



DIPLOMARBEIT

MASTER'S THESIS

MODELLUNTERSUCHUNG ZUR STABILITÄT VON DECKWERKEN AN SOHLE UND BÖSCHUNG FÜR DIE BAUUMLEITUNG KW GÖSSENDORF – MUR IN EINER MODELLFAMILIE

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

unter der Leitung von
Univ. Prof. Dipl. – Ing. Dr. techn. Peter Tschernutter
und
Univ. Ass. Dipl. – Ing. Michael PUCHER

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie – Abteilung Wasserbau
eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von
Matthias TRAUNTSCHNIG

Matrikelnummer 0026631
Margaretenstraße 30/38
1040 Wien

Wien, im April 2008

.....

Vorwort

Sehr gerne möchte ich ein paar Zeilen nützen, um mich bei all den Personen zu bedanken, die diese Arbeit und dadurch den erfolgreichen Abschluss meines Studiums ermöglicht haben.

Herrn Univ. Prof. Dipl. – Ing. Dr. techn. Peter Tschernutter möchte ich an dieser Stelle für die Unterstützung bei der vorliegenden Arbeit danken.

Es ist mir ein Anliegen, mich besonders herzlich bei Univ. Ass. Dipl. – Ing. Michael Pucher zu bedanken. Stets war er bereit Unklarheiten und offene Fragen mit großer Geduld in unzähligen Gesprächen und Diskussionen zu veranschaulichen und zu erklären.

Bedanken möchte ich mich auch bei den Mitarbeitern des Wasserbaulabors, für die Unterstützung beim Bau der Modelle.

Weiters geht mein Dank an alle meine Freunde und Studienkollegen, die mich auf dem Weg durch das Studium begleitet haben.

Hoffentlich verbindet uns die Freundschaft auch weiterhin.

Mein Dank geht an alle, die mich in jeglicher Art im Studium unterstützt haben.

Meiner Familie und Freundin, die stets für mich da waren und nie an mir gezweifelt haben, gebührt besonderer Dank.

DANKE!

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Stabilität von Deckwerken an Sohle und Böschung einer Bauumleitung.

In den ersten Kapiteln werden allgemeine Grundlagen, die für den Bau einer Bauumleitung nötig sind, kurz erörtert. In diesem Zusammenhang wird näher auf die Schubspannung auf Deckwerken eingegangen. Anschließend werden Formeln zur Dimensionierung einer Sohl- und Böschungssicherung aufgelistet und die Ergebnisse einzelner Berechnungen miteinander verglichen.

Das Hauptthema der Diplomarbeit befasst sich mit der Versuchsdurchführung. Es werden in einem kurzen Abriss die theoretischen Hintergründe für einen Modellbau erläutert. Die unterschiedlichen Modelle und Versuchsdurchführungen werden mit einer Vielzahl an Fotos dokumentiert. Die Messungen und daraus resultierenden Ergebnisse werden ständig mit schon durchgeführten Berechnungen verglichen.

Abstract

The existing work concerns itself with the stability of cover works at sole and embankment of a building detour.

In the first chapters general basics, that are necessary for the building of a bypass, are discussed shortly. In this context is dealt more closely on shear stress on cover works. Formulas are listed to dimension a protection for a river bottom respectively an embankment and these results are compared together.

The head subject of the dissertation concerns itself with the attempt execution. The theoretical backgrounds for a model building are clarified in a short abstract. Different models and attempt executions are documented with a multitude of photos. The measurements and results are permanently compared to already carried out calculations.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
1.1	Allgemeines	1
1.2	Aufgabenstellung und Zielsetzung	2
2	Grundlagen	4
2.1	Herleitung der Schubspannung τ_0	4
2.1.1	Allgemeine Ableitung der Fließformel	4
2.1.2	Schubspannung	5
2.2	Formeln zur Dimensionierung der Sohl- und Böschungssicherung	5
2.2.1	nach Stevens und Simons	5
2.2.2	nach Kröll [5]	6
2.2.3	nach Kniess	7
2.2.4	nach Meyer-Peter und Müller	9
2.2.5	Zusammenfassung	11
3	Filter	12
3.1	Hydrodynamische Bodenumlagerungen	12
3.1.1	Erosion	12
3.1.2	Suffosion	12
3.1.3	Kolmation	13
3.2	Filterkriterien	13
3.2.1	Filterregeln von Terzaghi	13
3.2.2	Filterregeln nach Sherard & Dunnigan	16
4	Modellgesetz und Umrechnungsfaktoren	18
5	Messarten	19
6	Versuche	21
6.1	Versuche in der Flussbaurinne im Maßstab M 1:165,85	21
6.1.1	Wahl des Maßstabes	21
6.1.2	Aufbau des Versuchmodells	22
6.1.3	Sieblinien	24
6.1.4	1. Versuch (22.11.2007)	25
6.1.4.1	Versuchsbeschreibung	25
6.1.4.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	25
6.1.4.3	Versuchserkenntnisse	30
6.1.5	2. Versuch (26.11.2007)	30
6.1.5.1	Versuchsbeschreibung	31
6.1.5.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	31
6.1.5.2.1	Vorher – Nachher – Vergleich	31
6.1.5.2.2	HQ30	32
6.1.5.2.3	HQ100	34

INHALTSVERZEICHNIS

6.1.5.2.4	HQ1000	35
6.1.5.3	Versuchserkenntnisse	35
6.1.6	3. Versuch (28.11.2007)	36
6.1.6.1	Versuchsbeschreibung	36
6.1.6.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	37
6.1.6.2.1	Überblick	37
6.1.6.2.2	Vorher – Nachher – Vergleich	38
6.1.6.2.3	HQ30	40
6.1.6.2.4	HQ100	42
6.1.6.2.5	HQ1000	44
6.1.6.2.6	HQ5000	45
6.1.6.3	Versuchserkenntnisse	47
6.1.7	4. Versuch (6.12.2007)	47
6.1.7.1	Versuchsbeschreibung	47
6.1.7.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	48
6.1.7.2.1	Vorher – Nachher – Vergleich	48
6.1.7.2.2	HQ30 (Unterwasser mit Markierung eingestellt)	50
6.1.7.2.3	HQ100 (Unterwasser mit Markierung eingestellt)	52
6.1.7.2.4	HQ100 (Unterwasser mit Ultraschall eingestellt)	54
6.1.7.2.5	HQ30 (Unterwasser mit Ultraschall eingestellt)	56
6.1.7.3	Versuchserkenntnisse	57
6.2	Strömungsverhältnisse (M 1:165,85)	60
6.3	Zusammenfassung (M 1:165,85)	61
6.4	Versuche in der Flussbaurinne im Maßstab M 1:40	63
6.4.1	Wahl des Maßstabes	63
6.4.2	Aufbau des Versuchmodells	64
6.4.3	Sieblinien	66
6.4.4	1. Versuch (14.12.2007)	67
6.4.4.1	Versuchsbeschreibung	67
6.4.4.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	67
6.4.4.2.1	Vorher	67
6.4.4.2.2	HQ30/2	68
6.4.4.2.3	55,0l/s	68
6.4.4.3	Versuchserkenntnisse	69
6.4.5	2. Versuch (11.01.2008)	69
6.4.5.1	Versuchsbeschreibung	70
6.4.5.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	72
6.4.5.2.1	Überblick	72
6.4.5.2.2	Vorher – Nachher – Vergleich	72
6.4.5.2.3	HQ30/2 und Neigung 0,0‰	74
6.4.5.2.4	HQ30/2 und Neigung 0,4‰	75

INHALTSVERZEICHNIS

6.4.5.2.5	HQ30/2 und Neigung 0,8‰	75
6.4.5.2.6	HQ30/2 und Neigung 1,0‰	76
6.4.5.2.7	HQ30/2 und Neigung 1,6‰	76
6.4.5.2.8	HQ30/2 und Neigung 2,0‰	77
6.4.5.3	Versuchserkenntnisse	78
6.4.6	3. Versuch (18.01.2008)	80
6.4.6.1	Versuchsbeschreibung	81
6.4.6.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen	82
6.4.6.2.1	Neigung 2,0‰ und HQ30/2 (48,2l/s)	83
6.4.6.2.2	Neigung 2,0‰ und 56,8l/s	83
6.4.6.2.3	Neigung 2,0‰ und HQ100/2 (65,4l/s)	85
6.4.6.2.4	Neigung 2,0‰ und HQ1000/2 (80,5l/s)	85
6.4.6.2.5	Nachher	86
6.4.6.3	Versuchserkenntnisse	87
6.5	Zusammenfassung (M 1:40)	89
6.6	Vollmodell (M 1:50)	91
6.6.1	Wahl des Maßstabes	91
6.6.2	Aufbau des Modells	92
6.6.3	Sieblinien	98
6.6.4	1. Versuch (26.02.2008)	98
6.6.4.1	Versuchsbeschreibung	98
6.6.4.2	Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos	100
6.6.4.2.1	Vorher – Nachher – Vergleich	100
6.6.4.2.2	MQ, QA, HQ1 und HQ5	101
6.6.4.2.3	HQ30	101
6.6.4.2.4	HQ100	102
6.6.4.2.5	HQ1000	102
6.6.4.3	Versuchserkenntnisse	103
6.6.4.4	Weitergehende Versuche	104
6.6.4.4.1	Dammerhöhung	105
6.6.4.4.2	Bühne	106
6.7	Zusammenfassung (M 1:50)	106
7	Schlussbemerkung	108
8	Literaturverzeichnis	111
9	Anhang	112
10	Fotoverzeichnis	113
11	Abbildungsverzeichnis	118

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Die Wasserkraft gehört zu den erneuerbaren Energiequellen.

In diese Kategorie fallen auch Flusskraftwerke. Für den Bau eines Flusskraftwerkes muss der ursprüngliche Fluss in der Regel umgeleitet werden. Es entsteht eine so genannte Bauumleitung (BU). Nach Fertigstellung des Kraftwerkes wird der Fluss wieder in sein altes Flussbett geleitet und die Bauumleitung, sofern sie keine weitere Verwendung hat, wieder rückgebaut.

Deckwerke werden aber nicht nur für Bauumleitungen benötigt, sondern kommen auch bei künstlichen bzw. natürlichen Flussregulierungen, um das Bauwerk gegen Einwirkungen wie Strömung oder Wellen zu schützen, zum Einsatz.

Im Süden von Graz plant die STEWEAG-STEAG GmbH den Bau zweier Buchtenkraftwerke an der Mur. Das Kraftwerk Gössendorf, das aus einem rechtsufrigen angeordneten Wehr mit drei Wehrfeldern besteht, wird bei Mur-km 170,090 und das Kraftwerk Kalsdorf, bestehend aus zwei rechtsufrigen Wehrfeldern, bei Mur-km 163,421 errichtet.

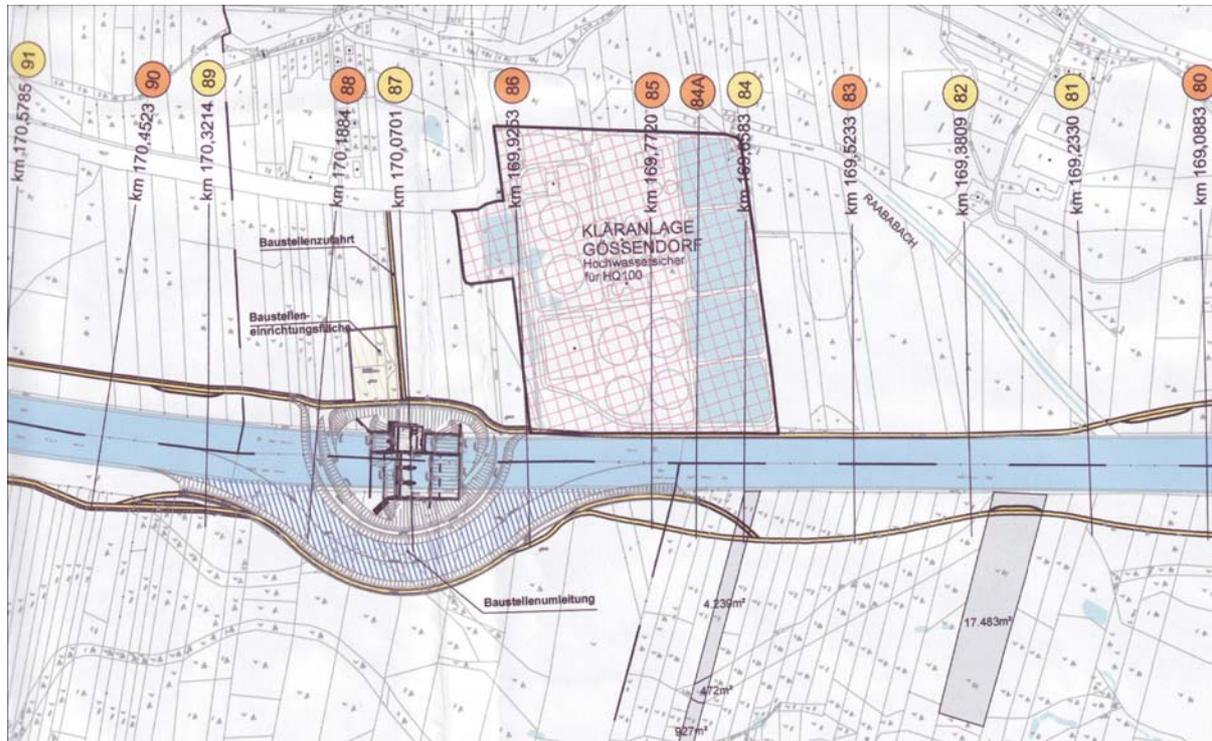


Abb. 1.1: Überblick über die Baumleitung und Baugrube des KW Gössendorf.

1.2 Aufgabenstellung und Zielsetzung

Im physikalischen Modellversuch soll untersucht werden, ob die geplante Baumleitung für das KW Gössendorf entsprechend der Planung der STEWEAG-STEAG GmbH ausgeführt werden kann. Das heißt, dass die Böschungsneigung (2:3) und die gewählte Sohl- und Böschungssicherung (Steindurchmesser 0,60m) den Anforderungen bei einem Bemessungshochwasser HQ30 gerecht werden.

Hinsichtlich des gewählten Steindurchmessers des Deckwerkes sollen die Versuche Aussagen über die Stabilität der Sicherung erbringen.

Weiters sollen die Versuche die hydraulische Abfuhrleistung bei HQ30 nachweisen.

In der ersten Versuchsreihe, Vollmodell M 1:165,85, sollten erste qualitative Aussagen für die Sohl- bzw. Böschungssicherung (erodierte Stellen) und die Wasserspiegellagen gemacht werden.

Die zweite Versuchsreihe, Teilschnittmodell M 1:40, sollte konkrete Aufschlüsse bzw. den endgültigen Nachweis über die Stabilität der Sohl- und Böschungssicherung sowie des Böschungsfußes ergeben.

Das Vollmodell im Maßstab M 1:50 sollte die gewonnenen Ergebnisse aus den ersten beiden Versuchsreihen festigen.

Die aus den Versuchsreihen gewonnenen Ergebnisse wurden mit den Berechnungen/Ergebnissen der STEWEAG-STEAG GmbH und den Ergebnissen aus [3] verglichen.

2 Grundlagen

2.1 Herleitung der Schubspannung τ_0

2.1.1 Allgemeine Ableitung der Fließformel

Es bedarf einer mathematischen Beziehung – einer Fließformel – die den Zusammenhang zwischen mittlerer Fließgeschwindigkeit v bzw. den Abfluss Q und den Gerinneparametern wie Wassertiefe h , Querschnittsform und –größe A , benetzter Umfang l_u , Gefälle I sowie Gerinnewandbeschaffenheit bzw. –rauheit herstellt.

Voraussetzung ist, dass die Fließbewegung stationär ist und gleichförmiges Fließen gegeben ist. Sohlgefälle I_0 , Wasserspiegelgefälle I_W und Energieliniengefälle I_E werden somit als gleich vorausgesetzt.

In der Ableitung der Fließformel wird das Wasservolumen eines Gerinneabschnittes zwischen den beiden Querschnitten 1 und 2 als konstant betrachtet (vgl. Abb. 2.1).

Die den Fließvorgang erzeugende Hangabtriebskomponente der Gewichtskraft F_G ist $F_G \cdot \sin \alpha = A \cdot l \cdot \rho \cdot g \cdot \sin \alpha$ mit $I_E = \sin \alpha$. [6]

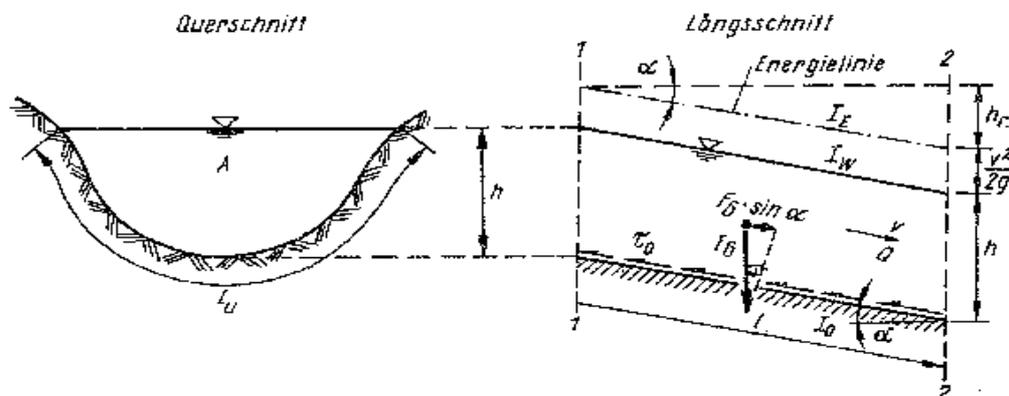


Abb. 2.1: Bild zur Erklärung der Fließformel. [6]

Diese Hangabtriebskomponente muss mit einer Reibungskraft im Gleichgewicht stehen, welche durch die Schubspannung τ_0 entlang des benetzten Gerinneumfangs l_u über die Länge l erzeugt wird:

$$F_r = \tau_0 \cdot l_u \cdot l. [6]$$

2.1.2 Schubspannung

Nach Kapitel 2.1.1 folgt $F_r = \tau_0 * l_u * l = F_G * \sin \alpha = A * l * \rho * g * I_E$

und mit $A/l_u = r_{hy}$ und $\rho * g \approx 10000 \text{ N/m}^3$ lässt sich die Schubspannung oder auch Schleppspannung genannt τ_0 wie folgt berechnen:

$$\tau_0 = 10000 * r_{hy} * I_E \text{ [N/m}^2\text{]}. \quad [6]$$

Bei breiten Gerinnen ($b \geq 30 * r_{hy}$) kann anstelle des hydraulischen Radius r_{hy} die Wassertiefe h eingesetzt werden: $\tau_0 = 10000 * h * I_E \text{ [N/m}^2\text{]}. \quad [6]$

2.2 Formeln zur Dimensionierung der Sohl- und Böschungssicherung

In der Literatur finden sich verschiedene Formeln um eine Sohl- bzw. Böschungssicherungen zu dimensionieren. Im Folgenden werden einige Formeln aufgelistet und für die Baumleitung ausgewertet.

2.2.1 nach Stevens und Simons

Der erforderliche Blockdurchmesser kann mit Hilfe folgender Formel ermitteln werden:

$$d_m \geq \frac{0.77 * h * J}{\theta_{cr} * (s - 1) * \cos \alpha * \left(1 - \frac{(\tan \alpha)^2}{(\tan \varphi)^2}\right)} \quad [4]$$

d_m	mittlerer Steindurchmesser [m]
h	Wassertiefe am Böschungsfuß [m]
J	Längsgefälle [‰]
θ_{cr}	dimensionslose kritische Schubspannung in der Sohle ($\theta_{cr} = 0,03$) [-]
s	Dichteverhältnis Kornmaterial zu Wasser ($s = 2,65$) [-]
α	Böschungsneigung (Neigung 2:3) [°]
φ	innerer Reibungswinkel [°]

d_m [m]						
h [m]	J = 1,6‰			J = 2,0‰		
	$\varphi = 35$ [°]	$\varphi = 38$ [°]	$\varphi = 40$ [°]	$\varphi = 35$ [°]	$\varphi = 38$ [°]	$\varphi = 40$ [°]
3	0,96	0,33	0,24	1,20	0,41	0,30
3,5	1,12	0,39	0,28	1,40	0,48	0,35
4	1,28	0,44	0,32	1,60	0,55	0,41
4,5	1,44	0,50	0,37	1,80	0,62	0,46
5	1,60	0,55	0,41	2,00	0,69	0,51
5,5	1,76	0,61	0,45	2,20	0,76	0,56
6	1,92	0,66	0,49	2,40	0,83	0,61

Abb. 2.2: Steindurchmesser (nach Stevens und Simons) bei wechselnden Wasserständen und unterschiedlichen inneren Reibungswinkeln und Gefällen.

Die meisten Parameter sind aus geometrischen Gründen gegeben.

Den größten Einfluss auf den Durchmesser hat der innere Reibungswinkel (vgl. Abb. 2.2).

2.2.2 nach Kröll [5]

Die maximalen Schlepptensionen an der Sohle ergeben sich zu $\tau_{0S} = \rho * g * h * J$

(s. Kapitel 2.1.2) und an der Böschung zu $\tau_{0B} = 0,75 * \rho * g * h * J$ [12].

ρ_w Dichte von Wasser ($\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$) [kg/m³]

g Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) [m/s²]

h Wassertiefe [m]

J Längsgefälle [‰]

Daraus folgt:

$$d_{mS} = \frac{\tau_{0S}}{g * (\rho_s - \rho_w) * 0,036} \quad \text{bzw.} \quad d_{mB} = 0,75 * d_{mS} \quad [5]$$

d_{mS} bzw. d_{mB} mittlerer Steindurchmesser an der Sohle bzw. Böschung [m]

ρ_s Basis-Trockenrohichte des Steinmaterials ($\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$) [kg/m³]

h [m]	τ_{0s} [N/m ²]		d_{ms} [m]		d_{mB} [m]	
	J = 1,6	J = 2,0	J = 1,6	J = 2,0	J = 1,6	J = 2,0
	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]	[‰]
3	47,1	58,9	0,08	0,10	0,06	0,08
3,5	54,9	68,7	0,09	0,12	0,07	0,09
4	62,8	78,5	0,11	0,13	0,08	0,10
4,5	70,6	88,3	0,12	0,15	0,09	0,11
5	78,5	98,1	0,13	0,17	0,10	0,13
5,5	86,3	107,9	0,15	0,19	0,11	0,14
6	94,2	117,7	0,16	0,20	0,12	0,15

Abb. 2.3: Steindurchmesser (nach Kröll) bei wechselnden Wasserständen und unterschiedlichen Gefällen.

Die STEWEAG-STEAG GmbH ermittelte ihren Steindurchmesser mit den Formeln von Kröll. Die Art der Berechnung weicht aber von der oben (Abb.2.3) durchgeführten ab.

2.2.3 nach Kniess

$$D_{r,0} = 0,04574 * v^2 \quad [7]$$

$D_{r,0}$ repräsentativer Durchmesser der Steinschüttung für den Grundfall [m]

v Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

$$D_r = D_{r,0} * k_m * k_n * k_t \quad [7]$$

D_r repräsentative Steingröße bei Berücksichtigung von Überströmen und Turbulenzen aus nennenswerter Strömungsbeschleunigung [m]

k_m Korrekturfaktor für die Trockenrohdichte ($k_m=1$) [-]

k_t Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der fiktiven Verringerung der Wichte $\Delta\gamma$ des Steinmaterials infolge Lasteinwirkung aus Strömungsbeschleunigung ($k_t=1$) [-]

k_n Korrekturfaktor für die Neigung des Deckwerks sowie die Strömungs- und Bewegungsrichtung gegenüber dem Grundbelastungsfall mit waagrechter Sohle [-]

$$k_{n,90} = \frac{1}{\cos \alpha * \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \varphi}\right)} \quad [7]$$

$k_{n,90}$ für Überströmung und Bewegungsrichtung in Böschungfallrichtung (Abgleiten maßgebend $\lambda = 90^\circ$ und $\delta = 0^\circ$) [-]

α Böschungsneigung (Neigung 2:3) [°]

φ innerer Reibungswinkel [°]

$$k_{n,0} = \frac{\tan^2 \varphi}{\cos \alpha * (\tan^2 \varphi - \tan^2 \alpha)} \quad [7]$$

$k_{n,0}$ für Überströmung der unter dem Winkel β geneigten Böschung in Richtung der Böschungstreichlinie ($\lambda = 0^\circ$) [-]

$$k_{n,45} = \sqrt{0,5 * (k_{n,0}^2 + k_{n,90}^2)} \quad [7]$$

$k_{n,45}$ für eine Überströmungsrichtung, die zwischen $k_{n,90}$ (Strömung in Böschungsfalldirection) und $k_{n,0}$ (Strömung in Böschungstreichrichtung) liegt ($\lambda = 45^\circ$) [-]

v [m/s]	$D_{r,0}$ [m]	D_r [m]					
		$\varphi=35^\circ$			$\varphi=40^\circ$		
		$k_{n,90}$	$k_{n,45}$	$k_{n,0}$	$k_{n,90}$	$k_{n,45}$	$k_{n,0}$
3	0,41	10,33	8,21	5,29	2,41	1,95	1,34
3,25	0,48	12,12	9,63	6,21	2,83	2,29	1,57
3,5	0,56	14,06	11,17	7,20	3,28	2,65	1,83
3,75	0,64	16,14	12,82	8,27	3,76	3,05	2,10
4	0,73	18,36	14,59	9,41	4,28	3,46	2,39
4,25	0,83	20,73	16,47	10,62	4,83	3,91	2,69
4,5	0,93	23,24	18,46	11,90	5,42	4,39	3,02
4,75	1,03	25,89	20,57	13,26	6,04	4,89	3,36
5	1,14	28,69	22,79	14,70	6,69	5,41	3,73

Abb. 2.4: Steingrößen (nach Kniess) bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten, inneren Reibungswinkeln und Korrekturfaktoren für die Neigung.

Die Ergebnisse für die repräsentativen Steingrößen in Abbildung 2.4 müssen allerdings kritisch hinterfragt werden, weil die Werte für die Steingrößen unrealistisch sind. Kniess wertete seine Gleichungen nur bis zu einer Böschungsneigung von 1:2 aus (vgl. Seite 86 in [7]). Bei der oben durchgeführten Bemessung wurde die Böschungsneigung aber mit 2:3 angenommen. Vielleicht ist das der Grund für die sehr großen Steingrößen. Der Einfluss der Neigung auf das Ergebnis der Steingrößen wurde hier nicht näher untersucht.

2.2.4 nach Meyer-Peter und Müller

$$m_G = 8 * \rho_S * v_0^x * d_{Ch} * Fr^x \left[\frac{Q_S}{Q} * \left(\frac{k_{st}}{k_r} \right)^{1,5} - \frac{Fr_{Cr}^x}{Fr^x} \right]^{1,5} \quad [8]$$

m_G Geschiebetrieb [kg/(m*s)]

ρ_S Basis-Trockenrohichte des Steinmaterials ($\rho_S = 2650 \text{ kg/m}^3$) [kg/m³]

v_0^x Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle [m/s]

$$v_0^x = \sqrt{g * h * J} \quad [8] \quad \text{für breite Gerinne, sonst}$$

$$v_0^x = \sqrt{g * r_{hy} * J} \quad [8] \quad (B \leq 30 * h)$$

g Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) [m/s²]

h Wassertiefe [m]

J Längsgefälle [‰]

$$r_{hy} = \frac{A}{U} \quad [8]$$

r_{hy} hydraulischer Radius

A Fließquerschnitt [m]

U benetzter Umfang [m]

d_{Ch} charakteristischer Korndurchmesser, oft mit d_{50} angenommen und mit einem Beiwert (z. B.: nach Yalin 2,0) multipliziert, bei Meyer-Peter wird d_{90} verwendet [m]

$$Fr^x = \frac{v_0^{x^2}}{\rho' * g * d_{Ch}} \quad [8]$$

Fr^x Feststoff – Froudezahl

$$\rho' = \frac{\rho_S - \rho_W}{\rho_W} = 1,65 \quad [8]$$

ρ' relative Feststoffdichte

Q_S für den Geschiebetrieb in Betracht kommender Abfluss, hier $\frac{Q_S}{Q} = 1$ [m³/s]

k_{St} Manning – Strickler – Beiwert [m^{1/3}/s]

$$k_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad [8]$$

k_r Kornrauheit des Flussmaterials

$$D^x = \left(\frac{\rho^* g}{\nu^2} \right)^{1/3} * d_{Ch} \quad [8]$$

D^x sedimentologischer Korndurchmesser

ν kinematische Zähigkeit des Wassers ($\nu = 1,3E^{-6} \text{m}^2/\text{s}$) [m^2/s]

$D^x \leq 6$, dann wird $Fr_{Cr}^x = 0,109 * D^{x-0,5}$

$6 < D^x \leq 10$, dann wird $Fr_{Cr}^x = 0,14 * D^{x-0,64}$

$10 < D^x \leq 20$, dann wird $Fr_{Cr}^x = 0,04 * D^{x-0,1}$

$20 < D^x \leq 150$, dann wird $Fr_{Cr}^x = 0,013 * D^{x0,29}$

$150 < D^x$, dann wird $Fr_{Cr}^x = 0,055$ [8]

h [m]	Q [m ³ /s]	d ₉₀ = 0,1m		d ₉₀ = 0,5m	
		Fr*	m _G	Fr*	m _G
		[-]	[kg/(m*s)]	[-]	[kg/(m*s)]
2,0	244,9	0,0223	≤ 0	0,0045	≤ 0
2,5	356,3	0,0273	≤ 0	0,0055	≤ 0
3,0	484,5	0,0322	≤ 0	0,0064	≤ 0
3,5	628,9	0,0370	≤ 0	0,0074	≤ 0
4,0	789,0	0,0416	≤ 0	0,0083	≤ 0
4,5	964,3	0,0461	≤ 0	0,0092	≤ 0
5,0	1154,8	0,0505	≤ 0	0,0101	≤ 0
5,5	1360,1	0,0548	≤ 0	0,0110	≤ 0
6,0	1580,3	0,0589	0,5734	0,0118	≤ 0
6,5	1815,3	0,0630	1,7972	0,0126	≤ 0

Randbedingungen:
 Breite: B = 45m
 Gefälle: 2,0‰
 Böschungsneigung: 2:3
 Stricklerbeiwert: $k_{St} = 38 \text{m}^{1/3}/\text{s}$
 Q mittels Strickler-Formel

Abb. 2.5: m_G (nach Meyer-Peter und Müller) bei unterschiedlichen Wassertiefen und verschiedenen d₉₀.

Mit der Fließformel nach Manning – Strickler wird: $Q = k_{St} * r_{hy}^{2/3} * J^{1/2} * A$.

Die Formel nach Meyer – Peter und Müller dient in erster Hinsicht zur Bestimmung des Geschiebetriebs in einem Fluss. In Abbildung 2.5 wurde mit dieser Formel untersucht, bei welcher Steingröße es zu einem Geschiebetransport kommt.

2.2.5 Zusammenfassung

Wassertiefe h [m]	~Durchflüsse		Steindurchmesser Böschung [m]			Geschiebetrieb [kg/(m*s)]	
			nach Stevens und Simons		nach Kröll	nach Meyer-Peter und Müller	
	Be- schrei- bung	m³/s	Gefälle J = 2,0‰				
			φ = 35°	φ = 40°		d ₉₀ = 0,1m	d ₉₀ = 0,5m
3			1,20	0,30	0,10	≤ 0	≤ 0
3,5			1,40	0,35	0,12	≤ 0	≤ 0
4	HQ5	700	1,60	0,41	0,13	≤ 0	≤ 0
4,5			1,80	0,46	0,15	≤ 0	≤ 0
5	HQ30	975	2,00	0,51	0,17	≤ 0	≤ 0
5,5	HQ100	1325	2,20	0,56	0,19	≤ 0	≤ 0
6	HQ1000	1629	2,40	0,61	0,20	0,573	≤ 0

Abb. 2.6: Vergleich Steindurchmesser.

Die Durchflüsse stimmen bis auf 0,1m mit den Wassertiefen überein.

Die Ansätze nach Stevens und Simons bzw. nach Kröll sind sehr ähnlich. Bei Stevens und Simons fließt zusätzlich noch der innere Reibungswinkel ein. Die Formel nach Meyer – Peter und Müller dient zur Bestimmung des Geschiebetriebs. In Abbildung 2.5 wurde mit dieser Formel untersucht, ab welchem Steindurchmesser (d₉₀) ein Geschiebetrieb auftritt.

Für die Bestimmung des erforderlichen Durchmessers ist es notwendig alle Randbedingungen wie innerer Reibungswinkel, geometrische Gegebenheiten,... möglichst exakt zu bestimmen.

Es ist hilfreich, wenn Erfahrungswerte aus schon bekannten Projekten vorliegen.

3 Filter

Ein Filter hat die Aufgabe, den Untergrund vor Ausspülungen und Umlagerungen infolge von Grund- oder Sickerwasserströmungen zu schützen, sowie ihn gegen die erodierenden Kräfte eines Gewässers (Strömung, Wellen) zu sichern. [9]

3.1 Hydrodynamische Bodenumlagerungen

Hydrodynamische Bodenumlagerungen, die infolge einer Durch-, Unter- oder Umströmung eines Absperrbauwerks möglich sind, müssen durch entsprechende Maßnahmen vermieden werden. [10]

Hydrodynamische Bodenumlagerungen im Damm oder im Untergrund treten nur auf, wenn sowohl die geometrischen (z. B. offene Porenräume, offene Trennflächen, freie Oberfläche) als auch die hydraulischen Voraussetzungen (z. B. großer hydraulischer Gradient) gegeben sind und somit eine Auflockerung und eine Umlagerung der Bodenkörner eintreten können. [10]

3.1.1 Erosion

Erosion ist die Umlagerung und der Abtransport und damit der Kornverlust fast aller Fraktionen eines Erdstoffes infolge der Einwirkung von Porenwasserströmungen oder Oberflächenwasser. [9]

Da die Erosion das tragende Korngerüst zerstört, führt sie bei Verursachung durch Oberflächenwasser zu örtlichen Vertiefungen (z. B. Erosionsrinnen, Kolke), bei Verursachung durch Porenwasserströmung zu Erosionsrinnen oder zu Hohlräumen (meist röhrenförmig) im Bodeninneren und zu örtlichen Verformungen des Untergrundes. [9]

3.1.2 Suffosion

Als Suffosion wird das Umlagern bzw. Ausspülen von Feinanteilen eines Bodens durch Porenwasserströmungen bezeichnet. Das tragende Korngerüst wird dabei in seiner Struktur nicht verändert. Jedoch erhöhen sich durch Suffosion die Porenzahl n und der Durchlässigkeitsbeiwert k des Bodens. [9]

3.1.3 Kolmation

Kolmation ist das Verstopfen des Porenraumes des Bodens (Filters) durch Ein- bzw. Anlagerung von Feststoffen, die durch eine Sickerströmung transportiert werden. [9]

3.2 Filterkriterien

Erodierte Bodenkörner sollen von den im Damm angeordneten Filtern zurückgehalten werden. Für die Bemessung der Filter ist deren Kornaufbau nach den Filterkriterien auf den Kornaufbau des zu schützenden Basiserdstoffes abzustimmen. Die bekannten Bemessungskriterien für den Filter eines Basiserdstoffes beruhen vorwiegend auf geometrischen Kriterien, die aufgrund experimenteller und/oder empirischer Grundlagen entwickelt worden sind. Zu den gebräuchlichsten Filterkriterien gehören:

- Filterkriterien nach TERZAGHI & PECK (1961, 1967)
- Filterkriterien von SHERARD & DUNNIGAN (1989)
- Filterkriterien des US – BUREAU OF RECLAMATION (USBR, 1960)
- Filterkriterien des US – CORPS OF ENGINEERS (USCE, 1953)
- Filterkriterien von CISTIN (1967)/ZIEMS (1969)

Die Filterkriterien sind von der Ungleichförmigkeit $U = d_{60} / d_{10}$ und der Krümmungszahl $C_c = d_{30}^2 / (d_{10} \cdot d_{30})$ des abzufilternden Basiserdstoffes (B) und des Filtermaterials (F) abhängig. [10]

3.2.1 Filterregeln von Terzaghi

Die Filterregeln von Terzaghi wurden empirisch ermittelt und gelten nur für gleichförmige Böden ($U_B \approx U_F < 2$).

$$D_{15F} < 4 \cdot D_{85B}$$

D_{15F} Korndurchmesser bei 15 % Siebdurchgang des Filtermaterials

D_{85B} Korndurchmesser bei 85 % Siebdurchgang des Basiserdstoffes [10]

Damit der Filter hydraulisch leistungsfähig ist, muss folgende Bedingung erfüllt sein:

$$D_{15F} > 4 \cdot D_{15B}$$

D_{15B} Korndurchmesser bei 15 % Siebdurchgang des Basiserdstoffes [10]

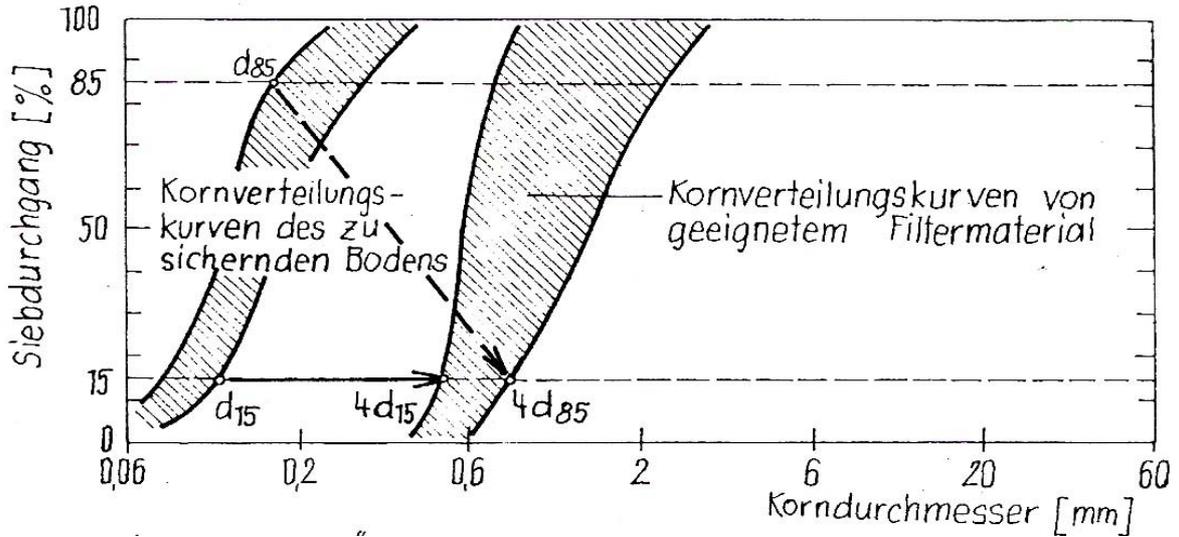


Abb. 3.1: Filterkriterien nach Terzaghi, wobei die linke schraffierte Fläche alle Kornverteilungskurven von Bodenschichten enthält, die gegen Ausspülen geschützt werden sollen. Die rechte schraffierte Fläche gibt den Bereich an, in dem die Kurven der Filter liegen müssen. [11]

Die erforderliche Dicke von mineralischen Filterschichten oder Drains ergibt sich einerseits aus der Forderung die aus der Sickerströmung resultierenden Sickerwassermengen drucklos abzuführen, andererseits aus erdbautechnischen Gesichtspunkten. [10]

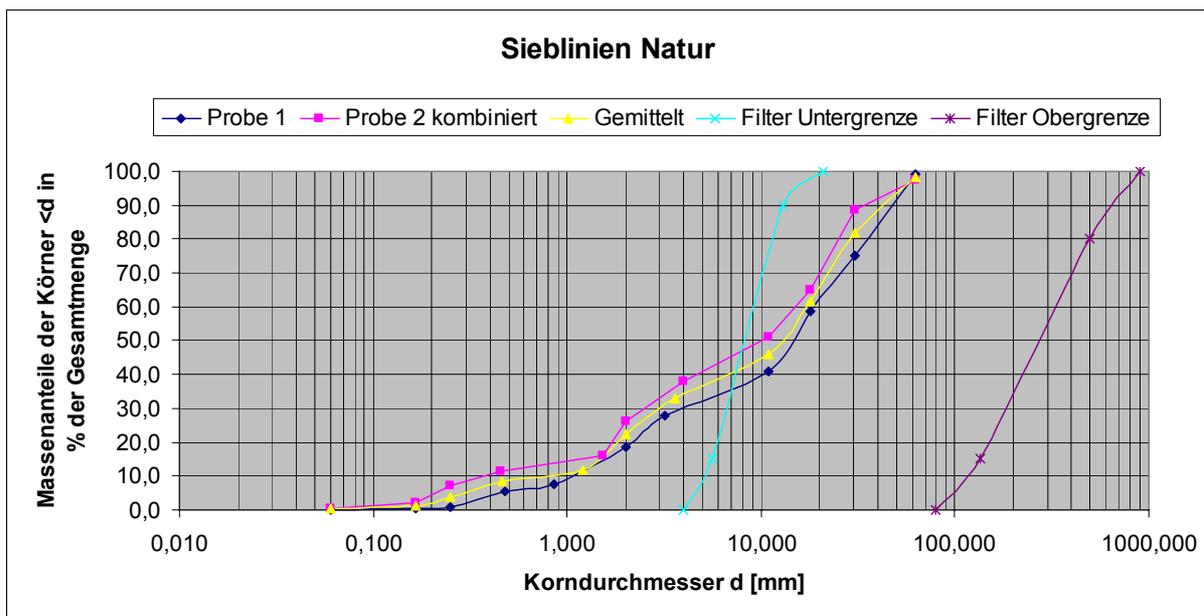


Abb. 3.2: Filtergrenzen nach den Filterregeln nach Terzaghi.

Die Filter für die Modelle wurden nach den Filterregeln nach Terzaghi ermittelt.

Probe 1 wurde bei Mur-km 169,77 und Probe 2 kombiniert wurde bei Mur-km 169,6 entnommen. (Die Daten für Probe 1 und Probe 2 kombiniert wurden dem Bericht "KW Gössendorf und Kalsdorf; UVP-Verfahren; Sedimentprobennahme an der Sohle der Mur"; Geoteam) entnommen.

Die Linie "Gemittelt" wurde aus Probe 1 und Probe 2 kombiniert berechnet. Danach wurden aus der gemittelten Linie d_{85} und d_{15} bestimmt. Die restlichen Daten für die Linien "Filter Untergrenze" bzw. "Filter Obergrenze" wurden bis auf die fettgedruckten Zahlen angepasst (s. Abb. 3.3).

KW Gössendorf						Filtergrenzen			
Probe 1		Probe 2 komb.		gemittelt		Filter 1 (Untergrenze)		Filter 2 (Obergrenze)	
Durchmesser [mm]	Massequanteil [%]	Durchmesser [mm]	Massequanteil [%]	Durchmesser [mm]	Massequanteil [%]	Durchmesser [mm]	Massequanteil [%]	Durchmesser [mm]	Massequanteil [%]
0,06	0,0	0,06	0,5	0,06	0,25	4	0	80	0
0,17	0,5	0,17	2,0	0,17	1,25	5,6	15	134	15
0,25	1,0	0,25	7,0	0,25	4	13	90	500	80
0,48	5,3	0,45	11,5	0,47	8,4	21	100	900	100
0,86	7,5	1,54	16,0	1,20	11,75				
2,00	18,5	2,00	26,0	2,00	22,25				
3,20	28,0	4,00	38,0	3,60	33				
10,87	41,0	10,87	51,0	10,87	46				
17,97	58,5	17,97	65,0	17,97	61,75				
30,30	75,0	30,30	88,5	30,30	81,75				
63,00	99,0	63,00	97,5	63,00	98,25				
Gemittelt		$d_{85} =$	33,5 mm	$4 * d_{85} =$	134 mm			Obergrenze d_{15}	
Gemittelt		$d_{15} =$	1,4 mm	$4 * d_{15} =$	5,6 mm			Untergrenze d_{15}	

Abb. 3.3: Daten für Abbildung 3.2.

3.2.2 Filterregeln nach Sherard & Dunnigan

Sherard kam aufgrund seiner zahlreichen durchgeführten Versuche auf folgende Schlussfolgerung:

Bodengruppe	Feinanteil < 0,075mm [%]	Filtergrenzen D_{15b} [mm]
1	85 - 100	$D_{15b} = 7 \cdot d_{85} - 12 \cdot d_{85}$ (Durchschnitt: $D_{15b} = 9 \cdot d_{85}$)
2	40 - 80	$D_{15b} = 0,7 - 1,5$
3	0 - 15	$D_{15b} = 7 \cdot d_{85} - 10 \cdot d_{85}$
4	15 - 40	Zwischen Gruppe 2 und 3, abhängig vom Feinanteil

Abb. 3.4: Filterregeln nach Sherard und Dunnigan. [14]

- Bodengruppe 1 Feine Lehme / Schluffe und Tone mit einem Feinanteil von > 85% Siebdurchgang bei einer Siebgröße von 0,075mm [14]
- Bodengruppe 2 Lehmige und tonige Sande und sandige Lehme / Schluffe mit einem Feinanteil zwischen 40 – 85% Siebdurchgang bei einer Siebgröße von 0,075mm [14]
- Bodengruppe 3 Lehmige und tonige Sande und kieshaltige Sande mit ≤ 15% Siebdurchgang bei einer Siebgröße von 0,075mm [14]
- Bodengruppe 4 Bodenmaterial zwischen Bodengruppe 2 und 3 [14]

D_{15b} = D_{15} Größe des Filters, gefunden durch den "Keine Erosion Filter Test", bildet die Grenze zwischen erfolgreichem und nicht erfolgreichem Test für beliebige Erdstoffgruppen; erfolgreich heißt, keine sichtbare Erosion an den Wänden des Versuchsobjektes [14]

d_{85} Korndurchmesser des Basiserdstoffes bei 85% Siebdurchgang [14]

Die gemittelte Sieblinie von Abbildung 3.2 konnte der Bodengruppe 3 zugeordnet werden.

Bodengruppe 3	
aus gemittelten Sieblinie	$d_{85} = 33,5 \text{ mm}$
Filtergrenze	$D_{15b} = 234,5 - 335,0 \text{ mm}$

Abb. 3.5: Filtergrenze nach den Filterregeln nach Sherard und Dunnigan.

Laut Abbildung 3.2 ist d_{85} gleich 33,5mm für die gemittelte Sieblinie. Somit lag nach den Filterregeln nach Sherard und Dunnigan die Filtergrenze D_{15b} für die Natur zwischen 234,5 und 335,0mm.

4 Modellgesetz und Umrechnungsfaktoren

Die in der Natur gemessenen bzw. die für die Natur berechneten Werte können nicht direkt auf das Modell übertragen werden. Die Umrechnung zwischen Natur und Modell erfolgt mit Hilfe bestimmter Modellgesetze wie zum Beispiel: das Newton'sche Modellgesetz, das Euler'sche Modellgesetz, das Reynold'sche Modellgesetz, das Froude'sche Modellgesetz,....

Jedes Modellgesetz hat seine Gültigkeit für einen bestimmten Bereich.

Das Froude'sche Modellgesetz wird hauptsächlich für Fließvorgänge mit freiem Wasserspiegel verwendet, welches auf unser Modell am besten zutrifft.

Die Umrechnung bestimmter Faktoren wie Durchfluss q , Geschwindigkeit v , Länge l , Zeit h ,... erfolgte mit Hilfe des Modellmaßstabs λ .

Der Modellmaßstab λ ließ sich wie folgt berechnen: $\lambda = \frac{L}{l}$.

L Länge in der Natur [m]

l Länge im Modell [m]

Die Umrechnungsfaktoren ergaben sich zu:

		Froude
Länge	l	λ
Beschleunigung	b	λ^0
Druck	p	λ
Geschwindigkeit	v	$\lambda^{1/2}$
Durchfluss	q	$\lambda^{5/2}$
Zeit	t	$\lambda^{1/2}$

Abb. 4.1: Umrechnungsfaktoren für das Froude'sche Modellgesetz. [1]

5 Messarten

Die Bestimmung des Durchflusses erfolgte bei allen drei Modellen mit induktiven Durchflussmessern (IDM). Die IST – Durchflüsse wurden ständig mit den SOLL – Durchflüssen verglichen und dokumentiert.

Zur Bestimmung der Sohlhöhe, Profilhöhe,... wurden das Nivellier und die Messlatte verwendet.



Foto 5.1: Nivellier.



Foto 5.2: Messlatte.

Ultraschall und Stechpegel dienen in erster Linie zur Bestimmung der Wasserspiegel.

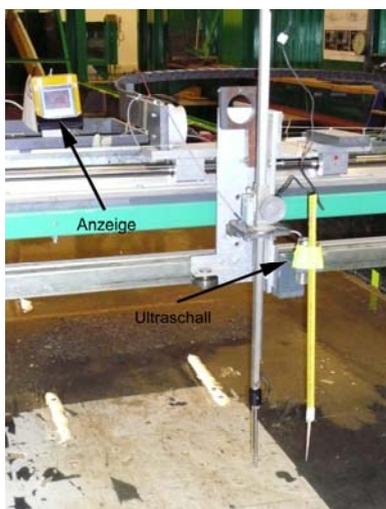


Foto 5.3: Ultraschall.



Foto 5.4: Stechpegel.

Die Fließgeschwindigkeiten wurden mit einem Messflügel gemessen.

Beim 2. und 3. Versuch der zweiten Modellreihe (Teilschnittmodell, M 1:40) wurde sowohl für die Längsrichtung als auch für die Querrichtung mit Wegaufnehmern gearbeitet, mit denen die exakte Position des einzelnen Messgerätes bestimmt werden konnte. Beim 1. Versuch des Vollmodells (Vollmodell, M 1:50) wurde das System nur für die Längsrichtung verwendet. Dadurch war es möglich, die gleiche Position im Modell beliebig oft wieder anzufahren.

Ansonsten wurden die Längen über ein Maßband, das neben der Laufschiene montiert war, abgelesen.

6 Versuche

Die Versuche wurden im Wasserbaulabor des Instituts für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU Wien durchgeführt.

6.1 Versuche in der Flussbaurinne im Maßstab M 1:165,85

6.1.1 Wahl des Maßstabes

Die Flussbaurinne hat die Abmessungen Länge $L = 15,0\text{m}$, Breite $B = 1,72\text{m}$ und Höhe $H = 0,50\text{m}$.

Der Flussverlauf der Mur ist leicht gekrümmt (vgl. Abb. 1.1). Um eine annähernd rechtwinklige Anströmung des ersten Profils zu gewährleisten (hydraulischer Gesichtspunkt) ergab sich eine Breite $B = 285,2621\text{m}$ in der Natur. Daraus folgte der Maßstab $M 1:165,85$.

Der Modellmaßstab λ errechnete sich zu: $\lambda = \frac{1}{165,85} = 0,00602954$.

Es ergaben sich folgende Umrechnungen zwischen Natur und Modell:

		Natur	Modell
Breite	b	285,26 [m]	172,0 [cm]
Geschwindigkeit	v	4,5 [m/s]	0,35 [m/s]
Durchfluss	q	975 [m ³ /s]	2,75 [l/s]
Zeit	t	84 [h]	6,52 [h]

Abb. 6.1: Umrechnung zwischen Natur und Modell (M 1:165,85).

Die Umrechnung des Ausbaudurchflusses und der wichtigsten HQs:

	Natur	Modell
QA	200 [m ³ /s]	0,56 [l/s]
HQ30	975 [m ³ /s]	2,75 [l/s]
HQ100	1325 [m ³ /s]	3,74 [l/s]
HQ1000	1629 [m ³ /s]	4,60 [l/s]
HQ5000	1854 [m ³ /s]	5,23 [l/s]

Abb. 6.2: Umrechnung zwischen Natur und Modell (M 1:165,85).

6.1.2 Aufbau des Versuchmodells

Um den Fluss (Oberwasser, Baumleitung, Unterwasser) möglichst genau nachzubauen, wurden schon bestehende bzw. neue Profile gewählt. Mit Hilfe der Programme Tecplot 360 und AutoCad 2004 wurden für die 15 gewählten Profile die Geländeverläufe bestimmt.

Anschließend wurden in der Werkstatt des Wasserbaulabors die Profile aus Doppelplatten zugeschnitten.

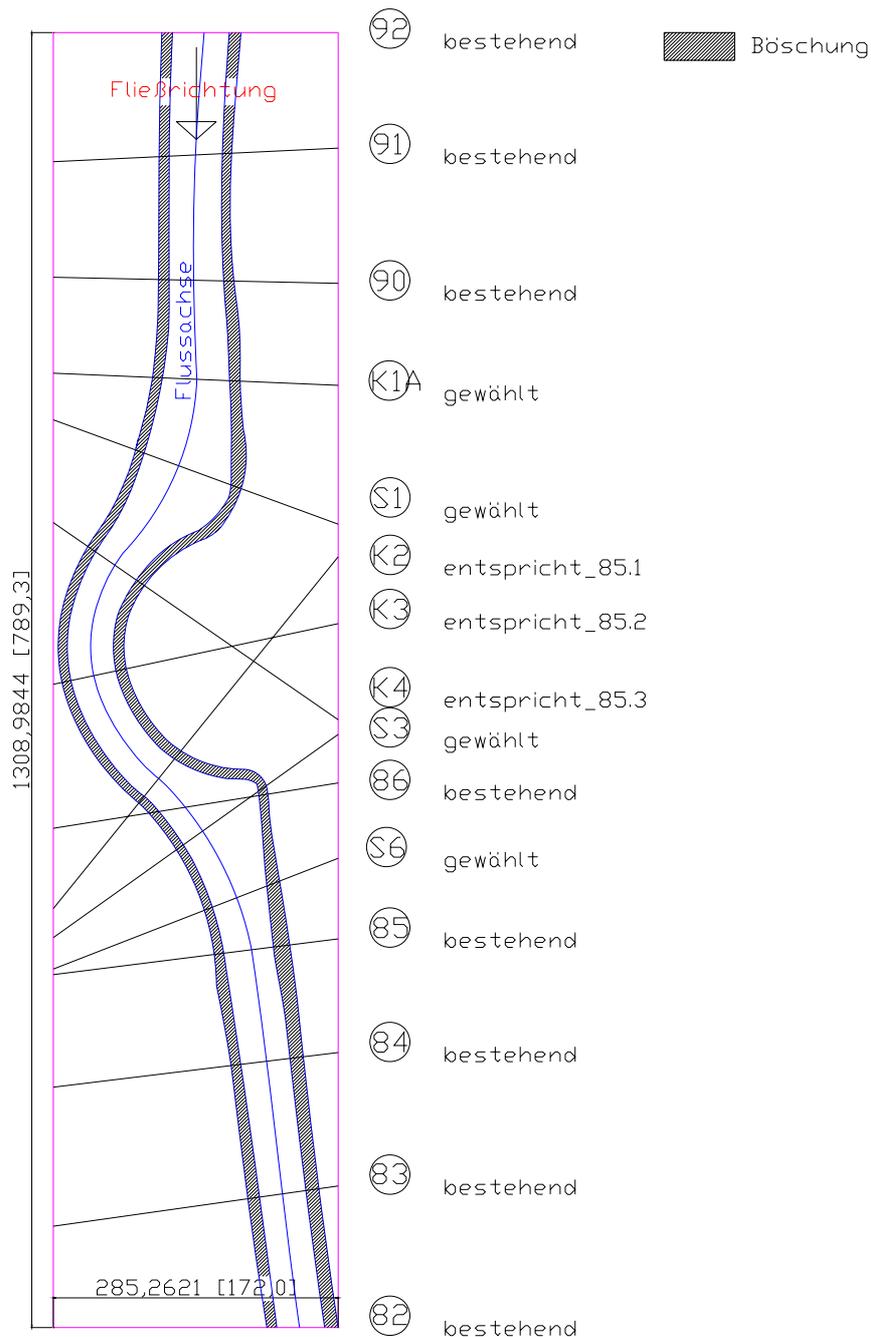


Abb. 6.3: Grundriss mit Profilen. 92,...,82 Bezeichnung der Profile.

Abb. 6.3 zeigt den Fluss mit Fließrichtung im Grundriss. Weiters wird die Lage der Profile verdeutlicht.

Bei beiden Maßzahlen ist die erste Zahl die "Naturzahl" in m (z.B.: 285,2621m in der Natur) und die zweite Zahl die "Modellzahl" in cm. Sie wurde mit Hilfe des Modellmaßstabes λ ermittelt.



Foto 6.1: Aufbau des Modells für den 1. Versuch. Auflegen und Ausrichten der vorbereiteten Profile in der Flußbaurinne. [1]

Nachdem die Profile in der Flussbaurinne aufgelegt und ausgerichtet wurden, wurden die Zwischenräume mit Sand gefüllt.

Anschließend wurden die Profile herausgenommen und die dadurch entstandenen Lücken wurden ebenfalls mit Sand gefüllt.

6.1.3 Sieblinien

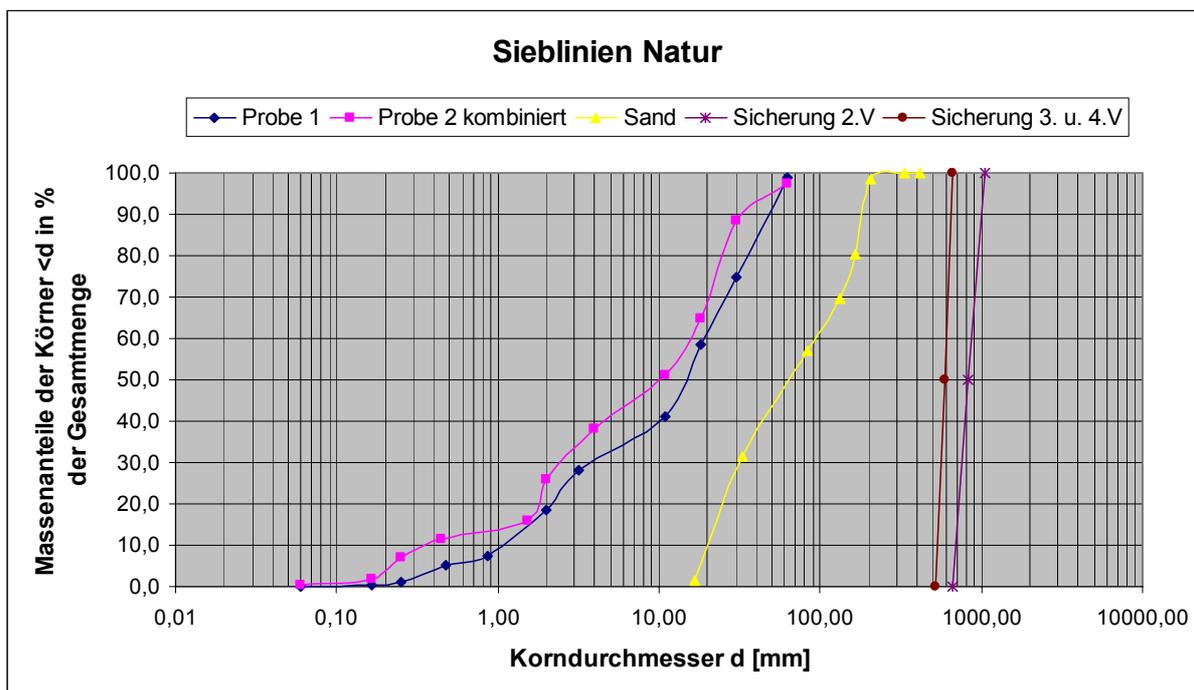


Abb. 6.4: Siebanalyse (M 1:165,85).

Die Sieblinien "Sicherung" setzen sich aus folgenden Daten zusammen:

Modell				Natur			
2. Versuch		3. und 4. Versuch		2. Versuch		3. und 4. Versuch	
Korndurchmesser [mm]	Massenanteil [%]						
4,0	0	3,15	0	663,4	0	522,4	0
5,0	50	3,6	50	829,3	50	597,1	50
6,3	100	4,0	100	1044,9	100	663,4	100

Abb. 6.5: Daten für die Sieblinien "Sicherung".

Die verwendeten Sieblinien wurden mit dem Froude'schen Gesetz vom Modell auf die Natur umgerechnet.

Die Sieblinie für Sicherung 2. Versuch bzw. Sicherung 3. u. 4. Versuch wurden frei gewählt.

Die Sieblinie Sand stimmte nicht mit den Sieblinien Probe 1 bzw. Probe 2 kombiniert überein. Die Sieblinie wäre zu fein, wenn eine gemittelte Sieblinie von Probe 1 und Probe 2 kombiniert auf das Modell umgerechnet werden würde. Die Feinteile wären so klein, dass der Geschiebetransport im Fluss nicht realistisch wäre.

In unserem Fall lag der verwendete Sand zwischen den Linien der Proben und der Sicherung und wirkte somit als Filter.

Für alle Versuche im Maßstab M 1:165,85 wurde der gleiche Sand verwendet.

Der von der STEWEAG-STEG GmbH vorgeschlagene Steindurchmesser für die Sohl- und Böschungssicherung beträgt 0,60m.

6.1.4 1. Versuch (22.11.2007)

Der Maßstab für das Modell war mit M 1:165,85 sehr klein gewählt. Daher sollte der erste Versuch zeigen, ob allgemeine Erkenntnisse aus diesem Versuch gewonnen werden können.

6.1.4.1 Versuchsbeschreibung

Der Versuch wurde mit einer komplett beweglichen Sohle (Sand) durchgeführt.

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Der Durchfluss betrug 3l/s, was ca. >HQ30 entspricht (HQ30 = 2,75l/s).

Der Versuch dauerte ca. eine Stunde.

Bei diesem Versuch wurde auf eine Deckwerksicherung verzichtet.

6.1.4.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen



Foto 6.2: 1. Versuch. Vorher. Einlauf mit Baumleitung. [1]

Nachdem das Modell vollständig mit Wasser gefüllt wurde, brachen unmittelbar danach die Stellen ein, wo die Profile eingebaut waren. Diese Stellen wurden "nur" mit Sand gefüllt und nicht verdichtet, was die Ursache für das Einbrechen war.

Auf den Fotos 6.3 und 6.4 können deutlich die eingebrochenen Stellen erkannt werden.

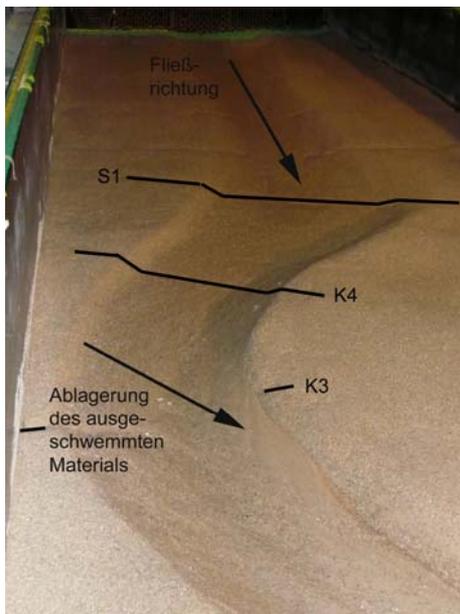


Foto 6.3: 1. Versuch. Nachher. Ablagern des ausgeschwemmten Materials am linken Ufer (in Fließrichtung).



Foto 6.4: 1. Versuch. Nachher.

Die Erosion des linken Ufers begann ca. in der Mitte zwischen Profil S1 und K4 und reichte knapp bis vor das Profil K3. Danach erfolgte die Ablagerung des ausgeschwemmten Materials.



Foto 6.5: 1. Versuch. Vorher. [1]



Foto 6.6: 1. Versuch. Nachher. Ausschwemmen des linken Ufers (in Fließrichtung). [1]



Foto 6.7: 1. Versuch. Nachher. Detail Anprallufer. [1]

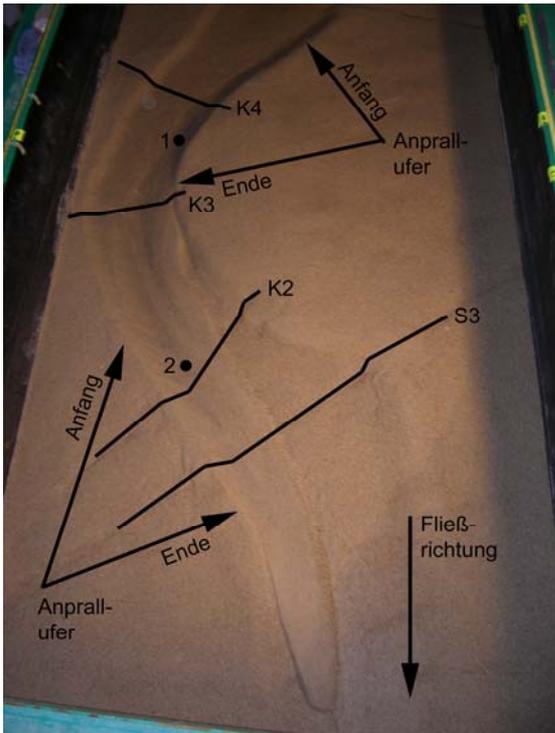


Foto 6.8: 1. Versuch. Nachher. Verlauf des Geschiebebandes. [1]

Anfang und Ende der Anprallufer werden im Foto 6.8 dargestellt.

Das Geschiebeband entstand einerseits durch das kontinuierliche Ausschwemmen der beiden Anprallufer und andererseits durch den Geschiebetransport im Fluss.

An den Punkten 1 und 2 wurden Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Die maximale Geschwindigkeit im Punkt 1 betrug 0,36m/s und im Punkt 2 0,38m/s. Diese Geschwindigkeiten entsprechen in der Natur 4,64m/s bzw. 4,89m/s.

Die STEWEAG-STEAG GmbH berechnete mit HEC-RAS folgende Werte:

Profil 85.1 ... K2: 3,64m/s

Profil 85.2 ... K3: 3,70m/s

Profil 85.3 ... K4: 3,74m/s.

Für die Berechnung nahm die STEWEAG-STEAG GmbH den Stricklerwert $k_{St} = 38m^{1/3}/s$ an.

Die Geschwindigkeiten sind für das jeweilige Profil Durchschnittswerte und ließen sich daher nur begrenzt mit den oben erwähnten Werten, die maximale Geschwindigkeiten darstellten, vergleichen.

Die Numerik für die Geschwindigkeitsverteilung liefert folgendes Bild:

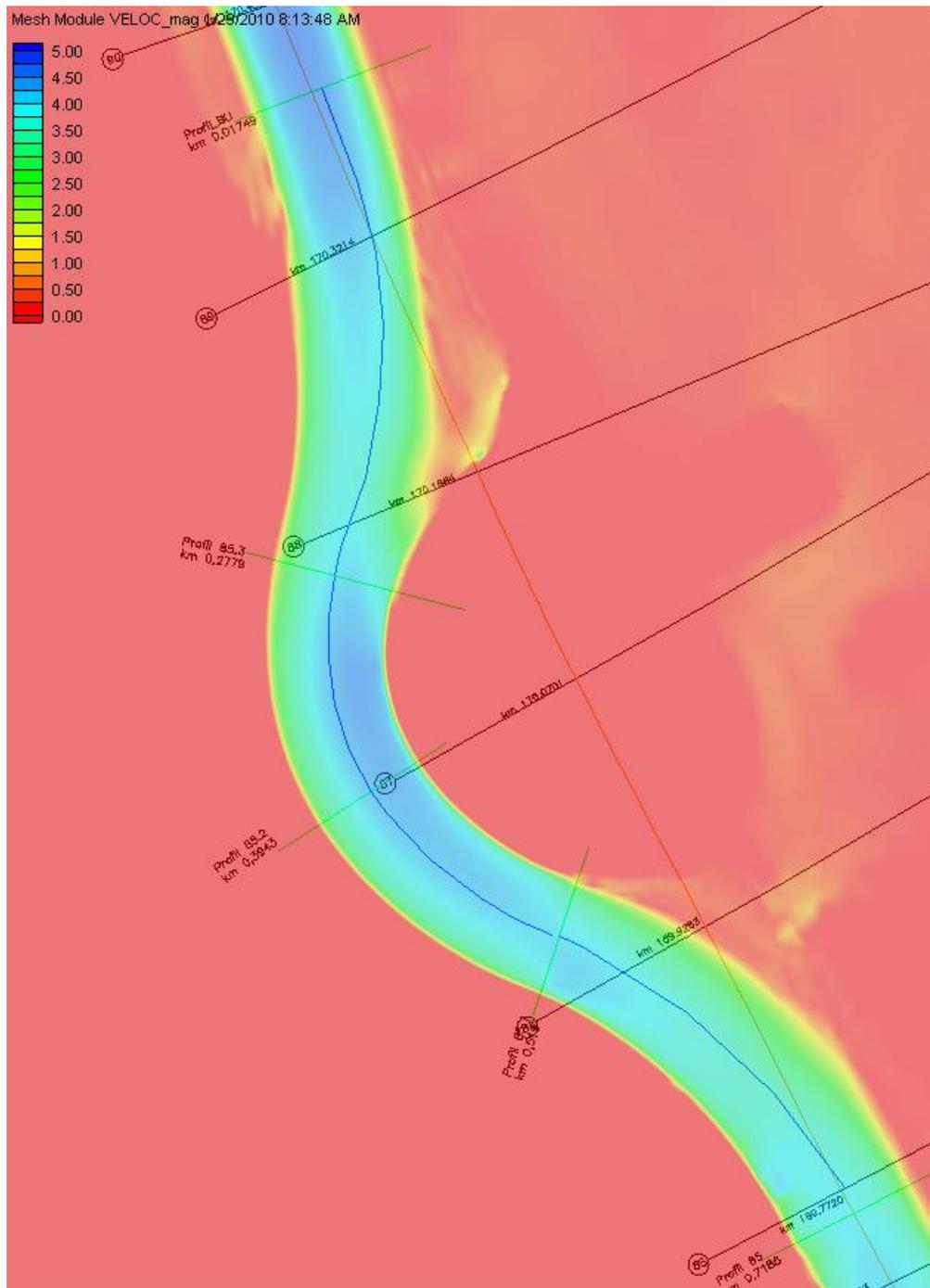


Abb. 6.6: Geschwindigkeiten [m/s] bei HQ30 und $k_{st} = 38\text{m}^{1/3}/\text{s}$ im Bereich der Baustellenumleitung. [3]

Wie Abbildung 6.6 zeigt, liegt die maximale Geschwindigkeit in der Baumleitung, in Fließrichtung gesehen, in der linken Hälfte des Flusses. Sie erstreckt sich von K4 bis fast nach K2 und beträgt ca. 4,25m/s.

Auffällig ist, dass der Punkt 2 vom Foto 6.8 sich in der Abbildung 6.6 nicht widerspiegelt. An dieser Stelle tritt in der Abbildung keine erhöhte Geschwindigkeit auf.

Zusammenfassung der Geschwindigkeiten:

Geschwindigkeit [m/s]					
Profile	Modell	Natur			
	gemessen	umgerechnet	HEC-RAS	Numerik	$k_{St} [m^{1/3}/s]$
Profil 85.1 ... K2	0,38	4,89	3,64	3,75	38
Profil 85.2 ... K3	0,36	4,64	3,7	4,25	38
Profil 85.3 ... K4			3,74	3,75	38

Abb. 6.7: Vergleich: Geschwindigkeiten [m/s].

Der Stricklerbeiwert $k_{St} = 38m^{1/3}/s$ gilt nur für HEC-RAS und die Numerik, nicht aber für das Modell!

6.1.4.3 Versuchserkenntnisse

Bei den Geschwindigkeiten gab es Abweichungen, weil sich die Berechnungen unterschieden. Wie schon erwähnt, sind die Werte der HEC-RAS Berechnung Durchschnittswerte für den Querschnitt. Der abgelesene Wert der Numerik Berechnung von 4,25m/s unterscheidet sich nicht allzu viel vom gemessenen Wert 4,64m/s. Der Unterschied lässt sich dadurch erklären, dass einerseits der Wert der Abbildung 6.6 entnommen wurde (kein exakter Wert) und andererseits eine gewisse Messungenauigkeit vorhanden war.

Das Modell wurde in einigen Bereichen überströmt, wo es laut Berechnung noch zu keiner Überströmung kommen sollte. Dies kann auf die Bauungenauigkeit des Modells aufgrund des sehr kleinen Modellmaßstabs zurückgeführt werden.

Wegen der Erosion der Anprallufer und der Bildung des Geschiebebandes ist ein Verzicht auf eine Böschungs- und Sohlsicherung nicht zulässig.

6.1.5 2. Versuch (26.11.2007)

Für den Versuch wurden die Profile neu eingebaut, was einem "neuen" Modellbau entsprach.

6.1.5.1 Versuchsbeschreibung

Der Versuch wurde mit einer komplett beweglichen Sohle (Sand) durchgeführt.

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Es wurde die Versuchskurve 2,75l/s (HQ30), 3,75l/s (HQ100) und 4,60l/s (HQ1000) abgefahren.

Die gesamte Versuchsdauer betrug ca. 1,5 Stunden.

Die im 1. Versuch erodierten Stellen an den Böschungen wurden in diesem Versuch gesichert. Die Lage und Art der Böschungssicherungen ist nachfolgenden Fotos zu entnehmen.

Für die Böschungssicherungen wurde ein leicht kantkorniger Kies mit einem Durchmesser von 4,0 – 6,3mm verwendet. Das entspricht in der Natur einem Steindurchmesser von 0,66 – 1,05m.

6.1.5.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen

6.1.5.2.1 Vorher – Nachher – Vergleich



Foto 6.9: 2. Versuch. Vorher. Einlauf und BU – Anfang.

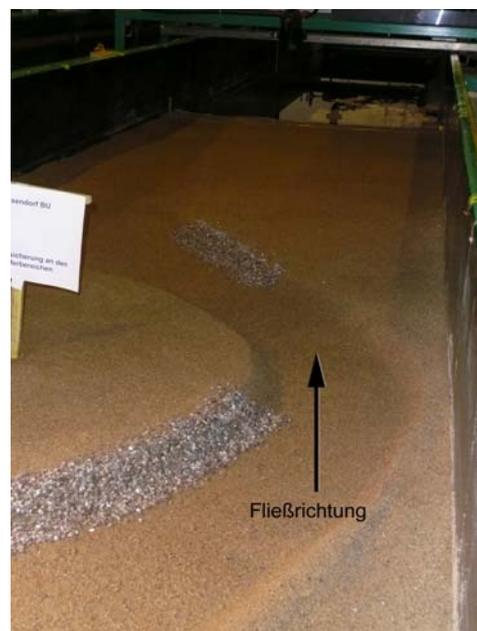


Foto 6.10: 2. Versuch. Vorher. Auslauf und BU – Ende.

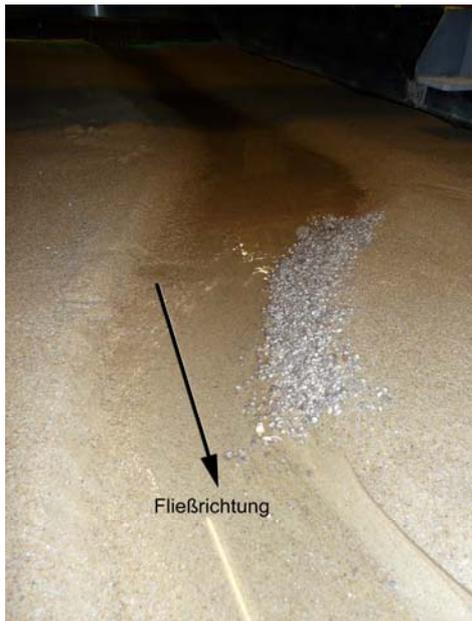


Foto 6.11: 2. Versuch. Nachher. Detail Böschungssicherung.



Foto 6.12: 2. Versuch. Nachher. Auslauf und BU.

6.1.5.2.2 HQ30



Foto 6.13: 2. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ30.



Foto 6.14: 2. Versuch. BU – Ende und Auslauf bei HQ30.

Im Einlaufbereich wurden die Ufer bis zur Begrenzung durch die Flussbaurinne überschwemmt. Bei Inbetriebnahme der Pumpen für die Wasserzufuhr entstand durch die sehr geringe Pumpleistung (2,75l/s) eine Art Schwall, der das Modell überflutete und

den Sand an der Oberfläche leicht abtrug. Auch eine leichte Setzung war aufgrund der vollständigen Sättigung des Sandes zu erwarten.

Deshalb wurden die Böschungen im Einlaufbereich im Nachhinein noch erhöht.

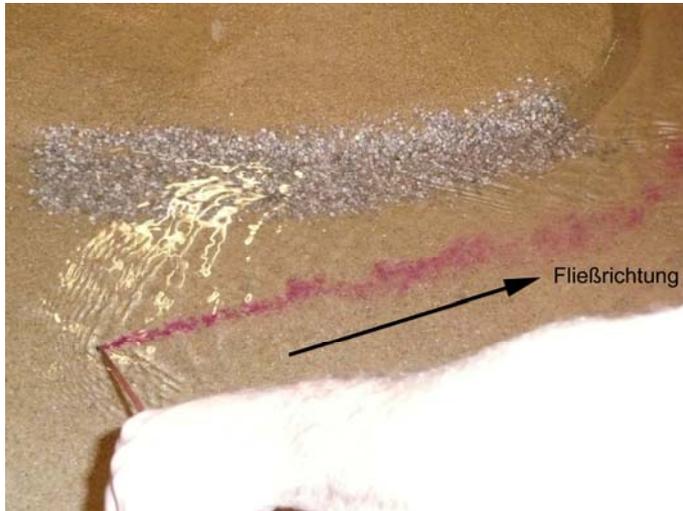


Foto 6.15: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung. Strömungsverlauf bei HQ30.



Foto 6.16: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung. Strömungsverlauf bei HQ30.

Die Farbe im linken Bereich des Fotos (s. Foto 6.16) verweilte kurze Zeit in diesem Bereich bis sie weiter flussabwärts strömte. Daraus ließ sich schließen, dass die Strömungsgeschwindigkeit in diesem Teil des Flusses sehr gering war.

6.1.5.2.3 HQ100

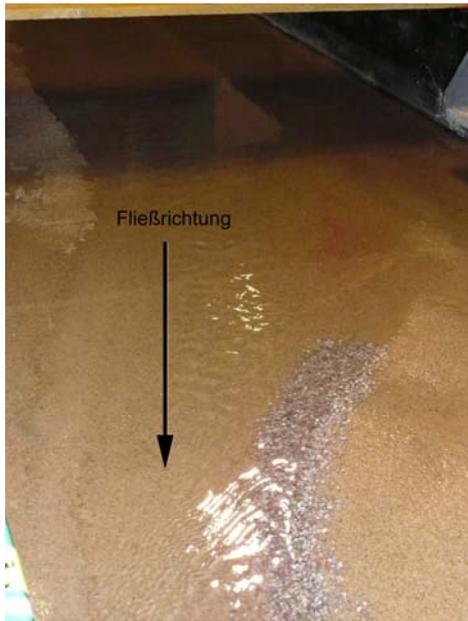


Foto 6.17: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung bei HQ100.



Foto 6.18: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung bei HQ100.

Die Böschungssicherung hielt einem HQ100 stand, ohne sichtbare Schäden zu erleiden.

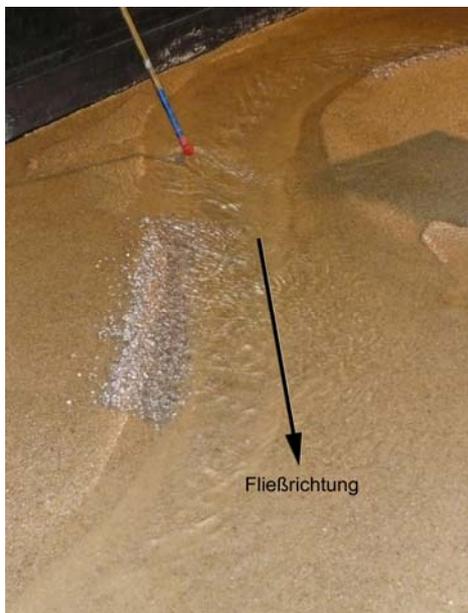


Foto 6.19: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung und Geschiebeband. Geschwindigkeitsmessung mit Messflügel bei HQ100.

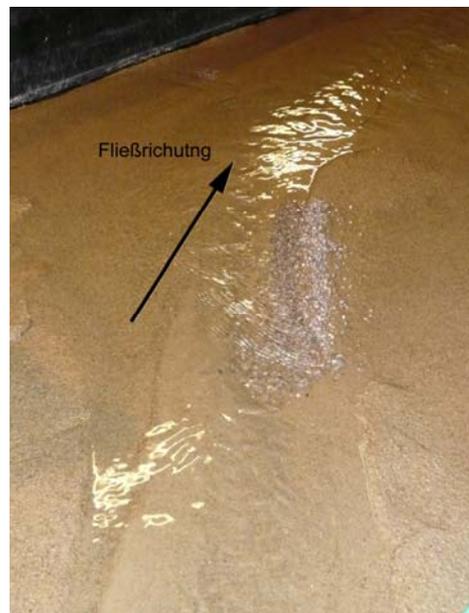


Foto 6.20: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung und Geschiebeband bei HQ100.

Mittlerweile war das Geschiebeband deutlich sichtbar. Es reichte vom Ende der ersten Böschungssicherung bis zur Mitte der zweiten Böschungssicherung.

Weil am ersten Anprallufer keine Erosion stattfand, entstand das Geschiebeband mit größter Wahrscheinlichkeit aus dem Geschiebetransport des Flusses.

6.1.5.2.4 HQ1000



Foto 6.21: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung bei HQ1000.



Foto 6.22: 2. Versuch. Detail Geschiebeband bei HQ1000.

Die Böschungssicherungen wiesen auch bei HQ1000 noch keine wesentlichen Schäden auf.

6.1.5.3 Versuchserkenntnisse

Mit Hilfe der Erkenntnisse aus dem 1. Versuch, wo die schwächsten Böschungsbereiche lagen, zeigte dieser Versuch deutlich, dass eine Böschungssicherung (Steindurchmesser Modell: 4,0 – 6,3mm; Steindurchmesser Natur: 0,66 – 1,05m) an beiden Anprallufern eine Erosion dieser Anprallufer bis HQ1000 verhindern konnte.

6.1.6 3. Versuch (28.11.2007)

6.1.6.1 Versuchsbeschreibung

Der Versuch wurde mit einer komplett beweglichen Sohle (Sand) durchgeführt.

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Um ein zu starkes Überfluten des ufernahen Bereiches durch den "Pumpschwall" zu verhindern, wurden die Randbereiche im Einlaufbereich des Modells leicht erhöht. An einigen Stellen wurde die Böschung mit Zement verstärkt, um ein "Wegspülen" der Böschung durch den Schwall zu verhindern bzw. die Böschung auch über den Versuch hinaus stabil zu halten.

Die gesamte Versuchsdauer betrug 3,5 Stunden.

In der ersten Phase flossen ca. 2,75l/s (HQ30) durch das Modell. Dies dauerte ca. eine Stunde.

Nach einer kurzen Unterbrechung folgte die zweite Phase, in der die Versuchskurve 2,75l/s (HQ30), 3,75l/s (HQ100), 4,60l/s (HQ1000) und 5,23l/s (HQ5000) abgefahren wurde. Die zweite Phase dauerte ca. 2,5 Stunden.

Für die Böschungssicherung wurde ein leicht kantkorniger Kies mit einem Durchmesser von 3,15 – 4,0mm verwendet. Dies entspricht in der Natur einem Steindurchmesser von ca. 0,52 – 0,66m.

Die Sicherung der Sohle erfolgte mit einem etwas rundkornigerem Kies. Der Durchmesser war gleich dem der Böschungssicherung.

Die genaue Lage der Sohl- und Böschungssicherung ist nachfolgenden Fotos zu entnehmen.



Abb. 6.8: 3. Versuch. Schnitt durch Damm und Sohle der BU.

6.1.6.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen

6.1.6.2.1 Überblick

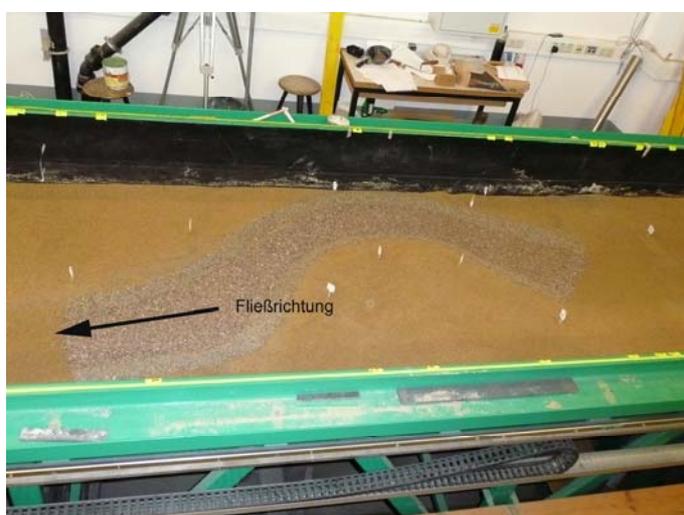


Foto 6.23: 3. Versuch. Überblick über die Böschungs- und Sohlensicherung.

6.1.6.2.2 Vorher – Nachher – Vergleich

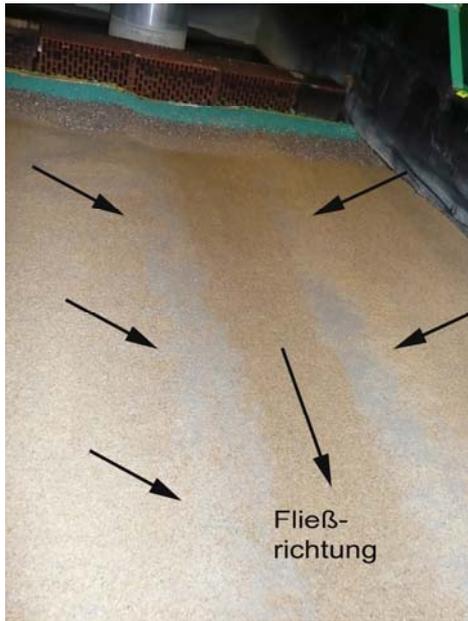


Foto 6.24: 3. Versuch. Vorher. Einlauf mit Verstärkung der Böschung durch Zement.



Foto 6.25: 3. Versuch. Vorher. Überblick über die Baumleitung.



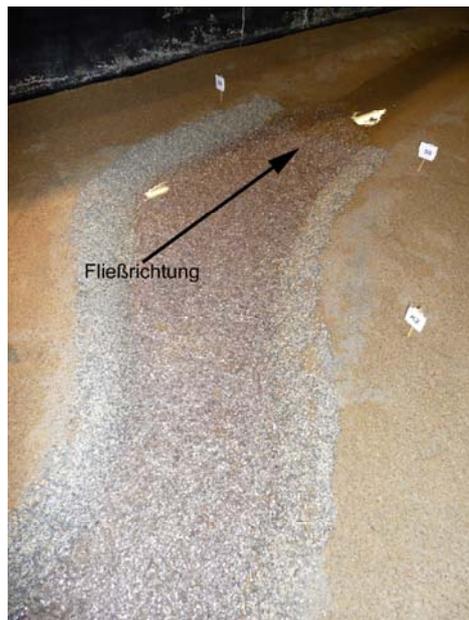
Foto 6.26: 3. Versuch. Nachher. Einlauf und BU – Anfang.



Foto 6.27: 3. Versuch. Nachher. BU – Ende und Auslauf.



**Foto 6.28: 3. Versuch. Nachher.
BU – Anfang.**



**Foto 6.29: 3. Versuch. Nachher.
BU – Ende.**



**Foto 6.30: 3. Versuch. Vorher.
Auslauf Baumleitung.**



**Foto 6.31: 3. Versuch. Nachher.
BU – Ende. Nachkolkbildung.**

Beim Übergang von der Sohlsicherung zur bestehenden Sohle bildete sich ein Kolk aus.

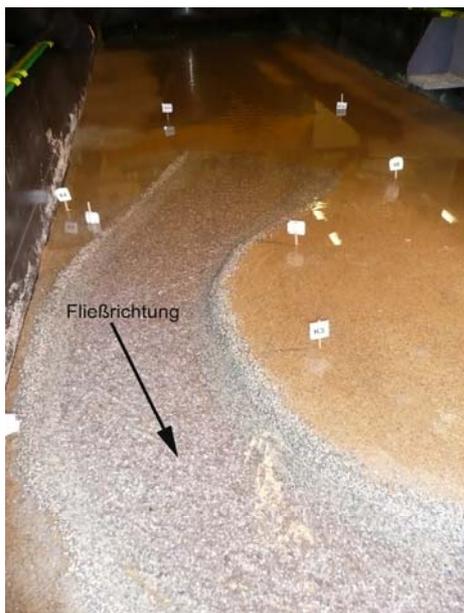
6.1.6.2.3 HQ30

Foto 6.32: 3. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ30.



Foto 6.33: 3. Versuch. Ende - BU und Auslauf bei HQ30.

Um bei der Bemessung der Baumleitung auf der sicheren Seite zu liegen, wurden die Randbereiche im Zulaufprofil zusätzlich erhöht. Somit war gewährleistet, dass die Wassermenge, die nicht durch die BU floss, möglichst klein war. Die Fotos zeigen, dass die nicht extra erhöhten Bereiche überschwemmt wurden.

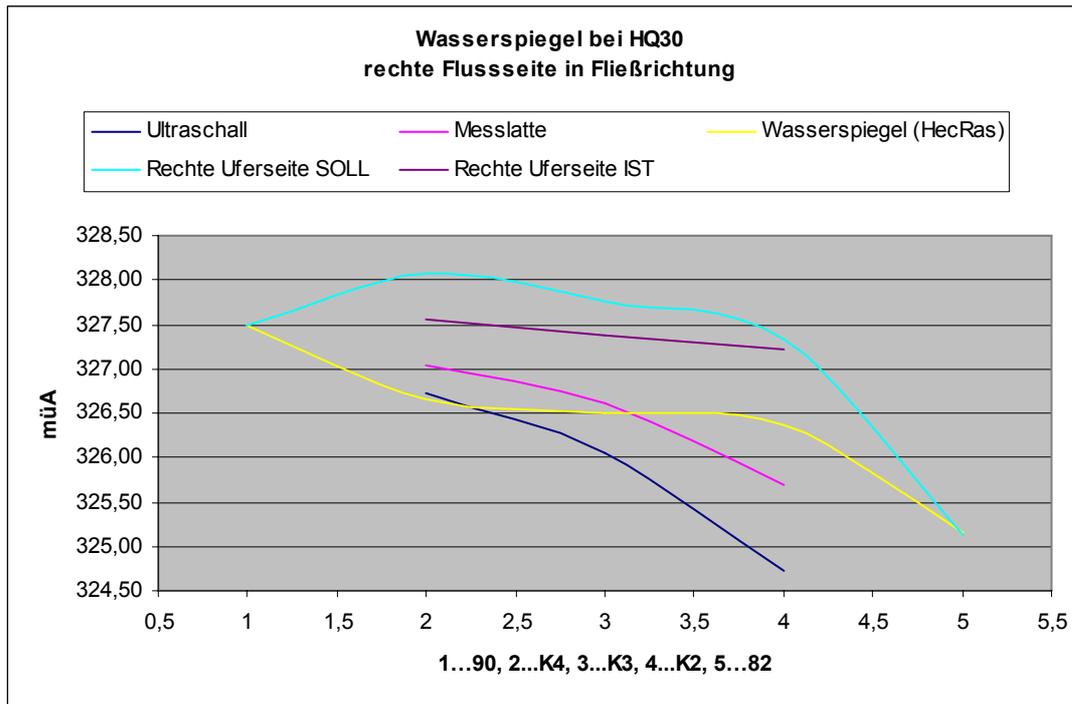


Abb. 6.9: 3. Versuch. Wasserspiegellage bei HQ30 an der rechten Flussseite in Fließrichtung.

Auf der x-Ordinate werden die einzelnen Profile in Fließrichtung wiedergegeben. Die Punkte 1 – 5 stehen für bestimmte Profile. Punkt 1 steht für Profil 90, Punkt 2 für Profil K4, Punkt 3 für Profil K3, Punkt 4 für Profil K2 und Punkt 5 steht für Profil 82.

Die y-Ordinate gibt die Höhe in Bezug auf den Meeresspiegel der Adria wieder.

Grundsätzlich vergleicht das Diagramm zwei wesentliche Punkte miteinander: Die Böschungshöhe und die Wasserspiegellage bei HQ30 bei einem bestimmten Profil. Die Böschungshöhe wird mit einer SOLL- und einer IST – Höhe verglichen.

Die Linie “Rechte Böschungsseite SOLL” errechnet sich aus den zur Verfügung gestandenen CAD-Plänen der STEWEAG-STEAG GmbH.

Vor Versuchsbeginn wurde das Modell mit dem Nivellement vermessen. Diese Werte werden in der Linie “Rechte Böschungsseite IST” wiedergegeben.

Für den Vergleich der Wasserspiegellagen bei den einzelnen Profilen stehen 3 verschiedene Werte zur Verfügung. Zwei IST – Werte, wovon einer mit dem Ultraschall und der zweite mit der Messlatte gemessen wurden. Der SOLL – Wert basiert auf der HEC-RAS Berechnung.

Die zwei IST – Werte (Ultraschall und Messlatte) unterschieden sich um minimal 0,4m und maximal 0,9m. Die Art des Messgerätes und die Umrechnung der gemessenen Werte war der Grund für die Abweichung.

Werden die SOLL- und IST – Höhe der Böschung miteinander verglichen, weichen diese bis auf Punkt 4 ... K2.nicht allzu stark von einander ab.

Auffällig ist, dass die Wasserspiegel in diesem Bereich sehr stark absinken.

Eine mögliche Ursache könnte der Unterwasserspiegel gewesen sein. Vielleicht wurde er zu ungenau eingestellt. Eine andere Ursache könnte die Messungenauigkeit bzw. könnte im Bereich des Profils K2 das Modell zu eng gewesen sein. Dies bedeutete eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit und verursachte somit eine Absenkung des Wasserspiegels.

6.1.6.2.4 HQ100



Foto 6.34: 3. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ100.



Foto 6.35: 3. Versuch. BU – Ende und Auslauf bei HQ100.

Hier zeigt sich deutlich, dass fast der gesamte Uferbereich trotz Überhöhung überschwemmt wurde.



Foto 6.36: 3. Versuch. Detail Einlaufbereich BU bei HQ100.



Foto 6.37: 3. Versuch. Detail BU – Ende bei HQ100.

Die Böschung am Anfang der Baumleitung wurde noch einmal mit Sand verstärkt um ein Vorbeifließen des Wassers an der BU zu verhindern.

Die Uferbereiche waren mittlerweile überschwemmt, was auch das Diagramm zeigt.

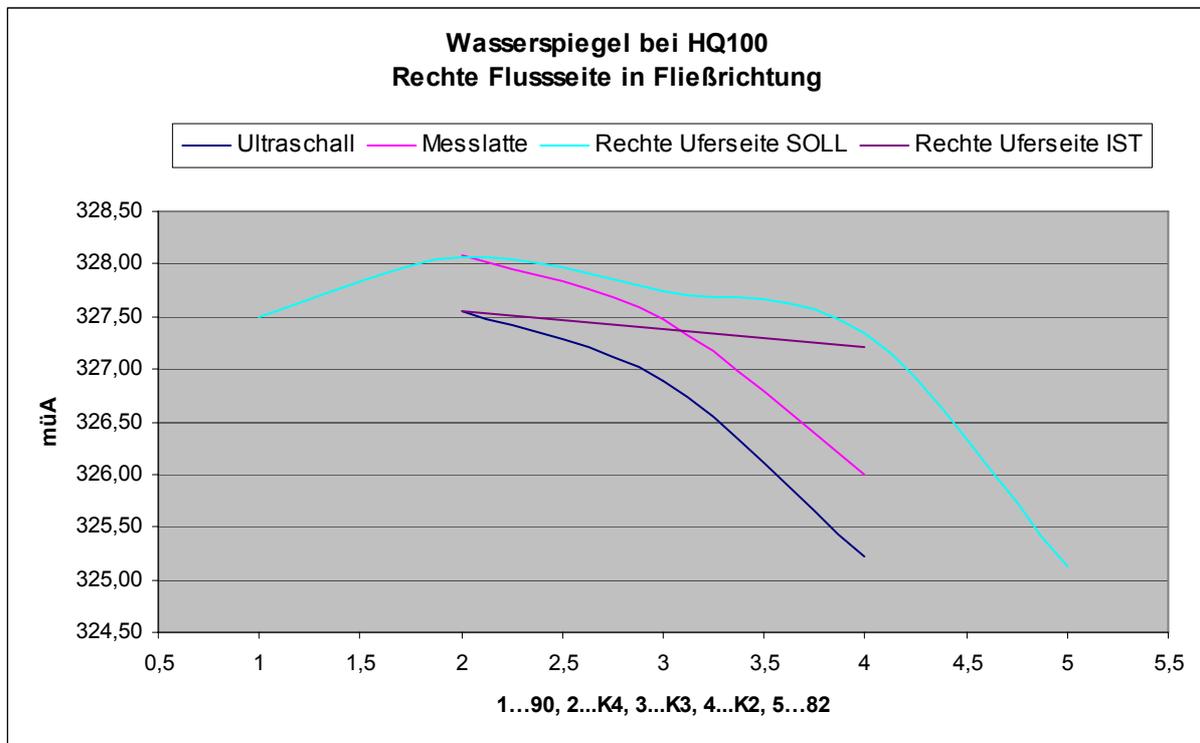


Abb. 6.10: 3. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flussseite in Fließrichtung bei HQ100.

Das starke Absinken des Wasserspiegels ab dem Profil K3 setzt sich hier fort.

6.1.6.2.5 HQ1000

Foto 6.38: 3. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ1000.

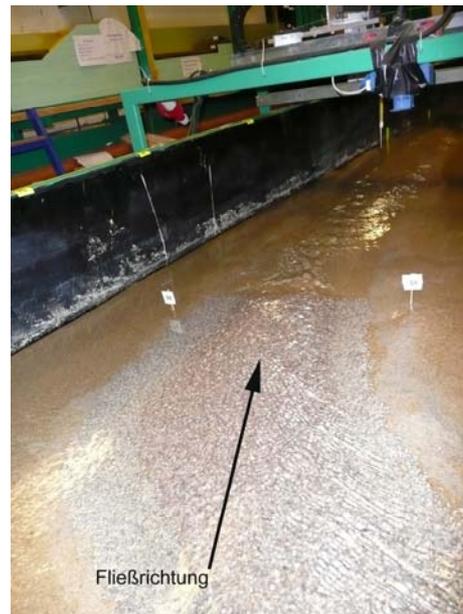


Foto 6.39: 3. Versuch. BU – Ende bei HQ1000.

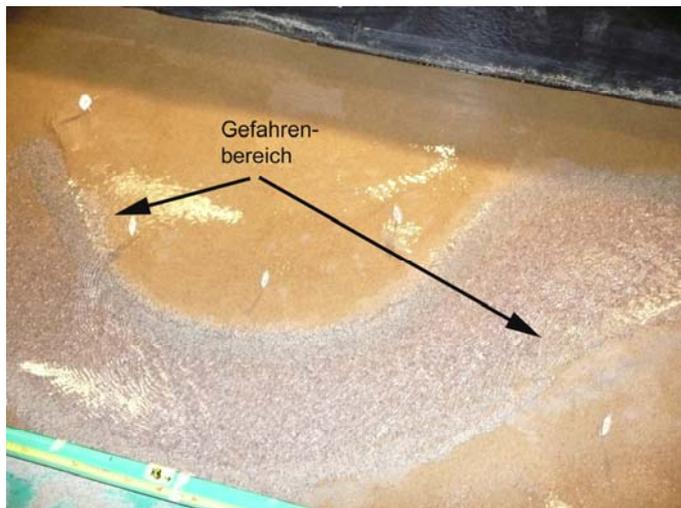


Foto 6.40: 3. Versuch. Überblick Baumleitung bei HQ1000.

Die Bilder zeigen deutlich, dass beinahe das gesamte Modell überschwemmt wurde. Nur noch einzelne trockene Stellen können erkannt werden.

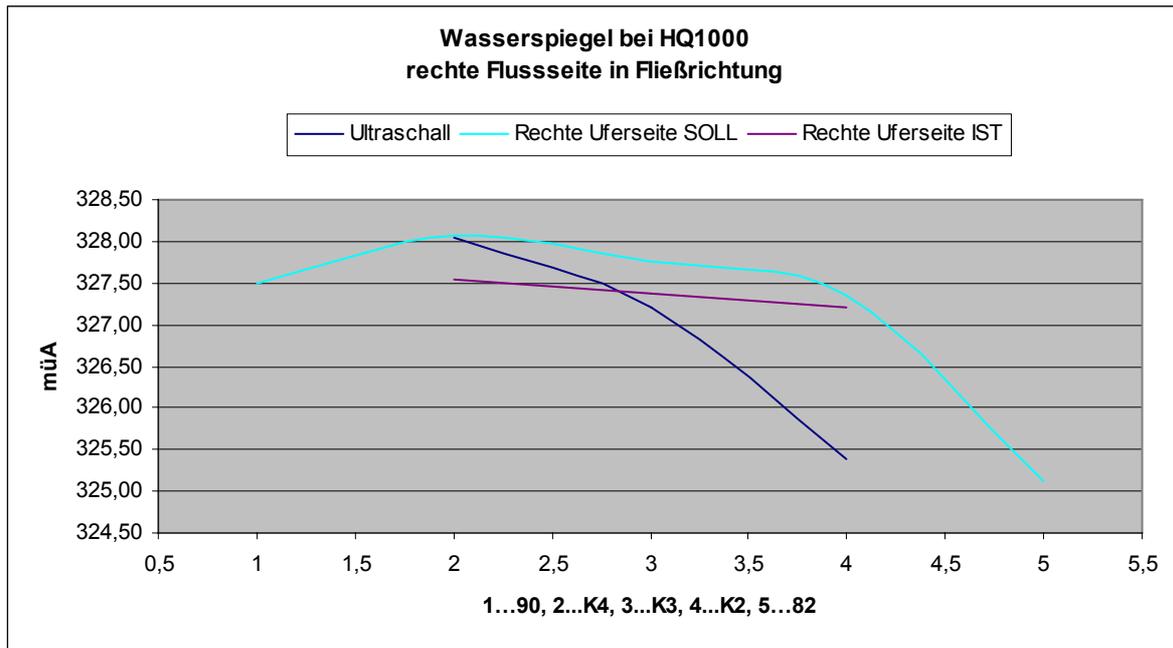


Abb. 6.11: 3. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flussseite in Fließrichtung bei HQ1000.

Die Messung des Wasserspiegels erfolgte nur noch mit Hilfe des Ultraschallgerätes.

6.1.6.2.6 HQ5000



Foto 6.41: 3. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ5000.



Foto 6.42: 3. Versuch. BU – Ende und Auslauf bei HQ5000.

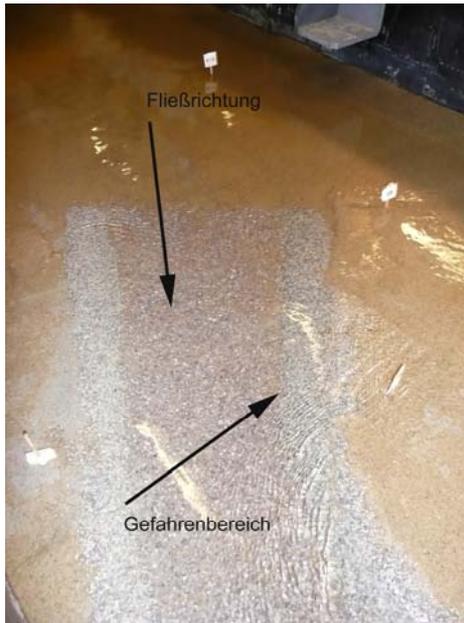


Foto 6.43: 3. Versuch. BU – Anfang bei HQ5000.



Foto 6.44: 3. Versuch. BU – Ende bei HQ5000.

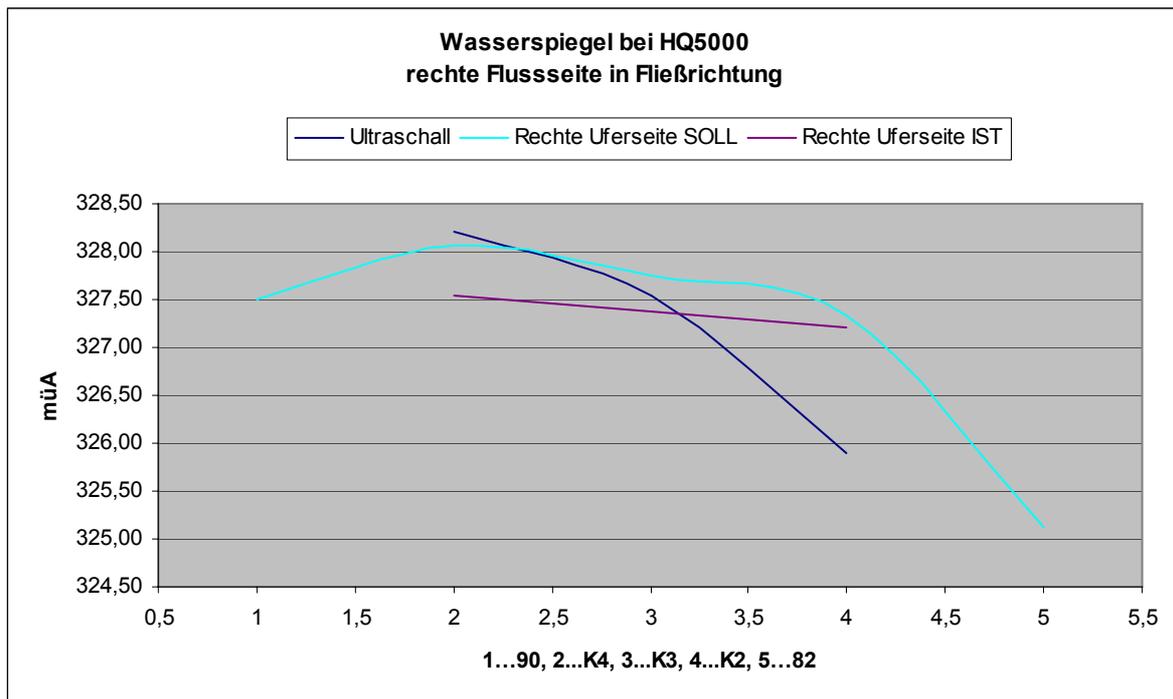


Abb. 6.12: 3. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flussseite in Fließrichtung bei HQ5000.

6.1.6.3 Versuchserkenntnisse

Die Fotos dokumentieren, dass der gewählte Steindurchmesser (Modell: 3,15 – 4,0mm; Natur: 0,52 – 0,66m) bis HQ5000 stabil war. Die Erosion an den Anprallufern und die Bildung des Geschiebebandes wurden verhindert.

Die Nachkolkbildung sollte mit entsprechenden Maßnahmen in den Griff zu bekommen sein.

In den Abbildungen 6.9, 6.10, 6.11 und 6.12 ist das starke Absinken des Wasserspiegels ab dem Punkt 3 ... K3 auffällig. Bisher konnte keine schlüssige Erklärung gefunden werden und daher wurde im nächsten Versuch dieses Verhalten genauer untersucht.

6.1.7 4. Versuch (6.12.2007)

Für diesen Versuch wurde das Modell nur an den beschädigten Stellen ausgebessert.

6.1.7.1 Versuchsbeschreibung

Die Sohle war komplett beweglich (Sand).

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Die gesamte Versuchsdauer betrug 2,5 Stunden.

Die Wasserspiegel im Fluss, die in der Natur für die verschiedenen HQs auftraten (Daten wurden von der STEWEAG-STEAG GmbH zur Verfügung gestellt), wurden auf das Modell rückgerechnet.

In der ersten Versuchsphase wurde in einem Profil (Profil musste nicht im nachgebauten Bereich liegen) wo der Wasserspiegel bekannt war, das Unterwasser mit Hilfe eines Maßbandes markiert. Es wurde HQ30 (2,75l/s) und anschließend HQ100 (3,75l/s) abgefahren.

Danach wurde das Unterwasser an der gleichen Stelle wie zuvor mit dem Ultraschallgerät justiert. Wieder wurden HQ30 und HQ100 abgefahren nur in umgekehrter Reihenfolge.

Die Art und Lage der Sohl- und Böschungssicherung entsprach der gleichen wie im 3. Versuch.



Foto 6.45: Markierung auf welche das Unterwasser eingestellt wird.

6.1.7.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen

6.1.7.2.1 Vorher – Nachher – Vergleich



Foto 6.46: 4. Versuch. Vorher. Überblick über die Baumleitung.



Foto 6.47: 4. Versuch. Vorher. Einlauf BU.

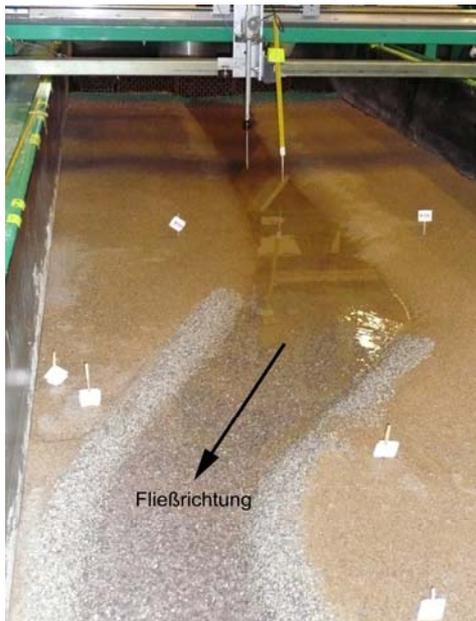


Foto 6.48: 4. Versuch. Nachher. Einlauf und BU – Anfang.



Foto 6.49: 4. Versuch. Nachher. Baumleitung und Auslauf.

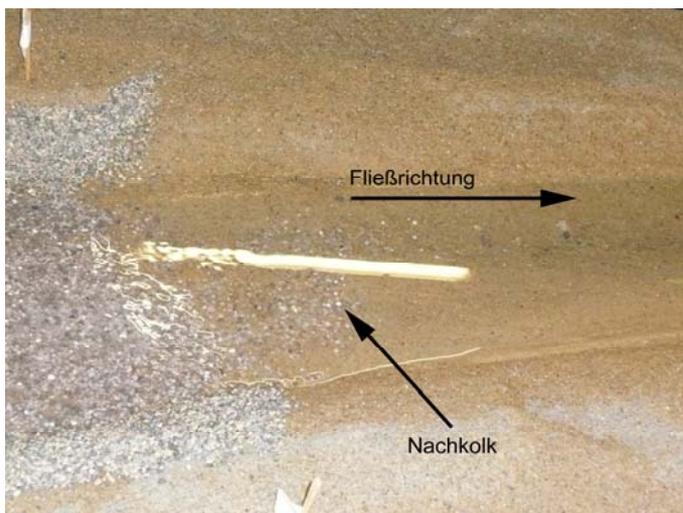


Foto 6.50: 4. Versuch. Nachher. BU – Ende mit Nachkolk.

6.1.7.2.2 HQ30 (Unterwasser mit Markierung eingestellt)

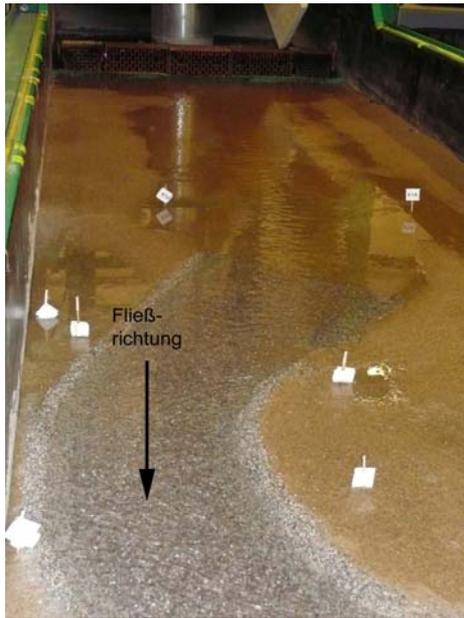


Foto 6.51: 4. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ30.



Foto 6.52: 4. Versuch. Ende - BU und Auslauf bei HQ30.

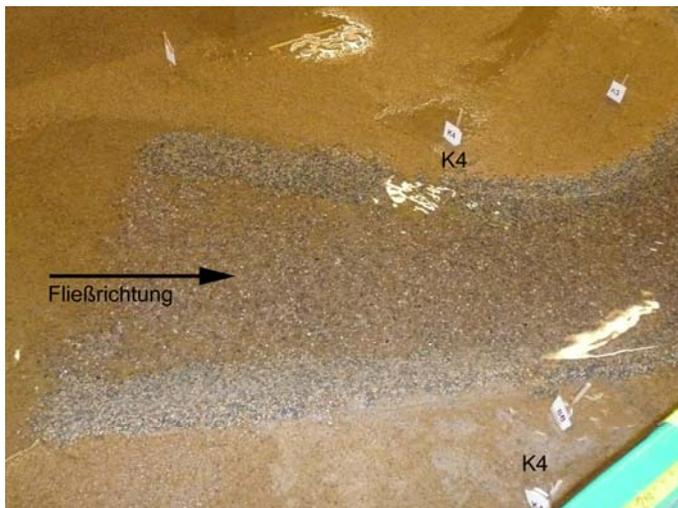


Foto 6.53: 4. Versuch. Detail Einlaufbereich BU mit Schadensstelle bei HQ30.

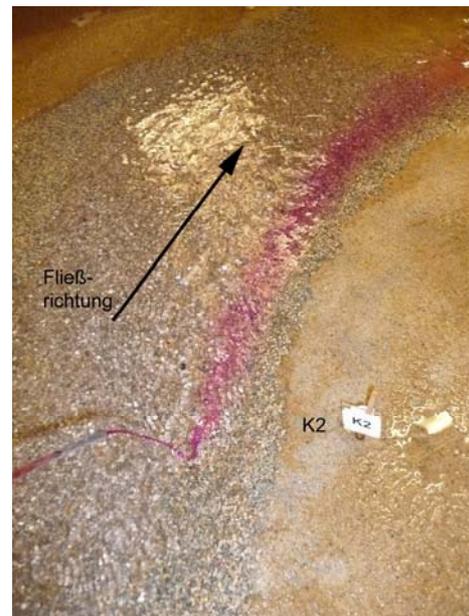


Foto 6.54: 4. Versuch. Detail Auslauf BU bei HQ30.

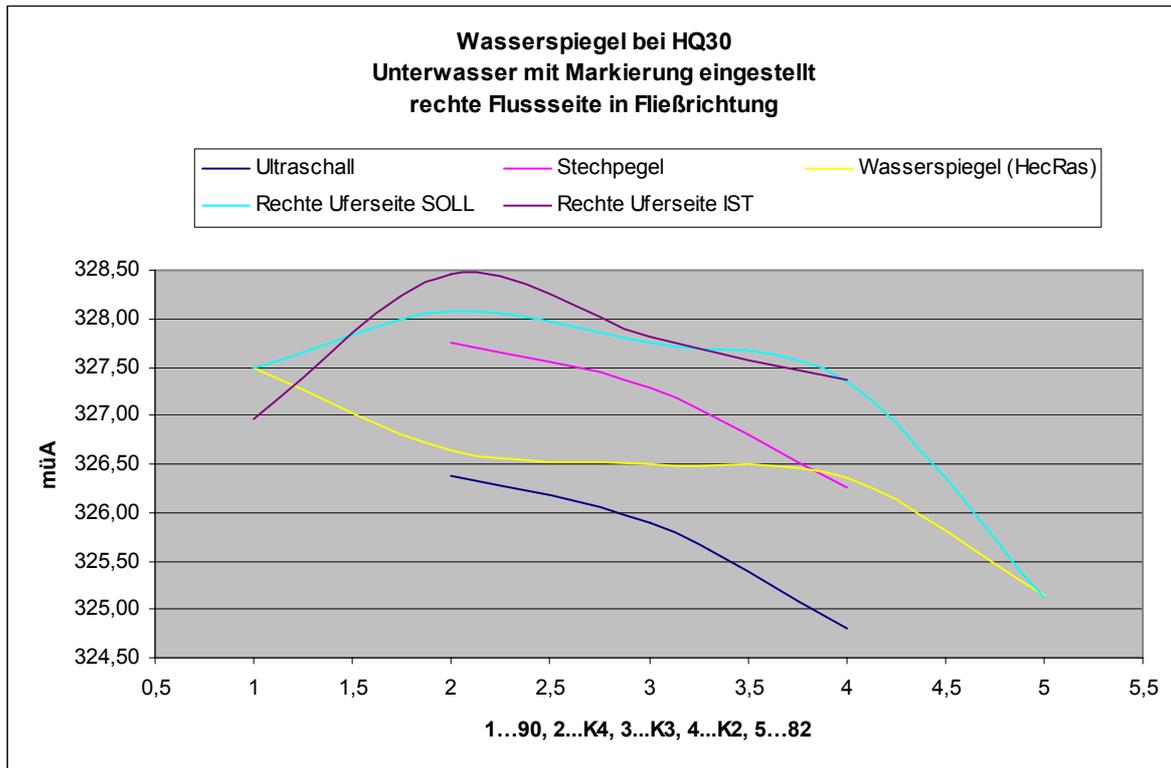


Abb. 6.13: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flussseite in Fließrichtung bei HQ30.

Dieser Versuch hatte die gleichen Randbedingungen wie der 3. Versuch bei HQ30. Trotzdem ergaben sich folgende Unterschiede zur Abbildung 6.9:

- Die Ultraschall Linie liegt tiefer (im Punkt 4 ... K2 gibt es nur eine minimale Abweichung voneinander).
- Die Linie Stechpegel liegt im Vergleich zur Linie Messlatten höher.
- Die Linie Stechpegel und Ultraschall sind flacher geneigt.
- Die Linie Rechte Uferseite SOLL liegt höher.

Weil das Modell an den beschädigten Stellen nur ausgebessert und nicht exakt nachgebaut wurde, war es unmöglich die gleichen Messwerte wie zuvor zu erhalten. Der Maßstab war mit M 1:165,85 sehr klein gewählt. Gibt es im Modell einen Unterschied in den Messergebnissen von zum Beispiel 2mm beträgt das auf die Natur umgerechnet 330mm (= 0,33m)!

6.1.7.2.3 HQ100 (Unterwasser mit Markierung eingestellt)

Foto 6.55: 4. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ100.



Foto 6.56: 4. Versuch. BU bei HQ100.

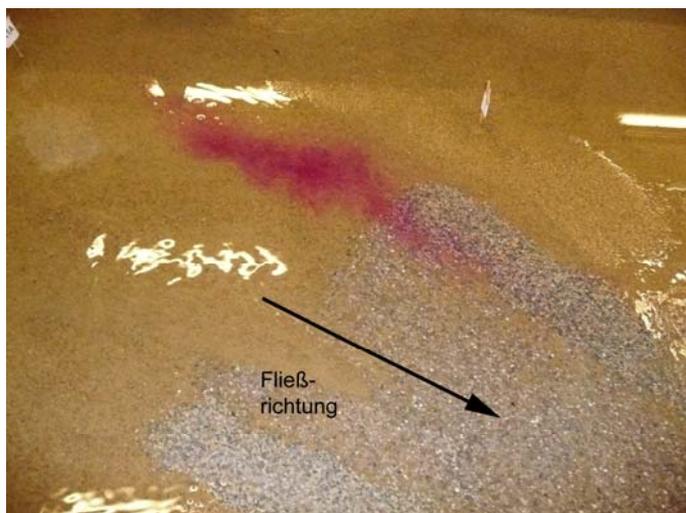


Foto 6.57: 4. Versuch. Detail Einlaufbereich BU bei HQ100.

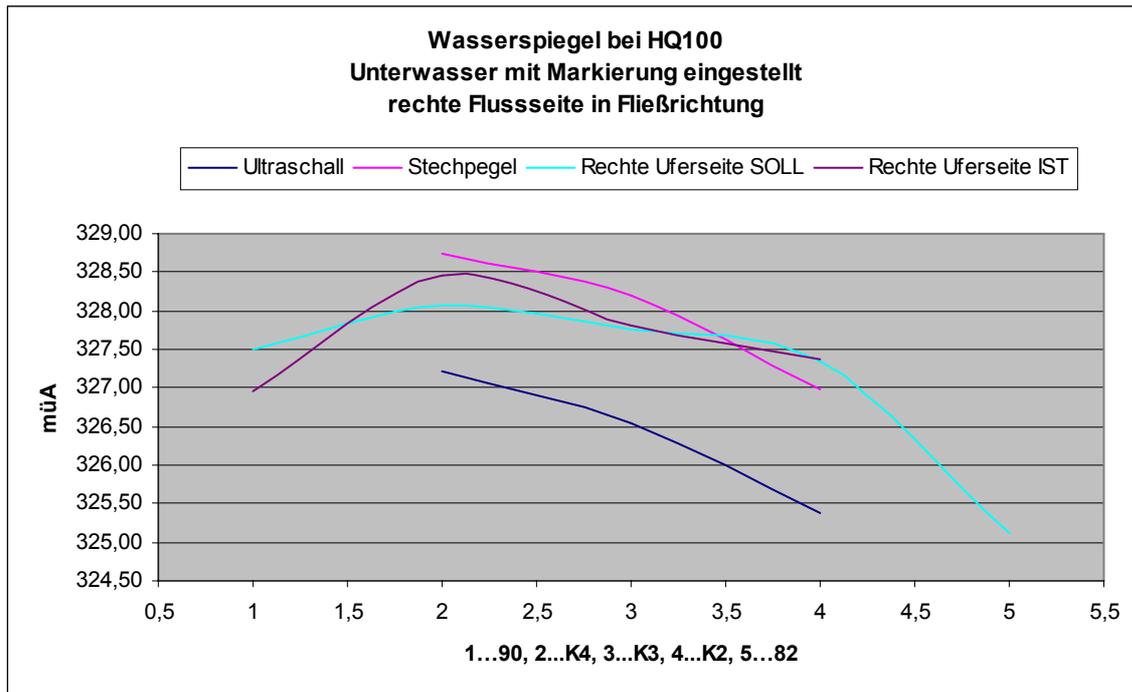


Abb. 6.14: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flussseite in Fließrichtung bei HQ100.

Wenn die Ergebnisse aus diesem Versuch mit den Ergebnissen aus dem 3. Versuch HQ100 verglichen werden, erkennt man, dass es fast die gleichen Unterschiede wie bei HQ30 gibt.

6.1.7.2.4 HQ100 (Unterwasser mit Ultraschall eingestellt)



Foto 6.58: 4. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ100.



Foto 6.59: 4. Versuch. BU und Auslauf bei HQ100.



Foto 6.60: 4. Versuch. Detail Baumleitung bei HQ100.

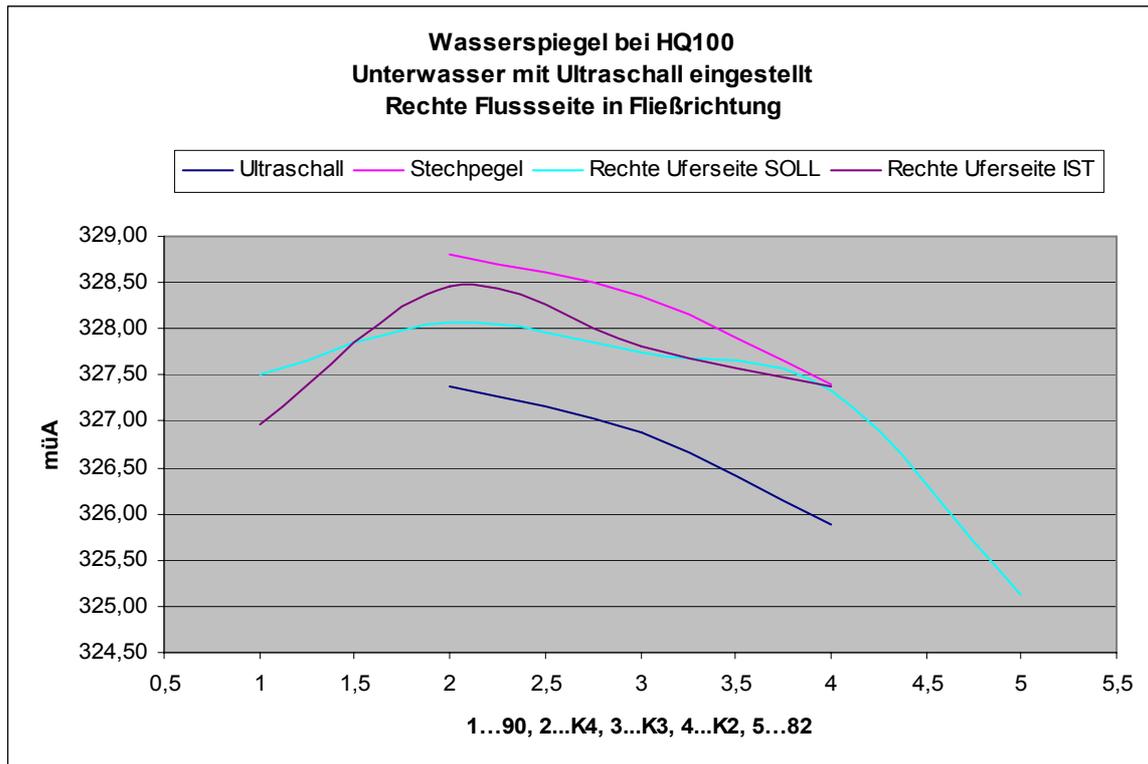


Abb. 6.15: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ100.

Als das Unterwasser mit dem Ultraschall eingestellt wurde, zeigten die Messergebnisse, dass das Unterwasser höher lag, als wenn es mit dem Maßband (Markierung) eingestellt wurde. Die Wasserspiegel waren um ca. 0,5m höher als in Abbildung 6.11.

Auch in dieser Abbildung kann das Absinken des Wasserspiegels im Punkt 4 ... K2 erkannt werden. Somit dürfte die Ursache für das rasche Absinken nicht die Art der Einstellung des Unterwassers gewesen sein, obwohl die Unterwasser nicht übereinstimmte. Die Messungengenauigkeit des Ultraschalls und die Abweichung der Maße der Wasserbaurinne waren die Ursache für die Abweichung.

6.1.7.2.5 HQ30 (Unterwasser mit Ultraschall eingestellt)

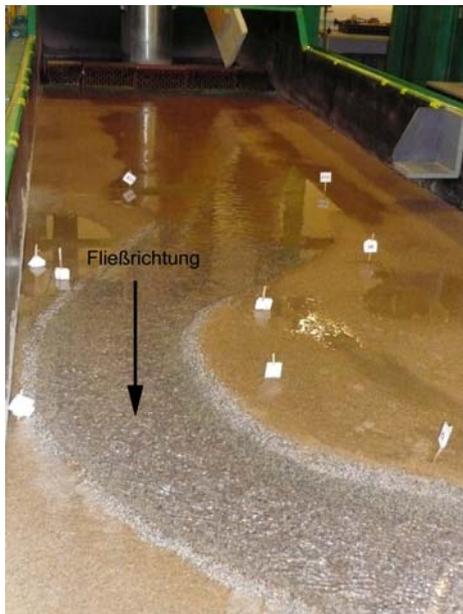


Foto 6.61: 4. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ30.



Foto 6.62: 4. Versuch. Ende - BU und Auslauf bei HQ30.

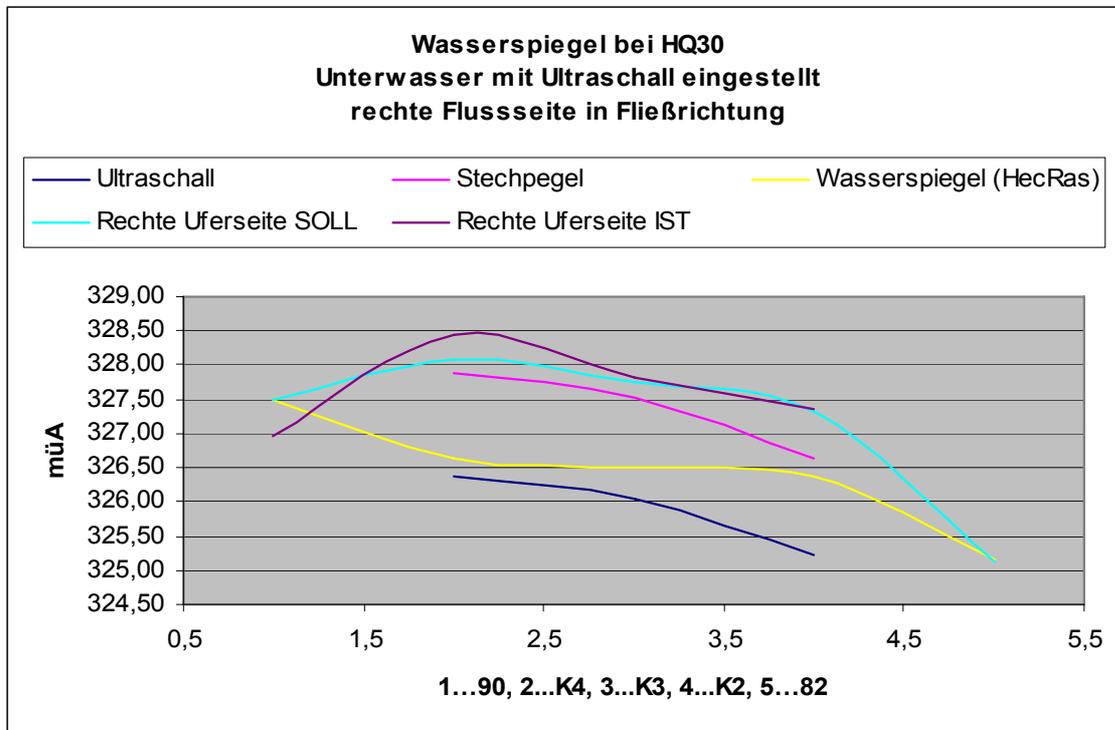


Abb. 6.16: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flussseite in Fließrichtung bei HQ30.

6.1.7.3 Versuchserkenntnisse

Wie schon erwähnt, wurde beim 4. Versuch das Unterwasser auf zwei verschiedene Arten eingestellt. Erstens mit Hilfe der eingemessenen Markierung. Diese Methode, wurde bei allen vorherigen Versuchen (Versuche 1 – 3) angewendet. Zweitens mit dem Ultraschallgerät.

Die Messergebnisse (UW mit Ultraschall) für Ultraschall und Stechpegel sowohl bei HQ30 als auch bei HQ100 zeigten, dass die Werte im Punkt 4 ... K2 um ca. 0,5m über den Werten (UW mit Markierung) lagen, wodurch die Messkurven etwas flacher geneigt waren. In den restlichen Punkten gab es eine gute Übereinstimmung. Daraus ließ sich schließen, dass die Art des Einstellens des Unterwassers nur einen geringen bis keinen Einfluss auf die Krümmung der Messlinien hatte. Alle Diagramme beim 4. Versuch zeigten ein Absinken des Wasserspiegels.

Die Profile K4, K3 und K2 wurden nach dem letzten Versuch vermessen und das Ergebnis war ein zu starkes Gefälle vom Profil K3 zum Profil K2. Es wurde zu ca. 6,38‰ rückgerechnet anstatt zu 1,4‰ bei HEC-RAS und 2,0‰ bei der Numerik. Die aktuellste Planung sieht ein Gefälle von 2,0‰ vor.

Durch das starke Gefälle wurde die Fließgeschwindigkeit erhöht und der Wasserspiegel wurde dadurch erheblich abgesenkt.

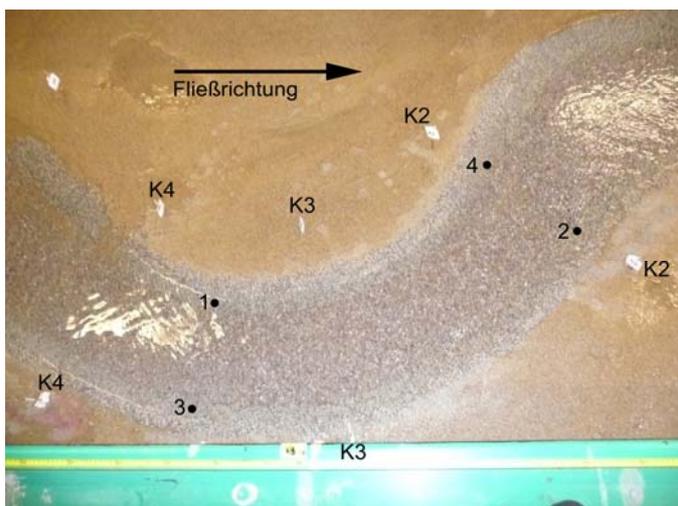


Foto 6.63: 4. Versuch. Punkte für die Geschwindigkeitsmessung.

In den Punkten 1 – 4 wurden Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt.

Abbildung 6.17 zeigt einen Vergleich der Geschwindigkeiten. Die im Modell gemessenen Geschwindigkeiten wurden mit Hilfe des Froude'schen Modellgesetzes auf die Natur umgerechnet. Die gemessenen bzw. umgerechneten Geschwindigkeiten werden mit der HEC-RAS Berechnung (STEWEG-STEAG GmbH) und mit der Numerik [3] verglichen. Sowohl die HEC-RAS Berechnung als auch die Numerik gelten nur für HQ30. Weiters wurde bei beiden Berechnungen (HEC-RAS und Numerik) ein Stricklerbeiwert $k_{ST} = 38 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angenommen.

Modell (gemessen) [m/s]				
Punkt	UW mit Markierung		UW mit Ultraschall	
	HQ30	HQ100	HQ30	HQ100
1	0,37	0,41	0,35	0,39
2	0,40	0,45	0,37	0,41
3		0,29		
4		0,20		

Natur (umgerechnet) [m/s]				
Punkt	UW mit Markierung		UW mit Ultraschall	
	HQ30	HQ100	HQ30	HQ100
1	4,76	5,28	4,51	5,02
2	5,15	5,80	4,76	5,28
3		3,73		
4		2,58		

Natur	HEC-RAS		Numerik	
	HQ30		HQ30	
	m/s	k_{ST}	m/s	k_{ST}
85.3 ... K4	3,74	38	3,75	38
85.2 ... K3	3,70	38	4,25	38
85.1 ... K2	3,64	38	3,75	38

Abb. 6.17: Vergleich der Geschwindigkeiten.

Die gemessenen Geschwindigkeiten sind maximale Geschwindigkeiten und die berechneten Geschwindigkeiten sind mittlere Fließgeschwindigkeiten im Querschnitt. Deswegen liegen die umgerechneten Fließgeschwindigkeiten deutlich über den berechneten mittleren Geschwindigkeiten.

		Geometrie		WSP HQ30	Natur (M 1:165,85)					
	Pkt	x-Richt cm	y-Richt cm	y-Richtung cm	Fläche m ²	Geschw m/s	U m	R = A/U m	Gefälle ‰	k _{ST} m ^{1/3} /s
K4	1	0	9,54	9,9						
	2	5,45	5,41	9,9						
	3	20,35	5,41	9,9						
	4	35,25	5,41	9,74						
	5	40,7	9,48	9,74						
					378,6	2,57	71,61	5,29		
K3	1	0	9,16	9,63						
	2	6,05	5,3	9,63						
	3	19,85	5,3	9,42						
	4	33,65	5,3	9,15						
	5	39,7	9,56	9,15						
					340,2	2,87	69,22	4,91	1,61	25
K2	1	0	8,89	9,05						
	2	6,25	4,83	9,05						
	3	20,55	4,83	8,9						
	4	34,85	4,83	8,9						
	5	41,1	8,93	8,9						
					358	2,72	71,54	5,00	6,38	12

Abb. 6.18: Stricklerbeiwerte. HQ30 und UW mit Ultraschall eingestellt.

Die Abbildung zeigt die Berechnung der Stricklerbeiwerte für das Modell und die dafür verwendeten Daten. Die Daten beziehen sich auf den 4. Versuch HQ30 (*Unterwasser mit Ultraschall eingestellt*).

Wird die empirische Fließformel von Manning – Strickler entsprechend umgeformt,

wird folgende Gleichung erhalten: $k_{ST} = \frac{v}{R^{2/3} * I^{1/2}}$

k_{ST} Stricklerbeiwert [m^{1/3}/s]

v Geschwindigkeit [m/s]

R hydraulischer Radius [m]

I Gefälle [‰]

Die Berechnung liefert einen Stricklerbeiwert k_{ST} = 25 m^{1/3}/s bzw. k_{ST} = 12 m^{1/3}/s.

Wegen des kleinen Maßstabes wirkten sich Ungenauigkeiten im Bau des Modells und Messungenauigkeiten erheblich auf die ausgewerteten Ergebnisse aus. Ungenauigkeiten von 1mm im Bau des Modells betragen auf die Natur umgerechnet 165,85mm ≈ 0,17m.

Anstatt dass die Neigung in der Bauumleitung ca. 2,0‰ ist, beträgt die Neigung laut Abbildung 6.18 von Profil K4 zu Profil K3 ca. 1,6‰ und von Profil K3 zu K2 ca. 6,4‰.

Wegen der leichten Fehleranfälligkeit des Modells haben diese Werte eine geringe Aussagekraft!

Der Vollständigkeit halber wird erwähnt, dass den Programmen HEC-RAS und Numerik ein rauher Stricklerwert von $k_{ST} = 38\text{m}^{1/3}/\text{s}$ zu Grunde liegt.

6.2 Strömungsverhältnisse (M 1:165,85)

Die folgenden Fotos zeigen Strömungsverhältnisse in verschiedenen Versuchen.



Foto 6.64: 2. Versuch. HQ30. Stillwasserbereich und Strömungsverlauf.



Foto 6.65: 4. Versuch. HQ30. UW mit Markierung. Stillwasserbereich.

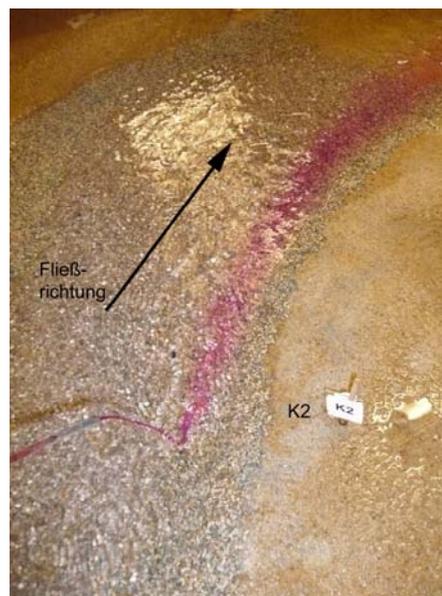


Foto 6.66: 4. Versuch. HQ30. UW mit Markierung. Strömungsverlauf.

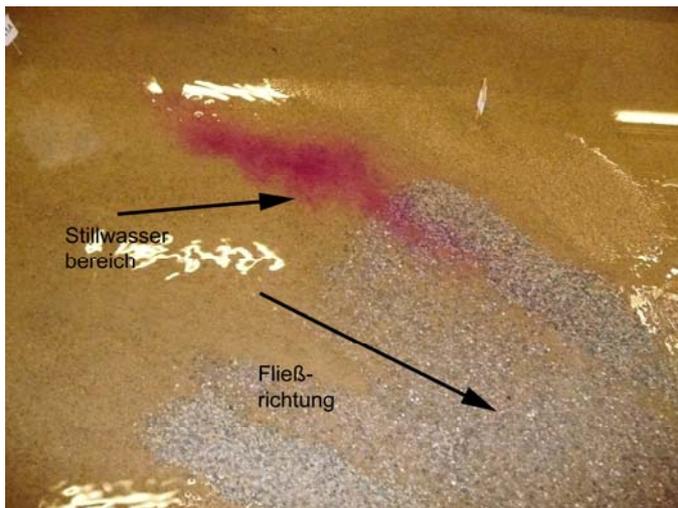


Foto 6.67: 4. Versuch. HQ100. UW mit Markierung. Stillwasserbereich.

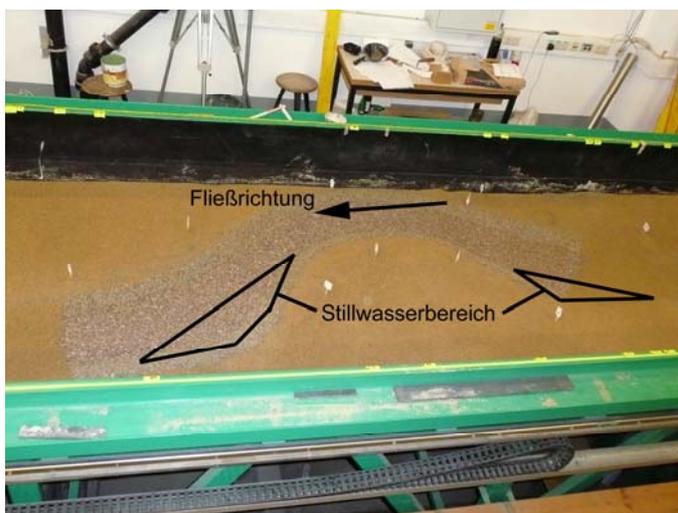


Foto 6.68: Stillwasserbereiche.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass es sowohl im Einlaufbereich als auch im Auslaufbereich der Bauumleitung Stillwasserbereiche gab. Verengte sich die Bauumleitung erhöhte sich die Fließgeschwindigkeit in diesem Bereich.

6.3 Zusammenfassung (M 1:165,85)

Wegen des sehr kleinen Maßstabes war es äußerst schwierig das Modell exakt nachzubauen. Soll die Bauungenauigkeit auf $<1\text{mm}$ beschränkt werden, würde es sehr zeitaufwendig werden.

Andererseits können qualitative Aussagen zu den Anprallufeln einfacher durch ein "kleines" Modell gemacht werden. Sobald aber Messungen von Fließgeschwindigkeit,

Wasserspiegel,... benötigt werden, die auf die Natur übertragen werden sollen, ist es erforderlich einen größeren Maßstab zu wählen!

Schon der 1. Versuch zeigte sehr deutlich die gefährdeten Bereiche. Wären diese Bereiche ausreichend gesichert gewesen, wäre die Böschung nicht erodiert und es hätte sich kein Geschiebeband in der Baumleitung gebildet.

Eine Böschungssicherung an den Anprallufeln (Steindurchmesser Modell: 4,0 – 6,3mm; Natur: 0,66 – 1,05m) verhinderte eine Erosion der Böschung bis HQ1000. Wurde sowohl Böschung als auch Sohle (Steindurchmesser Modell: 3,15 – 4,0mm; Natur: 0,52 – 0,66m) gesichert, gab es keine Erosion und kein Geschiebeband. Die Sicherung blieb bis HQ5000 stabil.

6.4 Versuche in der Flussbaurinne im Maßstab M 1:40

Diese Versuchsreihe sollte konkrete Aufschlüsse bzw. den endgültigen Nachweis über die Stabilität der Sohl- und Böschungssicherung und des Böschungsfußes geben.

6.4.1 Wahl des Maßstabes

Der Modellmaßstab wurde mit M 1:40 festgelegt. Dadurch wurden wesentlich bessere Erkenntnisse als im Maßstab M 1:165,85 erwartet.

Weiters sollte der Versuch Aufschlüsse für den Bau des Vollmodells (M 1:50) liefern.

Aufgrund des gewählten Maßstabes M 1:40 und den Abmessungen der Flussbaurinne konnte nur der halbe Fluss nachgebaut werden.

Der Modellmaßstab λ ergab sich zu: $\lambda = \frac{1}{40} = 0,025$.

Die Umrechnung des Ausbaudurchflusses und der wichtigsten HQs:

	Natur [m³/s] ganzer Fluss	Modell [l/s]	
		ganzer Fluss	halber Fluss
QA	200	19,8	9,9
HQ30	975	96,4	48,2
HQ100	1325	130,9	65,5
HQ1000	1629	161,0	80,5
HQ5000	1854	183,2	91,6

Abb. 6.19: Umrechnung zwischen Natur und Modell (M 1:40).

6.4.2 Aufbau des Versuchmodells

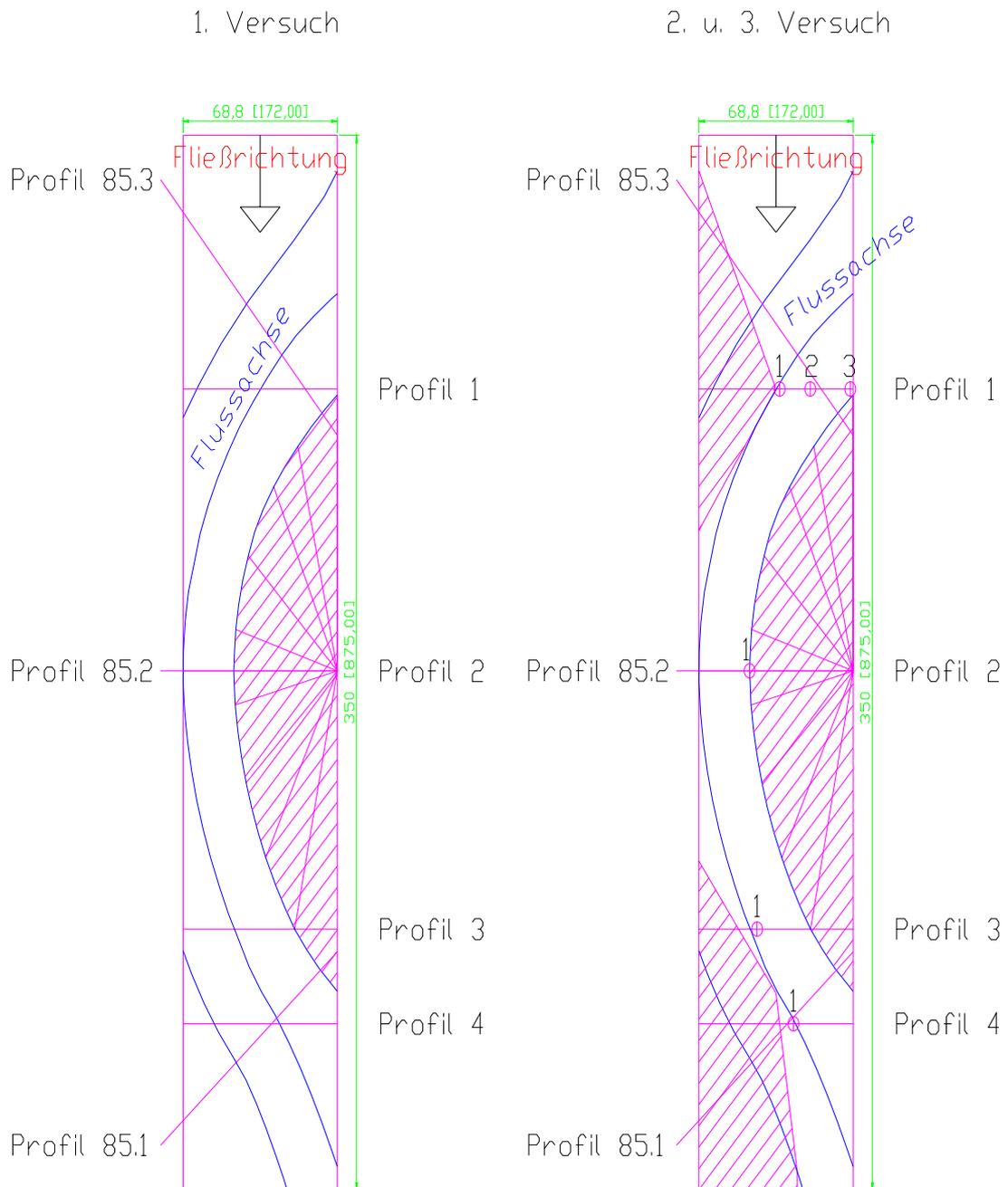


Abb. 6.20: Grundriss mit Profilen für den 1. bzw. den 2. und 3. Versuch.

Die Grundrisse geben einen Überblick über die Modelle. Die mittlere blaue Linie stellt die Flussachse dar und die beiden äußeren blauen Linien den Böschungsverlauf am Fußpunkt. Die schraffierten Bereiche zeigen Böschungen.

In den Punkten der Profile 1 – 4 wurden Messungen durchgeführt.



Foto 6.69: Aufbau des Modells für den 1. Versuch.

Zuerst wurde eine gleichmäßige Sandschicht von 4,0cm auf die Sohle der Flussbau-
rinne aufgebracht. Auf die Ausführung des Längsgefälles mit Sand wurde verzichtet,
weil die Neigung mit der Flussbau-
rinne eingestellt werden konnte.

Anschließend wurden 11 Punkte für die Böschung eingemessen. Die Böschung mit
einer Neigung 2:3 wurde mit einer passenden Schablone abgezogen.

Das Modell wurde vollständig geflutet, sodass sich der Sand setzen konnte. Nach-
dem das Modell nochmals überarbeitet wurde, wurden Sohle und Böschung mit Stei-
nen belegt.

6.4.3 Sieblinien

Die verwendeten Sieblinien wurden mit dem Froude'schen Gesetz vom Modell auf die Natur umgerechnet.

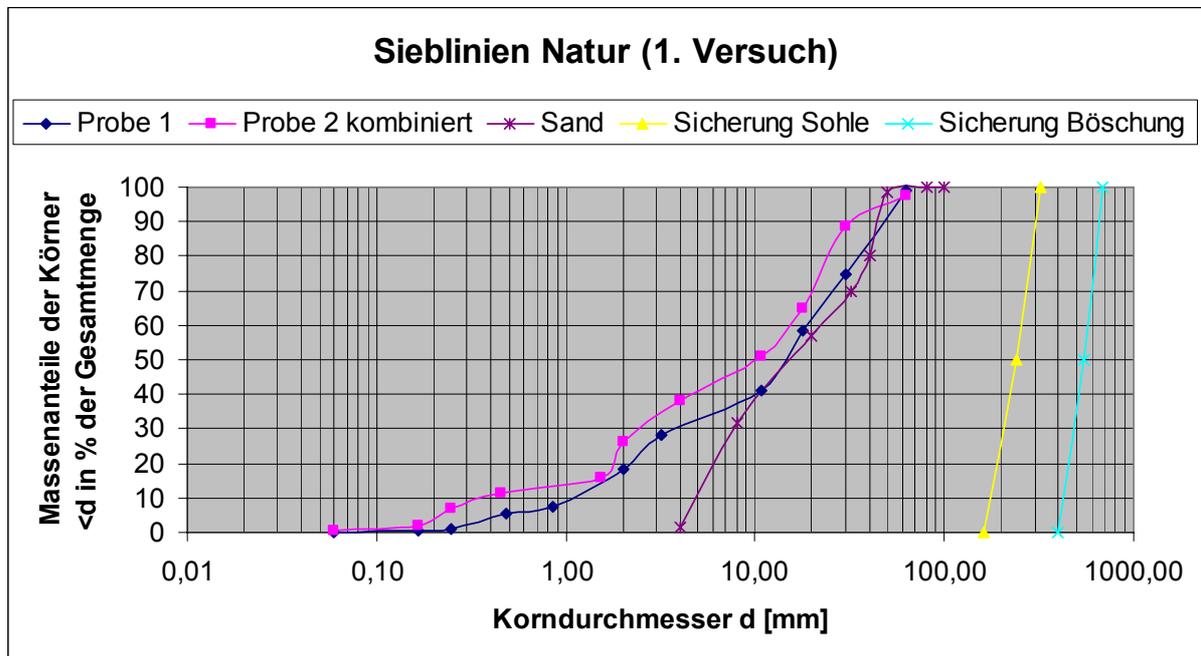


Abb. 6.21: Siebanalyse 1. Versuch (M 1:40).

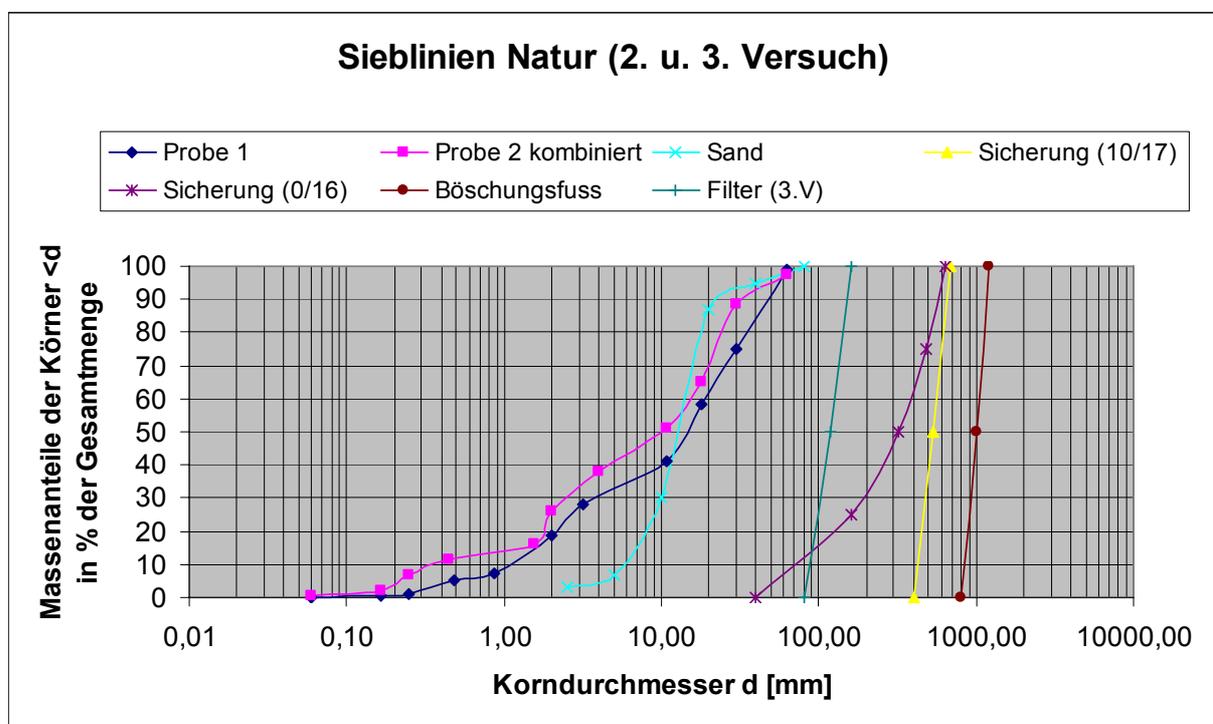


Abb. 6.22: Siebanalyse. 2. versuch (M 1:40).

Vergleiche Foto 6.76 und Abbildung 6.23.

6.4.4 1. Versuch (14.12.2007)

6.4.4.1 Versuchsbeschreibung

Die Sohle war komplett beweglich (Sand).

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Die Versuchsdauer betrug ca. 1,5 Stunden 40 Minuten.

Es flossen 48,18l/s (HQ30/2) anschließend 55,0l/s (zw. HQ30 und HQ100) durch.

Danach wurde der Versuch abgebrochen, weil die Sohle zu stark erodierte.

Für die Böschungssicherung des Modells wurde ein Steindurchmesser von 1,0 – 1,7cm gewählt. Das entspricht in der Natur einem Steindurchmesser von 0,40 – 0,68m. Der Steindurchmesser der Sohle betrug 0,4 – 0,8cm, was in der Natur 0,16 – 0,32m ergibt.

6.4.4.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen

6.4.4.2.1 Vorher

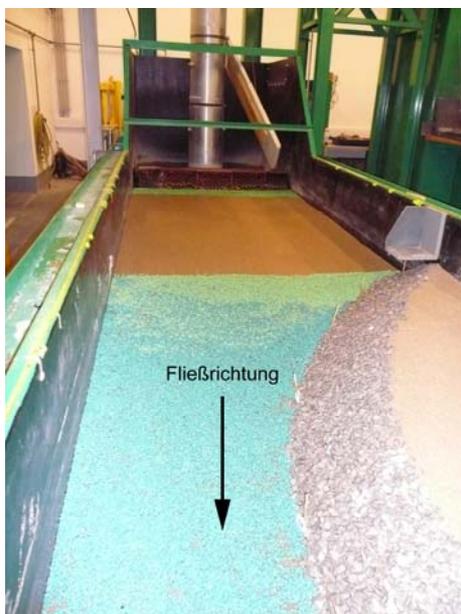


Foto 6.70: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Einlaufbereich.

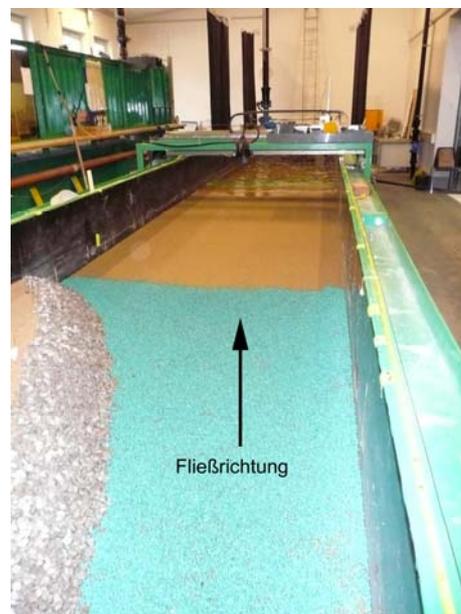


Foto 6.71: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Auslaufbereich.

6.4.4.2.2 HQ30/2

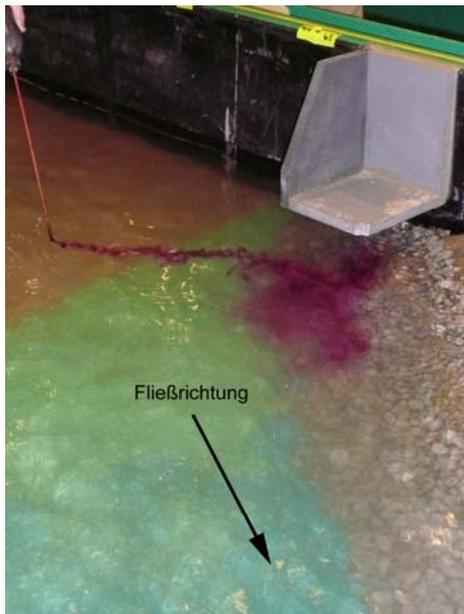


Foto 6.72: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Anprallufer bei HQ30/2.

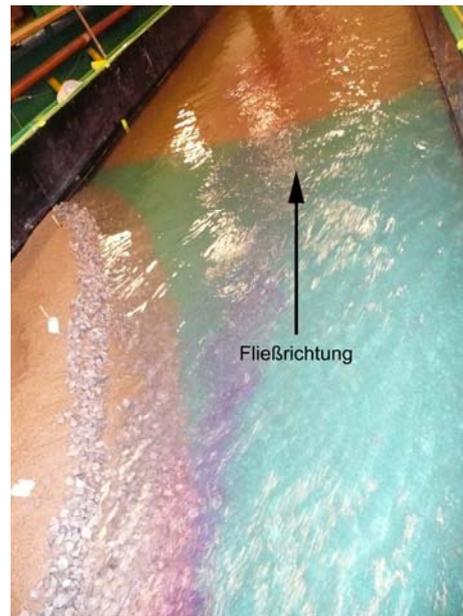


Foto 6.73: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Auslaufbereich bei HQ30/2.

Beim Durchfluss von HQ30/2 waren sowohl Sohlsicherung als auch Böschungssicherung stabil.

6.4.4.2.3 55,0l/s

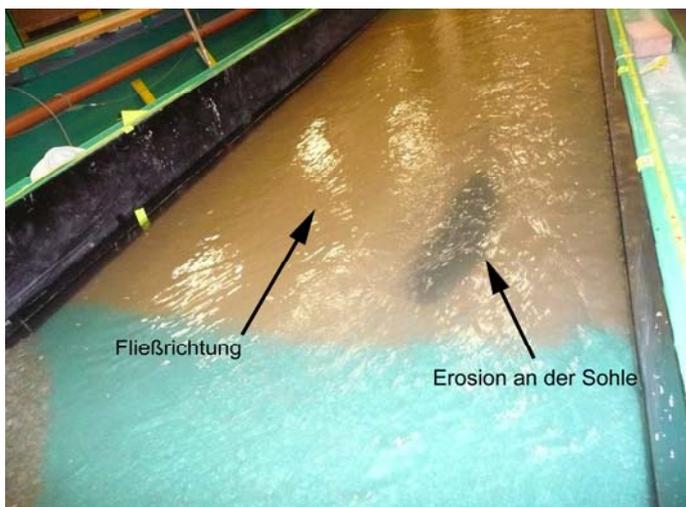


Foto 6.74: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Erosion an der Sohle im Auslaufbereich der BU bei 55,0l/s.

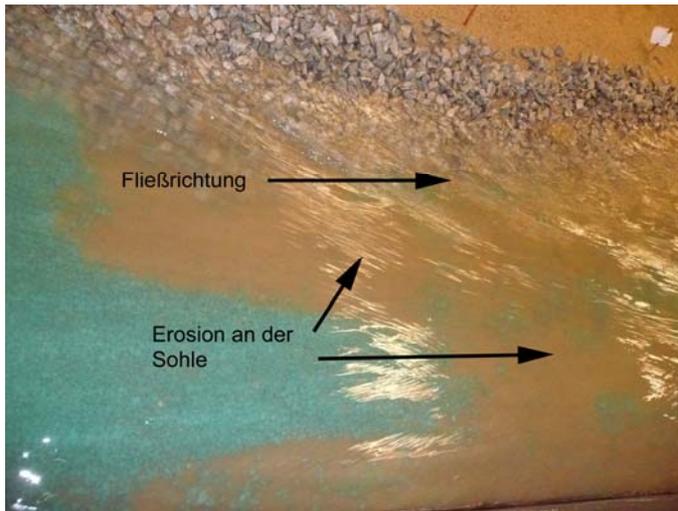


Foto 6.75: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Erosion an der Sohle in der BU bei 55,0l/s.

Wie die beiden Bilder zeigen, begann die gesamte Sohle zu erodieren. Die grünen Steine (Steindurchmesser Modell: 0,4 – 0,8cm; Natur 0,16 – 0,32m) konnten dem Durchfluss von 55,0l/s nicht standhalten.

Die durchschnittliche Geschwindigkeit im Profil 2 (= Profil 85.2) betrug 0,72m/s (Natur: 4,55m/s).

6.4.4.3 Versuchserkenntnisse

Die Böschungsneigung (2:3) ließ sich nur ungenau herstellen, weil der Sand der Böschung nach unten zu rutschen begann, als das Modell eingewässert wurde.

Die Böschungssicherung mit dem Steindurchmesser 1,0 – 1,7cm (Natur: 0,40 – 0,68m) und die Sohlsicherung (Modell: 0,4 – 0,8cm; Natur: 0,16 – 0,32m) hielten einem HQ30 stand.

Als der Durchfluss auf 55,0l/s gesteigert wurde, begann die Sohle zu erodieren. Die Böschungssicherung wies auch bei diesem Durchfluss keine Schäden auf.

6.4.5 2. Versuch (11.01.2008)

Das Modell aus dem 1. Versuch wurde für diesen Versuch komplett überarbeitet. Alle Steine wurden entfernt. Der Sand an der Sohle und die obere Sandschicht der Böschung wurden gegen einen feineren Sand ausgetauscht. Der Sand an der Sohle wurde in einer gleichmäßigen 5,0cm dicken Schicht aufgetragen.

Nachdem das Modell wieder geflutet wurde und sich der Sand ausreichend setzen konnte, wurde das Modell überarbeitet und anschließend mit Steinen belegt.

6.4.5.1 Versuchsbeschreibung

Die Sohle war komplett beweglich (Sand).

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Die gesamte Versuchsdauer betrug ca. 5 Stunden und 10 Minuten.

Die Längsneigung wurde mit der Wasserbaurinne kontinuierlich von 0,0‰ auf 2,0‰ gesteigert.

Die 1. Phase mit einer Neigung von 0,0‰ dauerte ca. 55 Minuten.

Die 2. Phase mit einer Neigung von 0,4‰ dauerte ca. 40 Minuten.

Die 3. Phase mit einer Neigung von 0,8‰ dauerte ca. 35 Minuten.

Die 4. Phase mit einer Neigung von 1,0‰ dauerte ca. 35 Minuten.

Die 5. Phase mit einer Neigung von 1,6‰ dauerte ca. 40 Minuten.

Die 6. Phase mit einer Neigung von 2,0‰ dauerte ca. 30 Minuten.

Für alle sechs Phasen betrug der Durchfluss 48,0l/s, was einem Bemessungshochwasser HQ30 entsprach.

Das Unterwasser wurde bei der 1. Phase (Neigung 0,0‰) auf den von der STEWEAG-STEAG GmbH berechneten Wasserspiegel eingestellt. Für die nachfolgenden Phasen wurde das Unterwasser nicht mehr nachgestellt. Das heißt, dass der Unterwasserspiegel mit Erhöhung der Längsneigung sank, weil sich die Fließgeschwindigkeit mit der Neigung erhöhte.

Die Sohl- und Böschungssicherung des Modells ist nachfolgendem Bild zu entnehmen:

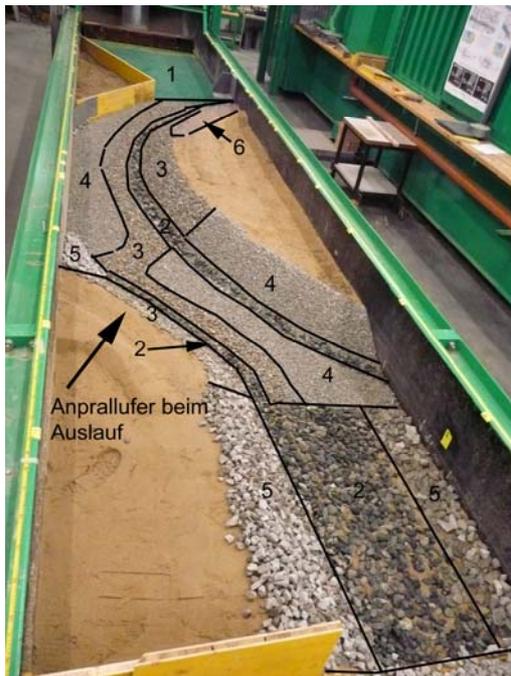


Foto 6.76: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Übersicht über die Sohl- und Böschungssicherung.

Folgende Steindurchmesser wurden verwendet:

Steindurchmesser [mm]				
	Modell		Natur	
	von	bis	von	bis
1	8,0	10,0	320,0	400,0
2	20,0	30,0	800,0	1200,0
3	10,0	17,0	400,0	680,0
4	0,0	16,0	0,0	640,0
5	17,0	30,0	680,0	1200,0
6	2,0	4,0	80,0	160,0

Abb. 6.23: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Verwendete Steindurchmesser.

6.4.5.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen

6.4.5.2.1 Überblick



Foto 6.77: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Überblick über die Baumleitung.

6.4.5.2.2 Vorher – Nachher – Vergleich



Foto 6.78: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Vorher. Einlauf BU.



Foto 6.79: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Vorher. Auslauf BU.



Foto 6.80: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Einlauf BU mit Schadensstelle.



Foto 6.81: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Auslauf BU mit Geschiebeband und Schadensstelle.

Die versuchsbedingte Schadensstelle im Einlaufbereich (s. Foto 6.80) der Baumleitung entstand durch den stark schwankenden Wasserspiegel. Dieser verursachte eine Art „Wellenbildung“ im Wasserspiegelwechselbereich, die die Böschung in diesem Bereich zerstörte. Würde die Böschung erhöht werden, könnte der Schaden vermieden werden (vgl. 3. Versuch (M 1:40)).

Wie Foto 6.81 zeigt, entstand ein Geschiebeband aufgrund des fehlenden Filters und der dadurch auftretenden Exfiltration des Unterbaues.

Die Schadensstelle am „Anprallufer beim Auslauf“ (s. Foto 6.81) entstand, als der Durchfluss bei 2,0‰ Neigung auf ca. 57l/s (zwischen HQ30 und HQ100) gesteigert wurde. Die Böschung wurde in einigen Bereichen, die nicht ausreichend gesichert waren, überschwemmt. Die Folge war eine Zerstörung der Böschung was zum Abbruch des Versuchs führte.

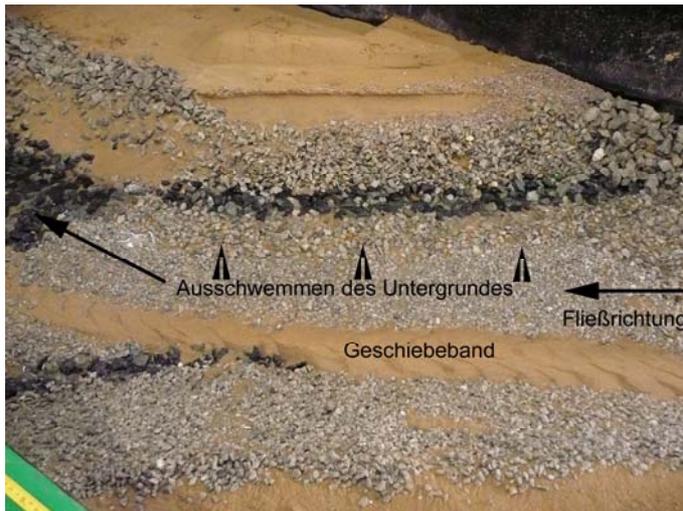


Foto 6.82: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Auslauf BU. Blick von oben.

Das Foto zeigt, dass die in Fließrichtung rechts liegende Sohle stark ausgeschwemmt wurde, wobei es an der linken Seite zu einer Geschiebeablagerung kam. Die zerstörte Böschung kann deutlich erkannt werden.

6.4.5.2.3 HQ30/2 und Neigung 0,0‰

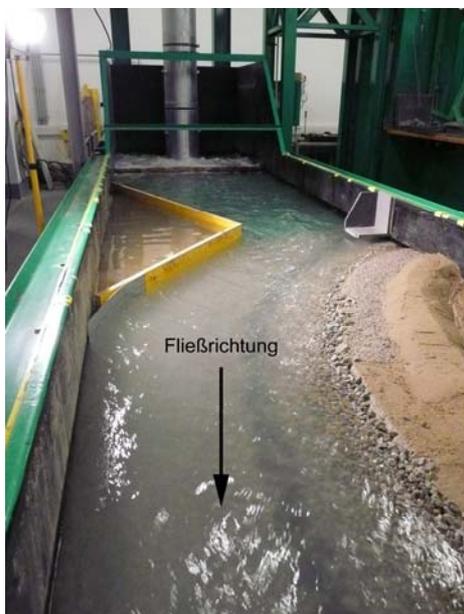


Foto 6.83: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 0,0‰. Einlauf BU.



Foto 6.84: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 0,0‰. Auslauf BU.

6.4.5.2.4 HQ30/2 und Neigung 0,4‰

Die Steigerung der Neigung auf 0,4‰ hatte keinen besonderen Einfluss auf die Sohl- bzw. Böschungssicherung. Im Vergleich zum Versuch mit 0,0‰ Neigung erhöhte sich die Fließgeschwindigkeit in einigen Bereichen um ca. 0,03m/s.

6.4.5.2.5 HQ30/2 und Neigung 0,8‰



Foto 6.85: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 0,8‰. Auslauf BU. Entstehung des Geschiebebandes.

Bei einer Neigung von 0,8‰ begann das Geschiebeband sichtbar zu werden.

6.4.5.2.6 HQ30/2 und Neigung 1,0‰



Foto 6.86: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,0‰. Böschung.

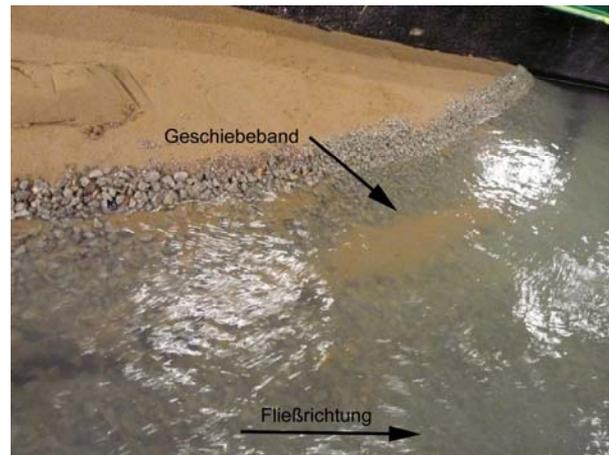


Foto 6.87: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,0‰. Böschung und Geschiebeband.

6.4.5.2.7 HQ30/2 und Neigung 1,6‰



Foto 6.88: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,6‰. Einlauf BU.



Foto 6.89: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,6‰. BU.

Bisher konnten keine sichtbaren Schäden an der Sohle bzw. an der Böschung erkannt werden. Die Sohl- und Böschungssicherungen hielten in allen Bereichen der Baumleitung den angreifenden Kräften stand.

6.4.5.2.8 HQ30/2 und Neigung 2,0‰

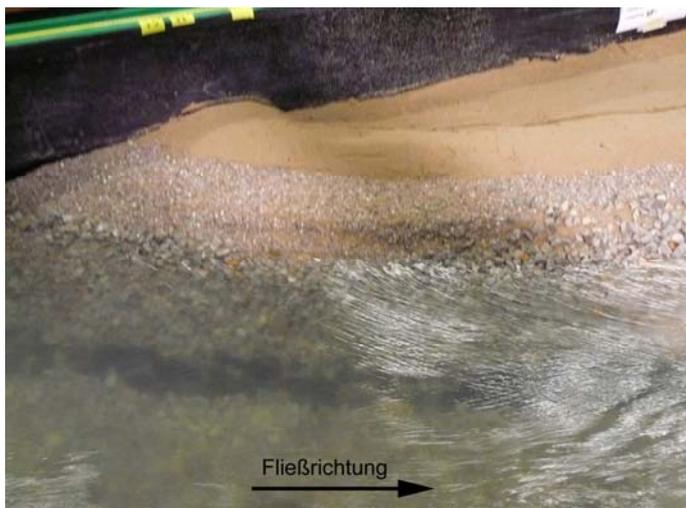


Foto 6.90: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Einlauf BU.

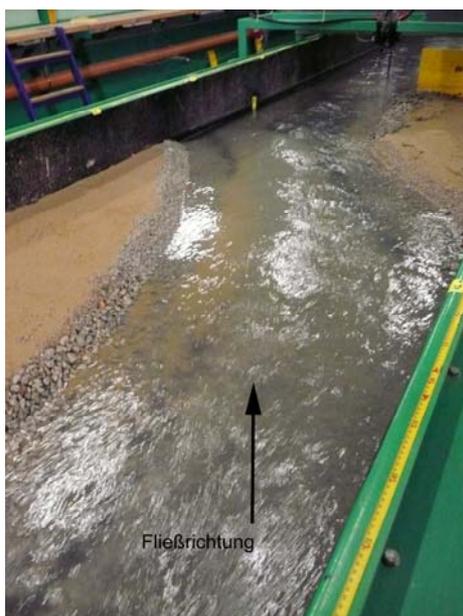


Foto 6.91: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Auslauf BU.



Foto 6.92: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Auslauf BU mit Geschiebeband.

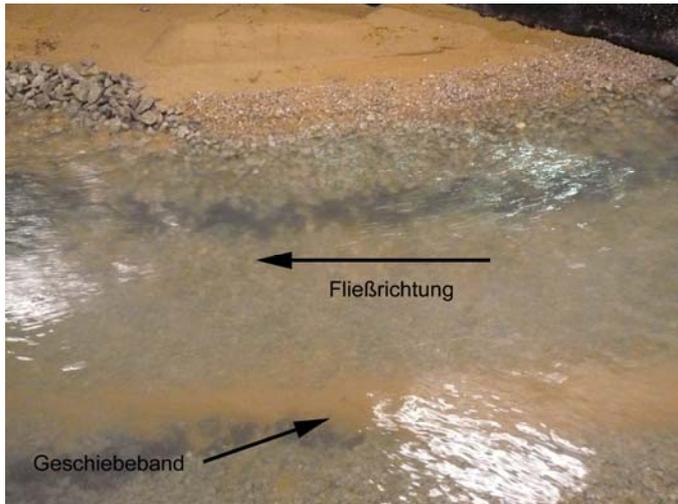
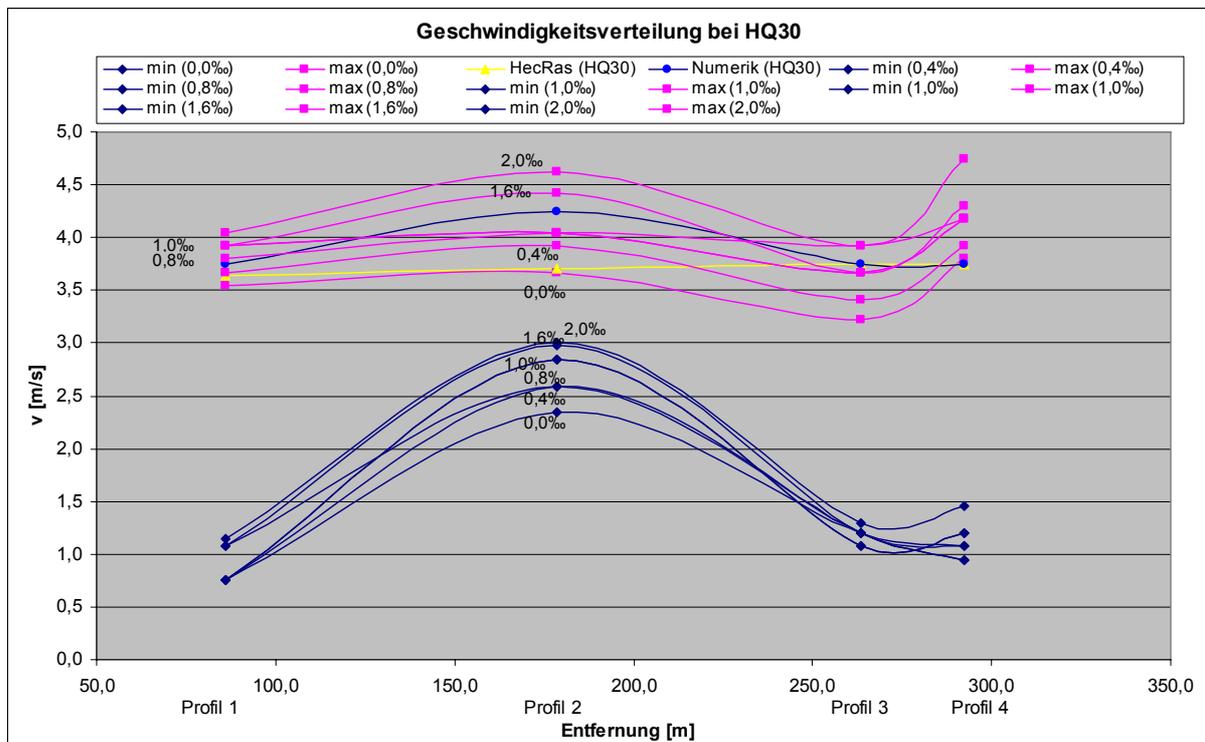


Foto 6.93: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Auslauf BU mit Geschiebeband.

6.4.5.3 Versuchserkenntnisse

Die STEWEAG-STEAG GmbH Berechnung bezieht sich auf ein Gefälle von 1,4‰ von Profil 85.3 nach Profil 85.2 und von Profil 85.2 nach Profil 85.1.

Bei der numerischen Berechnung wurde für die Baumleitung ein Gefälle von 2,0‰ angenommen.



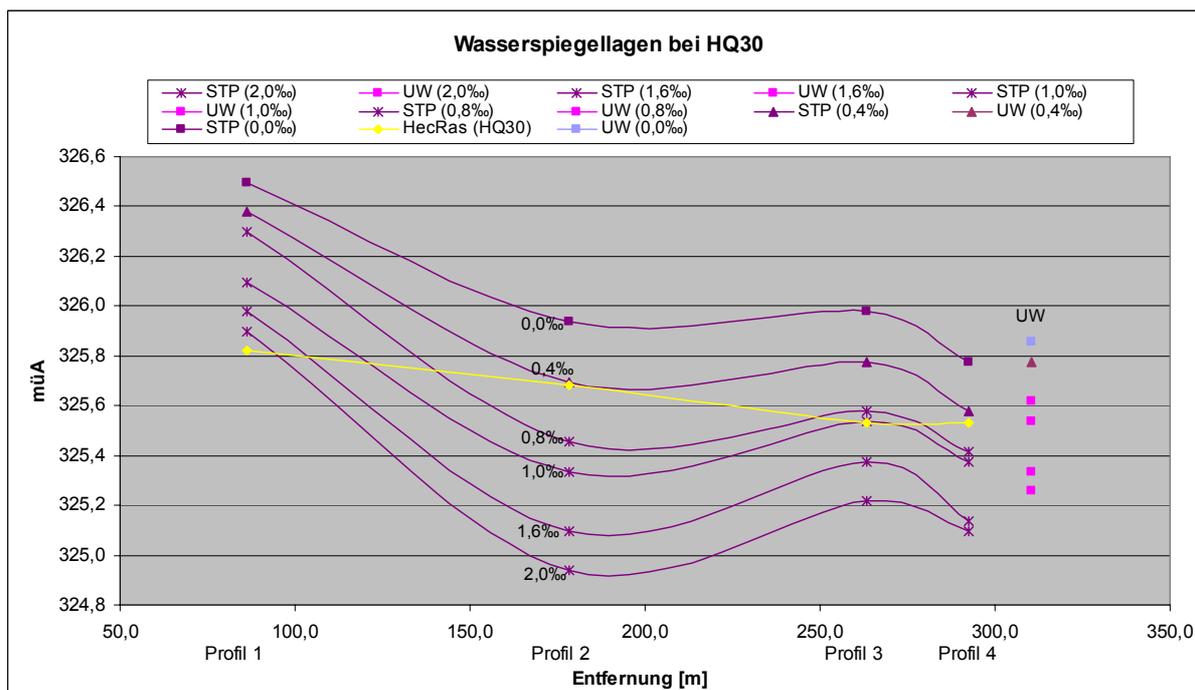


Abb. 6.24: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Geschwindigkeitsverteilung und Wasserspiegellagen bei HQ30 und unterschiedlichen Gefällen.

Das erste Diagramm in Abbildung 6.24 vergleicht die gemessenen maximalen und minimalen Fließgeschwindigkeiten im jeweiligen Profil an verschiedenen Stellen bei unterschiedlicher Längsneigung mit der HEC-RAS Berechnung (STEWEG-STEAG GmbH) und der Numerik [3].

In den Profilen 1 – 4 wurde in einem gewissen Sekundenabstand an verschiedenen Stellen die Fließgeschwindigkeit gemessen. Am Ende der Messung wurden die maximale und minimale Fließgeschwindigkeit an unterschiedlichen Stellen angezeigt. Die Geschwindigkeit an einer Stelle wurde ca. im ersten Drittel der Wasserspiegellage über der Flusssohle gemessen.

Die Profile für die HEC-RAS Berechnung und die gemessenen Profile stimmten bis auf Profil 2 (= Profil 85.2) lagemäßig nicht exakt überein (vgl. Abb. 6.20).

Das zweite Diagramm gibt die Wasserspiegellage in Abhängigkeit der Längsneigung wieder. Im Profil 1 wurde der gemessene Wasserspiegel des Punktes 2 wiedergegeben.

Wird die Längsneigung erhöht, erhöht sich sowohl die maximale als auch die minimale Fließgeschwindigkeit und zugleich sinkt der Wasserspiegel.

Die Untersuchung sollte zeigen, bei welcher Neigung die beste Übereinstimmung mit der HEC-RAS Berechnung bzw. mit der Numerik gefunden werden konnte. Die Frage war auch, ob es prinzipiell eine Übereinstimmung gibt. Die Geschwindigkeiten der HEC-RAS Berechnung liegen im Bereich der bei 0,0‰ Neigung gemessenen Geschwindigkeiten, weil sie über den Querschnitt gemittelte Fließgeschwindigkeiten sind.

Um die Exfiltration der Böschung zu verhindern, ist der Einbau eines Filters notwendig.

6.4.6 3. Versuch (18.01.2008)

Für den 3. Versuch wurde die Böschung gegenüber dem 2. Versuch nur geringfügig instand gesetzt. Unter der Böschungssicherung wurden 3 verschiedene Unterlagen aufgebracht, die als Filter fungieren sollten und die Exfiltration verhindern sollten. An der 4. Stelle (Anprallufer beim Auslauf; s. Foto 6.94) wurde der Sand mit Zement vermengt, um ein Ausschwemmen des Untergrundes zu unterbinden.

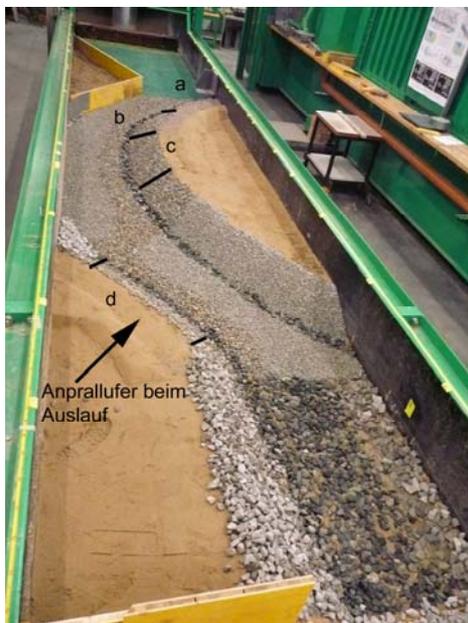


Foto 6.94: 3. Versuch. Teilschnittmodell. 4 Stellen.

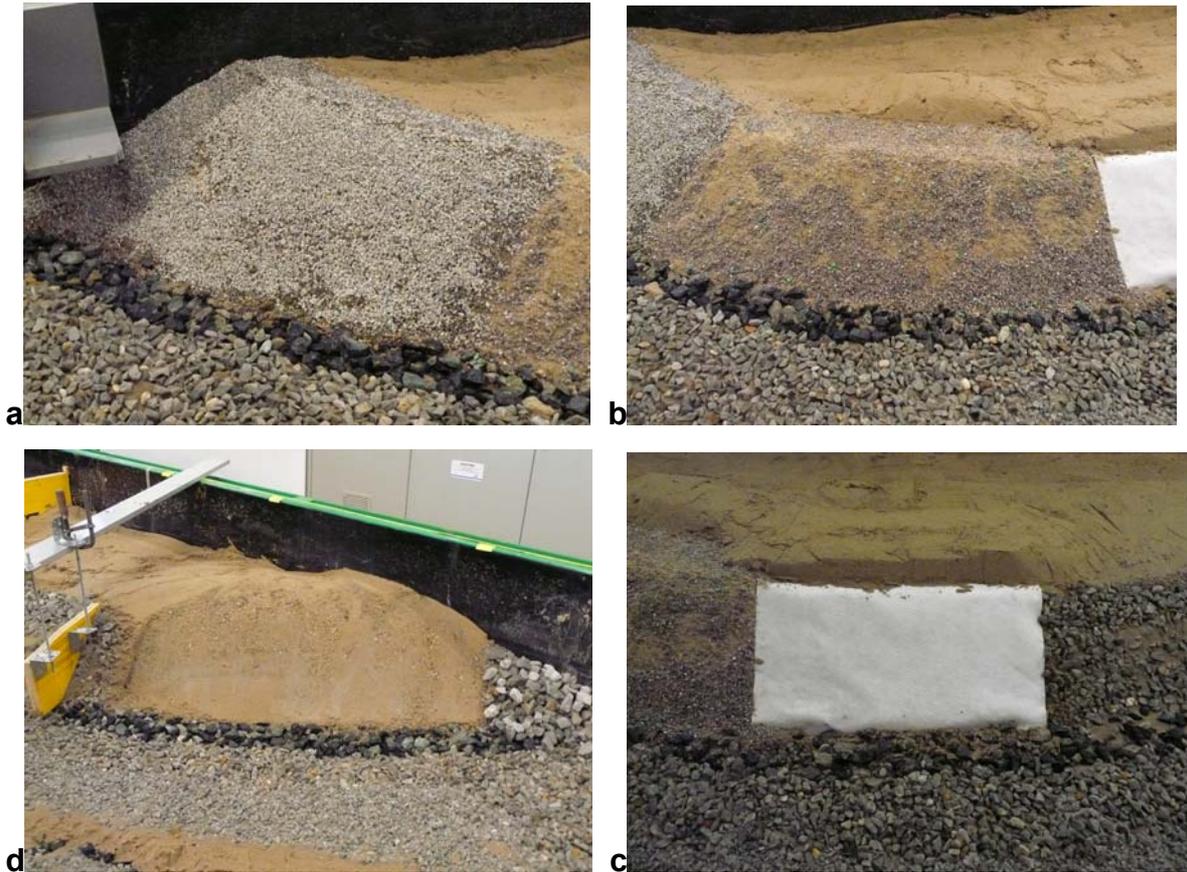


Foto 6.95: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Detail: 3 verschiedene Filterschichten und eine mit Zement verstärkte Böschung. Beginnend links oben mit a.

Die beiden Filtermaterialien in den Bereichen a und b hatten beide einen Durchmesser von 2 – 4mm. Im Bereich a ist das Material etwas rundkorniger als im Bereich b. Das abgelagerte Material (Geschiebeband) wurde, so gut es möglich war, entfernt (s. Foto 6.95 d, linker Rand unten).

6.4.6.1 Versuchsbeschreibung

Die Sohle war komplett beweglich (Sand).

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Die gesamte Versuchsdauer betrug ca. 2 Stunden und 50 Minuten.

Die Längsneigung wurde mit der Wasserbaurinne konstant auf 2,0‰ eingestellt.

Die 1. Phase mit einem Durchfluss von 48,2l/s (HQ30/2) dauerte ca. 55 Minuten.

Die 2. Phase mit einem Durchfluss von 56,8l/s dauerte ca. 40 Minuten.

Die 3. Phase mit einem Durchfluss von 65,4l/s (HQ100/2) dauerte ca. 35 Minuten.

Die 4. Phase mit einem Durchfluss von 80,5l/s (HQ1000/2) dauerte ca. 25 Minuten.

In der 1. Phase (Neigung 2,0‰; 48,2l/s) wurde das Unterwasser auf den gleichen Wert eingestellt, der beim 2. Versuch mit HQ30/2 und 2,0‰ Neigung gemessen wurde. Das Unterwasser wurde für die nachfolgenden Phasen nicht mehr nachjustiert.

Die Sohl- und Böschungssicherung war mit einer Ausnahme die Gleiche wie beim 2. Versuch. Die Böschung des Anprallufers beim Auslauf (s. Foto 6.94) wurde mit kleineren Steinen (Steindurchmesser: 0,0cm – 1,6cm) gesichert, um eine mögliche frühere Erosion der Böschung zu erzielen.

Die Böschungen am Anfang der beiden Anprallufer wurden erhöht, um die Zerstörung durch die Wellen zu verhindern.

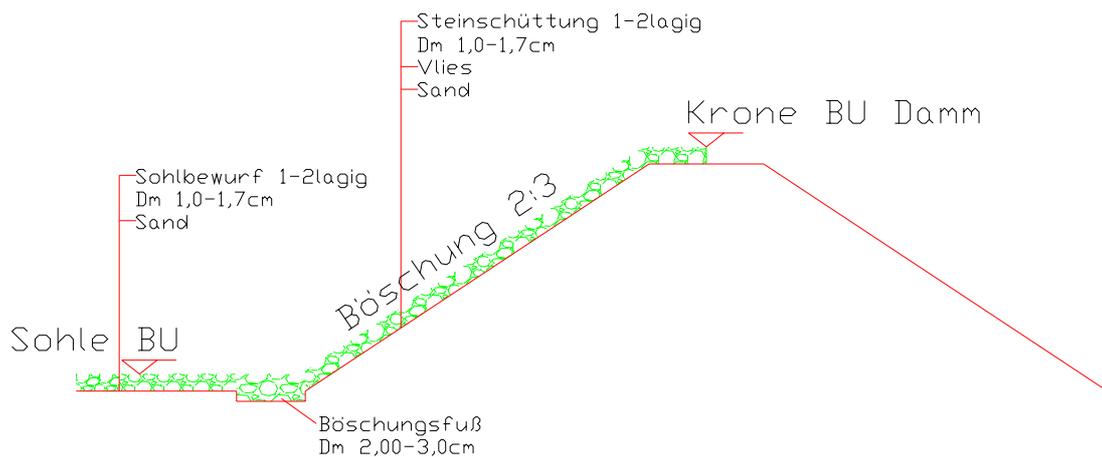


Abb. 6.25: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Schnitt durch Damm und Sohle BU.

6.4.6.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos mit Bemerkungen

Der Zustand am Anfang des Versuchs entsprach dem gleichen Zustand nach dem 2. Versuch mit Ausnahme der zuvor erwähnten Änderungen.

6.4.6.2.1 Neigung 2,0‰ und HQ30/2 (48,2l/s)



Foto 6.96: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und HQ30/2. Böschung mit 3 verschiedenen Filterschichten.

6.4.6.2.2 Neigung 2,0‰ und 56,8l/s

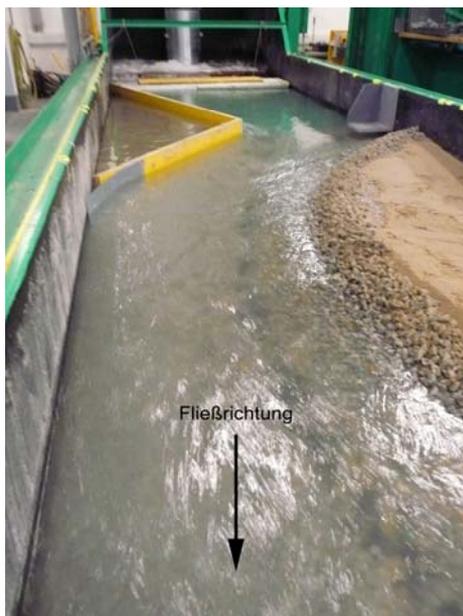


Foto 6.97: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und 56,8l/s. Einlauf BU.



Foto 6.98: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und 56,8l/s. Auslauf BU.

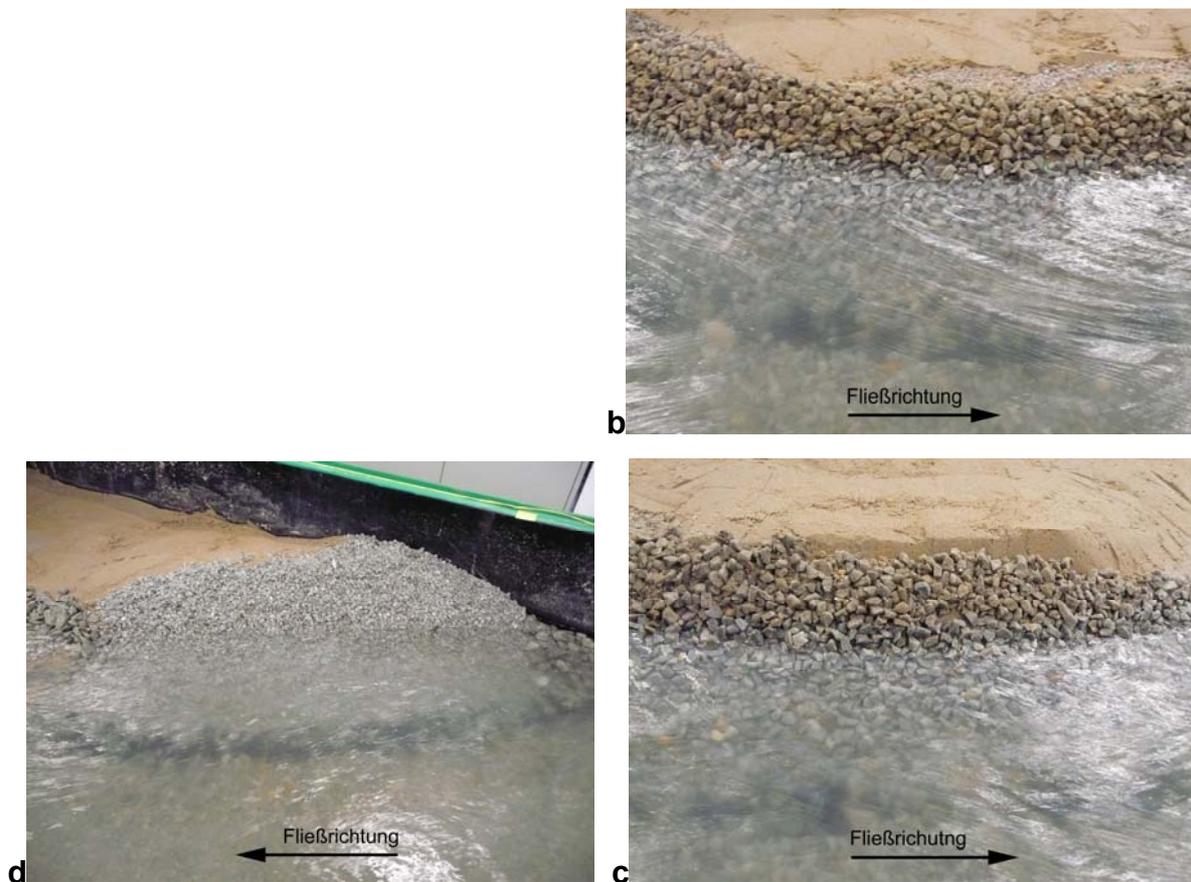


Foto 6.99: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und 56,8l/s. Ausgebesserte Böschungen.

Die Sohl- und Böschungssicherungen waren in allen Bereichen stabil. Das Geschiebeband war bis zu diesem Zeitpunkt noch nicht erkennbar.

6.4.6.2.3 Neigung 2,0‰ und HQ100/2 (65,4l/s)

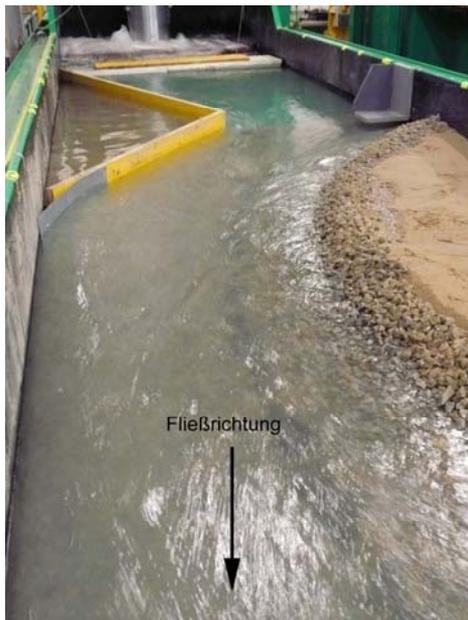


Foto 6.100: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und HQ100/2. Einlauf BU.

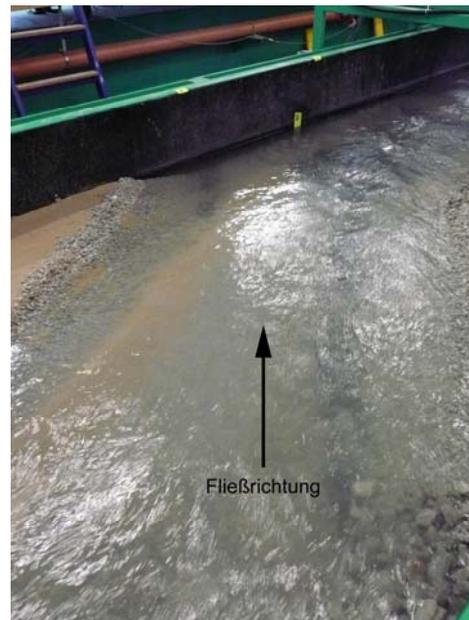


Foto 6.101: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und HQ100/2. Auslauf BU.

Alle Sohl- und Böschungssicherungen überstanden problemlos ein HQ100.

Das Geschiebeband im Foto 6.101 ist zum größten Teil noch aus dem 2. Versuch.

6.4.6.2.4 Neigung 2,0‰ und HQ1000/2 (80,5l/s)

Als die Wasserspiegelhöhen und die Geschwindigkeiten gemessen wurden, begannen Sohle (Steindurchmesser: 0,0cm – 1,6cm) und Böschung (Anprallufer beim Auslauf, Steindurchmesser: 0,0cm – 1,6cm) zu erodieren, was zum Abbruch des Versuchs führte.

6.4.6.2.5 Nachher



Foto 6.102: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Einlauf BU.



Foto 6.103: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Auslauf BU.



a



b



d



c

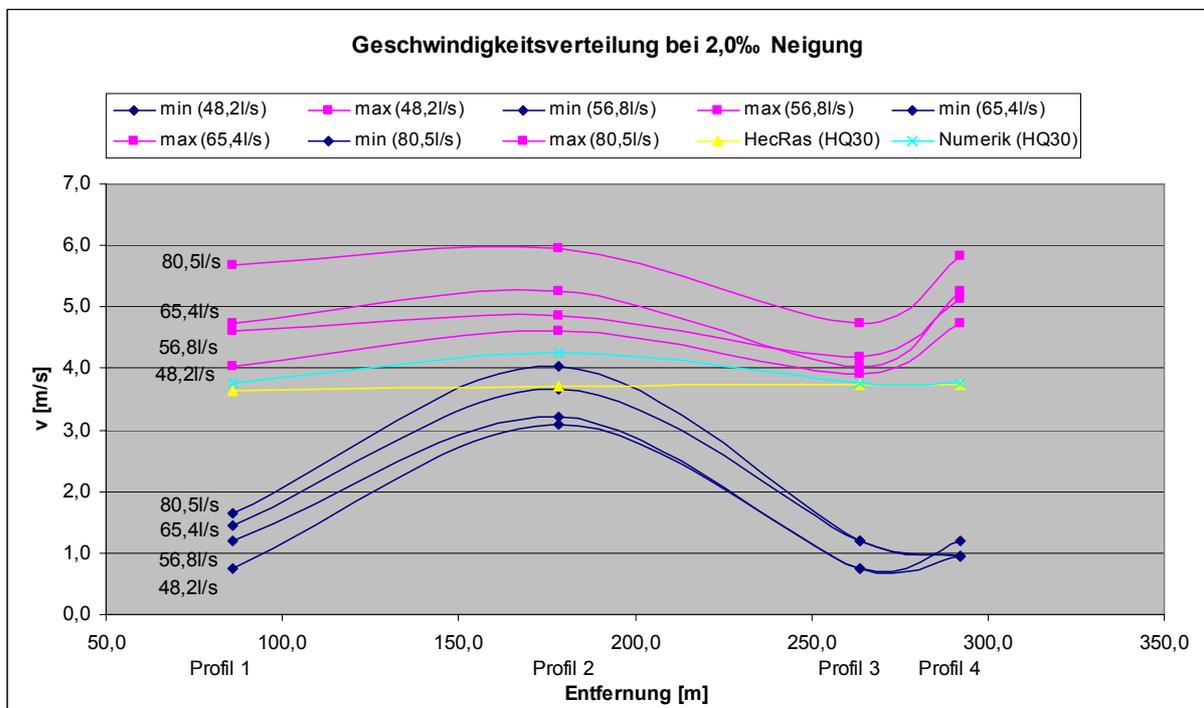
Foto 6.104: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Detail: Böschungen.



Foto 6.105: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Auslauf BU mit Geschiebeband aus erodierter Sohle.

6.4.6.3 Versuchserkenntnisse

Sowohl die HEC-RAS Berechnung als auch die Numerik beziehen sich auf HQ30.



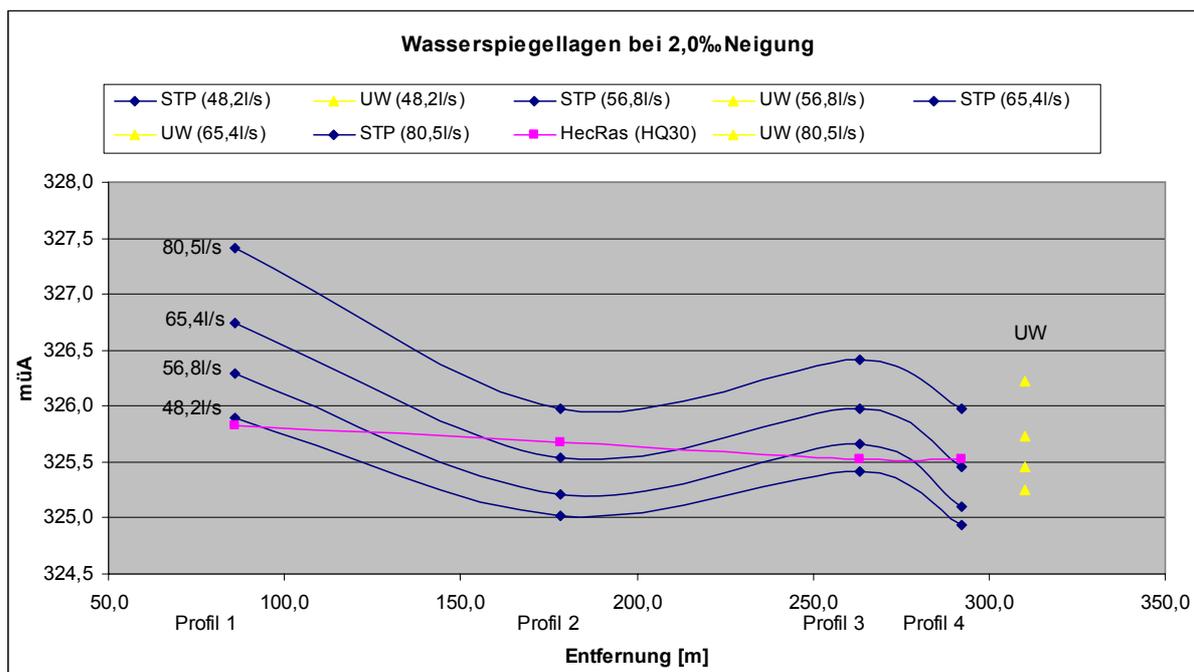


Abb. 6.26: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Geschwindigkeitsverteilung und Wasserspiegellagen bei 2,0‰ Neigung und unterschiedlichem Durchfluss.

Das erste Diagramm in Abbildung 6.26 vergleicht die gemessenen maximalen und minimalen Fließgeschwindigkeiten im jeweiligen Profil an unterschiedlichen Stellen bei unterschiedlichen Durchflüssen mit der HEC-RAS Berechnung (STEWEG-STEAG GmbH) und der Numerik [3].

In den Profilen 1 – 4 wurde in einem gewissen Sekundenabstand an verschiedenen Stellen die Fließgeschwindigkeit gemessen. Am Ende der Messung wurden die maximale und minimale Fließgeschwindigkeit an verschiedenen Stellen des Profils angezeigt. Die Geschwindigkeit an einer Stelle wurde ca. im ersten Drittel der Wasserspiegelhöhe über der Flusssohle gemessen.

Die Profile für die HEC-RAS Berechnung und die gemessenen Profile stimmten bis auf Profil 2 (= Profil 85.2) nicht exakt überein (vgl. Abb. 6.20).

Das zweite Diagramm spiegelt die Wasserspiegelhöhe in Abhängigkeit des Durchflusses wieder. Im Profil 1 wird der gemessene Wasserspiegel des Punktes 2 wiedergegeben.

Wird der Durchfluss erhöht, erhöht sich sowohl die maximale als auch die minimale Fließgeschwindigkeit und der Wasserspiegel beginnt ebenfalls zu steigen.

Die Geschwindigkeit der HEC-RAS Berechnung im Profil 2 ist geringer als die gemessene Geschwindigkeit bei HQ30. Daher ist der Wasserspiegel der HEC-RAS Berechnung höher als der gemessene Wasserspiegel (vgl. beide Diagramme der Abb. 6.26).

Die Fotos zeigen, dass die Exfiltration des Untergrundes mit den drei verschiedenen Filtern verhindert werden konnte.

Das Geschiebeband, das am Foto 6.105 zu sehen ist, stammte aus der erodierten Flusssohle.

Die Sohl- und Böschungssicherung (Modell: 0,0 – 16,0mm; Natur: 0,0 – 0,64m) blieben bis HQ100 stabil.

Die vorgesehene Sohl- und Böschungssicherung (Modell: 10,0 – 17,0mm; Natur: 0,40 – 0,68m) blieb sogar bis HQ1000 stabil.

6.5 Zusammenfassung (M 1:40)

Bei dieser Größe des Maßstabes hatten Ungenauigkeiten im Bau und Messungenauigkeiten keine so gravierende Auswirkung wie im Maßstab M 1:165,85 (Ungenauigkeit von 1mm im Modell entsprechen 40mm \approx 0,040m in der Natur).

Die Fotos des 3. Versuches zeigen, dass die Sohl- und Böschungssicherung mit dem Durchmesser von 10 – 17mm (Natur: 0,4 - 0,68m) bis zu einer Neigung von 2,0‰ und einem Durchfluss von 80,5l/s (HQ100/2 – halber Fluss) stabil blieben. Bei 2,0‰ Neigung und 80,5l/s Durchfluss begann sowohl die Sohlsicherung als auch die Böschungssicherung von 0 – 16mm im Modell (Natur: 0 – 0,64m) instabil zu werden und wurde erodiert (s. Foto 6.102, 6.103 bzw. Foto 6.104d). Die Ursache war die breite Streuung des Böschungsdurchmessers (0 – 16mm) und der allgemein klein gewählte Durchmesser. Würde man die Siebung auf 10 – 16mm beschränken, wären die Sicherungen mit größter Wahrscheinlichkeit nicht erodiert worden.

Im 3. Versuch blieb der Böschungsuntergrund unter dem erodierten Deckwerk stabil, weil der Untergrund mit Zement verstärkt wurde (s. Foto 6.95d und 6.104d). Eine Erosion des Untergrundes war nicht erwünscht.

Die Bildung eines Geschiebebandes wurde im 3. Versuch mit den drei verschiedenen Filtern unter der Sicherung verhindert. Es fand keine Exfiltration des Unterbaues der Böschung statt.

6.6 Vollmodell (M 1:50)

Das Vollmodell bot aufgrund des großen Maßstabes und der Tatsache, dass ein ganzer Querschnitt nachmodelliert wurde, die Möglichkeit alle Zusammenhänge noch einmal genau zu untersuchen.

6.6.1 Wahl des Maßstabes

Aufgrund der schon vorhandenen Gegebenheiten wurde der Maßstab M 1:50 festgelegt.

Der Modellmaßstab λ errechnete sich zu: $\lambda = \frac{1}{50} = 0,02$.

Nachfolgend die Umrechnungen der wichtigsten Durchflüsse:

	Natur [m³/s]	Modell [l/s]
MQ	108	6,1
QA	200	11,3
HQ1	442	25,0
HQ5	700	39,6
HQ30	975	55,2
HQ100	1325	75,0
HQ1000	1629	92,2
HQ5000	1854	104,9

Abb. 6.27: Umrechnung der Durchflüsse zwischen Natur und Modell (M 1:50).

6.6.2 Aufbau des Modells



Foto 6.106: Bau Einlaufbereich.



Foto 6.107: Einrichten der Profile.

Die Profile im Einlaufbereich wurden bereits ausgerichtet und einnivelliert. Die dazwischen liegenden Flächen wurden mit mageren Beton gefüllt.

Das zweite Foto zeigt die Herstellung der Baumleitung und des Auslaufbereichs.



Foto 6.108: Bau der Mauer für die BU und füllen der Baugrube mit Sand.



Foto 6.109: Auffüllen des Flussbettes.

Dann folgten die Fertigstellung der Mauer und das Füllen der Hohlräume mit Sand.



Foto 6.110: Endgültige Sandschicht wird aufgebracht.



Foto 6.111: Glattstreichen der Sohle und Aufbringung der Böschungssicherung.

Es wurde eine ca. 10cm dicke Sandschicht, die aufgrund der vorhandenen Sieblinien mit Hilfe des Froude'schen Gesetzes auf das Modell umgerechnet wurde, aufgetragen. Nachdem das Modell eingewässert wurde, wurde die Oberfläche der Sandschicht einnivelliert und anschließend glattgestrichen.

Die Böschungssicherung im Einlaufbereich wurde direkt auf die Betonschicht geschüttet.



Foto 6.112: Herstellen des Böschungsfußes und der Böschungssicherung in der Baumleitung.

Auf die Böschung der Baumleitung wurde zuerst mit Hilfe eines Fliesenklebers eine dünne Schicht 1 – 4mm Sand aufgebracht, die bewirken sollte, dass die 5cm dicke Sandschicht auf der Böschung haften blieb. Auf diese Filterschicht wurde die eigentliche Böschungssicherung (Steinschüttung 11/16mm) aufgebracht.

Gleichzeitig erfolgte die Herstellung des Böschungsfußes.

Die Sohlsicherung in der Baumleitung wurde direkt auf die Sandschicht aufgebracht.



Foto 6.113: Einlaufbereich und Baumleitung im fertigen Zustand.



Foto 6.114: Baumleitung und Auslaufbereich im fertigen Zustand.

Um den ersten Versuch durchführen zu können, musste das Modell vollständig unter Wasser gesetzt werden, sodass sich der Sand ausreichen setzen konnte.



Foto 6.115: Einwässern. Blick flussaufwärts.



Foto 6.116: Einwässern. Blick flussabwärts.



Foto 6.117: Riffelbildung im Einlaufbereich.



Foto 6.118: Riffelbildung im Einlaufbereich.

Wie sich bereits beim "Einwässern" zeigte, war der Sand im Einlaufbereich ("Riffelbildung") zu fein und wurde mit einer gröberen Schicht (Sand 1 – 4 mm) überdeckt.

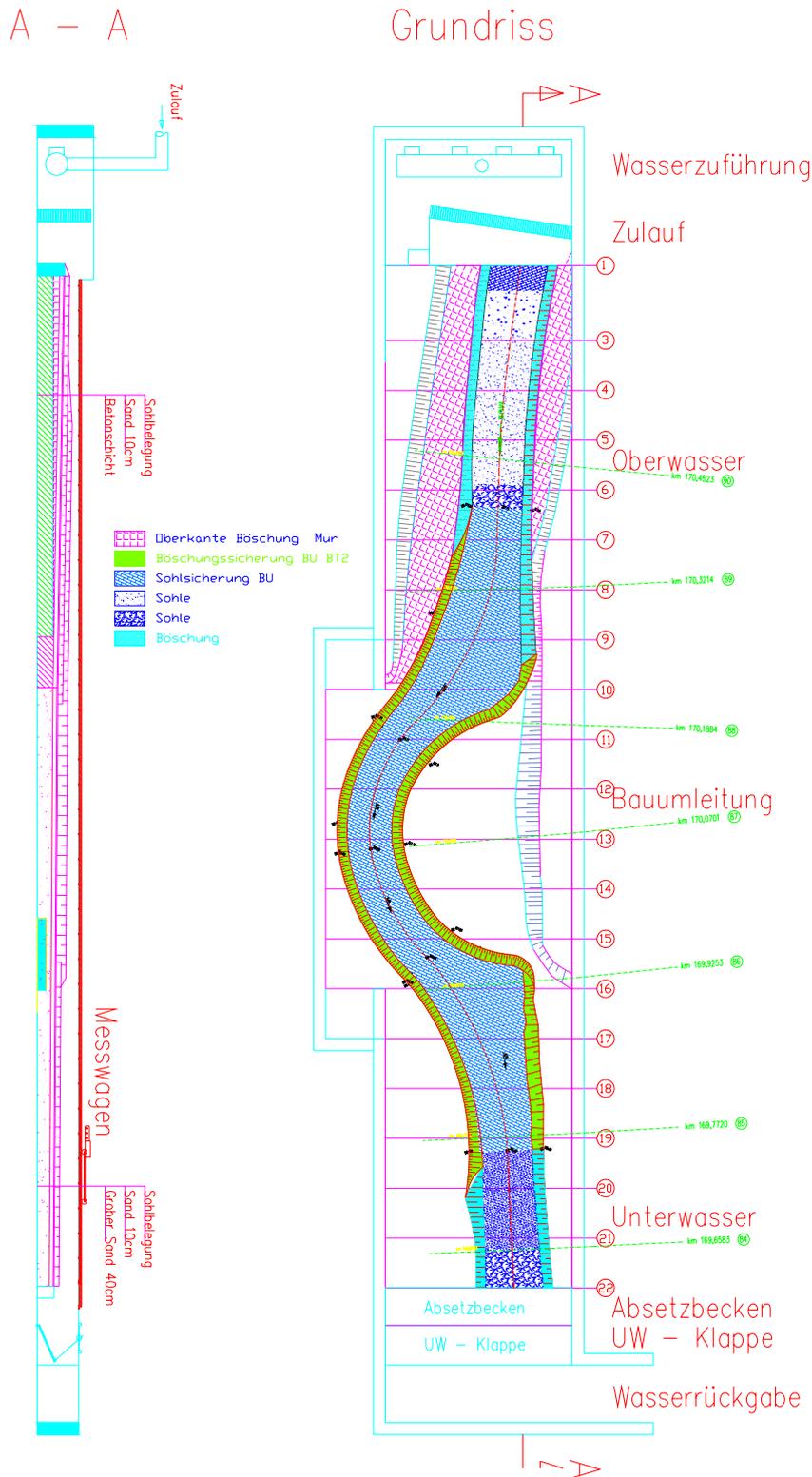


Abb. 6.28: Modell: Grundriss und Schnitt A-A der Baumleitung Gössendorf.

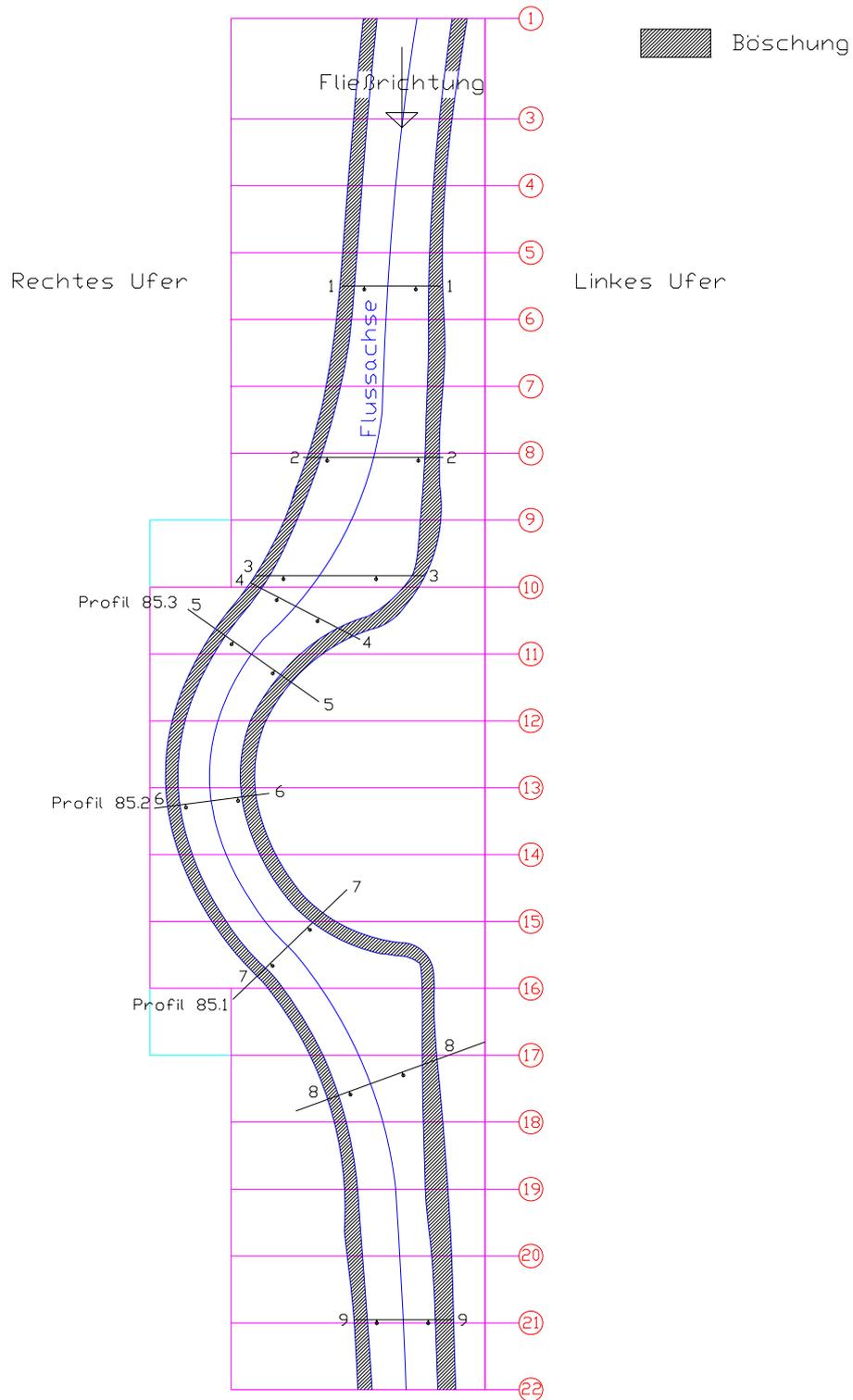


Abb. 6.29: Messpunkte.

6.6.3 Sieblinien

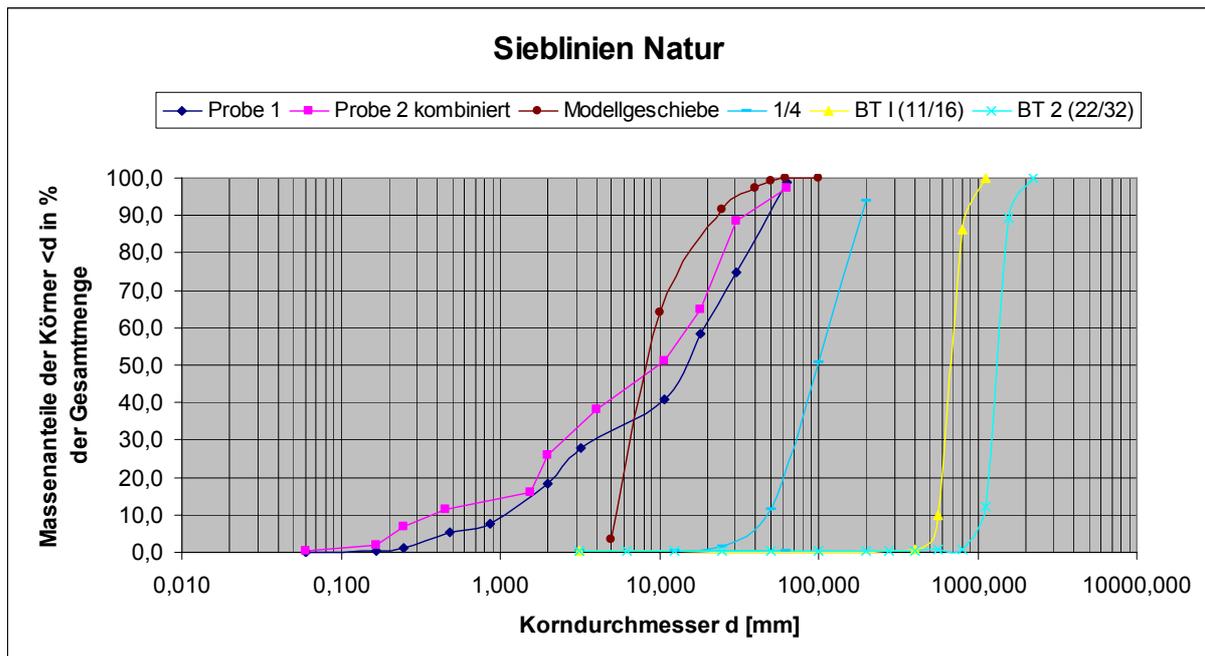


Abb. 6.30: Siebanalyse (M 1:50).

Die Flusssohle wurde als bewegliche Sohle (vgl. Abb. 6.30 Modellgeschiebe) ausgeführt. Dem Bautyp II als Sohl- und Böschungssicherung entspricht die Sieblinie BT II (11/16mm). An den stark beanspruchten Stellen war die Ausführung des BT I (22/32mm) geplant. Diese wurde aber nicht notwendig.

6.6.4 1. Versuch (26.02.2008)

Bei zuvor durchgeführten Versuchen hatte sich gezeigt, dass auch der 1 – 4mm Sand zu fein war. Um eine weitere Erosion des Anlaufbereiches und eine Versandung der Baumleitung zu vermeiden, wurde der 1 – 4mm Sand durch einen größeren 1 – 8mm ersetzt.

6.6.4.1 Versuchsbeschreibung

Die Sohle war komplett beweglich (Sand).

Die Füllung des Modells erfolgte vom Unterwasser.

Die gesamte Versuchsdauer betrug ca. 3 Stunden und 30 Minuten.

Es folgte eine stufenweise Erhöhung des Durchflusses.

Die 1. Phase mit einem Durchfluss von 6,3l/s (MQ) dauerte ca. 42 Minuten.

- Die 2. Phase mit einem Durchfluss von 11,2l/s (QA) dauerte ca. 32 Minuten.
 Die 3. Phase mit einem Durchfluss von 24,9l/s (HQ1) dauerte ca. 25 Minuten.
 Die 4. Phase mit einem Durchfluss von 40,3l/s (HQ5) dauerte ca. 26 Minuten.
 Die 5. Phase mit einem Durchfluss von 54,8l/s (HQ30) dauerte ca. 28 Minuten.
 Die 6. Phase mit einem Durchfluss von 74,0l/s (HQ100) dauerte ca. 32 Minuten.
 Die 7. Phase mit einem Durchfluss von 91,8l/s (HQ1000) dauerte ca. 24 Minuten.

Für die Sohlsicherung und die Böschungssicherung BT I in der Baumleitung des Modells wurde ein Steindurchmesser 1,1 – 1,6cm gewählt. Das entspricht in der Natur einem Steindurchmesser von 0,55 – 0,80m. Der Durchmesser des Böschungsfußes für das Modell betrug 2,2 – 3,2cm (Natur: 1,1 – 1,6m).

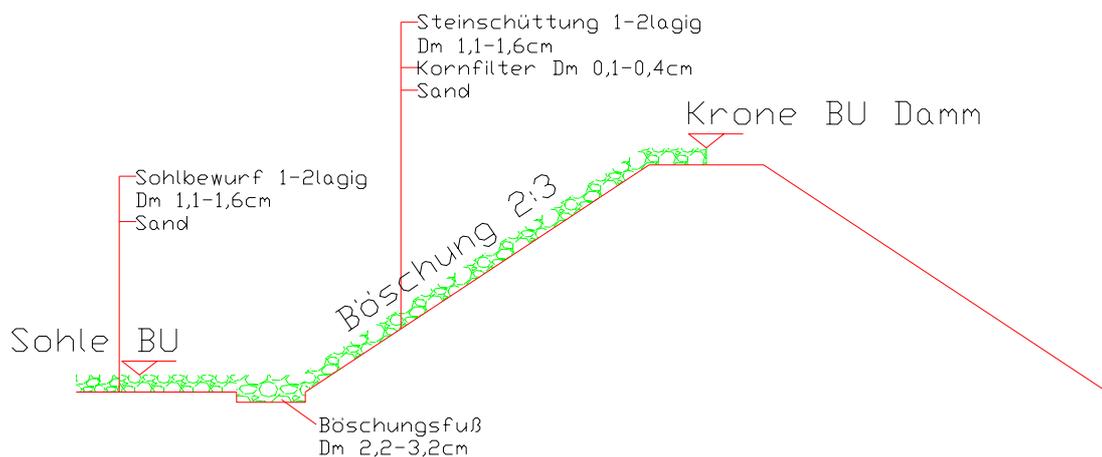


Abb. 6.31: 1. Versuch. Vollmodell. Schnitt durch Damm und Sohle BU.

6.6.4.2 Dokumentation des Versuchs anhand von Fotos

6.6.4.2.1 Vorher – Nachher – Vergleich



Foto 6.119: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. Einlaufbereich.



Foto 6.120: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. BU.

Wie schon zuvor erwähnt, wurde der Sand in der Einlaufstrecke mit dem 1 – 8 Sand überdeckt. Das Geschiebeband das auf den Fotos sichtbar ist, entstand bei zuvor durchgeführten Versuchen.



Foto 6.121: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. Einlaufbereich.



Foto 6.122: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. BU.



Foto 6.123: 1. Versuch. Vollmodell. Nachher. BU.



Foto 6.124: 1. Versuch. Vollmodell. Nachher. BU.

6.6.4.2.2 MQ, QA, HQ1 und HQ5

Die Sohl- und Böschungssicherung blieb bei MQ, QA, HQ1 und HQ5 in allen Bereichen stabil.

6.6.4.2.3 HQ30



Foto 6.125: 1. Versuch. Vollmodell. HQ30. BU.



Foto 6.126: 1. Versuch. Vollmodell. HQ30. BU.

6.6.4.2.4 HQ100

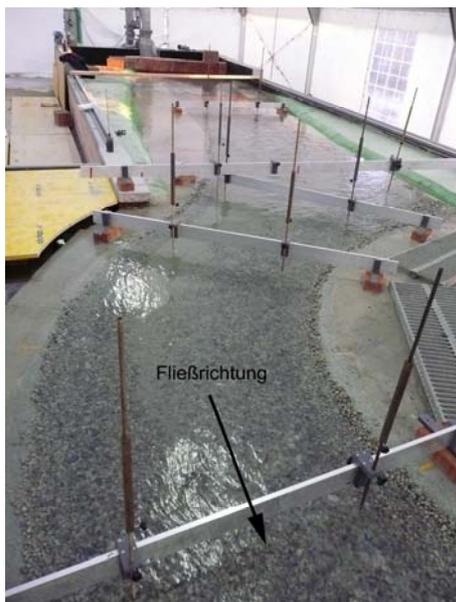


Foto 6.127: 1. Versuch. Vollmodell. HQ100. BU.



Foto 6.128: 1. Versuch. Vollmodell. HQ100. BU.

6.6.4.2.5 HQ1000

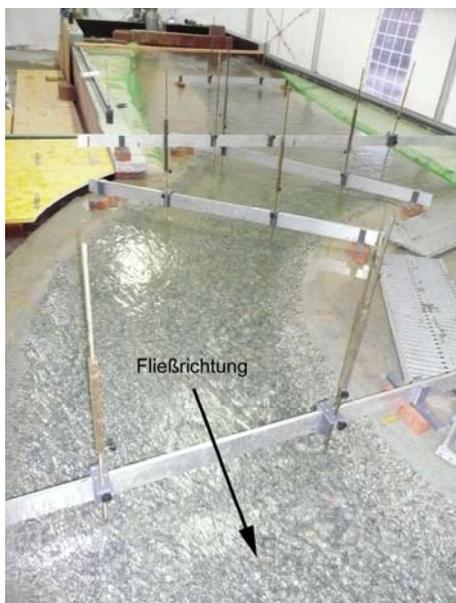


Foto 6.129: 1. Versuch. Vollmodell. HQ1000. BU.

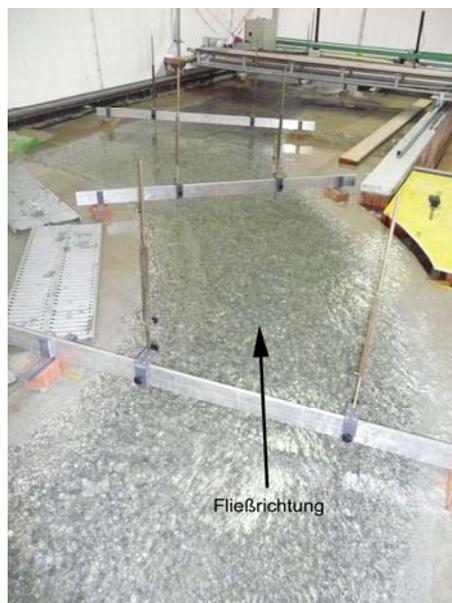


Foto 6.130: 1. Versuch. Vollmodell. HQ1000. BU.

6.6.4.3 Versuchserkenntnisse

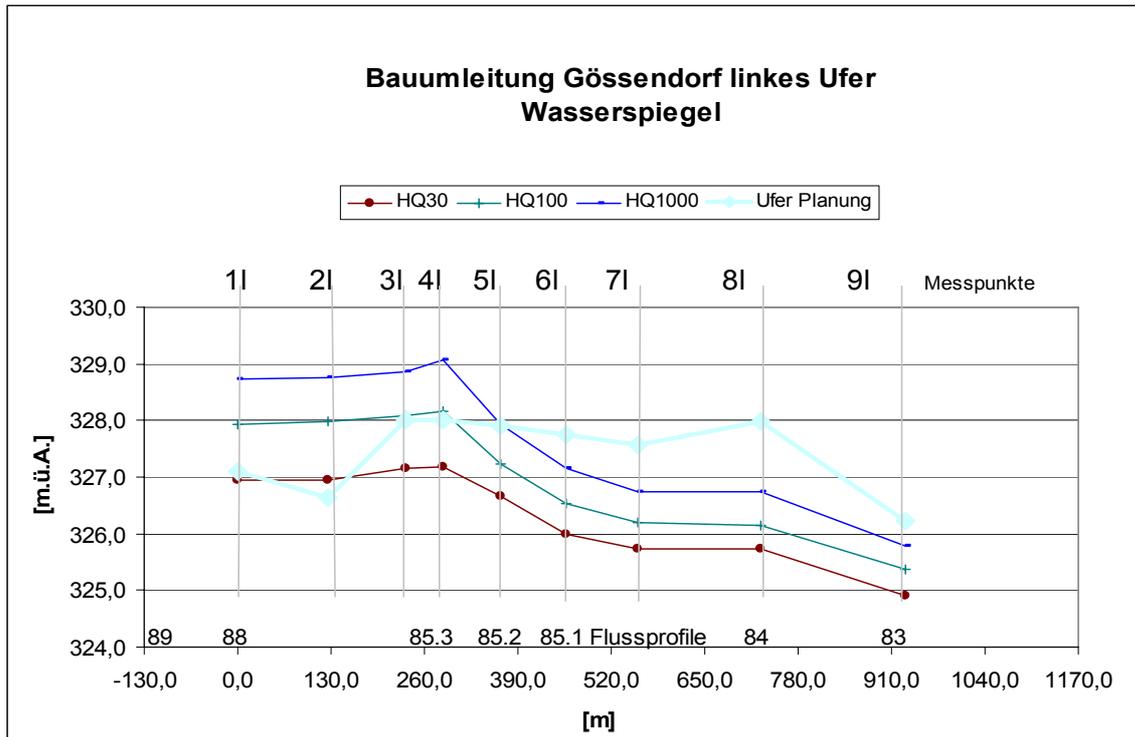


Abb. 6.32: 1. Versuch. Vollmodell. Wasserspiegellagen linkes Ufer bei unterschiedlichen Durchflüssen.

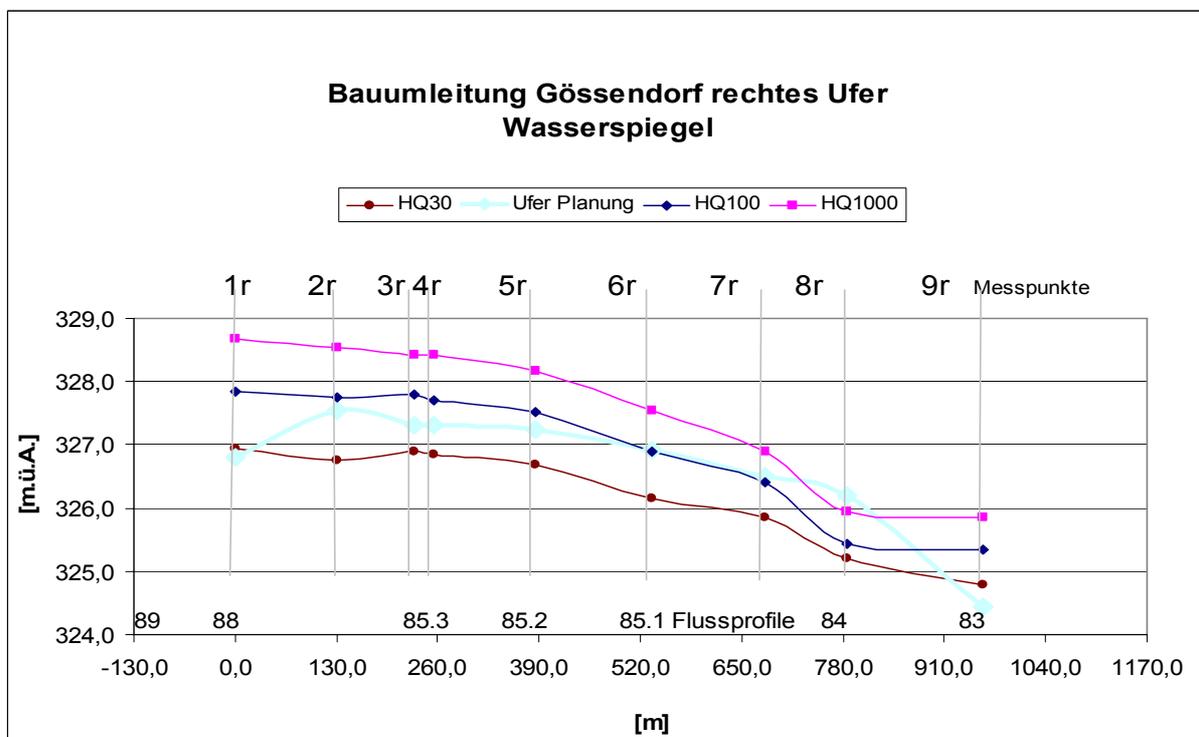


Abb. 6.33: 1. Versuch. Vollmodell. Wasserspiegellagen rechtes Ufer bei unterschiedlichen Durchflüssen.

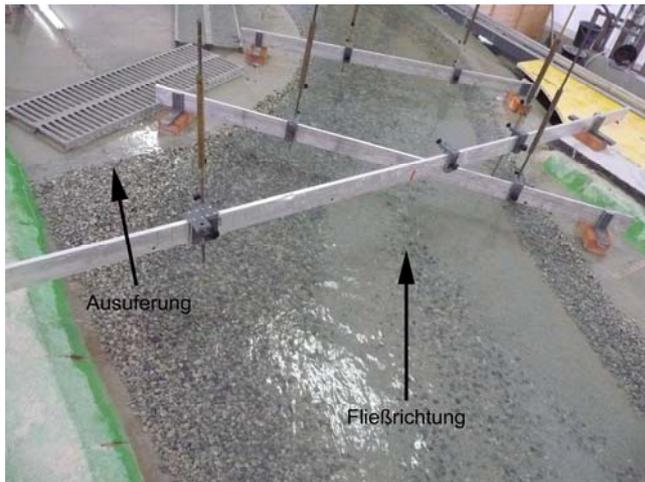


Foto 6.131: 1. Versuch. Vollmodell. Überschwemmung Ufer BU.



Foto 6.132: 1. Versuch. Vollmodell. Kolkbildung im Auslaufbereich.

Als der Durchfluss von HQ30 auf HQ100 gesteigert wurde, wurde das Anprallufer der Baumleitung überflutet. Andere Bereiche wie zum Beispiel das Ufer der Einlaufstrecke, linkes Ufer der BU wurden schon früher überflutet.

Wie das Foto 6.132 zeigt, bildete sich beim Übergang Sohlensicherung zu "normaler" Sohle ein starker Kolk aus.

Die Sohl- und Böschungssicherungen blieben bis HQ1000 stabil und wiesen keine Schäden auf.

6.6.4.4 Weitergehende Versuche

Offene Fragen wie

- Wie weit beeinflusst eine auftretende Oberwasserspiegelerhöhung die Überschwemmungsgebiete, wenn die Böschungen auf HQ100 Dämme erhöht werden?
- Kann die Ausrundung beim Anfang der Baumleitung durch eine Buhne ersetzt werden, um die Anströmung der Baumleitung zu verbessern?

wurden in Detailversuchen untersucht.

6.6.4.4.1 Dammerhöhung



Foto 6.133: Vollmodell. Dammerhöhung bei HQ100. [2]

Die Dammerhöhung verhinderte ein Überfluten der Böschung bis HQ100. Das Wasser, das am Foto 6.133 am rechten unteren Rand sichtbar ist, war Sickerwasser – keine Überflutung! Die Baugrube wurde teilweise überströmt, was sich positiv auf den Oberwasserspiegel auswirkte.

6.6.4.4.2 Buhne



Foto 6.134: Vollmodell. Varianten: Ausrundung, direkte Anströmung und Buhne. [2]

Qualitativ war bei diesem Versuch keine definitive Entscheidung zwischen Buhne und Ausrundung möglich. Mit Sicherheit lässt sich jedoch sagen, dass die direkte Anströmung von diesen 3 Varianten am schlechtesten abschnitt.

Weil im Versuch Vollmodell die Variante Ausrundung gebaut wurde, sollte dieser Variante der Vorzug gegeben werden.

6.7 Zusammenfassung (M 1:50)

Beim Vollmodell M 1:50 konnten alle Fragen, die beim Vollmodell M 1:165,85 bzw. beim Teilschnittmodell M 1:40 noch nicht erkannt wurden, untersucht werden.

Die geplante Sohl- und Böschungssicherung blieb während der stufenweisen Erhöhung der Durchflüsse bis HQ1000 stabil.

Die Abfuhrleistung der Baumleitung bei HQ30 konnte gewährleistet werden.

Im Auslaufbereich der Baumleitung kam es bei Abflüssen größer als HQ30 zu leichten Angriffen der linksufrigen Böschung und Auskolkungen an der Sohle.

Es ist zu beachten, dass es beim Übergang von der rauhen zur glatten Sohle zu einer Kolkerscheinung kam.

Die weitergehenden Versuche zeigten, dass eine Dammerhöhung eine Überflutung der Dämme bis HQ100 verhindern konnte und dass die Ausrundung die beste Anströmung für die Baumleitung ergab.

7 Schlussbemerkung

Die Berechnungsergebnisse der erforderlichen Steindurchmesser für die Sohl- und Böschungssicherungen sind sehr unterschiedlich. Weil die Ergebnisse nach Stevens und Simons stark vom Reibungswinkel ϕ abhängen, lassen sich nur schwer Aussagen über einen geeigneten Durchmesser für die Bauumleitung treffen. Einen Ansatz für eine Berechnung des Sohl- bzw. Böschungsdurchmessers in dem alle Randbedingungen bekannt sind, liefert Kröll. Das Längsgefälle der Flusssohle wurde mit 2,0‰ angenommen. Nimmt man zusätzlich einen Sicherheitsfaktor von 2 an, liefert die Berechnung nach Kröll einen Steindurchmesser von 0,4m um HQ30 Sicherheit gewährleisten zu können.

Die Gleichung nach Meyer – Peter und Müller berechnet den Geschiebetrieb in einem Fluss. Die Unbekannten in der Formel sind alle bis auf den Stricklerbeiwert klar definiert bzw. vorgegeben. Der Stricklerbeiwert wurde mit $k_{ST} = 38 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angenommen. Die HEC-RAS Berechnung und die Numerik basieren auf der gleichen Annahme. Bei einem Steindurchmesser $d_{90} = 0,1\text{m}$ findet bei einer Wassertiefe h zwischen 5,5m (entspricht ungefähr HQ100) und 6,0m (entspricht ungefähr HQ1000) der Geschiebetrieb statt. Mit einem Sicherheitsfaktor von 2 beträgt der Durchmesser $d_{90} = 0,2\text{m}$ für HQ30 Sicherheit. Also halb so groß wie nach Kröll.

Alle Parameter sollen so genau wie möglich bestimmt werden, um Fehler in den Annahmen zu vermeiden. Ein ausreichender Sicherheitsfaktor soll berücksichtigt werden, um etwaige Berechnungsfehler zu verhindern.

Wie die Versuche zeigten, kann das Vollmodell im Maßstab M 1:165,85 nur qualitative Aussagen liefern und war für alle Arten von Messungen wie Fließgeschwindigkeit, Wasserspiegel,... nur bedingt geeignet. Wegen den Bau- und Messungenauigkeiten, die immer wieder auftraten, waren Rückschlüsse für die Natur schwach. Trotz des kleinen Maßstabes hat das Modell seinen Zweck erfüllt. Aussagen wie Lage der Anprallufer, konnten für die nachfolgenden Versuche gewonnen werden.

Beim 3. Versuch wurde die Sohl- und Böschungssicherung (Steindurchmesser Modell: 3,15 – 4,0mm; Natur: 0,52 – 0,66m) bis HQ5000 nicht erodiert.

Die zweite Modellreihe (Teilschnittmodell M 1:50) sollte nicht nur qualitative Aussagen liefern, sondern auch Messergebnisse ermöglichen, die auf die Natur umgerech-

net werden konnten und mit den durchgeführten Berechnungen verglichen werden konnten. Weil die Wasserbaurinne für ein Vollmodell in einem größeren Maßstab keinen ausreichenden Platz bot, war die Notwendigkeit für ein Teilschnittmodell gegeben.

Im 2. und 3. Versuch blieben alle Sohl- und Böschungssicherungen bis HQ100 stabil. Die geplante Sohl- und Böschungssicherung (Modell: 10,0 – 17,0mm; Natur: 0,40 – 0,68m) blieb sogar bis HQ1000 stabil.

Bei 2,0‰ Neigung und 80,5l/s Durchfluss (3. Versuch) begann sowohl die Sohlsicherung als auch die Böschungssicherung (Modell: 0 – 16mm, Natur: 0 – 0,64m) instabil zu werden und deswegen beide erodiert wurden.

Vergleicht man die Fotos des 2. Versuches mit den Fotos des 3. Versuches wird die Notwendigkeit eines Filters sofort erkannt. Erodierter im 2. Versuch die Böschung aufgrund des fehlenden Filters, konnte im 3. Versuch keine Exfiltration des Unterbaues erkannt werden.

Trotz des ausreichend großen Maßstabes lassen sich die im Modell durchgeführten Messungen nur schwer mit der HEC-RAS Berechnung bzw. der Numerik vergleichen. Für einen sinnvollen Vergleich müssen die gleichen Randbedingungen/Annahmen gegeben sein. Es ist möglich mit wissenschaftlich durchgeführten Messungen und daraus resultierenden Ergebnissen auf Unstimmigkeiten in den Ergebnissen bei einer mathematische/numerischen Berechnung zu schließen.

Ein Vollmodell in einem ausreichend großen Maßstab erfüllt alle Randbedingungen und Voraussetzungen um Messungen jeglicher Art auf die Natur übertragen zu können. Es bietet die Möglichkeit das gesamte Umfeld ebenso beobachten zu können wie die Hauptaufgabe selbst. Mögliche nicht erwartete Ereignisse können schnell in die Untersuchung miteinbezogen werden.

Die ausgeführte Sohl- und Böschungssicherung mit einem Steindurchmesser von 1,1 – 1,6cm (Natur: 0,55 – 0,80m) zeigte bis HQ1000 keinerlei Schäden. Daher wurde eine Untersuchung der Böschungssicherung BT I (Modell: 22 – 32mm, Natur: 1,1 – 1,6m) nicht mehr durchgeführt.

Für HQ30 Sicherheit scheint laut den durchgeführten Versuchen ein Steindurchmesser von ca. 0,80m für das Böschungsdeckwerk ausreichend zu sein. Der gewählte

Durchmesser von 0,80m berücksichtigt einen Sicherheitsfaktor, da dieser in den Versuchen bis HQ1000 nicht erodiert wurde.

Die genaue Ausführung der Sohl- und Böschungssicherung ist den Plänen im Anhang zu entnehmen.

8 Literaturverzeichnis

- [1] Krouzecky N.: Studienblätter: Wasserbauliches Versuchswesen, TU Wien
- [2] Tschernutter P., Pucher M. und Trauntschnig M.: Bericht "Modelldurchführung für die Baumleitung Gössendorf", Wien 2008
- [3] Tschernutter P., Pucher M. und Spitzenberger E.: Bericht: "Numerische Berechnung zur Abfuhrleistung und Deckwerkabschätzung", Wien 2007
- [4] Minor H.-E.: Scriptum Wasserbau, Flussbau, ETH Zürich
- [5] Kröll A.: Die Stabilität von Steinschüttungen bei Sohlen- und Uferbefestigungen in Wasserströmungen (gekürzte Fassung), Dissertation, TU Graz 1980
- [6] Bollrich G.: Technische Hydromechanik, Band 1 Grundlagen, 6. Auflage, HUSS-MEDIEN GmbH, Berlin 2007
- [7] Hansen U. A.: Wasserbausteine im Deckwerksbau, Westholsteinische Verlagsanstalt Boyens & Co., Heide 1985
- [8] Lattermann E.: Wasserbau in Beispielen, 1. Auflage, Werner Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf 1997
- [9] Bundesanstalt für Wasserbau: MAK: Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen, Karlsruhe
- [10] ATV-DVWK-M 502, Berechnungsverfahren für Staudämme – Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund
- [11] Tschernutter P.: Scriptum Dammbau: Kapitel 7: Filter- und Dränagenzonen, TU Wien 2006
- [12] Schneider K.-J.: Bautabellen für Ingenieure, 15. Auflage, Werner Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf 2002
- [13] Geoteam: Technischer Bericht: "Wasserkraftwerke Gössendorf und Kalsdorf, UVP-Verfahren, Sedimentprobennahme an der Sohle der Mur", Gleisdorf 2006
- [14] Sherard J. L., Dunnigan L. P.: "Critical filters for impervious soils", Journal of Geotechnical Engineering 115 (7), 927 – 947, 1989

9 Anhang

Pläne

- Grundriss Baumleitung
- Längenschnitt Baumleitung
- Querschnitt Baumleitung

10 Fotoverzeichnis

Foto 5.1: Nivellier.....	19
Foto 5.2: Messlatte.....	19
Foto 5.3: Ultraschall.....	19
Foto 5.4: Stechpegel.....	19
Foto 6.1: Aufbau des Modells für den 1. Versuch. Auflegen und Ausrichten der vorbereiteten Profile in der Flußbaurinne. [1].....	23
Foto 6.2: 1. Versuch. Vorher. Einlauf mit Bauumleitung. [1].....	25
Foto 6.3: 1. Versuch. Nachher. Ablagern des ausgeschwemmten Materials am linken Ufer (in Fließrichtung).....	26
Foto 6.4: 1. Versuch. Nachher.....	26
Foto 6.5: 1. Versuch. Vorher. [1].....	27
Foto 6.6: 1. Versuch. Nachher. Ausschwemmen des linken Ufers (in Fließrichtung). [1].....	27
Foto 6.7: 1. Versuch. Nachher. Detail Anprallufer. [1].....	27
Foto 6.8: 1. Versuch. Nachher. Verlauf des Geschiebebandes. [1].....	28
Foto 6.9: 2. Versuch. Vorher. Einlauf und BU – Anfang.....	31
Foto 6.10: 2. Versuch. Vorher. Auslauf und BU – Ende.....	31
Foto 6.11: 2. Versuch. Nachher. Detail Böschungssicherung.....	32
Foto 6.12: 2. Versuch. Nachher. Auslauf und BU.....	32
Foto 6.13: 2. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ30.....	32
Foto 6.14: 2. Versuch. BU – Ende und Auslauf bei HQ30.....	32
Foto 6.15: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung. Strömungsverlauf bei HQ30....	33
Foto 6.16: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung. Strömungsverlauf bei HQ30....	33
Foto 6.17: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung bei HQ100.....	34
Foto 6.18: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung bei HQ100.....	34
Foto 6.19: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung und Geschiebeband. Geschwindigkeitsmessung mit Messflügel bei HQ100.....	34
Foto 6.20: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung und Geschiebeband bei HQ100.	34
Foto 6.21: 2. Versuch. Detail Böschungssicherung bei HQ1000.....	35
Foto 6.22: 2. Versuch. Detail Geschiebeband bei HQ1000.....	35
Foto 6.23: 3. Versuch. Überblick über die Böschungs- und Sohlsicherung.....	37

Foto 6.24: 3. Versuch. Vorher. Einlauf mit Verstärkung der Böschung durch Zement.	38
Foto 6.25: 3. Versuch. Vorher. Überblick über die Bauumleitung.....	38
Foto 6.26: 3. Versuch. Nachher. Einlauf und BU – Anfang.....	38
Foto 6.27: 3. Versuch. Nachher. BU – Ende und Auslauf.....	38
Foto 6.28: 3. Versuch. Nachher. BU – Anfang.....	39
Foto 6.29: 3. Versuch. Nachher. BU – Ende.....	39
Foto 6.30: 3. Versuch. Vorher. Auslauf Bauumleitung.....	39
Foto 6.31: 3. Versuch. Nachher. BU – Ende. Nachkolkbildung.	39
Foto 6.32: 3. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ30.....	40
Foto 6.33: 3. Versuch. Ende – BU und Auslauf bei HQ30.	40
Foto 6.34: 3. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ100.	42
Foto 6.35: 3. Versuch. BU – Ende und Auslauf bei HQ100.	42
Foto 6.36: 3. Versuch. Detail Einlaufbereich BU bei HQ100.....	43
Foto 6.37: 3. Versuch. Detail BU – Ende bei HQ100.....	43
Foto 6.38: 3. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ1000.....	44
Foto 6.39: 3. Versuch. BU – Ende bei HQ1000.....	44
Foto 6.40: 3. Versuch. Überblick Bauumleitung bei HQ1000.....	44
Foto 6.41: 3. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ5000.	45
Foto 6.42: 3. Versuch. BU – Ende und Auslauf bei HQ5000.	45
Foto 6.43: 3. Versuch. BU – Anfang bei HQ5000.	46
Foto 6.44: 3. Versuch. BU – Ende bei HQ5000.....	46
Foto 6.45: Markierung auf welche das Unterwasser eingestellt wird.	48
Foto 6.46: 4. Versuch. Vorher. Überblick über die Bauumleitung.....	48
Foto 6.47: 4. Versuch. Vorher. Einlauf BU.....	48
Foto 6.48: 4. Versuch. Nachher. Einlauf und BU – Anfang.....	49
Foto 6.49: 4. Versuch. Nachher. Bauumleitung und Auslauf.	49
Foto 6.50: 4. Versuch. Nachher. BU – Ende mit Nachkolk.	49
Foto 6.51: 4. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ30.....	50
Foto 6.52: 4. Versuch. Ende – BU und Auslauf bei HQ30.	50
Foto 6.53: 4. Versuch. Detail Einlaufbereich BU mit Schadensstelle bei HQ30.....	50
Foto 6.54: 4. Versuch. Detail Auslauf BU bei HQ30.	50
Foto 6.55: 4. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ100.	52
Foto 6.56: 4. Versuch. BU bei HQ100.	52

Foto 6.57: 4. Versuch. Detail Einlaufbereich BU bei HQ100.....	52
Foto 6.58: 4. Versuch. Einlauf und BU – Anfang bei HQ100.	54
Foto 6.59: 4. Versuch. BU und Auslauf bei HQ100.	54
Foto 6.60: 4. Versuch. Detail Bauumleitung bei HQ100.	54
Foto 6.61: 4. Versuch. Einlauf und BU - Anfang bei HQ30.....	56
Foto 6.62: 4. Versuch. Ende – BU und Auslauf bei HQ30.	56
Foto 6.63: 4. Versuch. Punkte für die Geschwindigkeitsmessung.	57
Foto 6.64: 2. Versuch. HQ30. Stillwasserbereich und Strömungsverlauf.	60
Foto 6.65: 4. Versuch. HQ30. UW mit Markierung. Stillwasserbereich.....	60
Foto 6.66: 4. Versuch. HQ30. UW mit Markierung. Strömungsverlauf.	60
Foto 6.67: 4. Versuch. HQ100. UW mit Markierung. Stillwasserbereich.....	61
Foto 6.68: Stillwasserbereiche.....	61
Foto 6.69: Aufbau des Modells für den 1. Versuch.....	65
Foto 6.70: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Einlaufbereich.....	67
Foto 6.71: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Auslaufbereich.	67
Foto 6.72: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Anprallufer bei HQ30/2.	68
Foto 6.73: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Auslaufbereich bei HQ30/2.	68
Foto 6.74: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Erosion an der Sohle im Auslaufbereich der BU bei 55,0l/s.	68
Foto 6.75: 1. Versuch. Teilschnittmodell. Erosion an der Sohle in der BU bei 55,0l/s.	69
Foto 6.76: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Übersicht über die Sohl- und Böschungssicherung.	71
Foto 6.77: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Überblick über die Bauumleitung.	72
Foto 6.78: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Vorher. Einlauf BU.	72
Foto 6.79: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Vorher. Auslauf BU.	72
Foto 6.80: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Einlauf BU mit Schadensstelle. 73	
Foto 6.81: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Auslauf BU mit Geschiebeband und Schadensstelle.	73
Foto 6.82: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Auslauf BU. Blick von oben.....	74
Foto 6.83: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 0,0‰. Einlauf BU... 74	
Foto 6.84: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 0,0‰. Auslauf BU.. 74	
Foto 6.85: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 0,8‰. Auslauf BU. Entstehung des Geschiebebandes.	75

Foto 6.86: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,0‰. Böschung....	76
Foto 6.87: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,0‰. Böschung und Geschiebeband.	76
Foto 6.88: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,6‰. Einlauf BU...	76
Foto 6.89: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 1,6‰. BU.....	76
Foto 6.90: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Einlauf BU...	77
Foto 6.91: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Auslauf BU..	77
Foto 6.92: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Auslauf BU mit Geschiebeband.	77
Foto 6.93: 2. Versuch. Teilschnittmodell. HQ30/2 und Neigung 2,0‰. Auslauf BU mit Geschiebeband.	78
Foto 6.94: 3. Versuch. Teilschnittmodell. 4 Stellen.....	80
Foto 6.95: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Detail: 3 verschiedene Filterschichten und eine mit Zement verstärkte Böschung. Beginnend links oben mit a.	81
Foto 6.96: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und HQ30/2. Böschung mit 3 verschiedenen Filterschichten.	83
Foto 6.97: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und 56,8l/s. Einlauf BU....	83
Foto 6.98: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und 56,8l/s. Auslauf BU....	83
Foto 6.99: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und 56,8l/s. Ausgebesserte Böschungen.....	84
Foto 6.100: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und HQ100/2. Einlauf BU.	85
Foto 6.101: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Neigung 2,0‰ und HQ100/2. Auslauf BU.	85
Foto 6.102: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Einlauf BU.	86
Foto 6.103: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Auslauf BU.	86
Foto 6.104: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Detail: Böschungen.	86
Foto 6.105: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Nachher. Auslauf BU mit Geschiebeband aus erodierter Sohle.	87
Foto 6.106: Bau Einlaufbereich.	92
Foto 6.107: Einrichten der Profile.	92
Foto 6.108: Bau der Mauer für die BU und füllen der Baugrube mit Sand.....	92
Foto 6.109: Auffüllen des Flussbettes.	92
Foto 6.110: Endgültige Sandschicht wird aufgebracht.....	93

Foto 6.111: Glattstreichen der Sohle und Aufbringung der Böschungssicherung.....	93
Foto 6.112: Herstellen des Böschungsfußes und der Böschungssicherung in der Baumleitung.....	93
Foto 6.113: Einlaufbereich und Baumleitung im fertigen Zustand.	94
Foto 6.114: Baumleitung und Auslaufbereich im fertigen Zustand.	94
Foto 6.115: Einwässern. Blick flussaufwärts.....	95
Foto 6.116: Einwässern. Blick flussabwärts.....	95
Foto 6.117: Riffelbildung im Einlaufbereich.	95
Foto 6.118: Riffelbildung im Einlaufbereich.	95
Foto 6.119: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. Einlaufbereich.....	100
Foto 6.120: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. BU.	100
Foto 6.121: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. Einlaufbereich.....	100
Foto 6.122: 1. Versuch. Vollmodell. Vorher. BU.	100
Foto 6.123: 1. Versuch. Vollmodell. Nachher. BU.	101
Foto 6.124: 1. Versuch. Vollmodell. Nachher. BU.	101
Foto 6.125: 1. Versuch. Vollmodell. HQ30. BU.....	101
Foto 6.126: 1. Versuch. Vollmodell. HQ30. BU.....	101
Foto 6.127: 1. Versuch. Vollmodell. HQ100. BU.....	102
Foto 6.128: 1. Versuch. Vollmodell. HQ100. BU.....	102
Foto 6.129: 1. Versuch. Vollmodell. HQ1000. BU.....	102
Foto 6.130: 1. Versuch. Vollmodell. HQ1000. BU.....	102
Foto 6.131: 1. Versuch. Vollmodell. Überschwemmung Ufer BU.	104
Foto 6.132: 1. Versuch. Vollmodell. Kolkbildung im Auslaufbereich.	104
Foto 6.133: Vollmodell. Dammerhöhung bei HQ100. [2]	105
Foto 6.134: Vollmodell. Varianten: Ausrundung, direkte Anströmung und Buhne. [2]	106

11 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1: Überblick über die Bauumleitung und Baugrube des KW Gössendorf.	2
Abb. 2.1: Bild zur Erklärung der Fließformel. [6]	4
Abb. 2.2: Steindurchmesser (nach Stevens und Simons) bei wechselnden Wasserständen und unterschiedlichen inneren Reibungswinkeln und Gefällen.....	6
Abb. 2.3: Steindurchmesser (nach Kröll) bei wechselnden Wasserständen und unterschiedlichen Gefällen.	7
Abb. 2.4: Steingrößen (nach Kniess) bei unterschiedlichen Geschwindigkeiten, inneren Reibungswinkeln und Korrekturfaktoren für die Neigung	8
Abb. 2.5: m_G (nach Meyer-Peter und Müller) bei unterschiedlichen Wassertiefen und verschiedenen d_{90}	10
Abb. 2.6: Vergleich Steindurchmesser.	11
Abb. 3.1: Filterkriterien nach Terzaghi, wobei die linke schraffierte Fläche alle Kornverteilungskurven von Bodenschichten enthält, die gegen Ausspülen geschützt werden sollen. Die rechte schraffierte Fläche gibt den Bereich an, in dem die Kurven der Filter liegen müssen. [11]	14
Abb. 3.2: Filtergrenzen nach den Filterregeln nach Terzaghi.	14
Abb. 3.3: Daten für Abbildung 3.2.....	15
Abb. 3.4: Filterregeln nach Sherard und Dunnigan. [14].....	16
Abb. 3.5: Filtergrenze nach den Filterregeln nach Sherard und Dunnigan.	17
Abb. 4.1: Umrechnungsfaktoren für das Froude´sche Modellgesetz. [1].....	18
Abb. 6.1: Umrechnung zwischen Natur und Modell (M 1:165,85).....	21
Abb. 6.2: Umrechnung zwischen Natur und Modell (M 1:165,85).....	21
Abb. 6.3: Grundriss mit Profilen. 92,...,82 Bezeichnung der Profile.	22
Abb. 6.4: Siebanalyse (M 1:165,85).	24
Abb. 6.5: Daten für die Sieblinien "Sicherheit".....	24
Abb. 6.6: Geschwindigkeiten [m/s] bei HQ30 und $k_{St} = 38m^{1/3}/s$ im Bereich der Baustellenumleitung. [3]	29
Abb. 6.7: Vergleich: Geschwindigkeiten [m/s].....	30
Abb. 6.8: 3. Versuch. Schnitt durch Damm und Sohle der BU.....	37
Abb. 6.9: 3. Versuch. Wasserspiegellage bei HQ30 an der rechten Flussseite in Fließrichtung.....	41

Abb. 6.10: 3. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ100. 43

Abb. 6.11: 3. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ1000. 45

Abb. 6.12: 3. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ5000. 46

Abb. 6.13: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ30. 51

Abb. 6.14: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ100. 53

Abb. 6.15: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ100. 55

Abb. 6.16: 4. Versuch. Wasserspiegellage der rechten Flusseite in Fließrichtung bei HQ30. 56

Abb. 6.17: Vergleich der Geschwindigkeiten. 58

Abb. 6.18: Stricklerbeiwerte. HQ30 und UW mit Ultraschall eingestellt. 59

Abb. 6.19: Umrechnung zwischen Natur und Modell (M 1:40). 63

Abb. 6.20: Grundriss mit Profilen für den 1. bzw. den 2. und 3. Versuch. 64

Abb. 6.21: Siebanalyse 1. Versuch (M 1:40). 66

Abb. 6.22: Siebanalyse. 2. versuch (M 1:40). 66

Abb. 6.23: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Verwendete Steindurchmesser. 71

Abb. 6.24: 2. Versuch. Teilschnittmodell. Geschwindigkeitsverteilung und Wasserspiegellagen bei HQ30 und unterschiedlichen Gefällen. 79

Abb. 6.25: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Schnitt durch Damm und Sohle BU. 82

Abb. 6.26: 3. Versuch. Teilschnittmodell. Geschwindigkeitsverteilung und Wasserspiegellagen bei 2,0‰ Neigung und unterschiedlichem Durchfluss. 88

Abb. 6.27: Umrechnung der Durchflüsse zwischen Natur und Modell (M 1:50). 91

Abb. 6.28: Modell: Grundriss und Schnitt A-A der Baumleitung Gössendorf. 96

Abb. 6.29: Messpunkte. 97

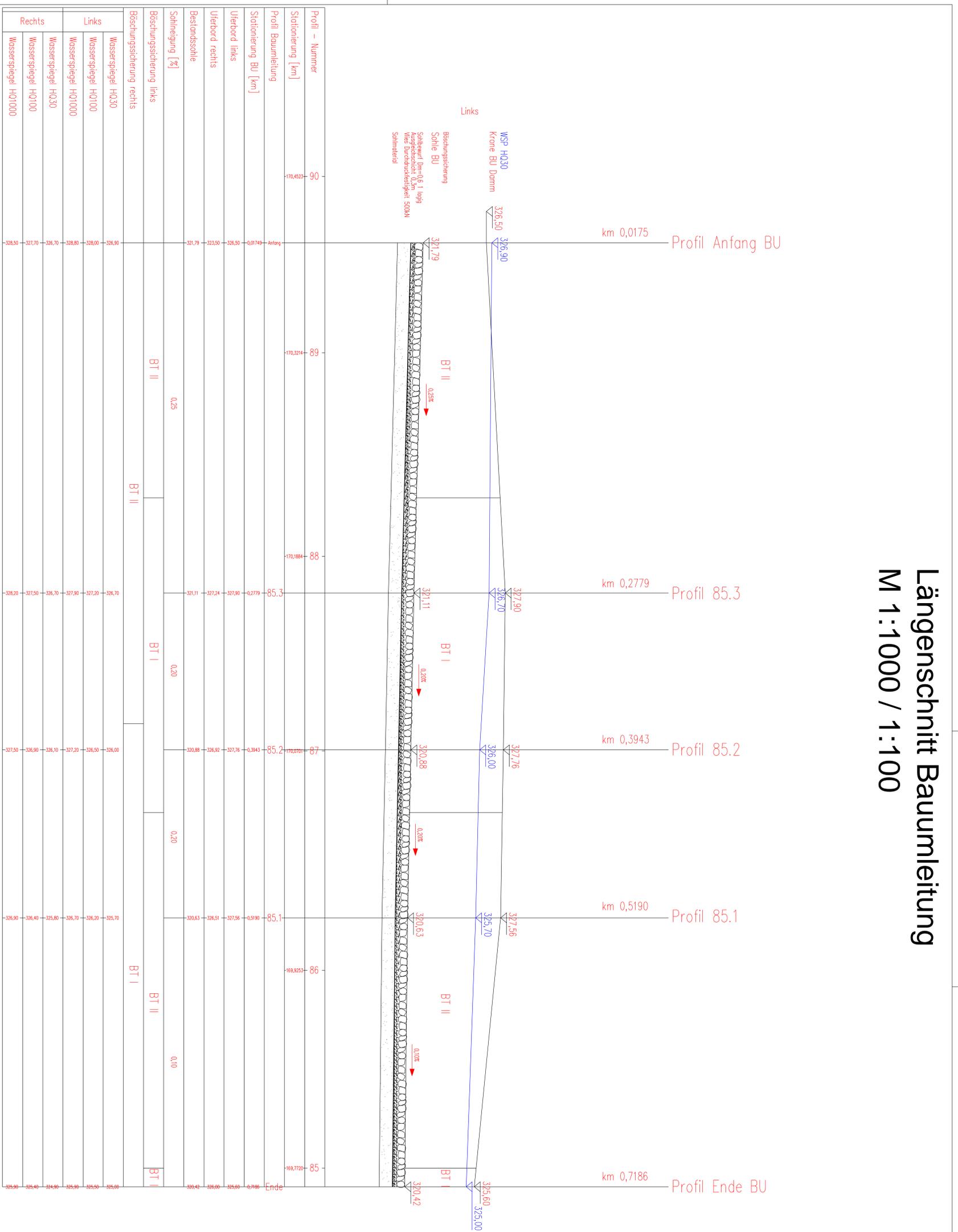
Abb. 6.30: Siebanalyse (M 1:50). 98

Abb. 6.31: 1. Versuch. Vollmodell. Schnitt durch Damm und Sohle BU. 99

Abb. 6.32: 1. Versuch. Vollmodell. Wasserspiegellagen linkes Ufer bei unterschiedlichen Durchflüssen. 103

Abb. 6.33: 1. Versuch. Vollmodell. Wasserspiegellagen rechtes Ufer bei unterschiedlichen Durchflüssen.....	103
--	-----

Längenschnitt Baumeileitung M 1:1000 / 1:100



DIPLOMARBEIT

WASSERKRAFTWERKE
Gössendorf

Technische Planung Baumeileitung

Ausbau-Zustand
KW Gössendorf, Längenschnitt Baumeileitung

Autorität		Abteilung	
Name	Datum	Name	Datum

Projekt		Abteilung	
Name	Datum	Name	Datum

Planung		Masse		Prognose	
Name	Datum	Name	Datum	Name	Datum

