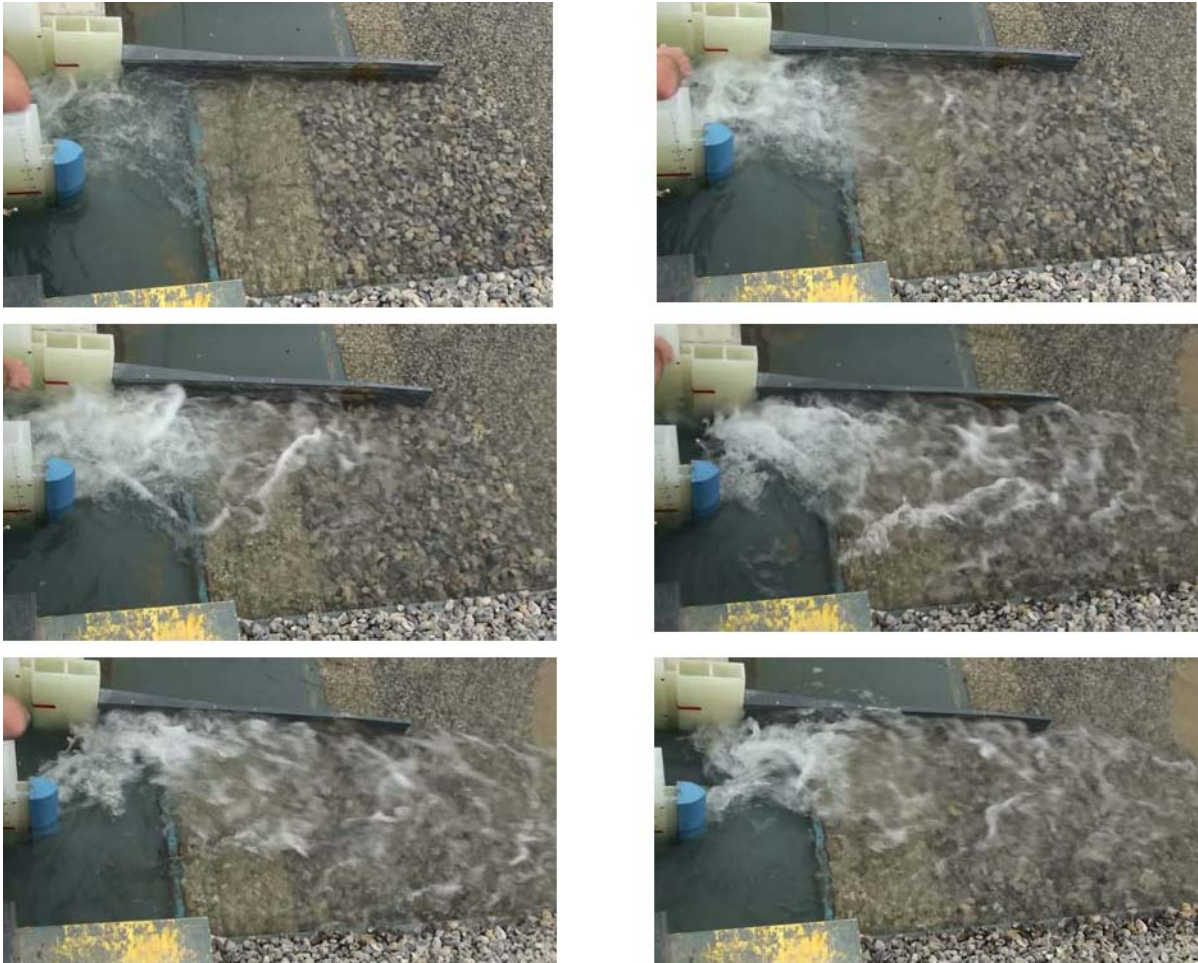


Abbildung 112: Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten)

Durch die Erosion der Flusssohle im unbefestigten Bereich kam es zu einem Nachrutschen am Ende der Schutzschichte (siehe Abbildung 113).



(a) davor



(b) danach



(c) davor



(d) danach

Abbildung 113: Nachkolkssicherung - Ausblasversuch 5

Durch diesen Versuch konnte nachgewiesen werden, dass nur im Bereich der Rampe im Nachkolk ein Steindurchmesser von 1,25m erforderlich ist. Im angrenzenden Bereich kann ein Durchmesser von 0,6 m verwendet werden.

9.3.6 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der Versuchsreihe zeigen, dass eine Reduktion des Steindurchmessers von 1,25m auf 0,60m nur im Bereich hinter dem Turbinenauslauf und nach der Rampe im Nachkolk möglich ist.

Der rampenförmige Anstieg auf das Niveau der Flusssohle führt zu einer allmählichen Reduktion der Geschwindigkeit im Nachkolkbereich und zu einer geringeren Erosion der Flusssohle im Unterwasserbereich.

Der Abschluss des Nachkolkbereiches sollte etwas dicker und vertiefter oder mit einer Spundwand ausgeführt werden um ein Auflösen von hinten zu verhindern.

10 Zusammenfassung

Im Rahmen der Modellversuche zur hydraulischen Überprüfung und Optimierung des Projektes KW Kalsdorf ergaben sich nachfolgende, kurz zusammengefasste, konstruktive und wasserbauliche Vorschläge.

Gestaltung des Wehranlagenbereiches:

- Es wurden keine Änderungen vorgenommen

Gestaltung des Krafthausbereiches:

- Geschiebeleitschwelle: steilere Neigung (37°) zur besseren Geschiebeabwehr
- Vorbodenplatte vor Geschiebeleitschwelle: Glatte Sohle für rascheren Geschiebeabtransport
- Injektor (optional): Unterdrückung von oberflächen- bzw. lufteinziehenden Wirbeln
- BoatBuster (optional): Unterdrückung von oberflächen- bzw. lufteinziehenden Wirbeln
- UW-seitige KH-Auslaufmauer: Erhöht, begradigt und verlängert zur Verbesserung der Geschiebeabwehr
- Sohleintiefung KH-Auslauf: Tieferlegung der Sohle zur Reduzierung der Auslaufgeschwindigkeiten nach dem Krafthaus (auf zumindest 2,0 m/s) und Reduzierung des Steindurchmessers auf 0,6m
- Erhöhung der Auslaftrennmauer um mindestens 1m

Kolk- und Böschungssicherung:

- Nachkolksicherung-Unterwasserbereich: Rampenförmigen Anstieg auf das Flusssohlniveau auf einer Länge von etwa 41,5m Länge mit \varnothing 1,25 m großen Steinen. Danach grenzt auf einer Länge von ca. 17,4m ein Bereich mit einem Steinwurf von 0,60m Größe an. Der Abschluss sollte eine schwalbenschwanzförmige Form haben und mit Schlusssteinen gegen das Auflösen der Nachkolksicherung, welche durch Erosionsvorgänge in der angrenzenden, unbefestigten Flusssohle verursacht werden, von unten gesichert sein.
- Uferböschungen-Unterwasserbereich: Sicherung der Uferböschungen mit schwererem und teilweise in Beton versetztem Steinwurf sowie des Böschungsfußes mit mindestens drei Steinen (\varnothing 1,25 m).
- Beruhigungszone: Sicherung der Böschung von der Insel mit größeren Steinen (\varnothing 1,25 m bzw. \varnothing 0,60 m) sowie des linksufrigen Prallufers und des Dammes bei der Flügelmauer (Turbine 1) mit einer Steingröße von 1,25m.

Bezugnehmend auf die Bemessungsansätze für den Kolkschutz muss festgestellt werden, dass es keine allgemein gültige Formel gibt. Es kommt teilweise zu erheblichen Abweichungen zwischen den errechneten und den im Modellversuch verwendeten Steingrößen. Als Gründe können die Komplexität der Strömung sowie der schwer klassifizierbare Grad der Turbulenz angeführt werden. Im Bereich der weniger turbulenten Strömung stimmten die Durchmesser der Numerik mit jenen der Versuche im Wesentlichen überein.

Basierend auf den Ergebnissen aus den Versuchen der Hochwasser-Abfluss-Kurve, wurde die Hochwasserabfuhrfähigkeit der Wehranlage bestimmt sowie die Sicherheit gegen Ausuferungen oberhalb des geplanten Kraftwerkes Kalsdorf nachgewiesen. Die gemessenen Wasserspiegel lagen durchwegs im Bereich der numerisch berechneten Wasserspiegel bzw. darunter. Die Maßnahmen für eine Geschiebedurchleitung wurden ebenfalls untersucht und die resultierenden Erkenntnisse im Wehrregulativ berücksichtigt.

Die Abmessungen des Tosbeckens wurden nachgerechnet. Da sich bei den vorhandenen Geometrien ein rückgestauter Wechselsprung ausbildet, gibt es keine genauen Berechnungsansätze für den vorliegenden Fall. Die Anwendung der Formeln aus Kapitel 7.2.4, welche für Tosbecken mit größere Froudzahlen und Wechselsprung in der Ebene ermittelt wurden, kann zu falschen Werten führen ⁷⁶. Da das Ende des Wechselsprunges bei den verschiedenen Berechnungsansätzen unterschiedlich definiert ist und sowohl in Versuchen als auch in der Natur nur schwer feststellbar ist, kommt es sogar zu Abweichungen der Ergebnisse innerhalb der Anwendungsgrenzen ⁷⁷.

⁷⁶(vgl. [22] S.100)

⁷⁷(vgl.[3] S.293)

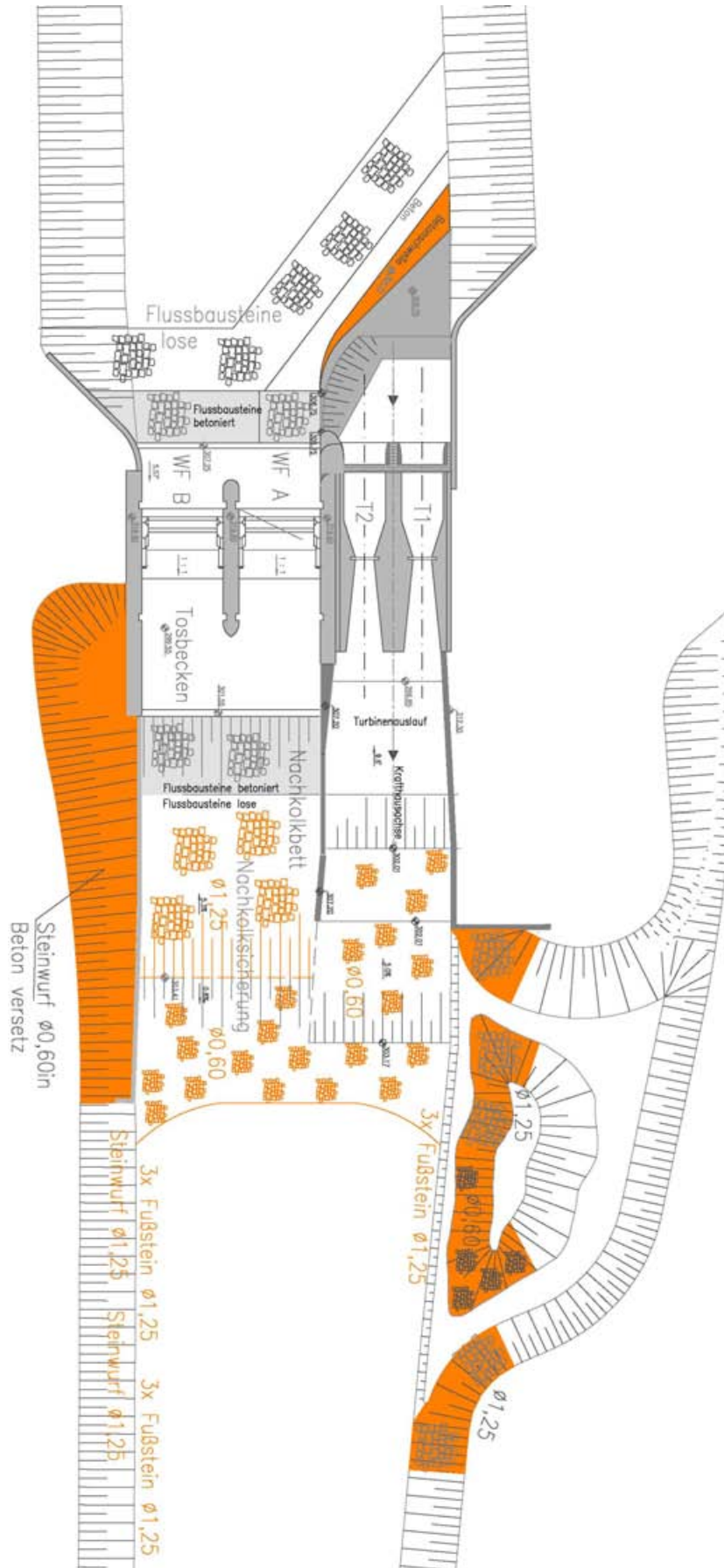


Abbildung 114: Planliche Darstellung der Empfehlungen - Grundriss

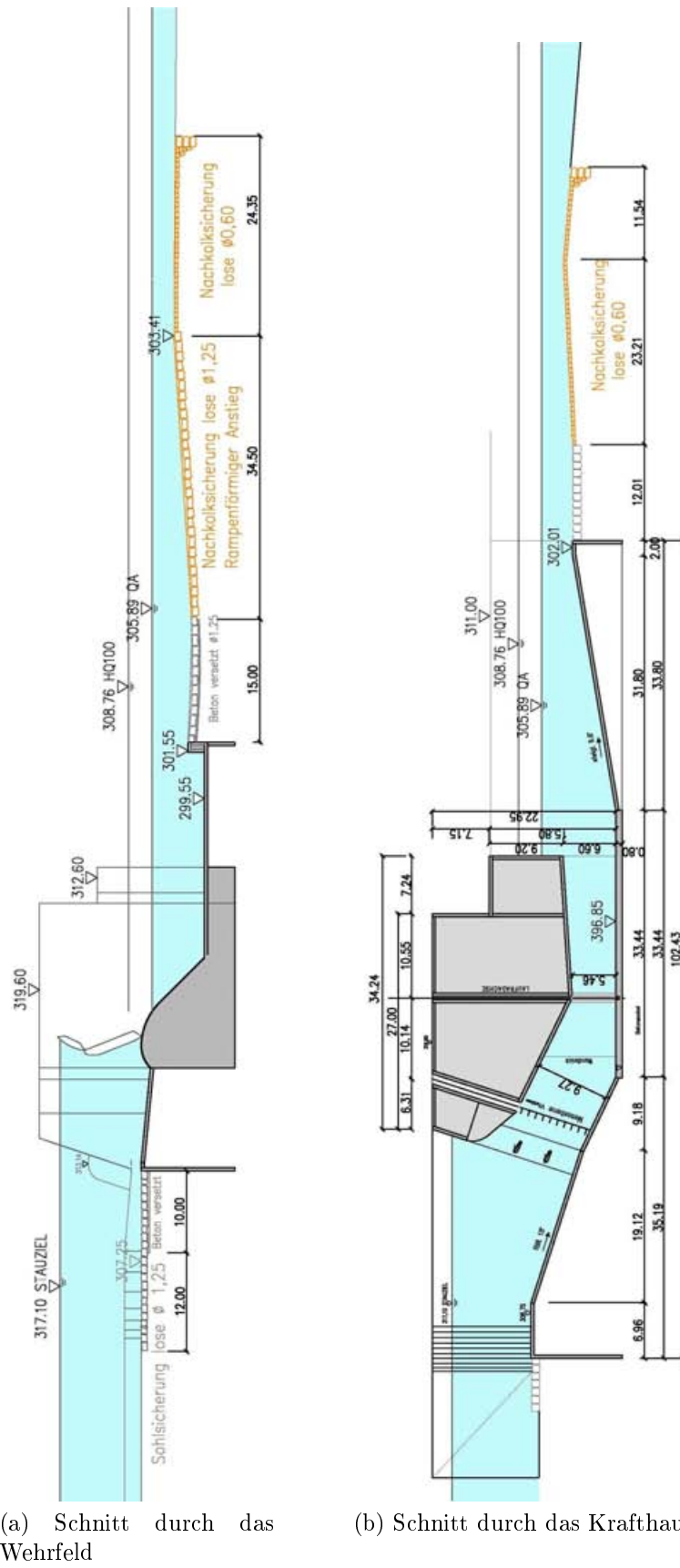


Abbildung 115: Planliche Darstellung der Empfehlungen - Schnitte

Literatur

- [1] M. Alexy. Ermittlung der Kolk-tiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe. *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 82*, 2000.
- [2] Statistik Austria. www.statistik.at, 21.3.2007.
- [3] G. Bollrich. *Technische Hydromechanik 1*. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1996.
- [4] G. und Shen H.W. Breusers, H.N.C. und Nicollet. *Local scour at bridge piers*. Journal of Hydraulic Research, IAHR 15, 1977.
- [5] J. Ebner. Modellversuche zur Optimierung der Wehranlage - KW Lehen. Master's thesis, Institut für Konstruktiven Wasserbau, TU-Wien, 2007.
- [6] W. Eggenberger. *Kolkbildung bei Überfall und Unterströmen*. PhD thesis, ETH Zürich, 1943.
- [7] Energie-Steiermark, www.e-steiermark.com 2010.
- [8] D. Gutknecht, H. Drobir, and Arbeitsgruppen. Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren. www.wassernet.at/filemanager/download/42338/, Dezember 2009.
- [9] Vladimir Kukurin. Hydraulischer Untersuchung der Wehranlage KW Gössendorf. Master's thesis, Institut für Konstruktiven Wasserbau, TU-Wien, 2008.
- [10] T. Mayr. Bauliche und konstruktive Gestaltung von Buchtenkraftwerken. Master's thesis, Institut für Konstruktiven Wasserbau, TU-Wien, 2008.
- [11] H.E. Minor. Wasserbau- Flussbau.
- [12] H.P. Nachtnebel. Studienblätter: Gewässerplanung und Konstruktiver Wasserbau, SS2003.
- [13] E. Naudascher. *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*. Springer Verlag-Wien, 1992.
- [14] H. Patt. *Naturnaher Wasserbau*. Springer, 2009.
- [15] A. J. Peterka. *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*. United States Department of the interior bureau of reclamation, water resources technical publication - engineering monograph no. 25 edition, 1964.
- [16] A. J. Peterka. *Hydraulic Designs of Stilling Basins and Energy Dissipators*. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (U.S.B.R.), Denver, Colorado, 1978.
- [17] H. Preß. Mitteilung nr.61 - Untersuchungen über die Wirksamkeit von Tosbecken. 1963.
- [18] R. Press, H. und Schröder. *Hydromechanik im Wasserbau*. Berlin, München: W. Ernst & Sohn, 1966.

- [19] Mayr Tschernutter, Pucher. Projekt HCG - Wasserkraftwerke: Gössendorf und Kalsdorf- Modelldurchführung für das Kraftwerk Gössendorf. Technical report, TU Wien, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, 2008.
- [20] P. Tschernutter. Studienblätter: Technische Hydraulik. Vorlesungsskriptum, 2005.
- [21] Umweltbundesamt. Energieerzeugung erneuerbare Energieträger, 2009.
- [22] A. Vischer, D. und Huber. *Wasserbau: Hydrologische Grundlagen - Elemente des Wasserbaus, Nutz- und Schutzbauten an Binnengewässer*. Springer, 2006.
- [23] Kleine Zeitung. Proteste gegen Murkraftwerke gehen weiter, Oktober 2009.

Abbildungsverzeichnis

1	Kraftwerk Kalsdorf	2
2	Typen von Niederdruckanlagen im Grundriss und Längsschnitt [22, S.257]	4
3	Arten von Kaplan turbinen [22, S.259]	5
4	Typen von Wehranlagen [22, S.96]	6
5	Sicherheitskote bei BHQ und SHQ [8, Kapitel 2, S.9]	7
6	Modellansichten	8
7	Aufbau der Böschung im Modell	10
8	Grundriss: gesamter Modellstand KW Kalsdorf	11
9	Grundriss des Modells (m-Maße : Natur)	12
10	Schnitte durch das Modell	13
11	Vergleich der verwendeten Sieblinien mit den umgerechneten Sieblinien im Modell	14
12	Vergleich der mittleren Korndurchmesser der realen Geschiebep roben und der Modellgeschiebe im M 1 : 40	15
13	Erweiterter Pegelschlüssel für Profil 21	15
14	Messwagen	16
15	Messung der Turbinenanströmung	17
16	Stauhaltung für Messung der Turbinen	19
17	Ansichten: Niedrige Kugelkalotte (R7)	19
18	Niedrige Kugelkalotte	20
19	Anströmung Niedrige Kugelkalotte 1MB: T2=links, T1=rechts	21
20	Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) $1x100m^3/s$, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 1, 1MB, Rechen träger geneigt	22
21	Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) $1x100m^3/s$, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 2, 1MB, Rechen träger geneigt	23
22	Anströmung Niedrige Kugelkalotte 2MB: T2=links, T1=rechts	25
23	Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) $1x100m^3/s$, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 1, 2MB, Rechen träger geneigt	26
24	Vorboden mit Geschiebeschwelle und Pfeiler (niedrige Kugelkalotte) $1x100m^3/s$, Geschwindigkeitsverteilung Turbine 2, 2MB, Rechen träger geneigt	27
25	Anströmungsbewertung der niedrigen Kugelkalotte	28
26	Urplanung mit Vorboden Typ 3	29
27	Stromfäden nach Messebene. Urplanung mit Vorboden 3.Links T2 und rechts T1 (Fließrichtung von oben nach unten) - 1MB	30

28	Stromfäden nach Messebene. Urplanung mit Vorboden 3.Links T2 und rechts T1 (Fließrichtung von oben nach unten) - 2MB	31
29	Pfeiler "Urplanung" Anströmung der Turbinen	32
30	Hochwasserwelle	33
31	gefahrene Hochwasserwelle	34
32	Förderfähigkeit der Segmente	35
33	Förderfähigkeit der Klappen	36
34	n-1-Bedingung	37
35	Oberwasserseitige Konsumtionskurve im Profil 37 - km 163,7389	37
36	Wasserspiegel bei verschiedenen Durchflüssen - beide Wehrfelder offen	39
37	Hiding Effekt [14, S.221]	40
38	Unterschiedliche Rauheit in einem Gerinnequerschnitt [3, S.253]	43
39	Schubspannungsverteilung bei einem trapezförmigen Querschnitt [14, S.223]	44
40	Definition der Sohlenschubspannung [11, S-11-10]	44
41	Shields-Diagramm [14, S.226]	46
42	Geschiebeschwelle mit erhöhter Rauigkeit	50
43	Geschiebeschwelle mit erhöhter Rauigkeit	51
44	Geschiebetransport im Modell	52
45	Auslaufmauer während und nach der Hochwasserwelle	53
46	Grafische Darstellung der Sohlvermessung vor und nach dem HQ_{100} in mm	54
47	Oberwassersohle bei Spülversuch 2	55
48	Geschiebeverhalten während Spülversuch 2	56
49	Geschiebe im Nachkolkbereich im zeitlichen Verlauf	56
50	Anströmung an die Geschiebeschwelle	57
51	Oberwassersohle bei Spülversuch 3	57
52	Geschiebetransport	58
53	Zeitlicher Verlauf des Geschiebes im Nachkolkbereich - Spülvers.3	58
54	Geschiebe im Unterwasser	59
55	Zeitlicher Verlauf des Geschiebes im Nachkolkbereich	59
56	Überfall und Wechselsprung in einem Tosbecken [3, S. 291]	61
57	Formen des Wechselsprunges [3, S. 288]	62
58	Ebener Wechselsprung mit Deckwalze über horizontaler Sohle [3, S. 290]	64
59	Überfallsarten [3, S.418]	64
60	Abminderungsfaktoren σ_{uv} [3, S.419]	65

61	Skizze zur Ermittlung der Überfallsart	67
62	Erforderliche Tosbeckenlänge je nach Durchfluss	70
63	Unterwasser bei Hochwasser	71
64	Skizze für die numerische Ermittlung v_1, h_1 [20]	72
65	Erforderliche Tosbeckenlänge je nach Durchfluss	74
66	Erforderliche Tosbeckenlänge je nach Durchfluss	75
67	Möglichkeiten der Ausbildung von Sekundärströmungen [11, S. 11-21]	78
68	Anströmung an einen Wehrpfeiler [12, Kap.1, S.18]	79
69	Kolkbildung bei unterströmtem Schütz [11, Kap.11, S.22]	80
70	Kolkbildung bei Vertikalstrahl nach freiem Überfall [11, Kap.11, S.23]	81
71	Überfall	82
72	Charakteristische horizontale Verteilung der Geschwindigkeiten bei Buhnen [11, Kap.11, S.34]	85
73	Anordnung von Buhnen [11, Kap.11, S.35]	86
74	Kolkbildung bei Buhnen [11, Kap.11, S.36]	86
75	Blockwurfsicherung [11, Kap.11, S.34]	87
76	Stabilitätsberechnung eines Blockwurfes [11, Kap.11, S.38]	87
77	Gabionen (Drahtschotterkörper) [22, S.331]	89
78	Holzkasten (Krainerwand)[11, Kap.11, S.41]	90
79	Uferschutz - Lebendverbau [11, Kap.11, S.42ff.]	90
80	Grafische Darstellung der Schüttsteindurchmesser	91
81	Grafische Darstellung der Schüttsteindurchmesser ^B	92
82	Steinsicherung Böschung/Sohle für den Ausgangszustand	94
83	Kolksicherung beim Vorboden und Anströmbereich der Wehre	95
84	Geschiebe- und Sohlenverhältnisse im Auslaufbereich.	96
85	Wehrseitige Böschung im Unterwasser	97
86	Erosionsverlauf der Insel	97
87	Planliche Darstellung des Ausgangszustandes	98
88	Nachkolkbereich - Ausgangszustand vor und nach dem HQ_{30}	99
89	Gemessene Sohlhöhen im Modell	100
90	Planliche Darstellung der Variante 1	101
91	Nachkolkbereich Var.1 - vor und nach dem HQ_{30}	103
92	Gemessene Sohlhöhen im Modell	104
93	Schnitt durch das Wehr	105

94	Nachkolkbereich Var.1 - Tosbecken Var.1: vor und nach dem HQ_{30}	106
95	Gemessene Sohlhöhen im Modell	107
96	Schnitt durch das Wehr	108
97	Nachkolkbereich Var.1 - Tosbecken Var.2: vor und nach dem HQ_{30}	109
98	Gemessene Sohlhöhen im Modell	110
99	Nachkolkbereich Var.2 - Tosbecken Var.2: vor und nach dem HQ_{30}	111
100	Planliche Darstellung - Nachkolkes Var.3	112
101	Nachkolkbereich Var.3: vor und nach dem HQ_{30}	113
102	Nachkolksicherung - Ausblasversuch 1	115
103	Nachkolksicherung - Ausblasversuch 2	116
104	Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten	117
105	Schnitt durch das Wehr - Ausblasversuch 3	118
106	Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten	119
107	Nachkolksicherung - Ausblasversuch 3	120
108	Planliche Darstellung - Ausblasversuch 4	121
109	Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten	122
110	Nachkolksicherung - Ausblasversuch 4	123
111	Planliche Darstellung - Ausblasversuch 5	124
112	Zeitlicher Verlauf der Welle beim plötzlichen Öffnen des Wehres A (von links nach rechts- von oben nach unten	125
113	Nachkolksicherung - Ausblasversuch 5	126
114	Planliche Darstellung der Empfehlungen - Grundriss	130
115	Planliche Darstellung der Empfehlungen - Schnitte	131