

Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft



2-D numerische Modellierung eines Wehrüberfalls

Masterarbeit
von
Marco OBLASSER

Vorgelegt zur Erlangung des
akademischen Grades eines Master
der Studienrichtung Bauingenieurwesen

Graz, im November 2011

Betreuer der Masterarbeit:

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ

.....

Mitbetreuender Assistent:

Dipl.-Ing. Clemens DORFMANN

.....

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung)

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin oder einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im November 2011

.....

Danksagung

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie. Meinen Eltern, die mir diese Ausbildung ermöglichten, mich unterstützten und dabei immer großes Verständnis für alle meine Entscheidungen zeigten. Meiner Schwester, die mir immer wieder Mut zusprach und mir half, den Faden nicht zu verlieren.

Außerdem möchte ich mich bei allen Freunden und Bekannten für die Motivation zum Studium, sowie die nötige Ablenkung und Beschäftigung abseits des Studiums bedanken.

Weiters möchte ich mich sehr bei Herrn Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann bedanken für die großartige, unkomplizierte Betreuung und Unterstützung während des Verfassens dieser Masterarbeit.

Ebenfalls möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerald Zenz danken, der bei mir das Interesse an der Vertiefung im Wasserbau geweckt hat und es mir ermöglicht hat, meine Masterarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft zu verfassen.

Ein weiterer Dank gilt den Mitarbeitern des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, die mich bei meinen Vorhaben unterstützten.

Kurzfassung

Der Einsatz von numerischen Strömungsberechnungen ist im Wasserbau Stand der Technik. Die eingesetzten Programme bieten immer umfangreichere Möglichkeiten und die zunehmende Leistungsfähigkeit der Rechner lässt immer detailliertere Berechnungen zu.

Ziel dieser Arbeit ist es, den Wehrüberfall eines Wasserkraftwerkes mit dem 2-D tiefengemittelten hydrodynamischem Modell TELEMAC-2D zu simulieren. Die Leistungsfähigkeit und Eignung der Software zur Lösung eines hydraulischen Problems wird an einem Beispiel gezeigt. In einer Variantenstudie werden die Möglichkeiten zur Steuerung der numerischen Simulation durch die Änderung verschiedener Parameter beschrieben.

Um die Ergebnisse aus der Numerik bewerten zu können, wird der Wasserspiegel an einem physikalischen Schnittmodellversuch gemessen, und dann mit den Resultaten der numerischen Simulation verglichen. Zusätzlich wird eine Berechnung des Wehrüberfalls mit Formeln aus der Literatur durchgeführt.

Die Untersuchungen zeigen, dass mit den 2-D tiefengemittelten numerischen Strömungsberechnungen eine gute Übereinstimmung der Simulation zum Schnittmodell erreicht werden kann. Die Variantenstudie verdeutlicht den Einfluss der Geometrie auf das Simulationsergebnis, insbesondere die Anpassung eines räumlichen hydraulischen Problems für eine 2-D numerische Simulation. Die Variation von Parametern wie Reibung und Turbulenz führten nur zu geringen Veränderungen des Abflussvorganges.

Die Förderfähigkeit konnte für die vorliegenden Abflüsse mit einer zufriedenstellenden Abweichung ermittelt werden. Das 2-D tiefengemittelte hydrodynamische Modell TELEMAC-2D eignet sich für die Vorbemessung von Wehrüberfällen.

Abstract

In hydraulic engineering the use of computational fluid dynamics is state of the art. The development of the used software and hardware allows more and more detailed simulations.

The objective of this master thesis is to simulate the spillway from a hydropower plant with the help of the 2-D depth-averaged hydrodynamic model TELEMAC-2D. The efficiency and suitability to solve hydrodynamic issues using this software are explained. The effect of changes in geometrical and numerical parameters on the results is to be demonstrated in a study. In order to classify the numerical results, the water surface level is measured from a physical model for comparison. Further the capacity of the spillway is compared by hydraulic formula from literature.

The investigations lead to good results using TELEMAC-2D. The study shows the influence of geometry on the simulation, in particular the adjustment of a spatial hydraulic structure to a 2-D numerical simulation. The variation of different parameters, such as the bottom friction coefficient and the turbulence model, only lead to small changes in the spillway capacity.

The capacity of the free overflow spillway is computed with satisfactory accuracy for the presented discharges. The 2-D depth-averaged hydrodynamic model TELEMAC-2D is suitable for preliminary design studies of free overflow spillways.

Inhaltsverzeichnis

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung).....	iii
Danksagung.....	iv
Kurzfassung.....	v
Abstract.....	vi
Inhaltsverzeichnis.....	vii
1. Einleitung.....	1
1.1 Allgemeines.....	1
1.2 Aufgabenstellung.....	1
1.3 Zielsetzung.....	2
2. Grundlagen.....	3
2.1 Wehre.....	3
2.1.1 Begriffsdefinition.....	3
2.1.2 Bemessung eines Wehrüberfalls.....	5
2.1.3 Hydraulische Berechnungsformeln aus der Literatur.....	5
2.2 Modellwesen.....	9
2.2.1 Grundlagen physikalischer Modelle.....	9
2.2.2 Maßstab.....	9
2.2.3 Modellgesetze.....	10
2.2.4 Froude'sches Gesetz.....	10
2.3 Theorie der 2-D Numerik.....	13
2.3.1 Netzerstellung.....	15
2.3.2 Bestandteile einer numerischen Strömungsberechnung.....	16
2.3.3 TELEMAC-2D.....	16
2.3.4 Pre- und Post-Processing Software.....	18
3. Physikalisches Modell.....	19
3.1 Beschreibung des Kraftwerks Annabrücke.....	19
3.2 Schnittmodellversuch KW Annabrücke.....	21
3.2.1 Modellgesetz.....	22
3.2.2 Untersuchte Lastfälle.....	23

3.3	Wasserspiegelmessungen am Schnittmodell	23
3.3.1	Auswahl der Messpunkte	24
3.3.2	Wasserspiegellängenschnitte	26
3.4	Ergebnisse.....	40
4.	Berechnung der Förderfähigkeit mit Formeln aus Literatur	44
4.1	Geometrie und Abmessungen des Überfalls im Modellmaßstab	44
4.2	Ermittlung der Wehrförderfähigkeit nach Bazin/Du Buat	45
4.3	Berücksichtigung der Wehrpfeiler	46
4.4	Ergebnisse.....	47
5.	2-D numerische Modellierung	49
5.1	Referenznetz	49
5.2	Definition der Randbedingungen.....	52
5.2.1	Zu- und Abflussbedingungen.....	52
5.2.2	Zeitschritt und Simulationsdauer	52
5.2.3	Anfangszustand des Gerinnes	53
5.3	Referenzsimulation	54
5.3.1	Verwendete Parameter	54
5.3.2	Darstellung der Referenzsimulation.....	55
5.4	Ergebnisse.....	58
6.	Variantenuntersuchung	60
6.1	Änderung des Netzes	61
6.1.1	Variante A: Einfluss der Sohlgeometrie im Oberwasser	61
6.1.2	Variante B: Einfluss von Dammbalkenschlitzen.....	62
6.1.3	Variante C: Diskretisierung der Pfeiler.....	63
6.1.4	Variante D, E: Diskretisierung der Wehrschwelle	64
6.1.5	Variante G: Elementlänge / Dichte des Netzes.....	66
6.2	Variation der numerischen Parameter.....	67
6.2.1	Variante H-L: Sohlrauigkeit	67
6.2.2	Variante M: Zeitschritt	68
6.2.3	Variante N, O: Veränderter Abfluss	70
6.2.4	Variante P: Berechnungsverfahren.....	71
6.2.5	Variante Q: Turbulenzmodell.....	71

7. Vergleich der Ergebnisse	73
7.1 Abflusstiefe OW	73
7.2 Überfallbeiwert μ_{ges}	75
7.3 Wasserspiegel	77
7.3.1 Wasserspiegellängenschnitte	77
7.3.2 Wasserspiegel im Bereich des Pfeilers	82
7.3.3 Ausgewählte Punkte	85
8. Zusammenfassung	90
Literaturverzeichnis	92
Abbildungsverzeichnis	93
Tabellenverzeichnis	99
Anhang A	101
Anhang B	111
Anhang C	113

1. Einleitung

1.1 Allgemeines

Numerische Berechnungen sind im Ingenieurwesen Stand der Technik. Die zunehmende Leistungsfähigkeit der Rechner und damit die Möglichkeit, immer detailliertere Simulationen durchzuführen, haben zu einer enormen Entwicklung dieser Methoden beigetragen. Waren früher noch aufwändige Versuchsreihen und analytische Berechnungen die einzigen Methoden um das Verhalten von Feststoffen und Fluiden zu beschreiben, so hat die numerische Simulation mittlerweile einen hohen Stellenwert im Ingenieurwesen eingenommen.

In der Disziplin des Wasserbaus wird die numerische Simulation zunehmend mit Erfolg angewandt, wobei es jedoch zu „klassischen“ numerischen Anwendungsgebieten einige Unterschiede gibt: Zur Bemessung von Tragwerken, welche überwiegend durch statische Belastungen beansprucht werden, sind bei der Modellierung von Strömungsvorgängen hauptsächlich dynamische Vorgänge ausschlaggebend. Die räumliche Bewegung der Strömung und damit verbunden die Turbulenz ist ein numerisch schwierig nachzubildender Effekt. Aus diesem Grunde werden bestimmte Vereinfachungen getroffen, um den Rechenaufwand zu verringern. Darunter fällt z.B. die Reduktion eines dreidimensionalen Strömungsvorganges auf ein 2-D tiefengemitteltes numerisches Simulationsverfahren.

1.2 Aufgabenstellung

Aufgabenstellung in der Masterarbeit ist der Vergleich eines physikalischen Modellversuchs mit einem 2-D tiefengemittelten numerischen Modell zur Ermittlung der Wehrförderfähigkeit einer Wasserkraftanlage.

Der physikalische Modellversuch KW Annabrücke bildet die Grundlage für diese Masterarbeit. Die Wehranlage ist als Schnittmodell in einem Glasgerinne ausgeführt und steht im Wasserbaulabor Inffeldgasse des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Graz. Im Modellversuch werden für verschiedene

Abflüsse die Oberwasserspiegel gemessen und daraus die Wehrförderfähigkeit der Anlage ermittelt.

Mit Hilfe der numerischen Modellierung wird die Förderfähigkeit des Wehrfeldes rechnerisch ermittelt und die Parameter des numerische Modells soweit angepasst, dass die Ergebnisse aus Numerik und Modellversuch bestmöglich übereinstimmen. In einer Variantenstudie wird der Einfluss von verschiedenen Parametern auf das numerische Simulationsergebnis dargestellt. Zusätzlich wird die Förderfähigkeit des Wehrfeldes mit hydraulischen Formeln aus der Literatur berechnet.

1.3 Zielsetzung

In der Masterarbeit wird die Herangehensweise zur Entwicklung eines 2-D numerischen Modells mit Hilfe des Programms TELEMAC-2D erläutert und die Auswirkungen der Variation von verschiedenen Parametern dargestellt.

Anhand des Vergleichs mit einem physikalischen Modellversuchs wird die Leistungsfähigkeit und Eignung des 2-D numerischen Modells für diesen Anwendungsfall beschrieben.

Die Ergebnisse aus den Messungen am Schnittmodell, den numerischen Simulationen und der Berechnung über Formeln aus der Literatur werden gegenübergestellt und verglichen.

2. Grundlagen

Dieses Kapitel behandelt grundlegende Informationen über Wehre, physikalische Modellversuche und 2-D Numerik.

2.1 Wehre

2.1.1 Begriffsdefinition

Ein Wehr ist eine Stauanlage, welche dazu dient, Bäche oder Flüsse aufzustauen. Wehre können für verschiedene Einsatzzwecke errichtet werden: zur Energiegewinnung durch die Nutzung von Wasserkraft, als Hochwasserrückhalteanlagen, zur Trinkwasserspeicherung, zur Hebung des Wasserspiegels oder als Geschiebesperren zur Wildbachverbauung.

Abhängig von ihrem Querschnitt kann man die Wehre in ausgerundete Wehre, scharfkantige Wehre und breitkronige Wehre einteilen. Ausgerundete, auch als rundkronige Wehre bezeichnet (Abbildung 1a), werden hauptsächlich für Hochwasserüberfälle und Stauwehre verwendet. Scharfkantige Wehre (Abbildung 1b) werden meist zur Messung des Abflusses eingesetzt, und breitkronige Wehre (Abbildung 1c) werden vor allem als Grundwehre oder Sohlschwellen errichtet.

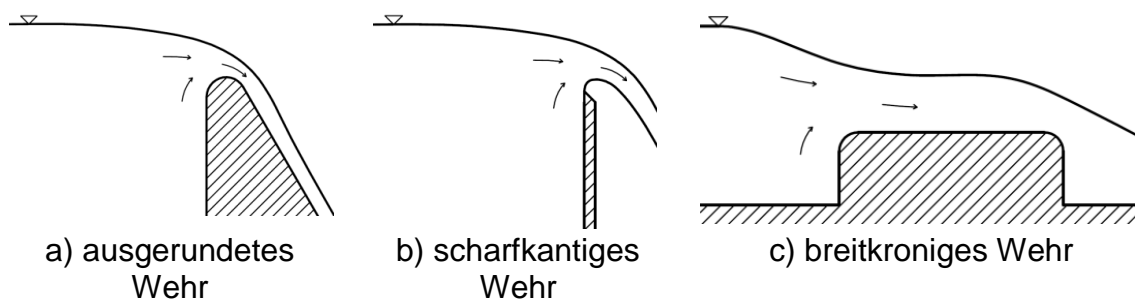


Abbildung 1: Querschnittsformen von Wehren (Quelle: [1] BOLLRICH)

Zusätzlich unterscheidet man in feste und bewegliche Wehre. Feste Wehre sind massiv ausgeführt und haben eine feste Überfallkante. Sie besitzen keine beweglichen Teile. Bewegliche Wehre besitzen Verschlussorgane, mit denen der Abflussvorgang über das Wehr gesteuert werden kann. Als Verschlussorgane

werden hauptsächlich Segmentwehre, Klappenwehre, Schützenwehre und Dammbalkenwehre eingesetzt.

(vgl. [6] STROBL, ZUNIC)

Als Wehrüberfall, oder auch kurz Überfall, wird das Überströmen der Oberkante eines Staubauwerkes mit Wasser bezeichnet. Die Oberkante wird daher auch als Überfallkante oder Überfallkrone bezeichnet.

Der Abflussvorgang über ein Wehr kann als vollkommener Überfall oder unvollkommener Überfall stattfinden. Im Falle eines vollkommenen Überfalls (Abbildung 2a) wird der Abfluss über das Wehr nicht vom Unterwasser gestört. Der Abfluss wird somit durch die Geometrie des Überlaufprofils und den Oberwasserspiegel bestimmt. Beim vollkommenen Überfall findet an der Überfallkrone ein Fließwechsel statt. Der Wasserspiegel durchläuft dabei die Grenztiefe und es findet ein Übergang von strömendem Abfluss zu schießendem Abfluss statt.

Ein unvollkommener Überfall (Abbildung 2b) liegt vor, wenn der Unterwasserspiegel so hoch liegt, dass der freie Abflussvorgang über das Wehr behindert wird. Im Vergleich zum vollkommenen Überfall verringert sich der Abfluss und somit die Förderfähigkeit des Wehres. Beim unvollkommenen Überfall findet kein Fließwechsel statt. Der Bereich der Überfallkrone wird vom Unterwasser eingestaut und der Wasserspiegel im Oberwasser liegt vergleichsweise höher als bei einem vollkommenen Überfall.

(vgl. [1] BOLLRICH)

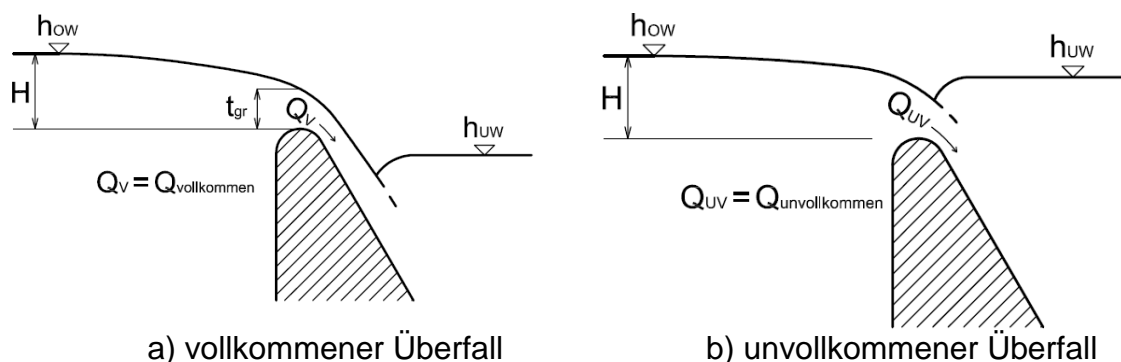


Abbildung 2: vollkommener und unvollkommener Überfall (Quelle: [1] BOLLRICH)

2.1.2 Bemessung eines Wehrüberfalls

Bei der Planung und Errichtung wasserbaulicher Anlagen stellen Hochwasserereignisse die maßgebenden Lastfälle dar. Der maßgebliche Hochwasserabfluss muss über die Hochwasserentlastung abgeführt werden können, ohne dass der Wasserspiegel eine festgelegte Höhe im Oberwasser überschreitet. Der maßgebliche Hochwasserabfluss ist das HQ_{5000} und wird bestimmt durch den Abfluss mit einer statistischen Wiederkehrdauer von 5000 Jahren. Bei Entlastungsanlagen mit beweglichen Verschlüssen muss zusätzlich das HQ_{100} , also der Hochwasserabfluss mit einer 100-jährlichen Wiederkehrdauer unter der (n-1) Bedingung abgeführt werden können. Die (n-1) Bedingung sieht vor, dass ein Wehrfeld z.B. wegen Revision, durch Verklausung oder auf Grund eines Defektes nicht geöffnet werden kann und der Hochwasserabfluss über die verbleibenden Wehrfelder abgeführt werden muss.

2.1.3 Hydraulische Berechnungsformeln aus der Literatur

Die Förderfähigkeit eines Wehrüberfalls kann über verschiedene Formeln näherungsweise berechnet werden. Dabei werden die Überfallformeln nach Poleni und nach Du Buat am häufigsten verwendet. Im Unterschied zur Formel nach Poleni berücksichtigt die Formel nach Du Buat zusätzlich die Zulaufgeschwindigkeit im Oberwasser und damit eine zusätzliche Energiehöhe.

- *Überfallformel nach Poleni:*

$$Q = \frac{2}{3} * \mu_{ges} * \sqrt{2 * g} * B * H^{\frac{3}{2}}$$

Formel 1

mit	Q	Abfluss	[m ³ /s]
	μ_{ges}	Überfallbeiwert	[-]
	g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	B	Breite des Wehr-	[m]
	H	Überfallhöhe	[m]

(vgl. [1] BOLLRICH)

- *Überfallformel nach Du Buat*

Die Formel nach Du Buat ist ähnlich der Formel nach Poleni aufgebaut, die Variable H für die Überfallhöhe wird um den Term $\frac{v_0^2}{2 \cdot g}$ erweitert. Daraus ergibt sich:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu_{ges} * \sqrt{2 * g} * B * \left(H + \frac{v_0^2}{2 * g} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Formel 2

mit	Q	Abfluss	[m ³ /s]
	μ_{ges}	Überfallbeiwert	[-]
	g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	B	Breite des Wehrfeldes	[m]
	H	Überfallhöhe	[m]
	v_0	Zulaufgeschwindigkeit	[m/s]

Der Term $\frac{2}{3} * \mu_{ges} * \sqrt{2 * g}$ wird für breitkronige Wehre oft als dimensionsloser Wert C zusammengefasst. Dann lautet die Überfallformel nach Du Buat wie folgt:

$$Q = C * B * \left(H + \frac{v_0^2}{2 * g} \right)^{\frac{3}{2}}$$

Formel 3

mit

$$C = \frac{2}{3} * \mu_{ges} * \sqrt{2 * g}$$

Formel 4

(vgl. [1], BOLLRICH)

- Einschnürungsverlust durch Pfeiler

Einbauten in Wehrfeldern, wie z.B. Pfeiler, verringern den Fließquerschnitt und verursachen Strömungsverluste. Die Strömungsverluste werden hauptsächlich durch die Form der Einbauten bestimmt.

Pfeiler werden z.B. errichtet, um die Auflagerkräfte der beweglichen Verschlüsse ableiten zu können oder Straßenbrücke über die Wehrfelder zu stützen. Sie vermindern die Abflussleistung der Wehrfelder, da eine Verringerung des Abflussquerschnittes und eine Einschnürung des Abflusses stattfinden. Durch die Umlenkung der Strömung kommt es zu hydraulischen Verlusten und die vorhandene Überfallbreite kann nicht voll ausgenützt werden.

Der hydraulische Verlust zu Folge der Einschnürung durch die Pfeiler kann nach [2] CHOW bzw. [3] CREAGER, JUSTIN berechnet werden. Dabei wird der Strömungsverlust über eine verringerte Öffnungsweite des Wehrfeldes berücksichtigt. Werden die Pfeiler in das Oberwasser vorgezogen, so verringern sich die Einschnürungsverluste, da die Einschnürung des Abflusses dabei in einem Abschnitt mit geringerer Fließgeschwindigkeit verlagert wird. Das Maß, wie weit der Pfeiler vorgezogen ist und die Form des Pfeilers bestimmen den Einschnürungskoeffizienten (siehe Abbildung 3).

$$B_{eff} = B_0 - K * n * H_e$$

Formel 5

mit	B_{eff}	effektive Wehrfeldbreite	[m]
	B_0	vorhandene Wehrfeldbreite	[m]
	K	Einschnürungskoeffizient	[-]
	n	Anzahl der Pfeiler (seitliche Widerlager je $n = \frac{1}{2}$)	[-]
	H_e	Überfallhöhe inkl. Geschwindigkeitshöhe $H_e = h + \frac{v_0^2}{2 * g}$	[m]

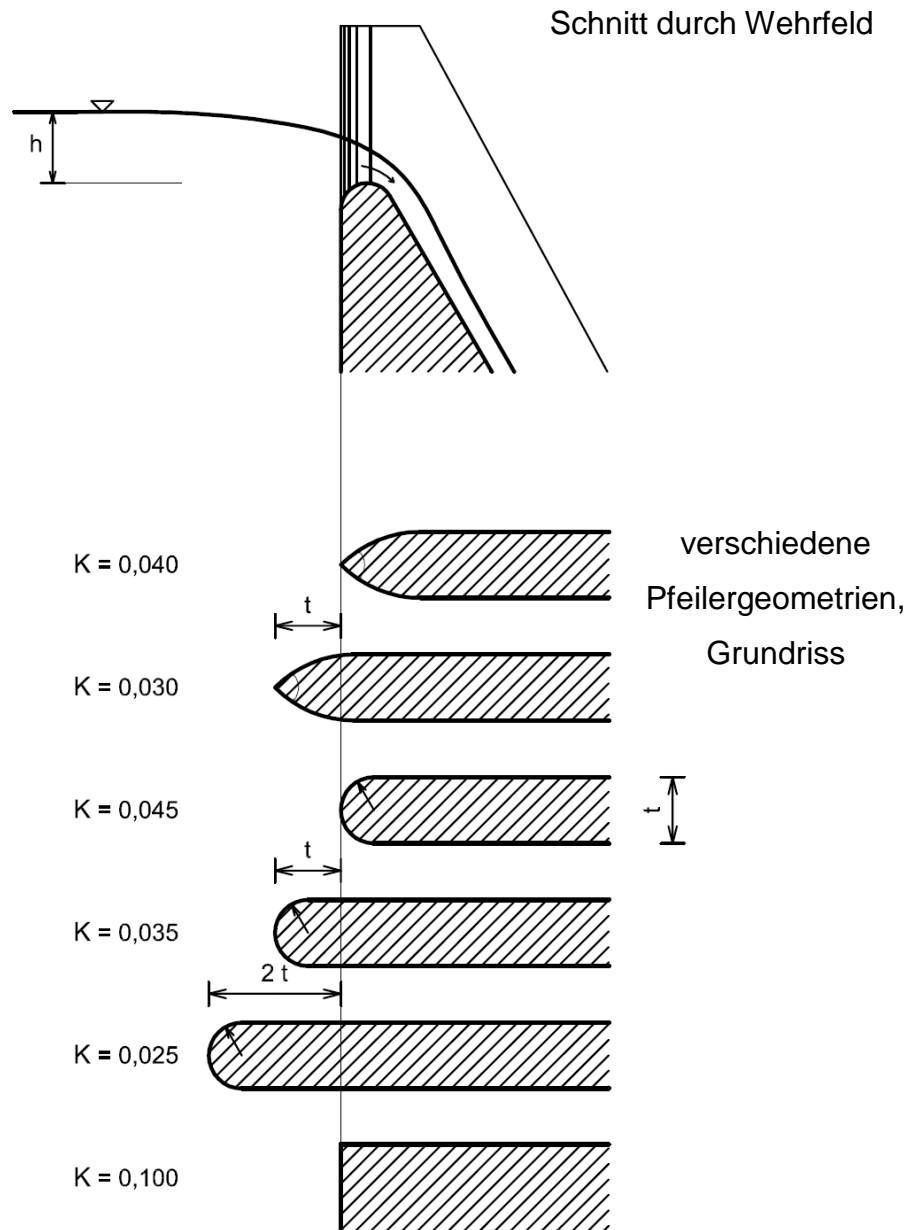


Abbildung 3: Einschnürungskoeffizienten für Pfeiler, Quelle: [2] CREAGER, JUSTIN

2.2 Modellwesen

Im folgenden Kapitel Abschnitt werden die Grundlagen zu physikalischen Modellversuchen behandelt. Es werden die Grundgesetze für Modellversuche erläutert und der Zusammenhang zwischen realen Wasserbauanlagen und Modellen hergestellt.

2.2.1 Grundlagen physikalischer Modelle

Als physikalisches Modell wird der geometrisch verkleinerte Nachbau einer wasserbaulichen Anlage bezeichnet. Physikalische Modelle werden eingesetzt, um Strömungsvorgänge zu simulieren, welche theoretisch oder analytisch nicht erfasst und beschrieben werden können. Anwendungsgebiete sind beispielsweise die Untersuchung der Funktionstüchtigkeit von Tosbecken oder Versuche zum Transport von Sedimenten in Flüssen.

In einem Modellversuch wird eine geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit zwischen Natur und Modell hergestellt. Wenn diese Bedingungen erfüllt sind, ist eine mechanische Ähnlichkeit gegeben und messbare Abläufe finden ähnlich statt. Der Ähnlichkeit sind in Bezug auf physikalische Größen gewisse Grenzen gesetzt. Die Dichte von Wasser und Luft, die Erdbeschleunigung und die Temperatur sind maßstabunabhängige Größen. Längenmaße, Fließgeschwindigkeiten, Abflusstiefen und Abflussmengen sind abhängig vom gewählten Maßstab.

(vgl. [5] KOBUS)

2.2.2 Maßstab

Über einen Längenmaßstab wird eine geometrische Ähnlichkeit zwischen einem realem Wasserbauwerk und dem Modell hergestellt. Der Bereich der üblicherweise verwendeten Maßstabszahlen liegt je nach vorherrschenden Randbedingungen (z.B. Platzverhältnisse, Aufgabenstellung) zwischen 10 und 100. Die Maßstabszahl kann je nach Modellgesetz in Verhältniszahlen für Zeit, Geschwindigkeit oder Kraft umgerechnet werden. Damit kann eine Größe vom Na-

turmaßstab auf den Modellmaßstab umgerechnet werden. Der Maßstab sollte eine gewisse Größe erreichen, damit eine zufriedenstellende Genauigkeit erreicht wird und Messfehler reduziert werden. Der Maßstab wird andererseits begrenzt durch die Größe des Versuchslabors sowie der Leistung der Pumpen zur Wasserversorgung der Modelle. Außerdem steigen mit zunehmender Größe des Modells die Kosten für Aufbau und Betrieb.

(vgl. [5] KOBUS)

2.2.3 Modellgesetze

Modellgesetze sind Ähnlichkeitsgesetze. Über sie können zwei Kräfte in gleichem Maßstab von der Natur auf das Modell umgelegt werden. Die Trägheitskraft ist dabei immer eine der dominierenden Kräfte. Die zweite Kraft definiert dann das jeweilige Modellgesetz.

Das Froude'sche Gesetz berücksichtigt das Verhältnis von Trägheitskraft zu Schwerkraft. Ein weiteres wichtiges Modellgesetz ist das Reynoldsche Gesetz. Dieses berücksichtigt die Trägheitskraft und die Reibungskraft. Daneben sind noch die Modellgesetze nach Weber (Trägheit/Kapillarkraft), Thoma (Trägheit/Druck), und Cauchy/Mach (Trägheit/Elastizität) in Verwendung.

(vgl. [5] KOBUS)

2.2.4 Froude'sches Gesetz

Das Froude'sche Gesetz kommt für Bauwerksmodelle im Wasserbau mit freier Wasserspiegeloberfläche am häufigsten zum Einsatz, da hier Trägheits- und Schwerekräfte die Strömung dominieren. Das Froude'sche Gesetz legt fest, dass das Verhältnis von Trägheitskräften zu Schwerkraften in Natur und im Modell gleich ist und damit die Froude-Zahl im Modell und in der Natur identisch ist. Somit findet z.B. der Übergang von strömendem zu schießendem Abfluss im Modell an der gleichen Stelle statt.

Die Froude-Zahl beschreibt das Verhältnis zwischen der Fließgeschwindigkeit v und der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit in Wasser, welche sich aus der Wurzel des Produktes von Erdbeschleunigung g und Abflusstiefe t ergibt:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g * t}}$$

Formel 6

mit	v	Fließgeschwindigkeit	[m/s]
	g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	t	Abflusstiefe	[m]

Eine Froude-Zahl größer als 1 charakterisiert schießenden Abfluss, ist sie kleiner als 1, so findet strömender Abfluss statt. Abbildung 4 zeigt die Wellenausbreitung bei freier Oberfläche für verschiedene Froude-Zahlen.

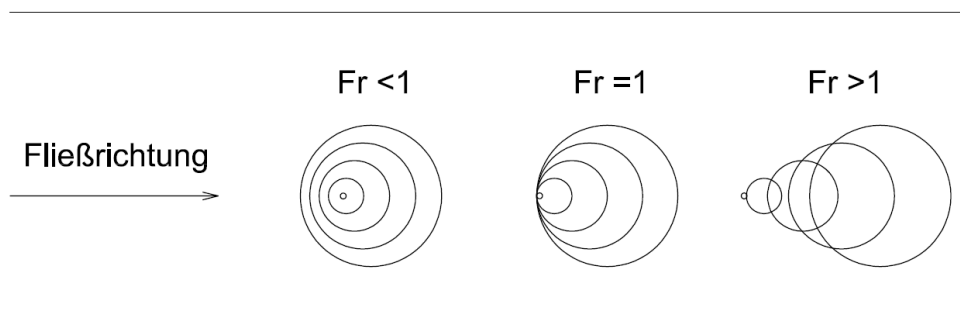


Abbildung 4: Skizze zur Froude-Zahl (Wellenausbreitung)

Setzt man die Froude-Zahlen für Natur und Modell gleich, so ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{v_{Natur}}{\sqrt{g * t_{Natur}}} = \frac{v_{Modell}}{\sqrt{g * t_{Modell}}}$$

Formel 7

mit	v_{Natur}	Fließgeschwindigkeit in Natur	[m/s]
	v_{Modell}	Fließgeschwindigkeit im Modell	[m/s]
	g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	t_{Natur}	Abflusstiefe in Natur	[m]
	t_{Modell}	Abflusstiefe im Modell	[m]

Dabei ist die Erdbeschleunigung konstant und kann herausgekürzt werden. Mit der Definition des Modellmaßstabs als $M_L = t_{Natur}/t_{Modell}$ kann t_{Modell} als t_{Natur} / M_L ausgedrückt werden.

$$\frac{v_{Natur}}{\sqrt{t_{Natur}}} = \frac{v_{Modell}}{\sqrt{t_{Natur} / M_L}}$$

Formel 8

Diese Beziehung kann umgeformt werden auf ein Verhältnis der beiden Geschwindigkeiten:

$$\frac{v_{Natur}}{v_{Modell}} = \sqrt{M_L}$$

Formel 9

Die Berechnung der Verhältniszahlen für den vorliegenden physikalischen Modellversuch ist in Kapitel 3.2.1 (Seite 22) angeführt.

(vgl. [5] KOBUS)

2.3 Theorie der 2-D Numerik

Die Grundlagen der Strömungsberechnungen basieren auf den Erhaltungsgleichungen der Physik: Massen-, Impuls- und Energieerhaltung. Aus diesen resultieren die Navier-Stokes Gleichungen, welche ein nicht-lineares, partielles Differentialgleichungssystem darstellen. Dieses System kann allgemein nicht analytisch berechnet werden und ist nur durch numerische Simulation näherungsweise lösbar.

Zur Verringerung des Rechenaufwandes wird versucht, die Ausgangsgleichungen zu vereinfachen. Dazu werden Terme mit geringem Einfluss vernachlässigt oder die Dimension des Problems reduziert. Ein 3-D Modell wird dabei auf ein 2-D tiefengemitteltes Modell oder ein 1-D tiefen- und breitengemitteltes Modell zurückgeführt. Diese Reduktion führt zu den Flachwassergleichungen.

Für die 2-D tiefengemittelten Flachwassergleichungen werden folgende Annahmen getroffen:

- Die Wellenlänge ist sehr viel größer als die Wellenhöhe. Die Geschwindigkeit und der Impuls in vertikaler Richtung können vernachlässigt werden. Diese Annahme wird als Flachwasserannahme bezeichnet.
- Aufgrund geringer Stromlinienkrümmung kann die Druckverteilung als hydrostatisch angenommen werden.
- Die Strömungsgeschwindigkeiten werden in x- und y-Richtung berücksichtigt und über die Wassertiefe gemittelt.

Mit der angenommenen hydrostatischen Druckverteilung kann der Druck über die Wassertiefe integriert werden und der im Gleichungssystem unbekannte Druck durch die Wassertiefe ersetzt werden.

Daraus ergeben sich die 2-D tiefengemittelten St. Venantschen Gleichungen:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial y} = 0 \quad \text{Kontinuität}$$

Formel 10

$$\frac{\partial}{\partial t} q + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{qr}{h} \right) = gh(I_{Sx} - I_{Ex}) \quad \text{Impuls in x-Richtung}$$

Formel 11

$$\frac{\partial}{\partial t} r + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{qr}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{r^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) = gh(I_{Sy} - I_{Ey}) \quad \text{Impuls in y-Richtung}$$

Formel 12

mit	h	Wassertiefe	[m]
	g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	t	Zeit	[s]
	x,y	2-D Koordinatenachsen	[-]
	I _s	Sohlgefälle, Index x und y für jeweilige Richtung	[-]
	I _E	Energieliniengefälle, Index x und y für jeweilige Richtung	[-]
	q	spezifischer Abfluss in x-Richtung	[m ³ /s]
	r	spezifischer Abfluss in y-Richtung	[m ³ /s*1/m]

(vgl. [4] HABERSACK, HENGL, KNOBLAUCH)

Will man ein hydraulisches Problem mit Hilfe der 2-D tiefengemittelten Gleichungen lösen, so muss man sich überlegen, ob die Annahmen für 2-D Flachwassergleichungen gültig sind. Eine Vernachlässigung von Impuls in vertikaler Richtung, hydrostatische Druckannahme und gemittelte Geschwindigkeiten über die Wassertiefe müssen für das Modell zulässig sein. Das ist meist der Fall für offene, gleichförmige Gerinne mit freier Oberflächenströmung und kleinen Abflusstiefen. Ein gutes Beispiel für ein Anwendungsgebiet ist die Berechnung von Überflutungsgebieten bei Hochwasser, da hier die Abflusstiefen meist gering sind und das Verhältnis von Abflusstiefe zu benetzter Fläche klein ist.

Bei stark geneigten und senkrecht angeströmten Flächen können Probleme entstehen, da hier die Strömungskomponente in z-Richtung größere Werte annimmt. Dieser Anteil der Strömung kann mit 2-D Simulationen nicht erfasst werden, und das Simulationsergebnis zeigt Abweichungen zum in Natur vorhandenen Zustand.

2.3.1 Netzerstellung

Der erste Schritt im Zuge einer numerischen Modellierung ist die Erstellung eines Netzes, auch als *Grid* oder *Mesh* bezeichnet. Das zu berechnende Gebiet wird dazu in kleinere Teilgebiete unterteilt. Dabei wird die Gerinnesohle und deren seitliche Begrenzung nachgebildet. Das Netz beschreibt die geometrische Form eines Gerinnes. Dabei soll dieses so genau wie erforderlich nachgebildet werden. Abhängig von der Geometrie des zu modellierenden Gerinnes sowie den verwendeten Programmen muss die Struktur und Form der Zellen, welche das Berechnungsnetz bilden, angepasst werden

Grundsätzlich kann in strukturierte und unstrukturierte Netze unterschieden werden. Strukturierte Netze besitzen eine konstante Anzahl von Zellen in jeder Raumdimension. Damit hat jede Zelle die gleiche Anzahl an Nachbar-Zellen und ist im 2-D Raum über zwei Koordinaten eindeutig beschreibbar. Dies führt zu einer verringerten Simulationsdauer, da die Verknüpfung der Zellen immer dem gleichen Schema folgt. Nachteilig wirkt sich die verringerte Flexibilität der strukturierten Netze aus. Eine Anpassung an komplizierte Flussgeometrien mit stark veränderlichen Querschnitten ist damit nur schwer möglich. Bei solchen Anwendungsgebieten wird auf unstrukturierte Netze zurückgegriffen. In unstrukturierten Netzen ist die Anzahl von Nachbarn einer Zelle nicht festgelegt. Die Lage der Knoten ist ebenfalls nicht im Vorhinein definiert, sondern muss mittels Koordinaten dem Netz zugeordnet werden. Alle Zellen und ihre Verknüpfungen zu den Knoten müssen ebenfalls bekannt sein, damit ein unstrukturiertes Netz eindeutig beschrieben ist. Die eigentliche Gestalt der Zellen kann verschiedene Formen annehmen: Dazu zählen im Einsatzgebiet der 2-D Numerik Dreiecke, Vierecke und Vielecke. Dreiecke sind dabei die am häufigsten verwendete Form, da mit ihnen eine Anpassung an komplizierte und verschachtelte Geometrie am besten erfolgen kann.

(vgl. [4] HABERSACK, HENGL, KNOBLAUCH)

2.3.2 Bestandteile einer numerischen Strömungsberechnung

Unabhängig von der eingesetzten Software setzt sich eine numerische Strömungsberechnung immer aus folgenden Teilen zusammen:

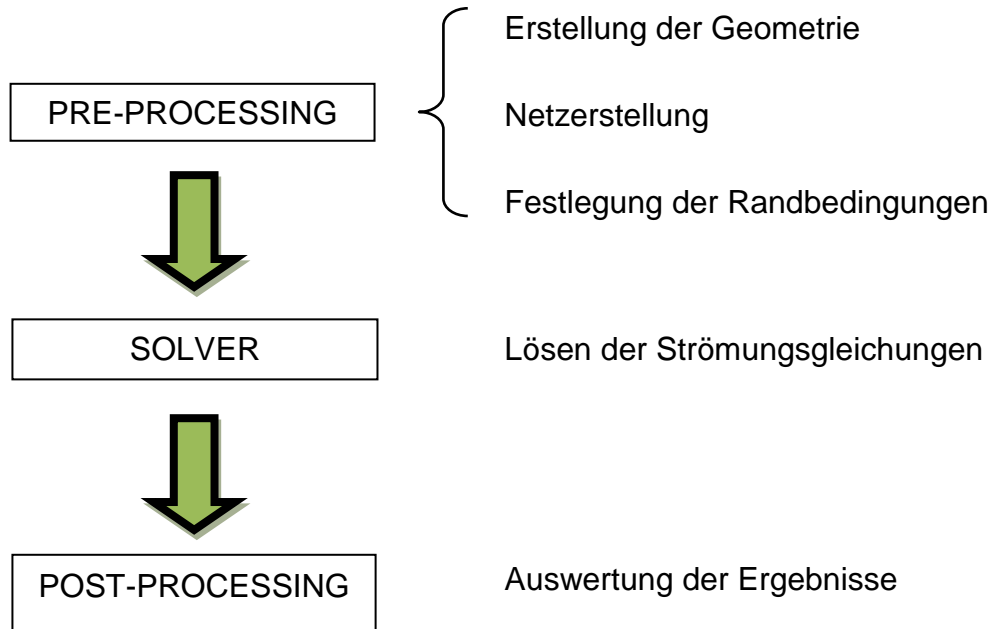


Abbildung 5: Schema einer numerischen Strömungsberechnung

Der Abschnitt Pre-Processing beinhaltet die Vorbereitung der Simulation. Darunter fallen die Erstellung der Geometrie, das Erstellen des Netzes sowie das Festlegen der Randbedingungen. Der Solver ist das eigentliche Simulationsprogramm, welches die Strömungsgleichungen löst. Im letzten Schritt, dem Post-Processing, werden die Ergebnisse ausgewertet und aufbereitet.

2.3.3 TELEMAC-2D

In dieser Masterarbeit wurde das 2-D tiefengemittelte hydrodynamische Modell TELEMAC-2D eingesetzt. Das Softwarepaket TELEMAC wurde im Jahre 1987 von dem National Laboratory of Hydraulics and Environment der EDF (Electricité de France) veröffentlicht. Eine Gesamtübersicht über die einzelnen Module und deren Verknüpfungen ist in Abbildung 6 dargestellt. Die Software ermöglicht die numerische Simulation von Wasserströmungen mit freier Oberfläche unter verschiedenen Randbedingungen. Seit dem Frühjahr 2010 sind die Modu-

le TELEMAC-2D (2D-Flachwassergleichungen), Sisyphé (Sedimenttransport) und Tomawac (maritime Wellen) als Open-Source Programme erhältlich. Das Open Source Projekt wird durch ein internationales Steering Komitee geleitet. Das Hauptanwendungsgebiet für TELEMAC-2D sind Strömungsberechnungen von Freispiegeloberflächen in maritimen Gewässern und Flusssystemen.

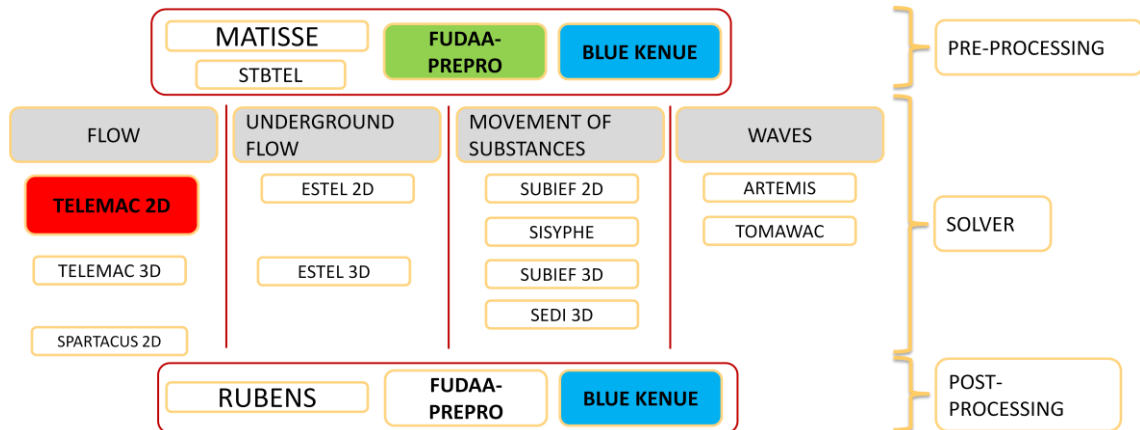


Abbildung 6: Übersicht über das Softwarepaket TELEMAC

TELEMAC-2D ist momentan (Stand per 01.10.2011) in der Version 6.1 offiziell erhältlich. Es löst die Saint-Venantschen Strömungsgleichungen für tiefengemittelte Strömungen mit freier Oberfläche mit Hilfe der Finite Elemente Methode oder der Finite Volumen Methode auf einem unstrukturierten Dreiecksnetz. Die Resultate sind Wassertiefen und tiefengemittelte Strömungsgeschwindigkeiten für jeden Punkt des zugrunde gelegten Netzes.

Das Programm kann unter anderem folgende Einflüsse berücksichtigen: Turbulenz, strömender und schießender Abfluss, der Effekt der Coriolis Kraft, trocken- und nasswerden von Zellen, Ausbreitung von langen Wellen, Berücksichtigung von Singularitäten wie Wehre, Dämme und Düker, Berücksichtigung des Strömungswiderstandes von vertikalen Strukturen, sowie Kopplung mit Sediment-Transportmodellen. Außerdem können noch der Effekt der Porosität der Sohle und die Vermischung und Diffusion von Tracerstoffen in Strömungen berücksichtigt werden.

Zur Simulation von maritimen Gewässern gibt es zusätzlich die Möglichkeit, den Einfluss von meteorologischen Phänomenen wie Atmosphärendruck oder Wind

sowie den Einfluss eines horizontalen Temperatur- und Salzgehaltgradienten auf die Dichte des Wassers zu berücksichtigen.

(Quelle und Referenz für TELEMAC-2D: [8] <http://www.opentelemac.org>)

2.3.4 *Pre- und Post-Processing Software*

Das Bauwerkmodell wurde mit dem Programm Autodesk AutoCad gezeichnet, die Umgrenzungslinien anschließend in das Programm Blue exportiert. Zur Generierung des Netzes wurde ebenfalls das Programm BlueKenue eingesetzt.

Die Randbedingungen der numerischen Simulation, darunter fällt die Definition von Zufluss, Ausfluss und Beschaffenheit der Sohle sowie der seitlichen Begrenzung, wurde mit Hilfe des Programmes Fudaa PrePro erstellt. Auch zur Bearbeitung des Steering Files, welches hydrodynamische und numerische Parameter für die Simulation festgelegt, wurde das Programm Fudaa PrePro eingesetzt.

(Quelle und Referenz für BlueKenue: [9] <http://www.nrc-cnrc.gc.ca/eng/ibp/chc/software/kenue/blue-kenue.html>)

Quelle und Referenz für Fudaa PrePro: [10] <http://prepro.fudaa.fr>)

Die anschließende Auswertung und Visualisierung der Simulationsergebnisse wurde mit BlueKenue durchgeführt, Diagramme und Tabellen wurden mit Microsoft Excel erstellt. Die gesamten Arbeitsschritte wurden auf einem handelsüblichen Notebook ausgeführt. Das Notebook ist mit einem Intel Pentium Prozessor vom Typ P6100 mit 2.00 GHz Taktrate und 4 GB Arbeitsspeicher ausgestattet.

3. Physikalisches Modell

3.1 Beschreibung des Kraftwerks Annabrücke

Das Kraftwerk Annabrücke ist Teil der Werksgruppe Drau der Verbund Hydro-power AG und gehört zur Gruppe der Lauf- und Schwellkraftwerke. Eine Übersicht der Werksgruppe Drau ist in Abbildung 7 dargestellt. Abbildung 8 zeigt eine Luftaufnahme des Kraftwerks.

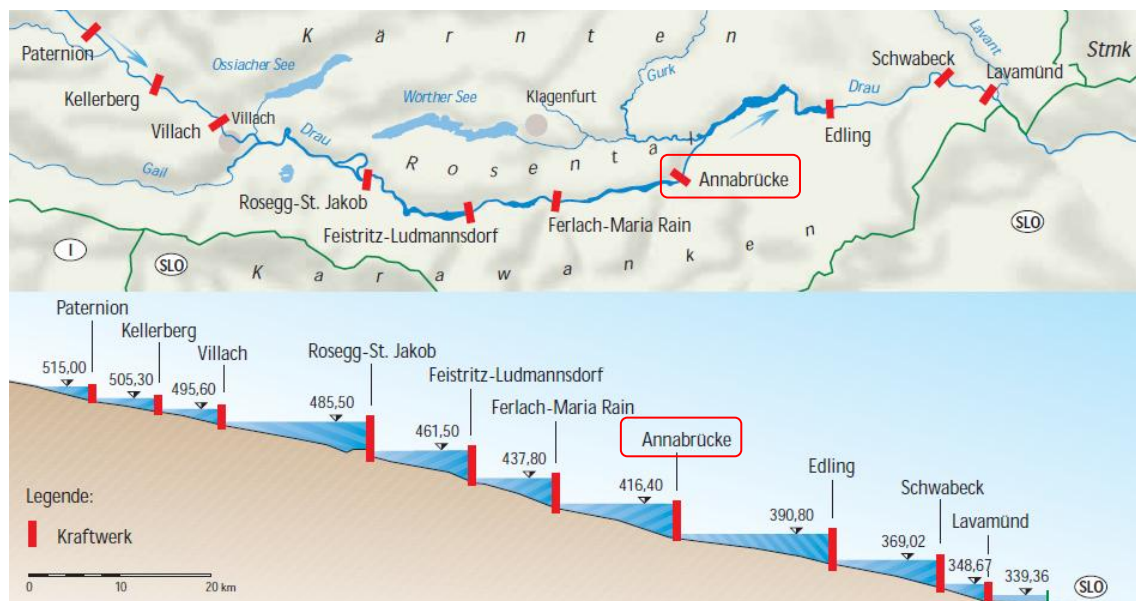


Abbildung 7: Kraftwerke der Werksgruppe Drau, Lageplan und Längenschnitt; Quelle: [7] VERBUND HYDRO POWER AG



Abbildung 8: Kraftwerk Annabrücke, Quelle: [7] VERBUND HYDRO POWER AG

Das KW Annabrücke wurde zwischen 1976 und 1981 errichtet und im Jahr 1981 in Betrieb genommen. Es besitzt mit 25,2 m die größte Fallhöhe der österreichischen Draukraftwerke und ist mit einer Engpassleistung von 90 MW das leistungsstärkste Kraftwerk der österreichischen Draukraftwerke. Das Regelarbeitsvermögen des Kraftwerks beträgt 390 GWh.

Die Ausbauwassermenge ist auf 418 m³/s festgelegt und wird über zwei vertikal angeordnete Kaplan-Turbinen abgearbeitet. Die Hochwasserentlastung (siehe Abbildung 9, Schnitt durch ein Wehrfeld) besteht aus drei Wehrfeldern mit einer lichten Breite von je 18 m. Die Verschlussorgane sind als Drucksegmente mit aufgesetzten Klappen ausgeführt. Das Stauziel des Kraftwerks liegt auf einer Höhe von 416,4 m. ü.A. und der oberwasserseitige Stauraum hat eine Länge von ca. 14,5 km.

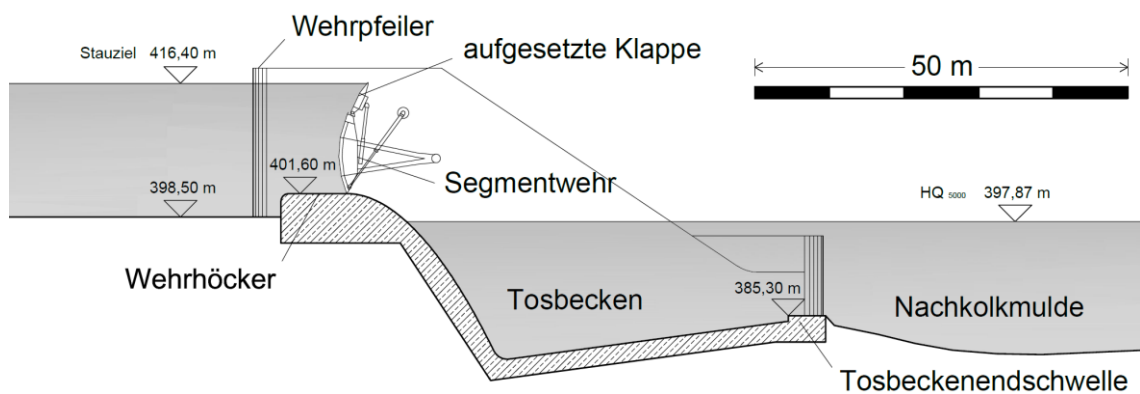


Abbildung 9: Schnitt durch ein Wehrfeld des KW Annabrücke

(vgl. [7] VERBUND HYDRO POWER AG)

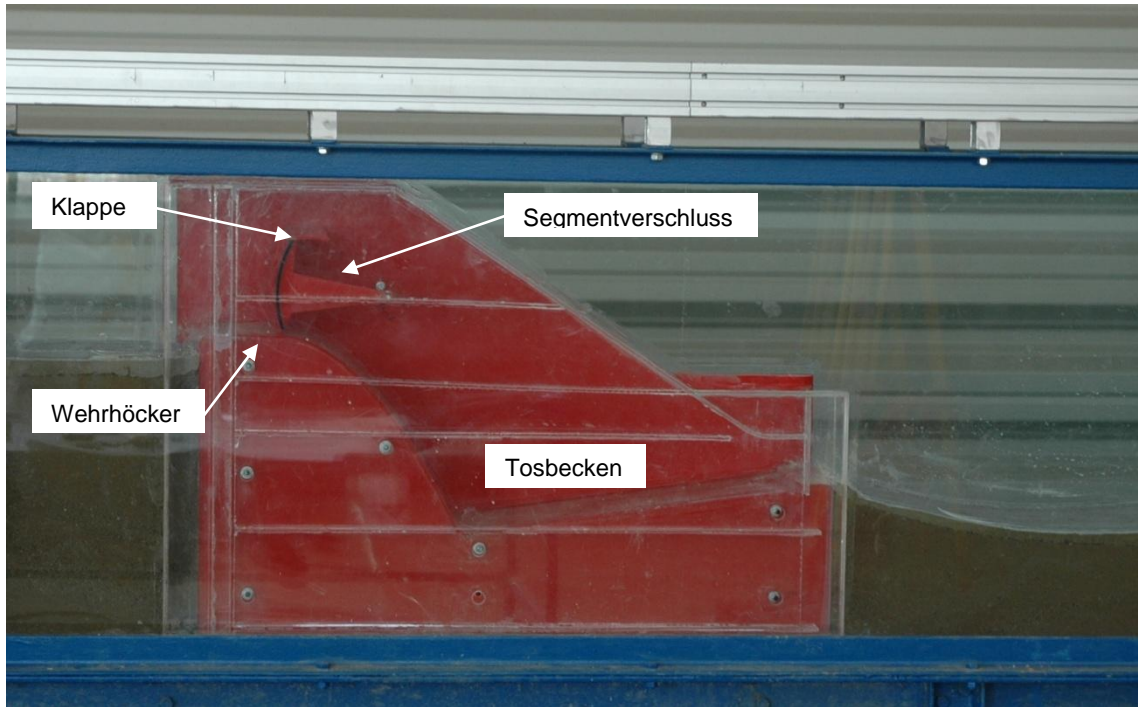


Abbildung 12: Modell des Wehrfeldes mit Segmentverschluss und Klappe

3.2.1 Modellgesetz

Das Schnittmodell wurde nach dem Froude'schem Modellgesetz errichtet. Für den gewählten Längenmaßstab von 1:76,667 können folgende Verhältniszahlen für die dynamischen und hydraulischen Größen ermittelt werden:

	Verhältniszahl für	Berechnung der Verhältniszahl		Verhältniszahl
$M_L =$	Länge			76,667
$M_t =$	Zeit	$M_L^{1/2} =$		8,76
$M_u =$	Geschwindigkeit	$M_L / M_t =$	$M_L^{1/2} =$	8,76
$M_Q =$	Abfluss	$M_L^3 / M_t =$	$M_L^{5/2} =$	51465
$M_F =$	Kräfte	$M_\rho * M_{L4} / M_t^2 =$	$M_L^3 =$	450636

Tabelle 1: Verhältniszahlen für Schnittmodell KW Annabrücke

Das bedeutet, dass bei einem Längenmaßstab von 1:76,667 die zeitlichen Abläufe im Modell um das 8,76-fache schneller stattfinden und die Geschwindigkeiten im Modell um das 8,76-fache kleiner sind als in der Natur. Der Abfluss von 1 l/s im Modell entspricht einem Abfluss von ca. 51,5 m³/s in der Natur, die im Modell auftretenden Kräfte entsprechen nur einem 450-tausendstel der Kräfte in der Natur.

3.2.2 Untersuchte Lastfälle

Die in dieser Masterarbeit untersuchten Lastfälle sind in Tabelle 2 aufgelistet. Die Spalte Q_{Natur} steht für den gesamten Hochwasserabfluss der Anlage in Natur. In der Spalte $Q_{\text{Natur, 1 Wehrfeld}}$ ist die Hochwassermenge pro Wehrfeld eingetragen und die Spalte Q_{Modell} steht für den umgerechneten Modellabfluss. Um zusätzliche Vergleichswerte zwischen dem physikalischen und dem numerischen Modell zu erhalten, wurden noch drei weitere Lastfälle mit größeren Abflüssen untersucht. Diese sind mit Z1, Z2 und Z3 bezeichnet.

	$Q_{\text{Natur}} \text{ [m}^3/\text{s]}$	$Q_{\text{Natur, 1 Wehrfeld}} \text{ [m}^3/\text{s]}$	$Q_{\text{Modell}} \text{ [l/s]}$
HQ ₁	970	323,3	6,35
HQ ₁₀	1600	533,3	10,40
HQ ₁₀₀	2300	766,7	14,91
HQ _{10, 2 Wehrfelder}	1600	800,0	15,52
HQ ₅₀₀₀	2300	1100,0	21,36
HQ _{100, 2 Wehrfelder}	3300	1150,0	22,33
Z1	3860	1286,6	24,96
Z2	4632	1544,0	29,95
Z3	5404	1801,3	35,05

Tabelle 2: Lastfälle für Schnittmodell KW Annabrücke

3.3 Wasserspiegelmessungen am Schnittmodell

Die Wasserspiegelmessungen wurden mit Hilfe eines Stechpegels (siehe Abbildung 13) durchgeführt. Ein Stechpegel ist ein stabförmiges Instrument mit einer längs aufgetragenen Skala. Er ist vertikal über eine höhenverstellbare Arretierung auf einem beweglichen Wagen montiert. Der Wagen läuft entlang von Schienen oberhalb des Glasgerinnes, die Stationierung des Wagens kann dabei ebenfalls über eine Skala abgelesen werden. Zur Bestimmung der Wasserspiegelhöhe wird der Pegel in der Höhe eingerichtet, sodass die Pegelspitze den Wasserspiegel knapp nicht berührt. Mit Hilfe eines Nivelliergerätes wird die Skala am Pegel abgelesen und über Vergleich mit einem bekannten Referenzpunkt am Modell wird die Abflusstiefe ermittelt.



Abbildung 13: Messeinrichtung auf Stechpegel auf verschieblichen Wagen

3.3.1 Auswahl der Messpunkte

Für die Auswahl der Messpunkte wurden folgende Überlegungen angestellt: Von zentralem Interesse war einerseits der Oberwasserpegel, um die Förderfähigkeit des Wehrfeldes zu erfassen. Deshalb wurde ein Messpunkt im Abstand von 0,40 m zur Wehrschwelle festgelegt (Punkt B, Abbildung 15). Der Unterwasser-Pegel am Ende der Nachkolkmulde wurde als Randbedingung für die numerische Simulation abgelesen.

Weiters wurde versucht, den Verlauf der Wasseroberfläche im Modell entlang des Überfalls zu erfassen. Dazu wurden in Fließrichtung Messpunkte in Abständen von zwei bis fünf cm festgelegt. Zur Erfassung von räumlichen hydraulischen Phänomenen wie dem Pfeilerstau vor dem Wehrpfeiler und der Absenkung des Wasserspiegels entlang der Pfeilerwandung, sowie der räumlichen Strahlabenkung entlang des Überfalls wurden quer zur Fließrichtung jeweils drei Punkte abgelesen. Zusätzlich wurden vor und entlang der Pfeiler jeweils

zwei zusätzliche Punkte gemessen, um den Wasserspiegel dort genauer erfassen zu können. Die Wasserspiegelmessungen wurden bis an die tiefste Stelle des Tosbeckens in Abständen bis 5 cm durchgeführt. Weiter unterwasserseitig wurden nur mehr Vergleichspunkte in größeren Abständen gewählt (Abbildungen 14,15 und 16). Dadurch ergab sich eine Anzahl von 96 Messpunkten für jeden Lastfall.

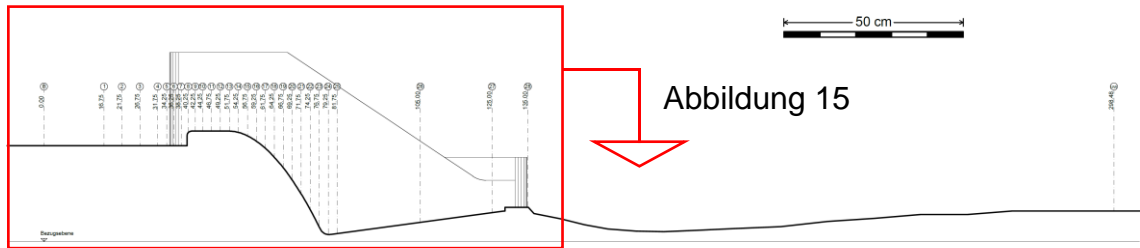


Abbildung 14: Anordnung der Messpunkte (Übersicht)

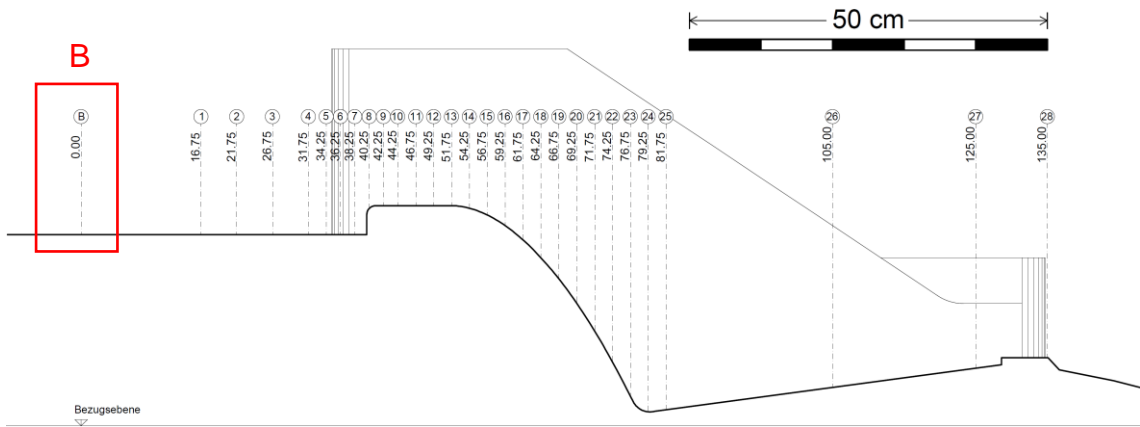


Abbildung 15: Anordnung der Messpunkte im Bereich des Wehrüberfalls (Schnitt)

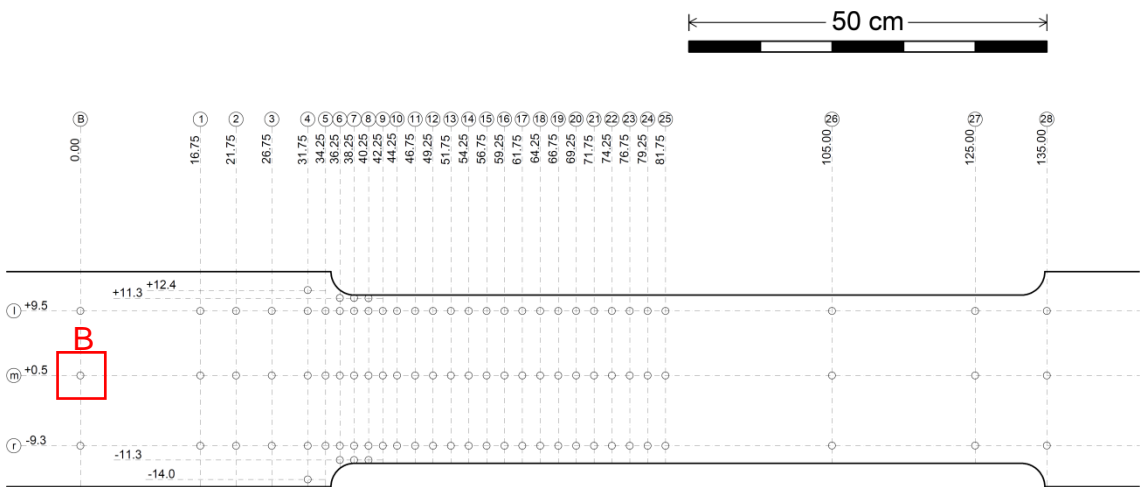


Abbildung 16: Anordnung der Messpunkte im Bereich des Wehrüberfalls (Grundriss)

3.3.2 Wasserspiegellängenschnitte

Im folgenden Abschnitt werden die Ergebnisse aus den Wasserspiegelmessungen am Schnittmodell grafisch dargestellt. Auszugsweise werden die Lastfälle $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$, $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$, $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$ und $Z2 = 29,95 \text{ l/s}$ vorgestellt und beschrieben (Abbildung 17). Die restlichen Lastfälle sind im Anhang dargestellt.

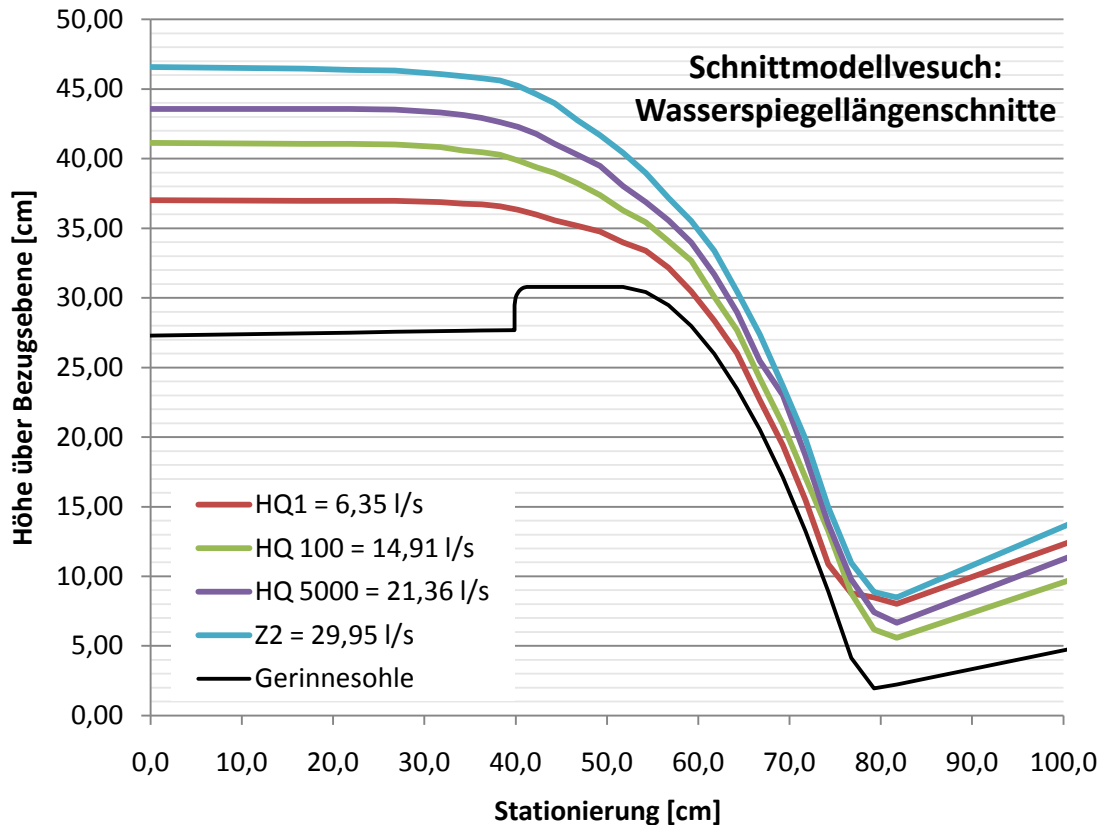


Abbildung 17: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnelängsachse, Schnittmodellversuch

- **Lastfall $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$**

In Abbildung 18 ist ein Triangulationsnetz aus den gemessenen Punkten für den Lastfall $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$ dargestellt. In der räumlichen Ansicht sind die Absenkungen im Wasserspiegel zu Folge der hydraulischen Verluste bei diesem geringen Abfluss noch nicht gut ersichtlich.

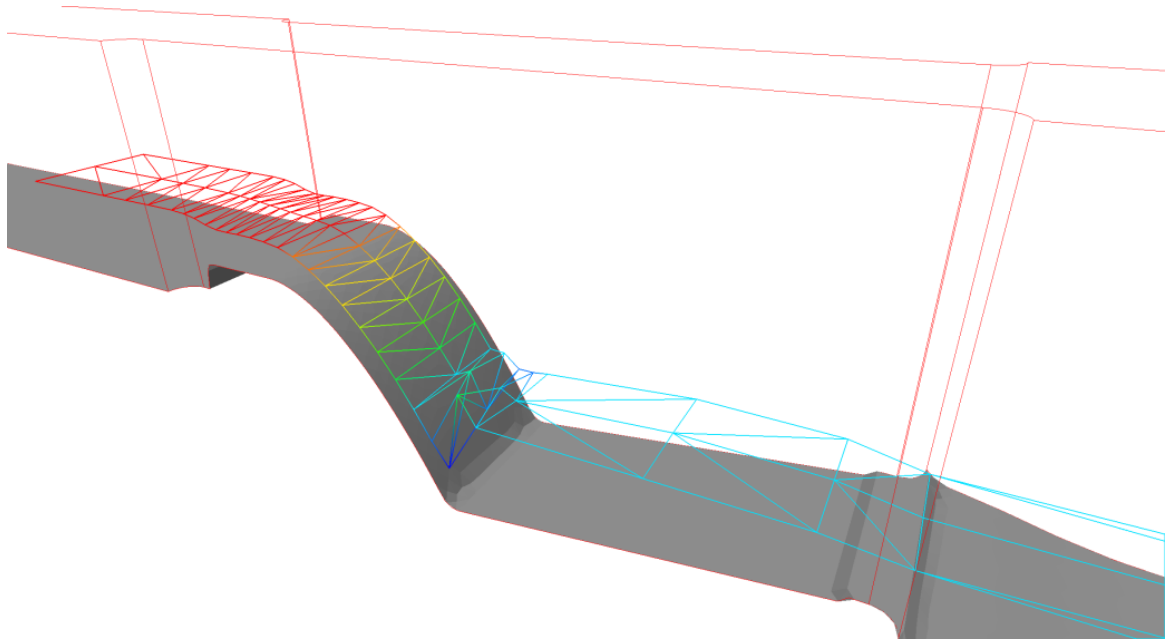


Abbildung 18: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $HQ_1=6,35 \text{ l/s}$

In den Schnitten durch den Wasserspiegel kann man die Absenkungen jedoch gut erkennen: Im Bereich der Einschnürung durch die Wehrpfeiler ist eine leichte Absenkung entlang der Pfeilerwandungen erkennbar (siehe Abbildungen 19 und 20, Station von 35 cm bis 45 cm). Oberhalb der Pfeiler ist noch kein Aufstau erkennbar. Die Strahlabsenkung im Bereich des Überfalls findet noch annäherungsweise eben statt. Dabei kann eine leichte Neigung der Wasseroberfläche zum rechten Rand in Fließrichtung beobachtet werden (siehe Abbildungen 20 und 21, Station ab 50 cm).

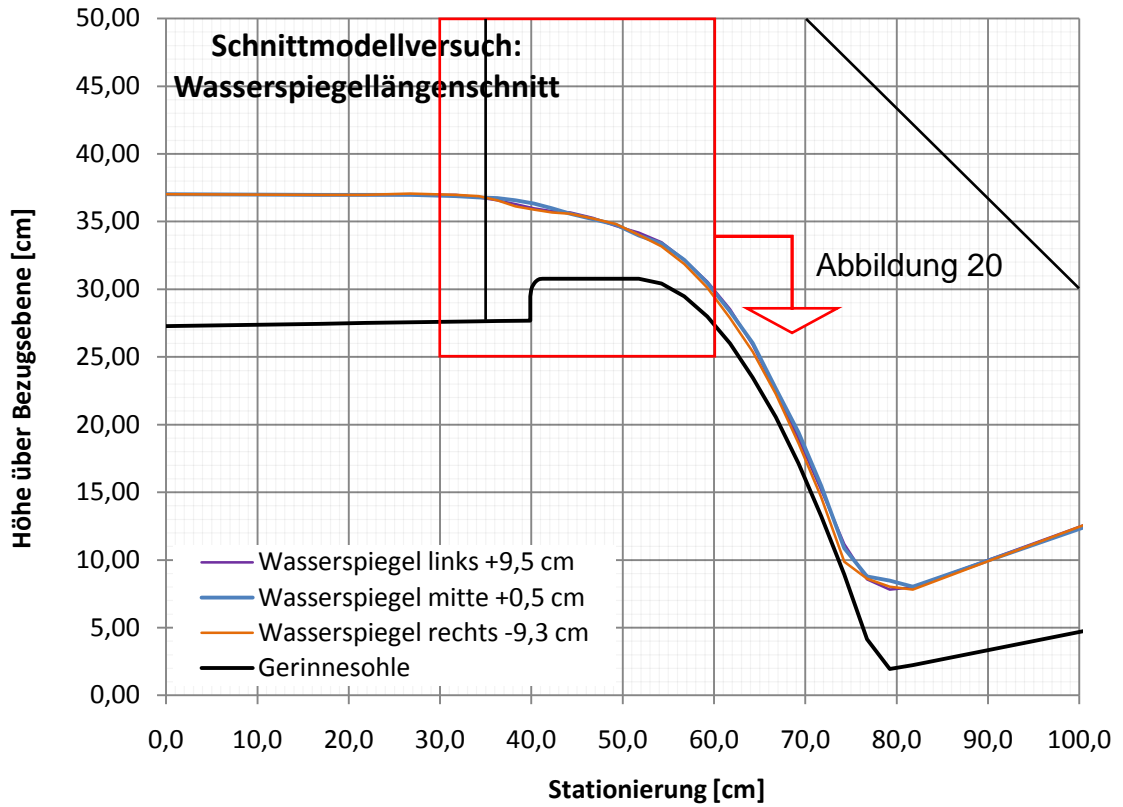


Abbildung 19: Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$

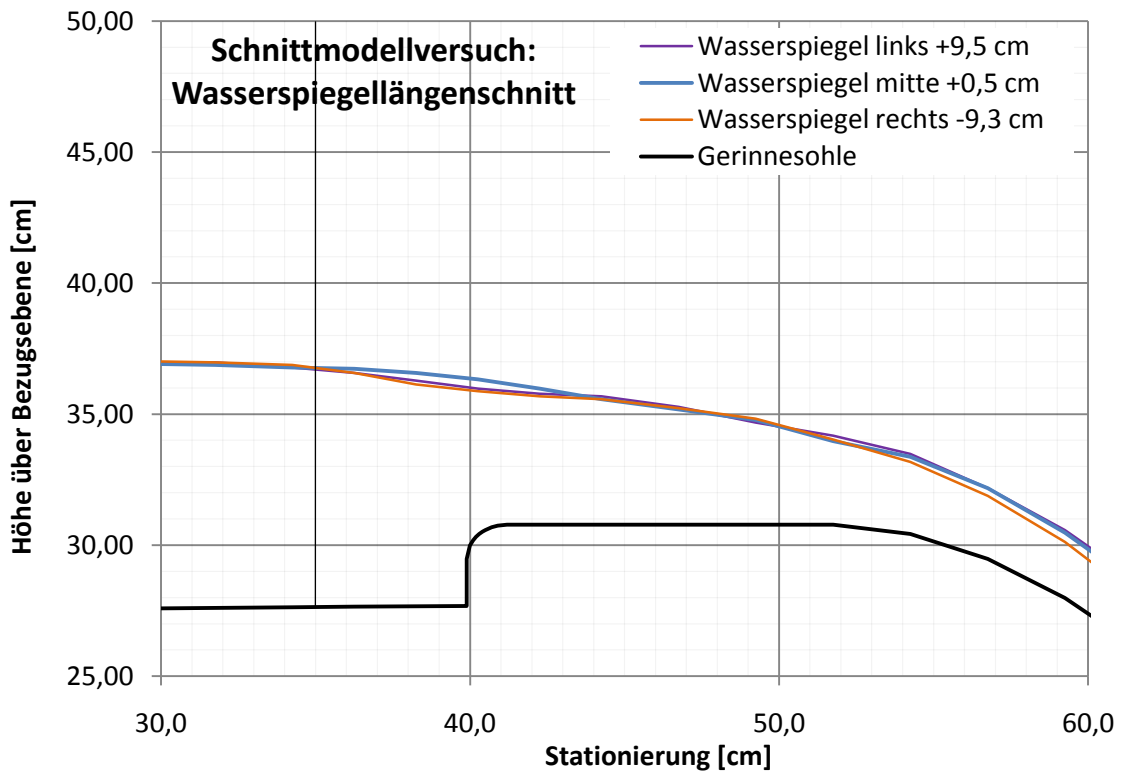


Abbildung 20: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$

**Stationierung in
Fließrichtung [cm]**

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

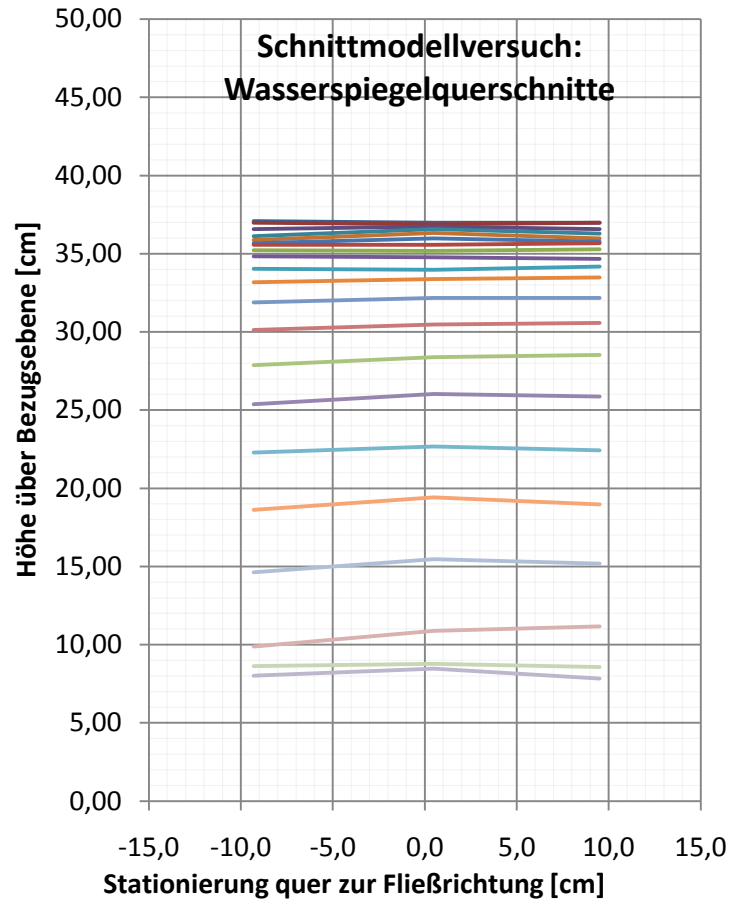


Abbildung 21: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$

- **Lastfall $HQ_{100} = 14,91$ l/s**

Für den Lastfall $HQ_{100} = 14,91$ l/s ist das Triangulationsnetz aus den gemessenen Punkten in Abbildung 22 dargestellt.

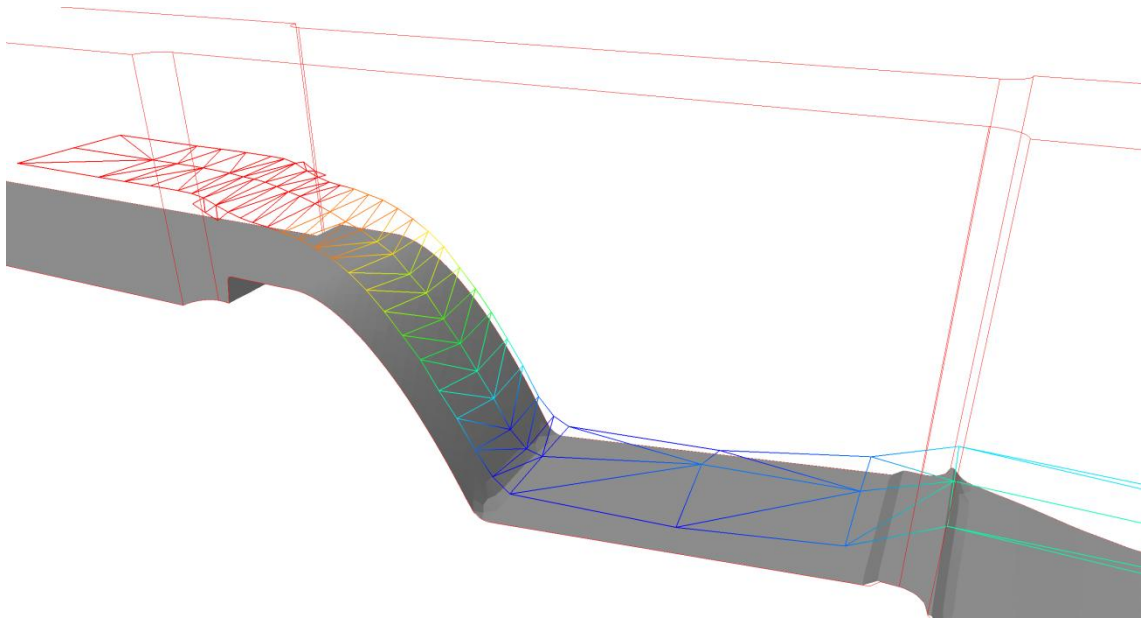


Abbildung 22: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $HQ_{100} = 14,91$ l/s

Oberhalb der Pfeiler ist eine Absenkung des Wasserspiegels in der Mitte des Gerinnes erkennbar, wohingegen die seitlichen Punkte eine konstante Höhe bis zur Einschnürung aufweisen (siehe Abbildungen 23 und 24, Station von 30 cm bis 35 cm). Unmittelbar vor dem Pfeiler ist ein leichter Aufstau ersichtlic (Abbildung 25, Station 31,75 cm). Im Bereich der Einschnürung durch die Wehrpfeiler ist eine leichte Absenkung entlang der Pfeilerwandungen erkennbar. In Abbildung 25 ist von Station 35 cm bis Station 41 cm der Abfall des Wasserspiegels seitlich zu den Pfeilerwandungen gut zu erkennen. Im Bereich des Überfalls liegt der Wasserspiegel in der Mitte des Gerinnes tiefer als an den Seiten (Abbildungen 24 und 25, Station ab 50 cm). Die linke Seite der Wasseroberfläche in Fließrichtung liegt dabei immer etwas tiefer als die rechte Seite.

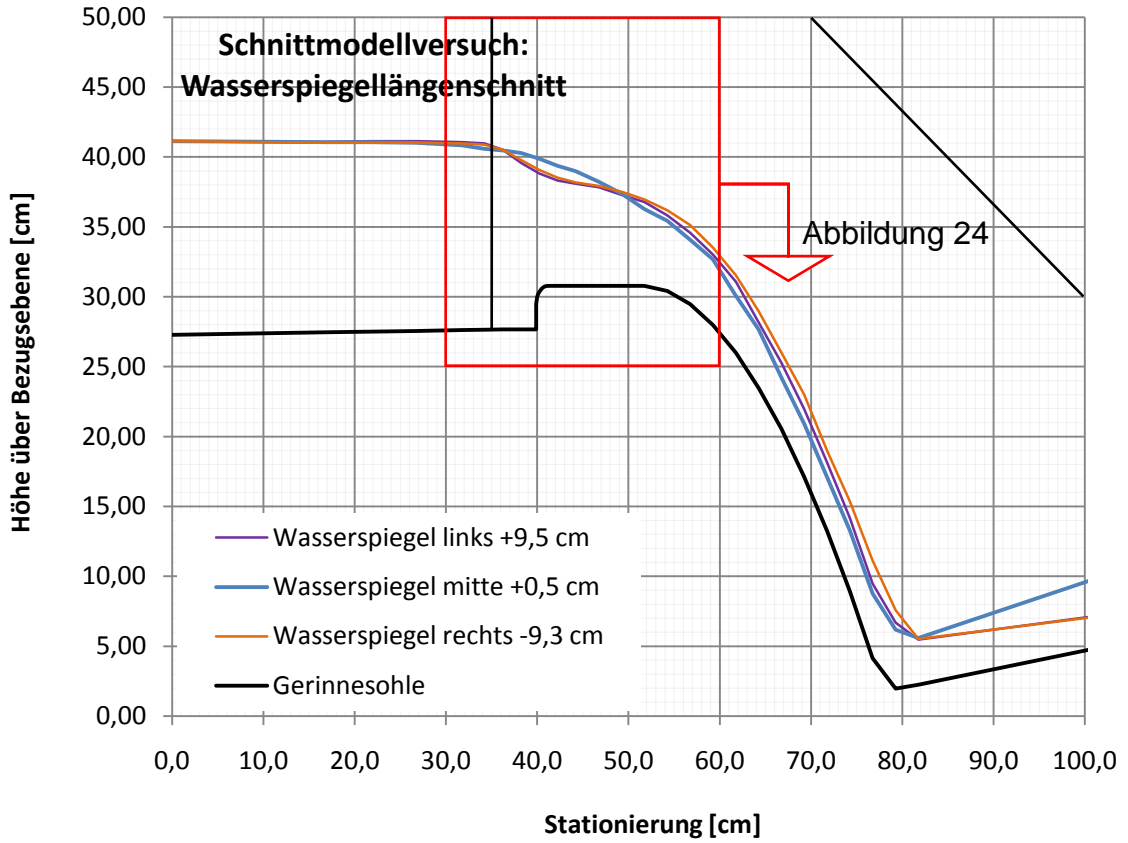


Abbildung 23: Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$

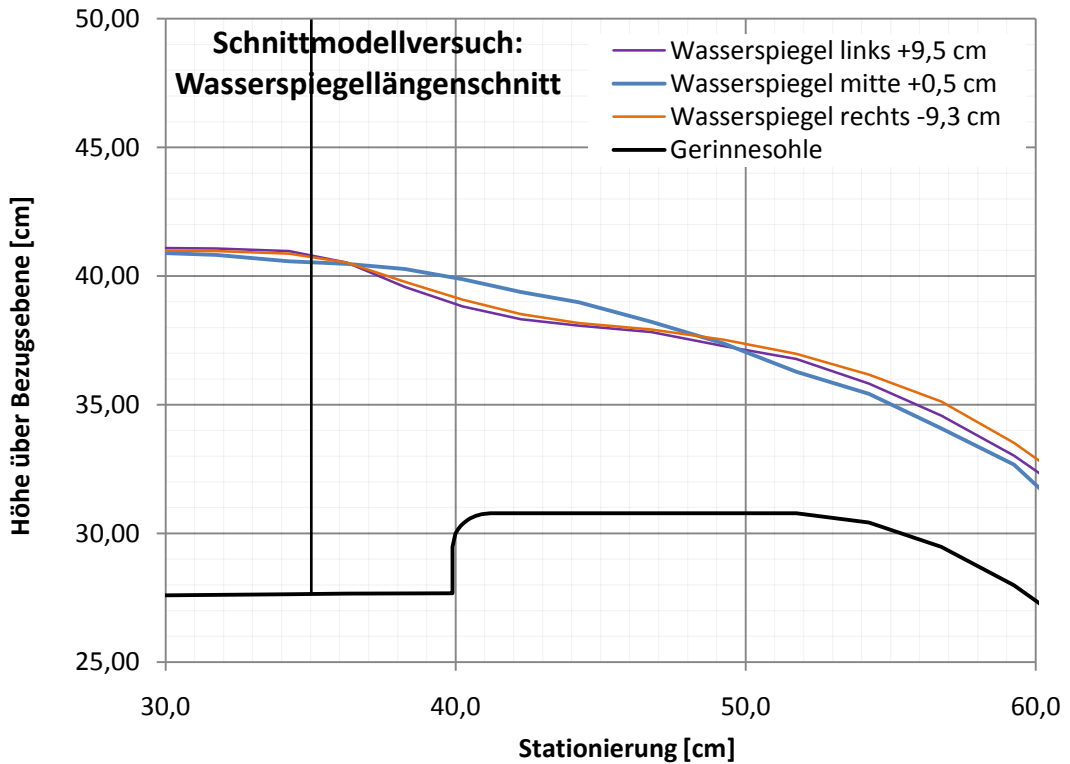


Abbildung 24: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$

**Stationierung in
Fließrichtung [cm]**

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

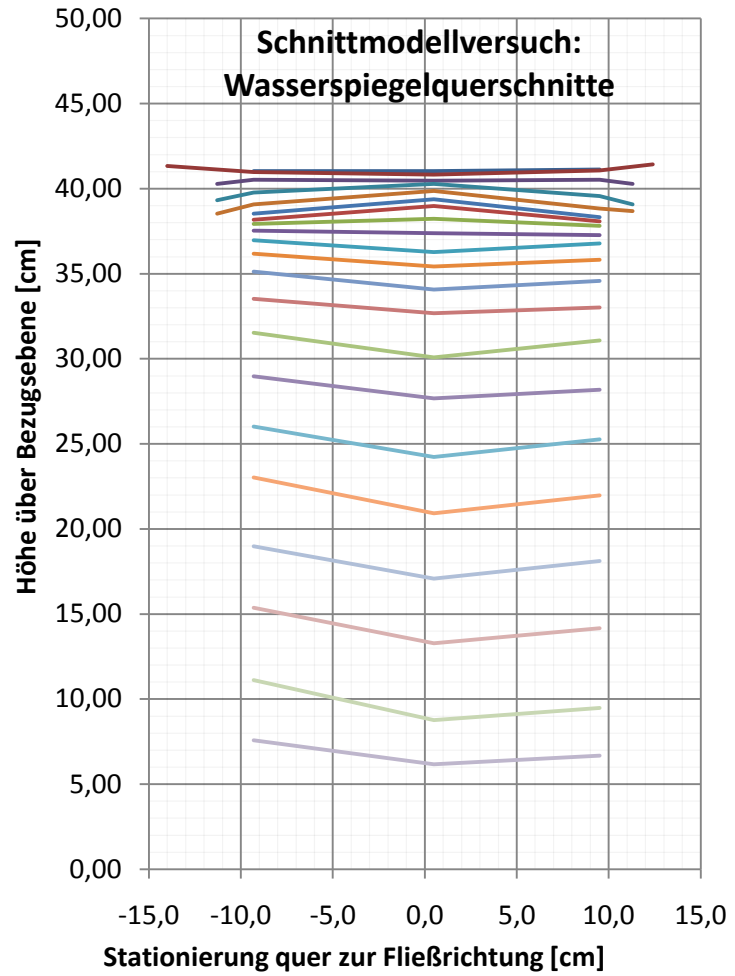


Abbildung 25: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$

- **Lastfall $HQ_{5000} = 21,36$ l/s**

Der Wasserspiegel für den Lastfall $HQ_{5000}=21,36$ l/s ist in Abbildung 26 als Triangulationsnetz dargestellt. Es ist erkennbar, dass die Absenkung entlang der Pfeiler deutlicher ausfällt als bei den vorherigen Lastfällen mit geringerem Abfluss.

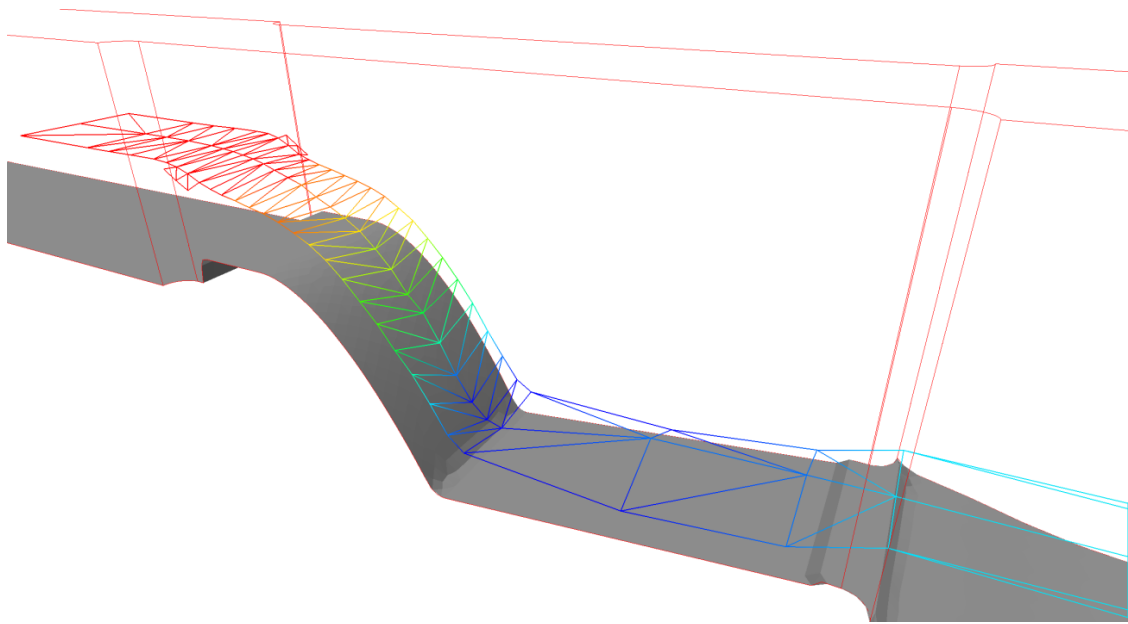


Abbildung 26: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $HQ_{5000} = 21,36$ l/s

Oberhalb der Pfeiler ist wiederum eine Absenkung des Wasserspiegels in der Mitte des Gerinnes erkennbar, wohingegen die seitlichen Punkte eine konstante Höhe bis zur Einschnürung aufweisen (siehe Abbildungen 27 und 28, Station von 30 cm bis 35 cm). Unmittelbar vor dem Pfeiler ist ein leichter Aufstau ersichtlich, welcher nach der Einschnürung langsam abfällt (Abbildung 29, Station 31,75 cm bis 36,25 cm). Im Bereich der Einschnürung durch die Wehrpfeiler ist wie bereits in den vorherigen Lastfällen eine Absenkung entlang der Pfeilerwandungen erkennbar (Abbildungen 28 und 29, Station von 37 cm bis 50 cm). Der Bereich dieser Absenkung verlagert sich mit zunehmenden Abfluss nach flussabwärts. Im Bereich des Überfalls liegt der Wasserspiegel in der Mitte des Gerinnes tiefer als an den Seiten. Die linke Seite der Wasseroberfläche in Fließrichtung liegt dabei immer etwas tiefer als die rechte Seite.

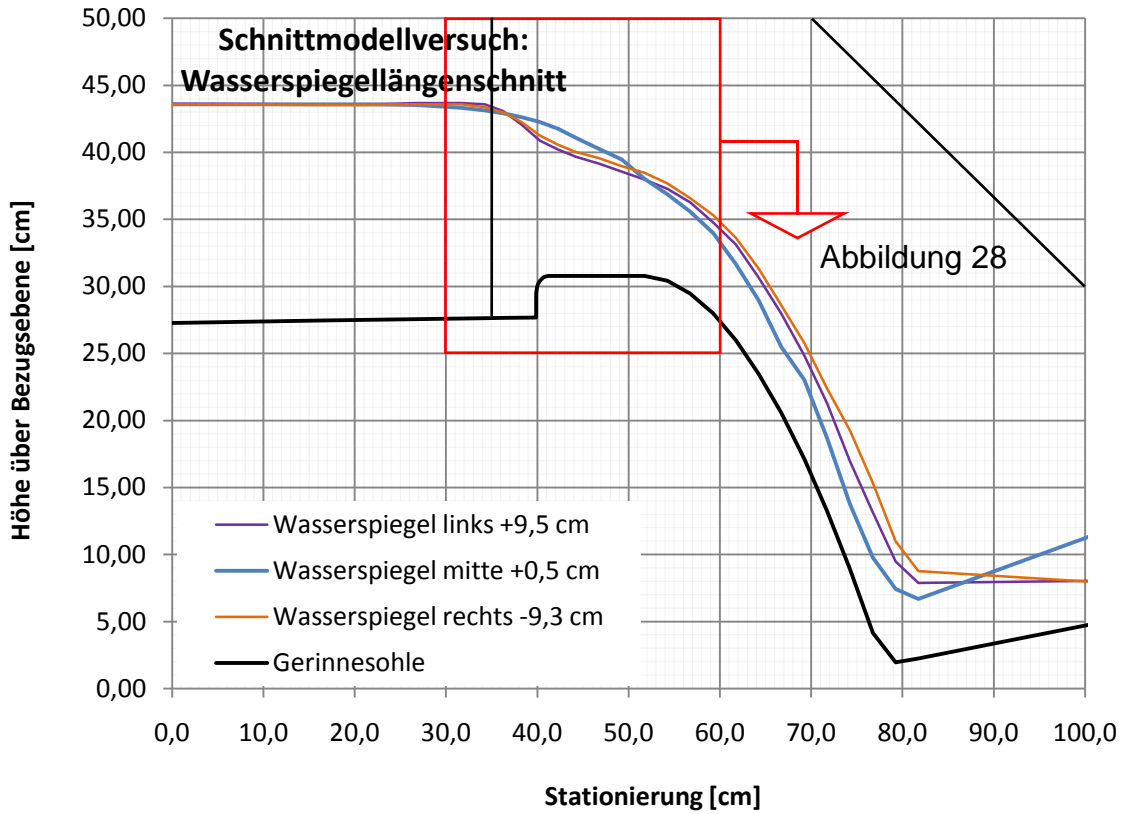


Abbildung 27: Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

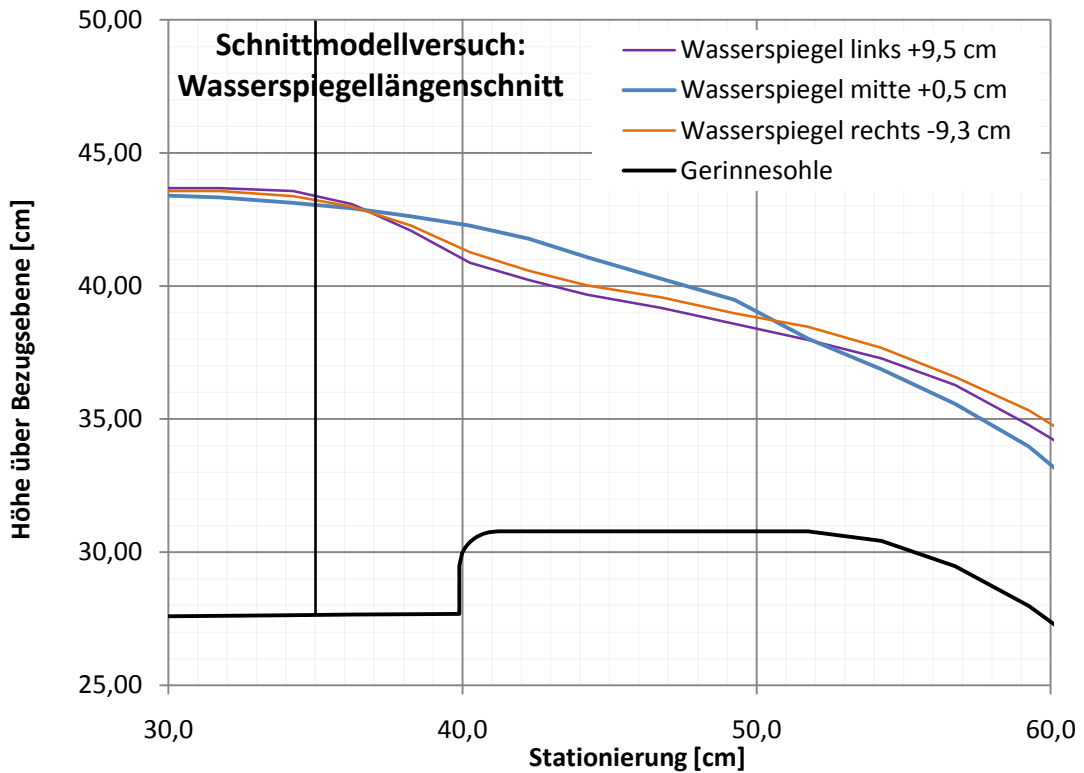


Abbildung 28: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

**Stationierung in
Fließrichtung [cm]**

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

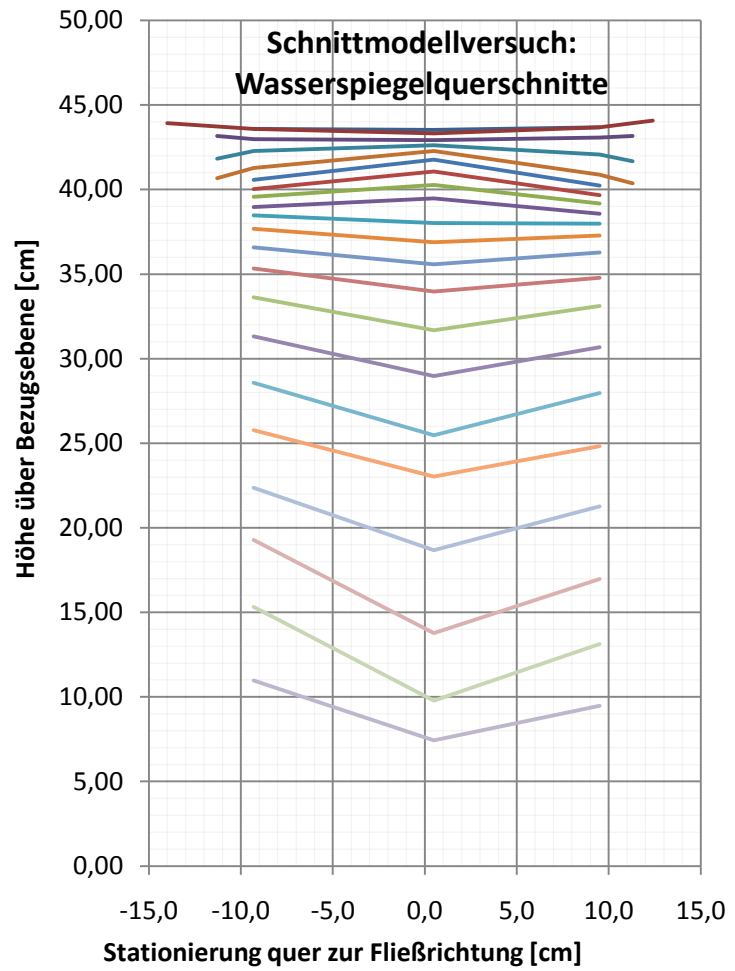


Abbildung 29: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s

- **Zusätzlicher Lastfall Z2 = 29,95 l/s**

In Abbildung 30 ist der Wasserspiegel für den Lastfall Z2 = 29,95 l/s als Triangulationsnetz dargestellt. Die räumliche Ausbildung des Wasserspiegels oberwasserseitig des Überfalls ist erkennbar.

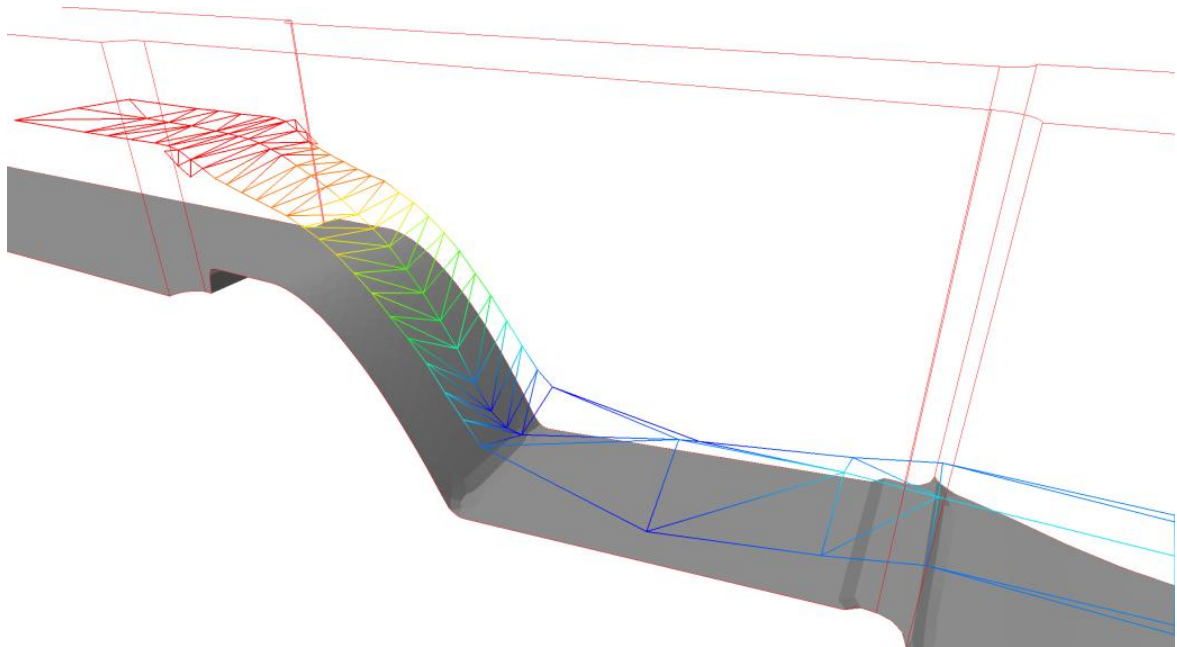


Abbildung 30: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei Z2 = 29,95 l/s

In Abbildung 31 ist oberhalb der Pfeiler wiederum die Absenkung des Wasserspiegels in der Mitte des Gerinnes zu erkennen. Vor dem Pfeiler ist an den Seiten ein leichter Aufstau ersichtlich, welcher nach der Einschnürung abfällt (Abbildungen 31 und 32, Station 31,75 cm bis 36,25 cm).

Im Bereich nach der Einschnürung durch die Wehrpfeiler ist wiederum eine Absenkung entlang der Pfeilerwandungen erkennbar (Abbildungen 32 und 33, Station von 37 cm bis 54 cm). Der Bereich dieser Absenkung verlagert sich mit zunehmendem Abfluss nach flussabwärts.

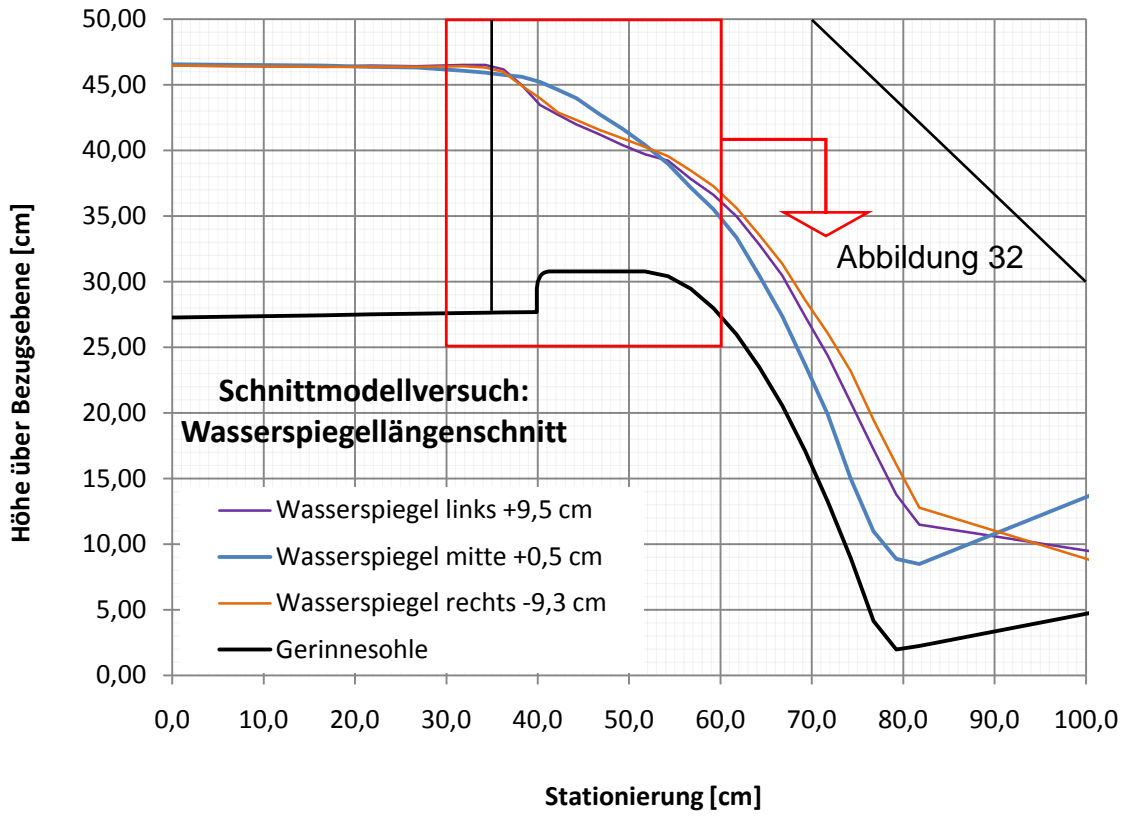


Abbildung 31: Wasserspiegellängenschnitt, $Z_2 = 29,95$ l/s

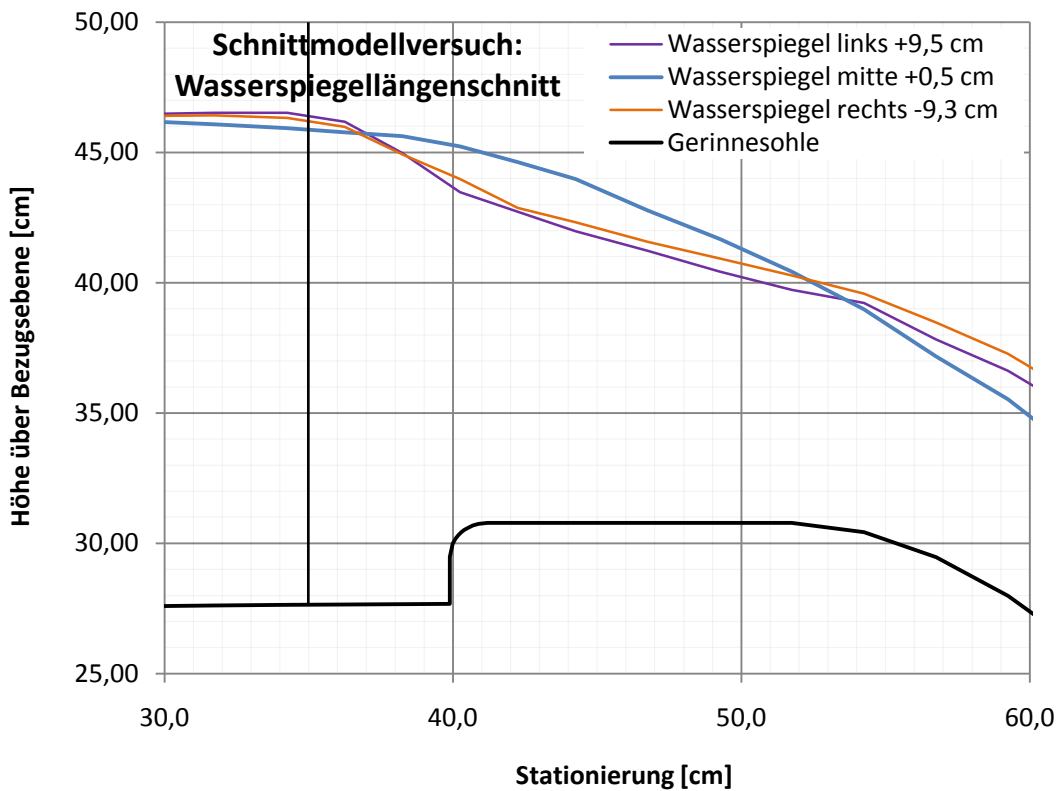


Abbildung 32: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $Z_2 = 29,95$ l/s

Stationierung in Fließrichtung [cm]

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

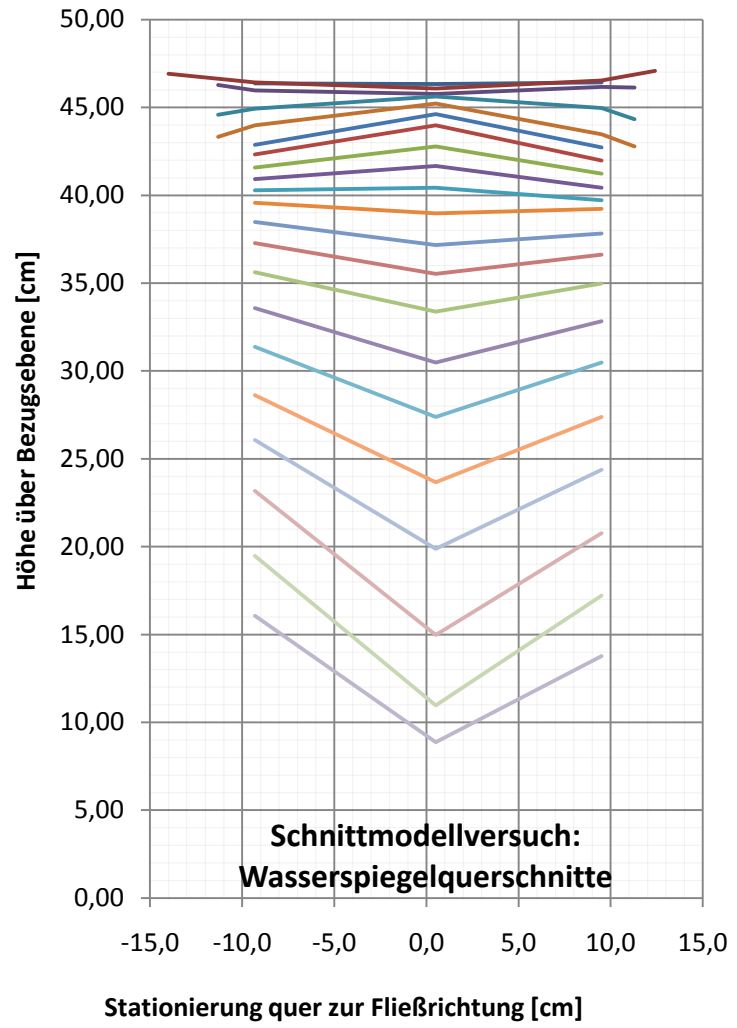


Abbildung 33: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $Z_2 = 29,95$ l/s



Abbildung 34: Wehrüberfall bei $Z_2=29,95$ l/s

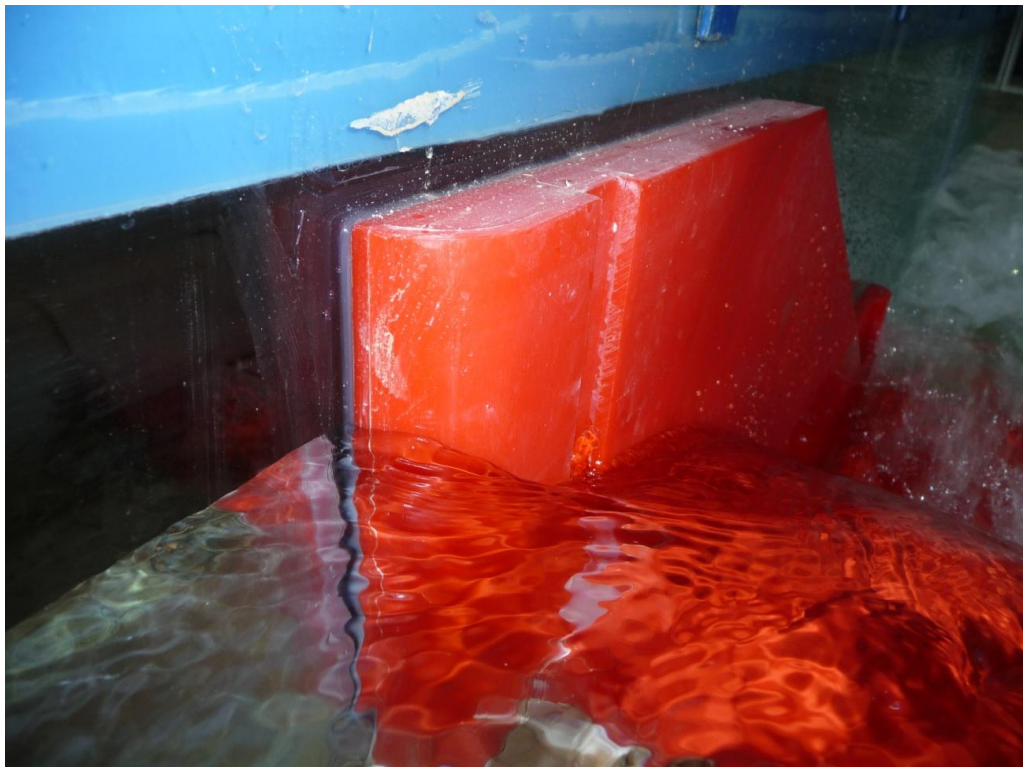


Abbildung 35: Absenkung des Wasserspiegels entlang des Pfeilers, $Z_2 = 29,95$ l/s

Abbildung 34 und Abbildung 35 zeigen die Ausbildung des Wehrüberfalls bei einem Abfluss von 29,95 l/s. Gut zu erkennen sind der Aufstau oberhalb des Pfeilers sowie die Absenkung des Wasserspiegels entlang der Pfeiler im Bereich des Überfalls.

3.4 Ergebnisse

Mittels der Stechpegelmessungen konnten die Auswirkungen der hydraulischen Verluste und der Überfallgeometrie auf den Wasserspiegel erfasst werden. Es zeigte sich, dass die räumlichen Phänomene wie der Aufstau oberhalb der Pfeiler und die Oberfläche des Wasserspiegels entlang des Überfalls mit zunehmendem Abfluss deutlicher in Erscheinung treten. Außerdem war mit höherem Abfluss zu erkennen, dass die Effekte durch Verluste und Einschnürung im Wasserspiegel weiter flussabwärts in Erscheinung treten.

Weiters zeigte sich nach dem Überfall eine Wölbung des Wasserspiegels nach oben für geringe Abflüsse und nach unten für höhere Abflüsse. Bei geringen Abflüssen überwiegt somit der Einfluss der Sohlreibung auf den Wasserspiegel, während bei höheren Abflüssen der Pfeilerstau und die Reibung an den Seitenwänden des Gerinnes maßgebend sind.

Die Auswertung und Darstellung zeigte für die höheren Abflüsse eine leichte Asymmetrie des Modells, da der Wasserspiegel an der linken Seite des Gerinnes meist etwas höher lag als auf der rechten Seite des Gerinnes. Dies ist vermutlich auf die nicht exakte symmetrische Zuströmung zurückzuführen bzw. auch auf die Ungenauigkeit im Modellnachbau.

Die Förderfähigkeit des Wehrfeldes wird als Zusammenhang zwischen der Abflusstiefe im OW und dem Abfluss dargestellt. Dazu wird die Abflusstiefe im OW mit genügendem Abstand zum Wehrüberfall herangezogen. Die Förderfähigkeit stellt eine wesentliche Kenngröße für Hochwasserentlastungen dar.

Die Messung des oberwasserseitigen Wasserspiegels zur Ermittlung der Förderfähigkeit wurde bei Station 0 in der Mitte des Gerinnes durchgeführt (siehe Abbildung 16 und Abbildung 36). Der Abstand des Punktes zur Wehrschwelle beträgt 40 cm, der Abstand bis zum Übergang in die Ausrundung des Überfalls beträgt 52 cm.

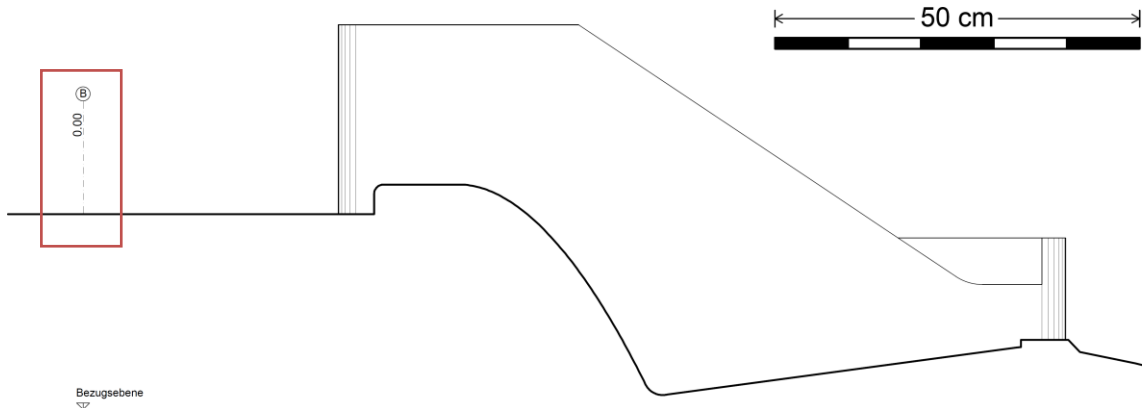


Abbildung 36: Position des Messpunktes zur Ermittlung der Abflusstiefe OW und der Förderfähigkeit, Schnitt

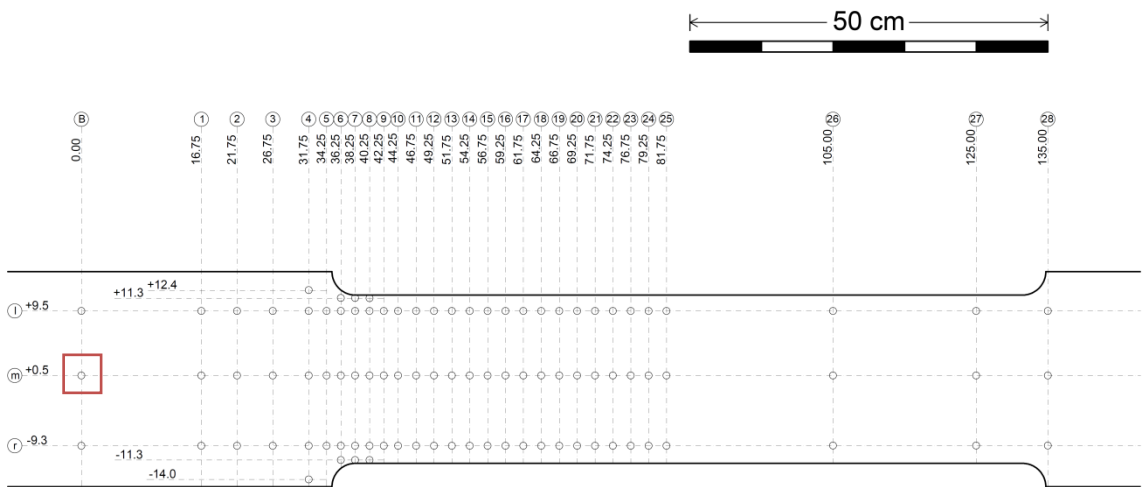


Abbildung 37: Position des Messpunktes zur Ermittlung der Abflusstiefe OW und der Förderfähigkeit, Grundriss

In Tabelle 3 sind die zu den Abflüssen gemessenen Wassertiefen angeführt, Abbildung 38 stellt die Förderfähigkeit mittels der Wasserstands-Abflussbeziehung dar.

Abfluss [l/s]	Abflusstiefe OW [cm]
6,35	9,37
10,40	11,60
14,91	13,63
15,52	13,88
21,36	16,03
22,33	16,36
24,96	17,20
29,95	18,67
35,05	20,03

Tabelle 3: Abflüsse mit gemessenen Abflusstiefen im Schnittmodell

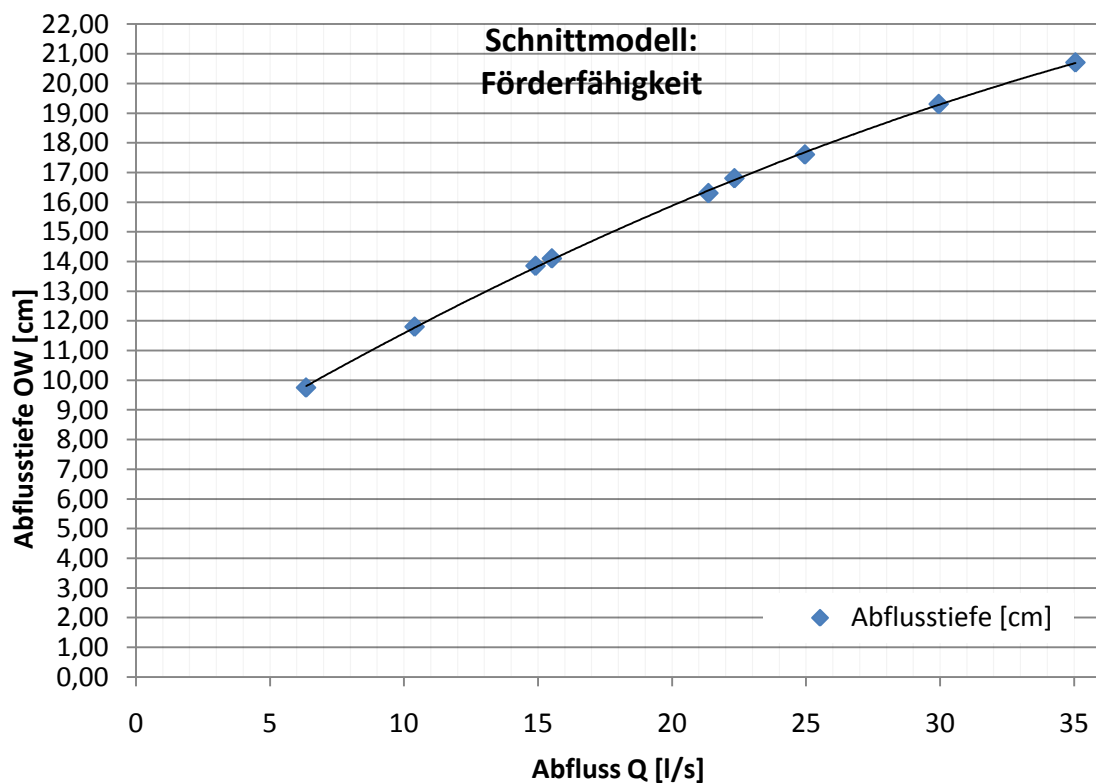


Abbildung 38: Förderfähigkeit des Wehrfeldes, gemessen am Schnittmodellversuch

Mit der Überfallformel nach Du Buat (Formel 2, Seite 6) wird aus den bekannten Messwerten ein gesamter Überfallbeiwert für das Wehrfeld berechnet. Der Überfallbeiwert μ_{ges} beinhaltet den Beiwert für den Überfallrücken und die Einschnürung durch die Pfeiler. In Tabelle 4 sind die berechneten Werte aufgelistet, Abbildung 39 zeigt die Werte in einer Graphik. Der Überfallbeiwert reicht dabei von einem Wert von 0,55 für geringe Abflüsse bis zu einem Wert von 0,62 für den Lastfall Z3.

Abfluss [l/s]	Überfallbeiwert μ_{ges} [-]
6,35	0,554
10,40	0,581
14,91	0,589
15,52	0,591
21,36	0,603
22,33	0,596
24,96	0,605
29,95	0,608
35,05	0,619

Tabelle 4: Überfallbeiwert μ_{ges} für gesamten Überfall, berechnet aus Messungen am Schnittmodell

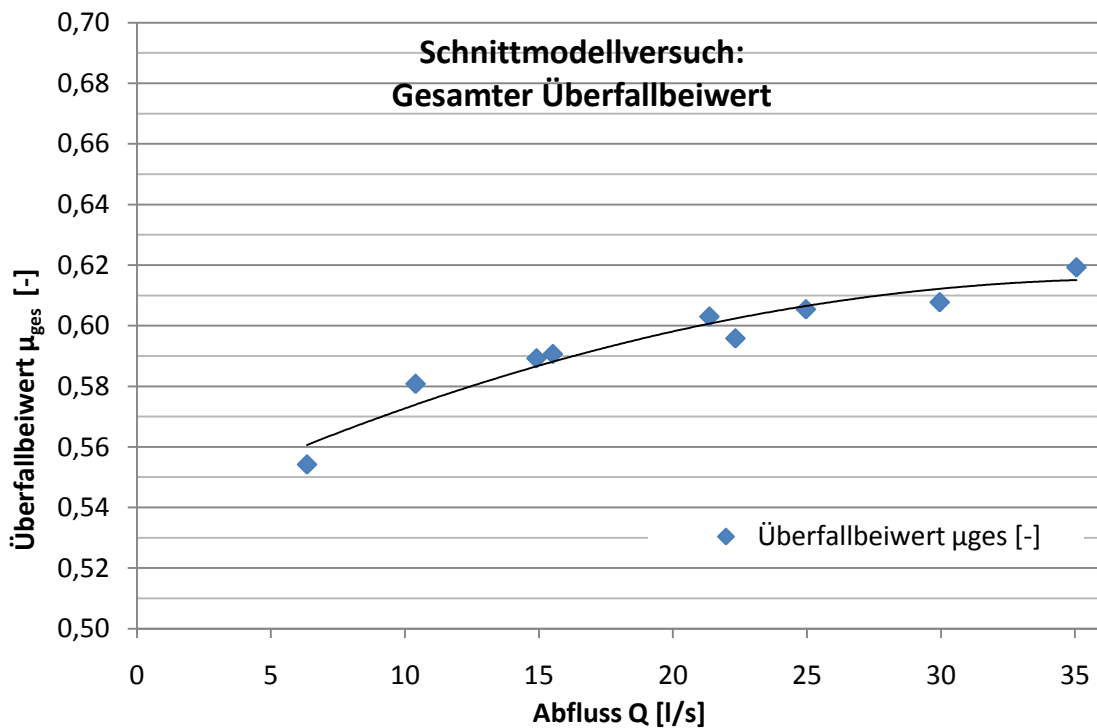


Abbildung 39: Überfallbeiwert μ_{ges} berechnet aus Messungen am Schnittmodell

4. Berechnung der Förderfähigkeit mit Formeln aus Literatur

In diesem Kapitel wird die Förderfähigkeit des Wehrfeldes rechnerisch ermittelt. Dazu werden die Formeln, welche in Abschnitt 2.1.3 beschrieben wurden, verwendet.

Zur Berechnung der Förderfähigkeit des Wehres muss der Überfallbeiwert für die Geometrie des Wehrfeldes ermittelt werden. Weiters müssen die hydraulischen Verlustbeiwerte durch die Einbauten bekannt sein. Die Ermittlung der Förderfähigkeit geht von einem bekannten Abfluss aus, der Überstau ist die Unbekannte in der Berechnung. Aufgrund der im Schnittmodell großen Anströmgeschwindigkeit zum Überfall ($v_0 = 0,2$ bis $0,6$ m/s) wird die kinetische Energie im Oberwasser berücksichtigt.

4.1 Geometrie und Abmessungen des Überfalls im Modellmaßstab

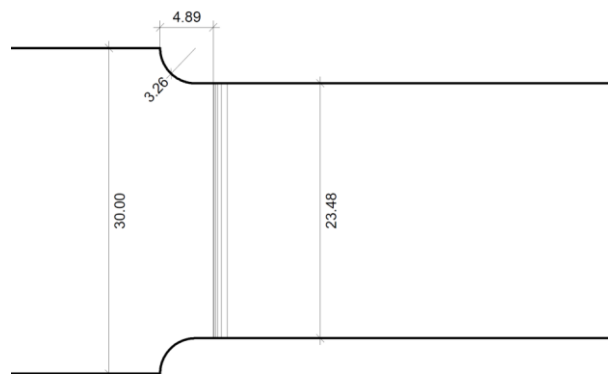


Abbildung 40: Schematischer Grundriss des Wehrfeldes mit Abmessungen in cm

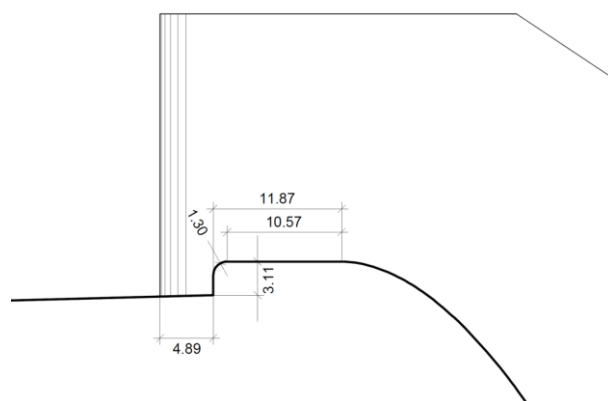


Abbildung 41: Schematischer Schnitt durch das Wehrfeld mit Abmessungen in cm

4.2 Ermittlung der Wehrförderfähigkeit nach Bazin/Du Buat

Ist der waagerechte Wehrrücken kürzer als $2h$, kann nach Bazin der Überfallbeiwert folgend ermittelt werden (vgl. [1] BOLLRICH):

$$C = 1,86 * k_d * k_f \quad \text{Formel 13}$$

$$k_d = 0,70 + 0,185 * \frac{h}{l} \quad \text{Formel 14}$$

$$k_f = 1 + \frac{r}{h} \quad \text{Formel 15}$$

Für die vorhandene Geometrie gelten folgende Werte:

l [cm]	10,57
r [cm]	1,30
w [cm]	3,11

Tabelle 5: Faktoren zur Ermittlung des Überfallbeiwertes

Der Bereich ist für die Geometrie mit $h < w < 0,4 h$ und $0,6 h < l < 2h$ beschränkt. Aufgrund mangelnder weiterer Methoden, um den Wert für C für die vorhandene Geometrie analytisch zu berechnen, wurden die Werte für k_d über Formel 14 und k_f über Formel 15 berechnet, obwohl der Bereich nur für die beiden zwei niedrigsten Abflüsse $Q = 6,35 \text{ l/s}$ und $10,40 \text{ l/s}$ gültig ist.

Die Überfallhöhe h in Formel 14 und Formel 15 beinhaltet in diesem Fall die Energiehöhe aus der Strömungsgeschwindigkeit. Die Geschwindigkeit wird über die Kontinuitätsbedingung berücksichtigt.

Q [l/s]	k_d [-]	k_f [-]	C [-]	μ [-]
6,35	0,807	1,212	1,820	0,62
10,40	0,850	1,152	1,821	0,62
14,91	0,889	1,120	1,853	0,63
15,52	0,894	1,117	1,858	0,63
21,36	0,937	1,096	1,910	0,65
22,33	0,943	1,093	1,919	0,65
24,96	0,961	1,087	1,943	0,66
29,95	0,991	1,078	1,987	0,67
35,05	1,020	1,071	2,032	0,69

Tabelle 6: Ermittlung des Überfallbeiwertes nach Bazin

4.3 Berücksichtigung der Wehrpfeiler

Der hydraulische Verlust zufolge der Einschnürung durch die Pfeiler wird nach [3] CHOW und [4] CREAGER, JUSTIN berechnet. Dabei wird der Strömungsverlust über eine verringerte Öffnungsweite des Wehrfeldes berücksichtigt.

$$B_{eff} = B_0 - K * N * H_e$$

Formel 16

Der Wert für K wird nach Abbildung 3 zwischen 0,045 und 0,035 linear interpoliert. Bei der vorhandenen Breite des Pfeilers von 6,52 cm und dem Abstand der Vorderkante des Pfeilers zur Wehrschwelle von 4,89 cm ergibt sich ein Verhältnis von 0,75 und damit ein Wert für K von 0,0375.

B ₀ [cm]	23,47
K [-]	0,0375
n [-]	2

Tabelle 7: Faktoren zur Ermittlung der effektiven Breite des Wehrfeldes

Abfluss [l/s]	h _E [cm]	B _{eff} [-]
6,35	6,54	22,979
10,40	8,78	22,812
14,91	11,06	22,641
15,52	11,34	22,620
21,36	13,85	22,432
22,33	14,43	22,388
24,96	15,36	22,318
29,95	17,38	22,166
35,05	19,08	22,039

Tabelle 8: Effektive Breite des Wehrfeldes

4.4 Ergebnisse

Die Förderfähigkeit des Wehrfeldes kann mit den ermittelten Parametern iterativ berechnet werden. Die Berechnung erfolgt mit der Überfallformel nach Du Buat (siehe Formel 2, Seite 6). Die berechnete Förderfähigkeit ist in Tabelle 9 aufgelistet und in Abbildung 42 graphisch dargestellt.

Abfluss [l/s]	Abflusstiefe OW [cm]
6,35	9,37
10,40	11,60
14,91	13,63
15,52	13,88
21,36	16,03
22,33	16,36
24,96	17,20
29,95	18,67
35,05	20,03

Tabelle 9: Förderfähigkeit des Wehrfeldes, berechnet mit Formeln aus Literatur

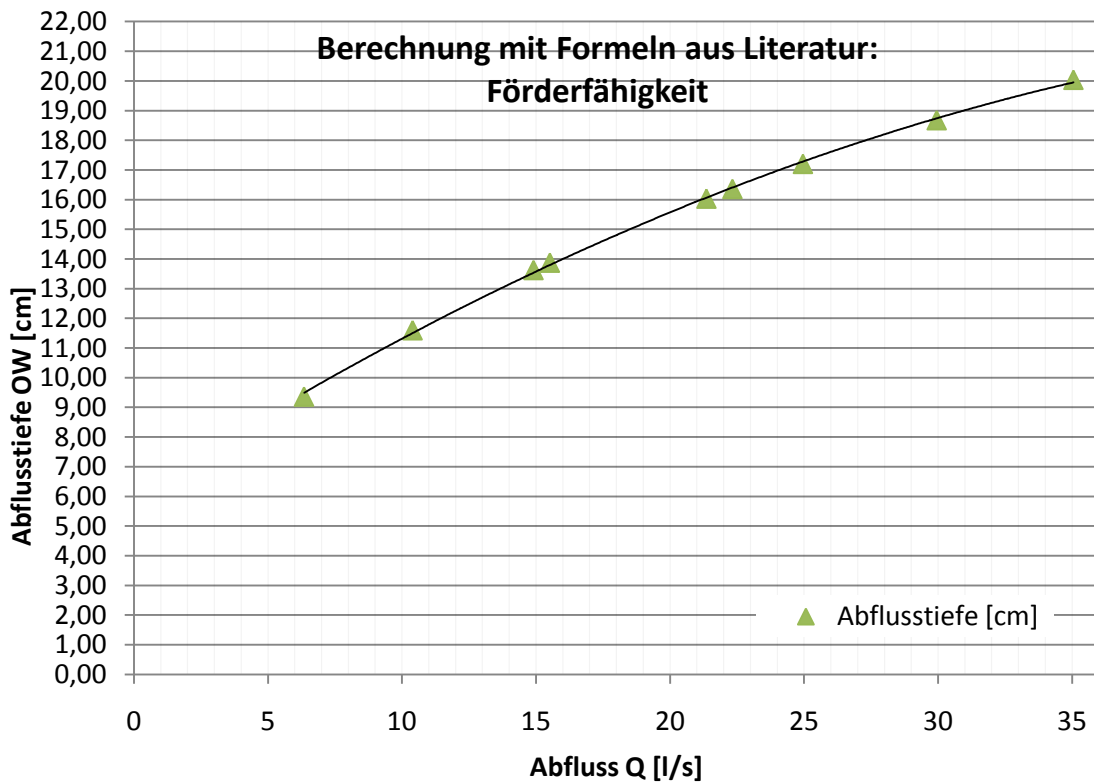


Abbildung 42: Förderfähigkeit des Wehrfeldes, berechnet mit Formeln aus Literatur

Für den Vergleich mit dem physikalischen Modell und den numerischen Berechnungen, wird ein gesamter Überfallbeiwert mit der Überfallformel nach Du Buat (siehe Formel 2, Seite 6) ermittelt. In Tabelle 10 sind die Werte aufgelistet, Abbildung 43 zeigt die graphische Darstellung. Der gesamte Überfallbeiwert liegt dabei bei 0,6 für geringe Abflüsse und bei 0,65 für Z3.

Abfluss [l/s]	Überfallbeiwert μ_{ges} [-]
6,35	0,604
10,40	0,600
14,91	0,606
15,52	0,607
21,36	0,619
22,33	0,621
24,96	0,627
29,95	0,637
35,05	0,648

Tabelle 10: Überfallbeiwert μ_{ges} für gesamten Überfall, berechnet mit Formeln aus Literatur

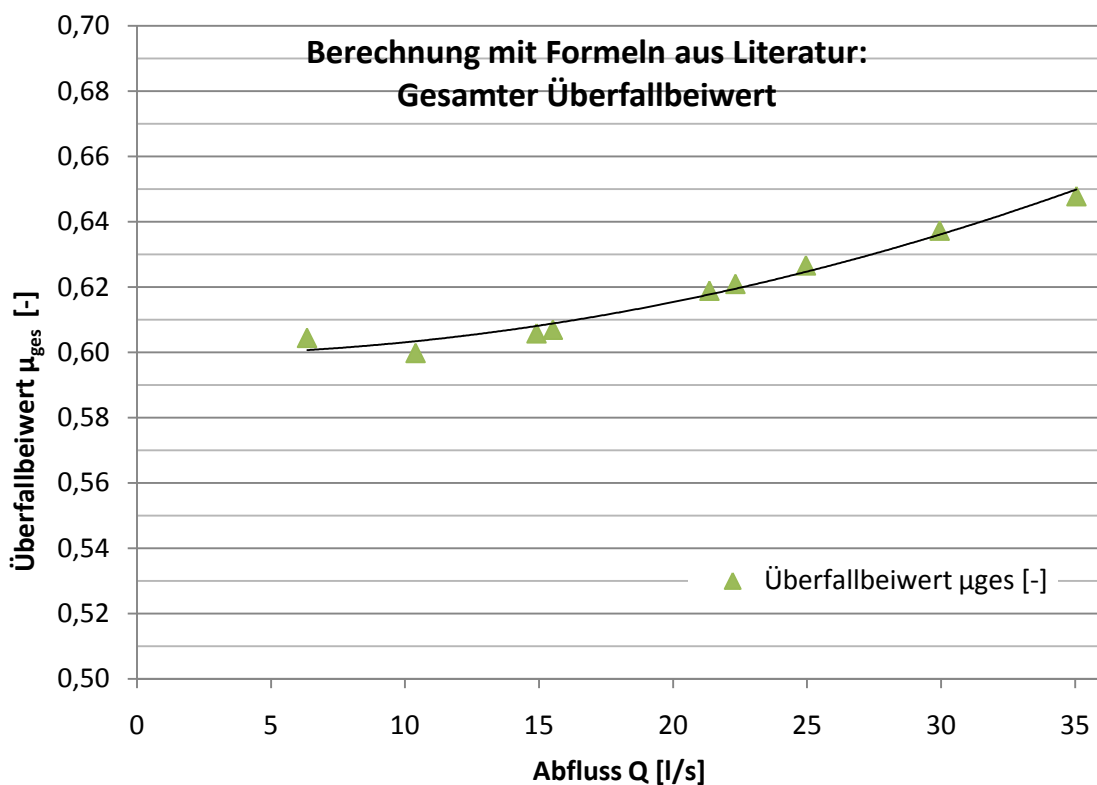


Abbildung 43: Überfallbeiwert μ_{ges} berechnet aus Literatur

5. 2-D numerische Modellierung

5.1 Referenznetz

Das Referenznetz legt die Geometrie für die Referenzsimulation fest. Es ist das Netz, welches sich aus einer Reihe von Simulationen als optimal für die Nachbildung des Schnittmodells herausgestellt hat.

Das Referenznetz wurde als unstrukturiertes Dreiecksnetz ausgeführt und mit dem Programm BlueKenue generiert. Es besteht aus 15042 Elementen bzw. 7920 Knoten. Die Zelllänge des Referenznetzes wurde auf einen Wert von 1,5 cm festgelegt. Der zulässige Größenunterschied benachbarter Zellen wurde in einem Verhältnis von 1:1,1 vorgegeben. Im Bereich der Einschnürung durch die Wehrpfeiler (siehe Abbildung 44, blaue Markierung) wurde die Zelllänge auf einen Wert von 1,0 cm verringert, um die Einschnürung besser auflösen zu können. Zusätzlich wurden wichtige Bauwerkskanten des physikalischen Modells, wie die Wehrschwelle, der tiefste Punkt des Tosbeckens und die Tosbeckenendschwelle, in das numerische Modell übertragen (siehe Abbildung 44, rote Linien, Nummerierung 1 bis 7).

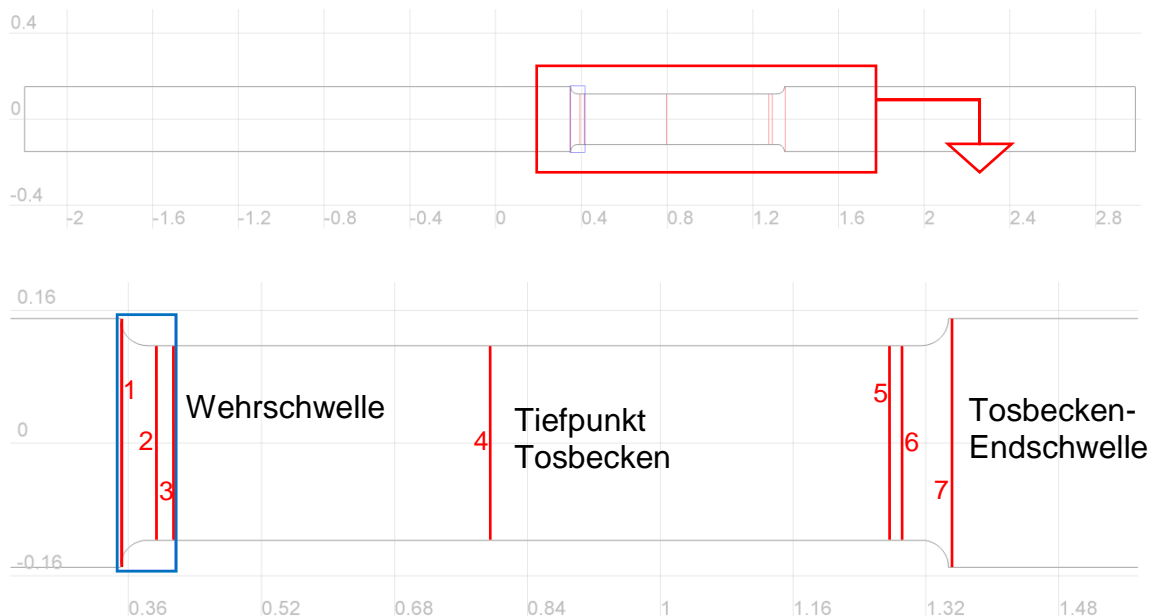


Abbildung 44: Randbedingungen zur Generierung des Netzes im Bereich des Überfalls

Für das Referenznetz wurden die Sohlhöhen im Schnittmodell gemessen. Dabei fiel auf, dass sich die Sohle auf der Oberwasserseite des Modells leicht verformt hatte. Um den Vergleich der Messungen am Schnittmodell und dem numerischen Modell möglichst genau durchführen zu können, wurde die Geometrie der verformten Sohle in das numerische Modell übertragen (siehe auch Variante A: Einfluss der Sohlgeometrie im Oberwasser, Kapitel 6.1.1, Seite 61).

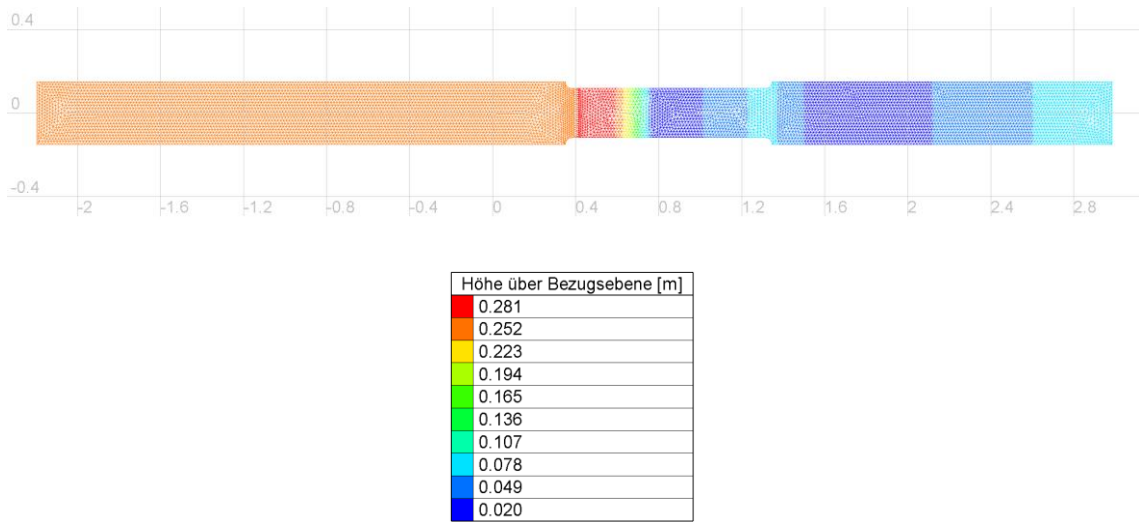


Abbildung 45: Grundriss Referenznetz

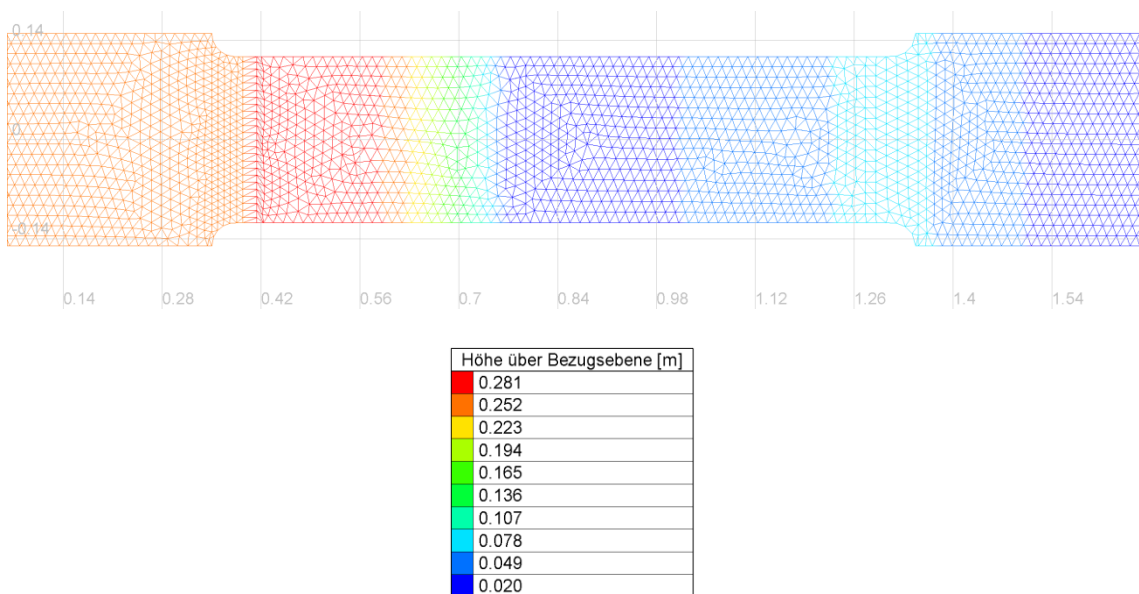


Abbildung 46: Grundriss Referenznetz im Bereich des Überfalls

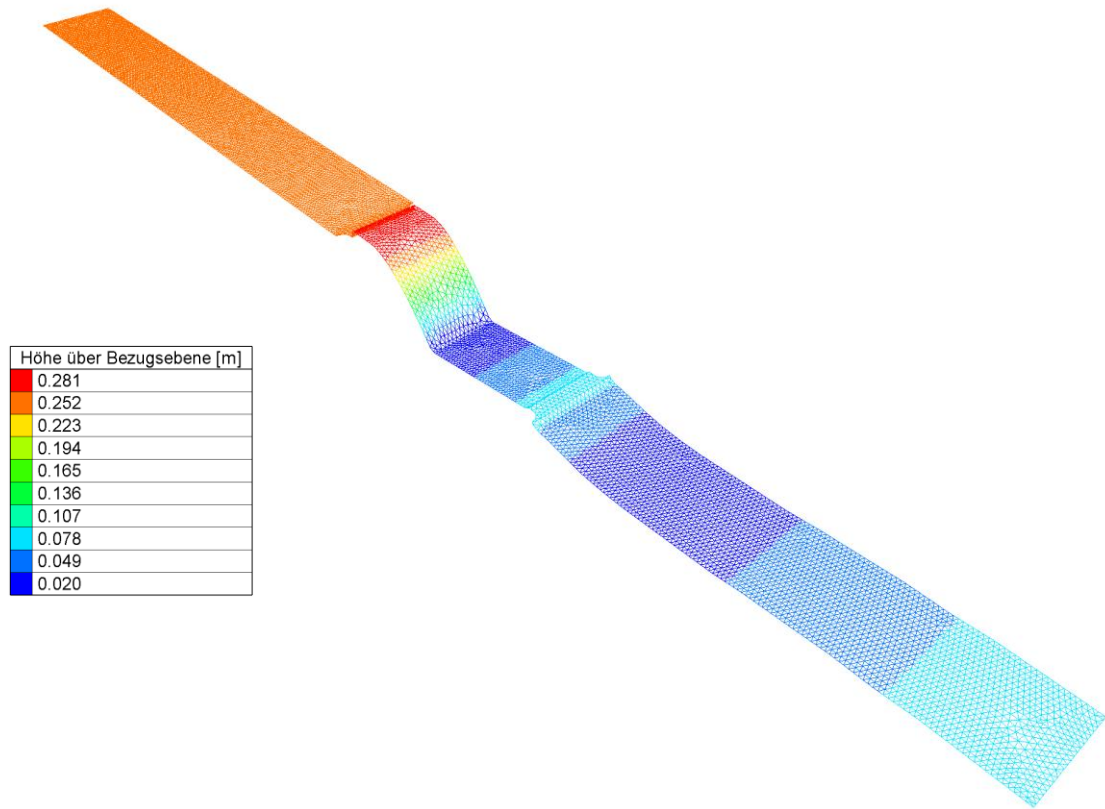


Abbildung 47: Räumliche Ansicht des Referenznetzes

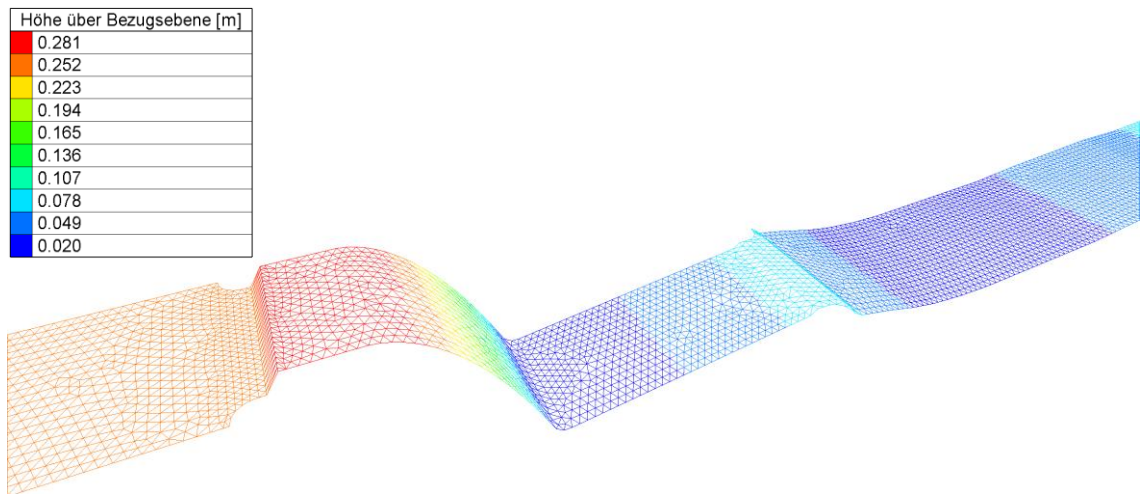


Abbildung 48: Räumliche Ansicht des Referenznetzes im Bereich des Überfalls

5.2 Definition der Randbedingungen

Für eine Simulation müssen Randbedingungen festgelegt werden. Dazu gehören die Zu- und Abflussbedingungen, der Anfangszustand des Gerinnes und die Simulationsdauer.

5.2.1 Zu- und Abflussbedingungen

Die Simulation benötigt einen oberwasserseitigen Zufluss und einen bekannten Unterwasserstand am Auslass als Randbedingungen. Für die stationäre Strömungsberechnung werden Zufluss und Unterwasserstand konstant gehalten. Die simulierten Abflüsse und zugehörigen Abflusstiefen am Auslass sind in Tabelle 11 aufgelistet. Die Abflusstiefen wurden am Schnittmodellversuch gemessen.

Lastfall	Q_{Zufluss} [m ³ /s]	Abflusstiefe Unterwasser h_{UW} [cm]
HQ ₁	6,35	5,45
HQ ₁₀	10,40	6,95
HQ ₁₀₀	14,91	8,60
HQ _{10, 2 Wehrfelder}	15,52	8,95
HQ₅₀₀₀	21,36	10,60
HQ _{100, 2 Wehrfelder}	22,33	11,05
Z1	24,96	11,65
Z2	29,95	12,55
Z3	35,05	14,00

Tabelle 11: Zu- und Abflussbedingungen

5.2.2 Zeitschritt und Simulationsdauer

Die Simulationsdauer wird über den Zeitschritt und die Anzahl an Zeitschritten definiert. Der Zeitschritt legt den Abstand zwischen den einzelnen Berechnungsschritten fest und muss in TELEMAC-2D so gewählt werden, dass die Courant-Zahl während der Simulation Werte zwischen 5 und 10 nicht übersteigt. Die Courant-Zahl beschreibt, um wie viele Zellen sich ein Wassermolekül pro Zeitschritt fortbewegt.

$$C = \frac{u * \Delta t}{\Delta x}$$

Formel 17

Dabei steht C für die Courant-Zahl, u für die Geschwindigkeit in Fließrichtung, Δt für den Zeitschritt und Δx die Zelllänge.

Die Simulation wird so lange durchgeführt, bis ein stationärer Abflusszustand erreicht ist. Abbildung 49 zeigt den zeitlichen Verlauf des Wasserspiegels über die Simulationsdauer.

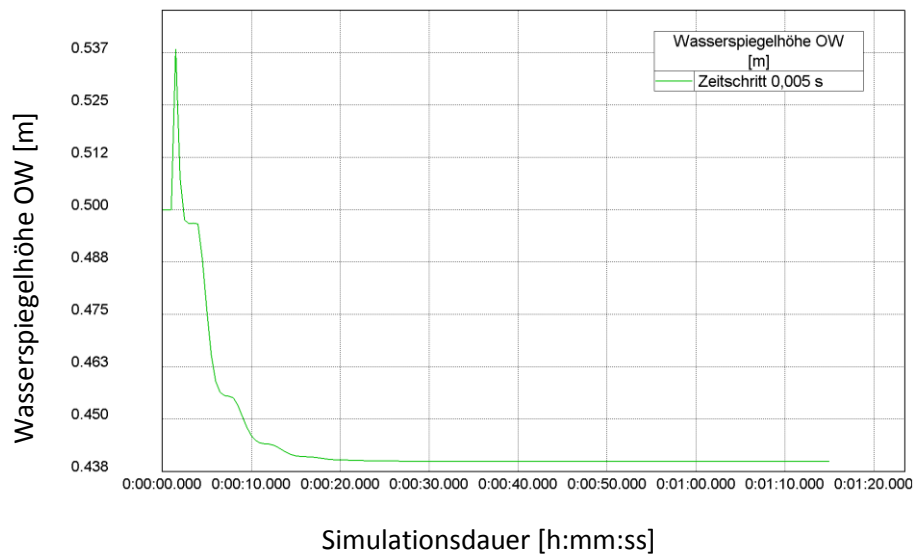


Abbildung 49: Zeitlicher Verlauf des Wasserspiegels über die Simulationsdauer

5.2.3 Anfangszustand des Gerinnes

Für das Gerinne muss ein Anfangszustand definiert werden. Dieser legt fest, ob die Oberflächen des Gerinnes trocken oder nass sind und ob ein bestimmter Wasserspiegel gegeben ist. Für die durchgeführten Berechnungen wurde ein konstanter Wasserspiegel verwendet. Der Wert sollte an den Abfluss angepasst werden, da z.B. bei einem zu geringen Wasserspiegel das Gerinne erst „gefüllt“ werden muss, um den stationären Abfluss zu erreichen. Dadurch kann sich bei einem ungünstig gewählten Wert die Simulationsdauer unnötig verlängern.

Für die durchgeführten Simulationen wurde ein Wert ähnlich des zu erwartenden Oberwasserpegels vorgegeben. Eine Simulationsreihe wurde mit unterschiedlichen Werten für die Anfangsbedingung durchgeführt, wobei sich jedoch kein Einfluss auf den berechneten stationären Abfluss zeigte.

5.3 Referenzsimulation

5.3.1 Verwendete Parameter

In Tabelle 12 sind die verwendeten numerischen Parameter für die Referenzsimulation angegeben. Die Tabelle stellt einen Auszug aus dem Steering File, der Steuerungsdatei zur Lösung der numerischen Simulation, für den Lastfall $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$ dar

Parameter	Wert/Option
Startbedingungen	
Zufluss	21,36 l/s
Abflusstiefe UW	10,60 cm
Anfangszustand des Gerinnes	konstanter Wasserspiegel
Starthöhe für konstanten Wasserspiegel	0,5 m
Eigenschaften des Gerinnes	
Reibungsgesetz	Strickler
Reibungskoeffizient	$120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
Modellierung der Turbulenz	
Turbulenzmodell	konstante Wirbelviskosität
turbulente Wirbelviskosität	$1 \text{ E-4 m}^2/\text{s}$
Parameter zur numerischen Berechnung	
Berechnungsverfahren	Finite-Elemente
Zeitschritt für Simulation	0,005 s
Anzahl der Zeitschritte	15000
Dauer der Simulation	75 s

Tabelle 12: Parameter der Referenzsimulation

5.3.2 Darstellung der Referenzsimulation

In Abbildung 50 ist der stationäre Wasserspiegel für das Referenznetz für den Lastfall $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$ dargestellt.

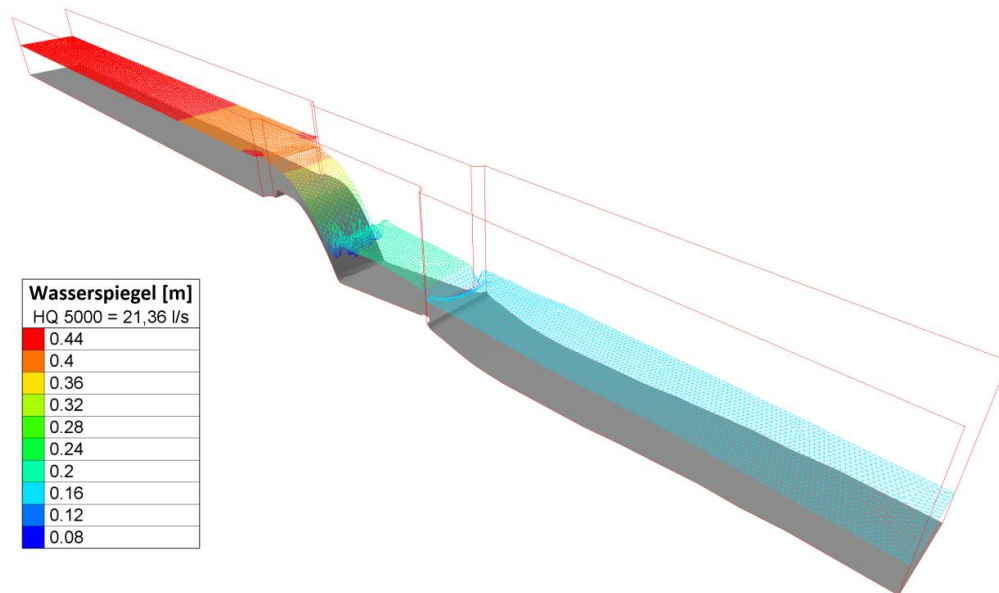


Abbildung 50: Stationärer Wasserspiegel, Referenzsimulation $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

In Abbildung 51 ist der Bereich des Überfalls vergrößert dargestellt. Der Aufstau oberhalb der Wehrpfeiler ist deutlich zu erkennen.

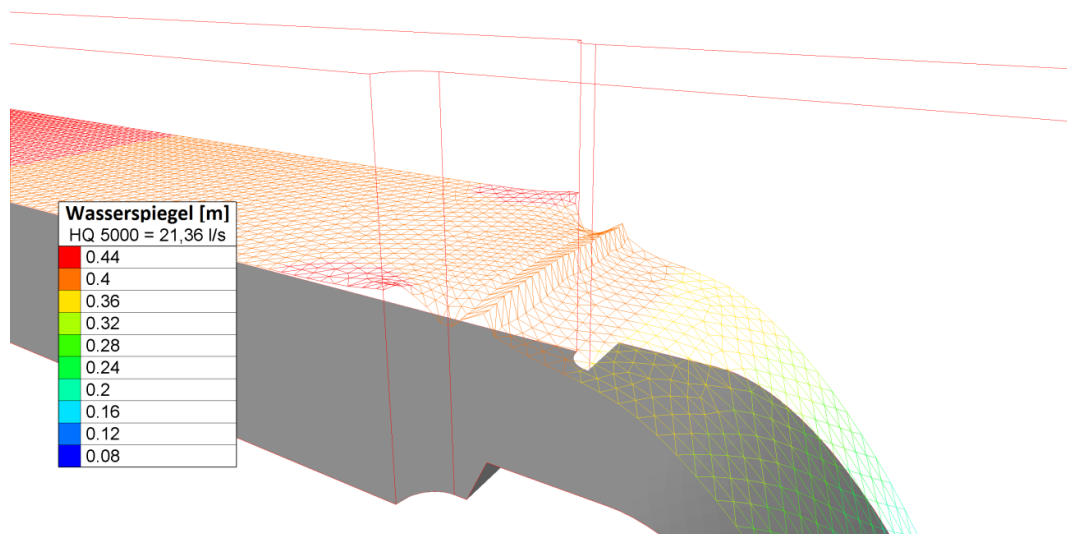


Abbildung 51: Stationärer Wasserspiegel, Referenzsimulation $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

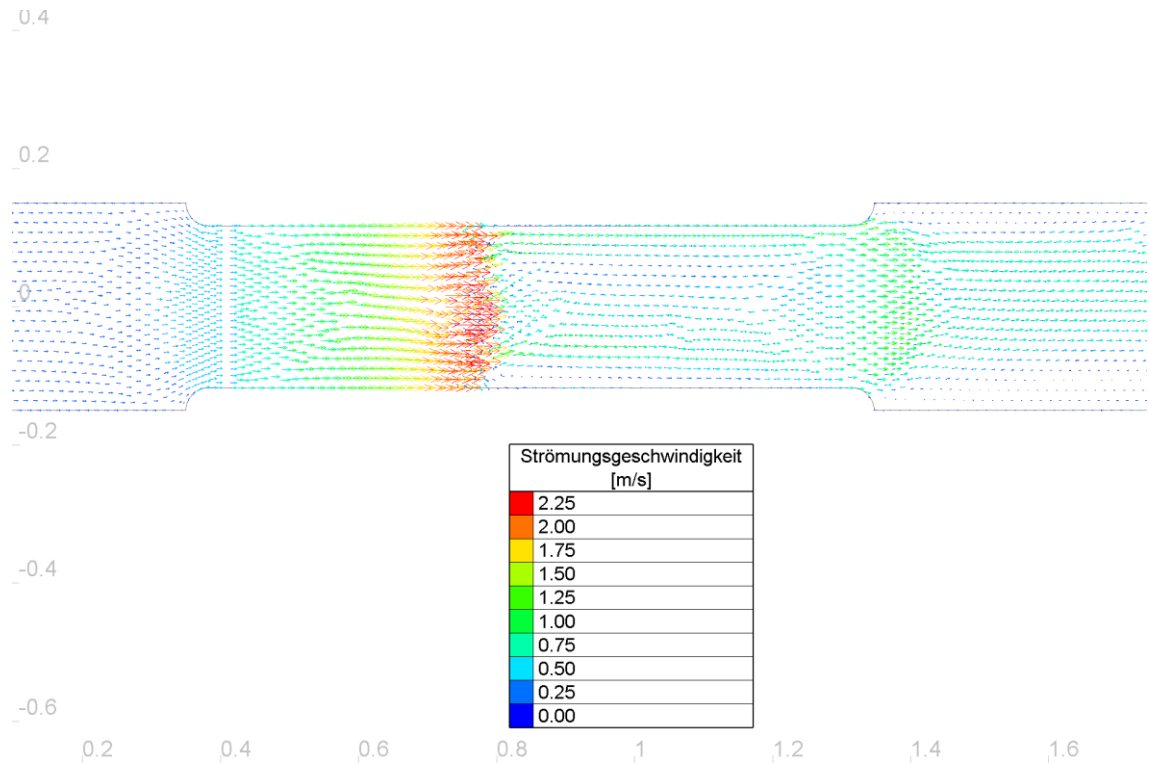


Abbildung 52: Stationäres Geschwindigkeitsvektorfeld Referenzsimulation für $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

In den Abbildungen 53 und 54 ist die Froude-Zahl für den Abfluss von $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$ im Grundriss und einer räumlichen Ansicht dargestellt und die Bereiche mit strömendem und schießendem Abfluss markiert.

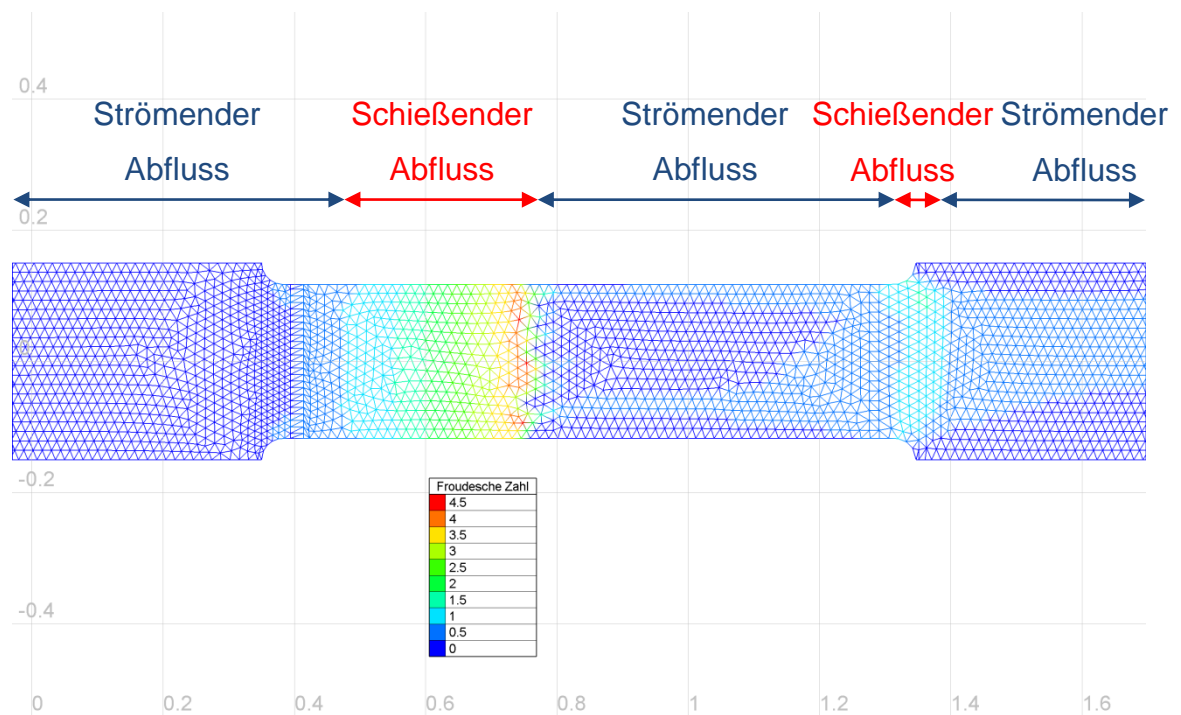


Abbildung 53: Stationärer Abfluss, Froude-Zahl für $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$, Grundriss

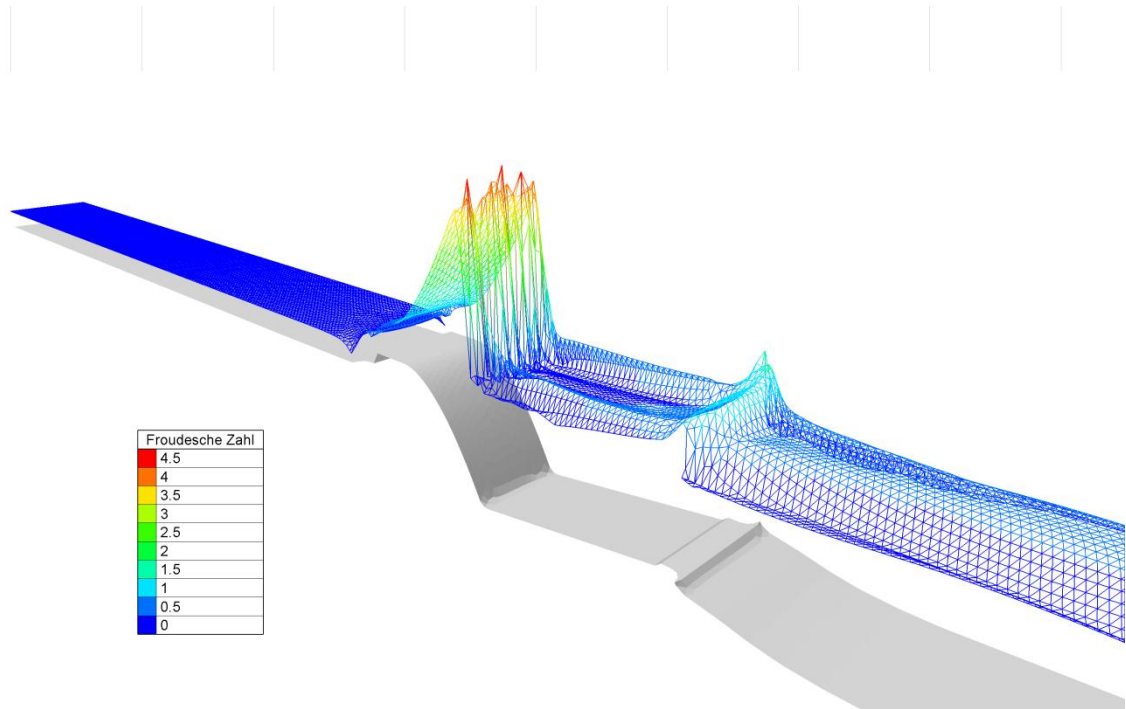


Abbildung 54: Stationärer Abfluss, Froude-Zahl für $HQ_{500} = 21,36$ l/s, räumliche Ansicht

5.4 Ergebnisse

Die Auswertung der Ergebnisse wurde mit dem Post-Processor BlueKenue durchgeführt. Dabei wurde das Hauptaugenmerk auf die Berechnung des Oberwasserspiegels gelegt. Förderfähigkeit des Wehrfeldes. In Tabelle 13 sind die mit TELEMAC-2D berechneten Abflusstiefen im Oberwasser aufgelistet. In Abbildung 55 ist die Abfluss-Wasserstandsbeziehung graphisch dargestellt.

Abfluss [l/s]	Abflusstiefe OW [cm]
6,35	9,56
10,40	11,80
14,91	13,97
15,52	14,24
21,36	16,70
22,33	17,09
24,96	18,11
29,95	19,95
35,05	21,73

Tabelle 13: Abflusstiefe OW für Referenzsimulation

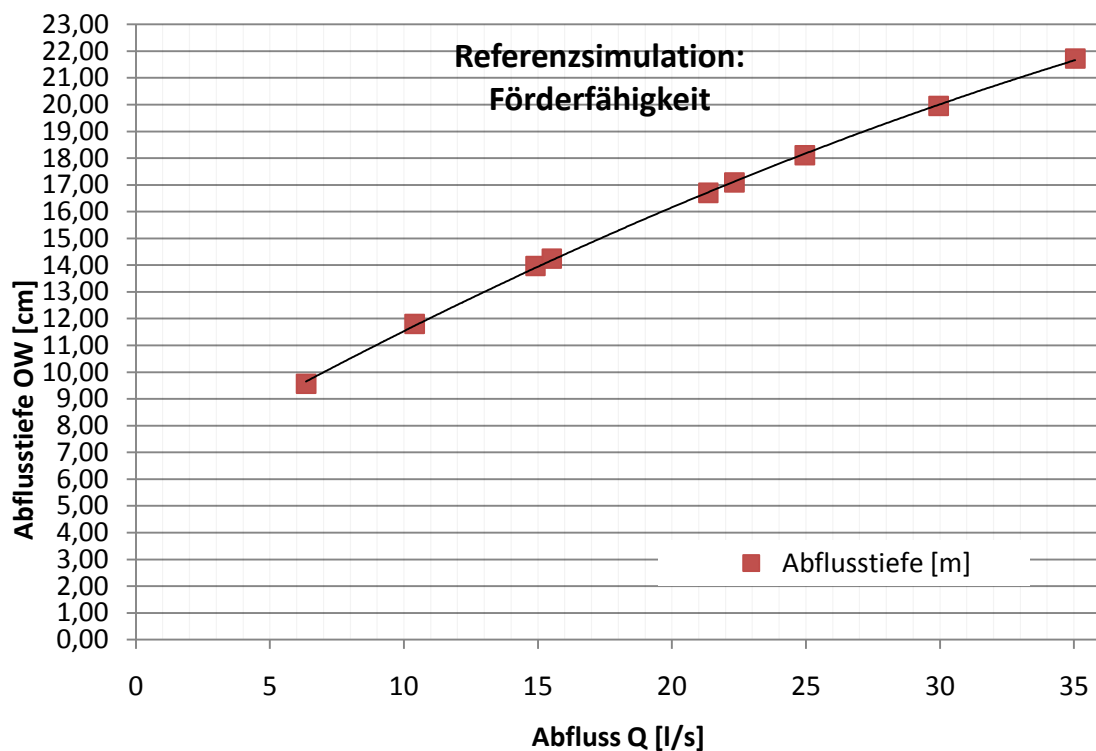


Abbildung 55: Abflusstiefe OW für Referenzsimulation

Für die numerische Referenzsimulation wurde nach Überfallformel nach Du Buat (Formel 2, Seite 6) ein gesamter Überfallbeiwert berechnet. Die Werte sind in Tabelle 14 angeführt und in Abbildung 54 dargestellt.

Abfluss [l/s]	Überfallbeiwert μ_{ges} [-]
6,35	0,579
10,40	0,581
14,91	0,581
15,52	0,581
21,36	0,580
22,33	0,580
24,96	0,580
29,95	0,579
35,05	0,579

Tabelle 14: Überfallbeiwert μ_{ges} für Referenzsimulation

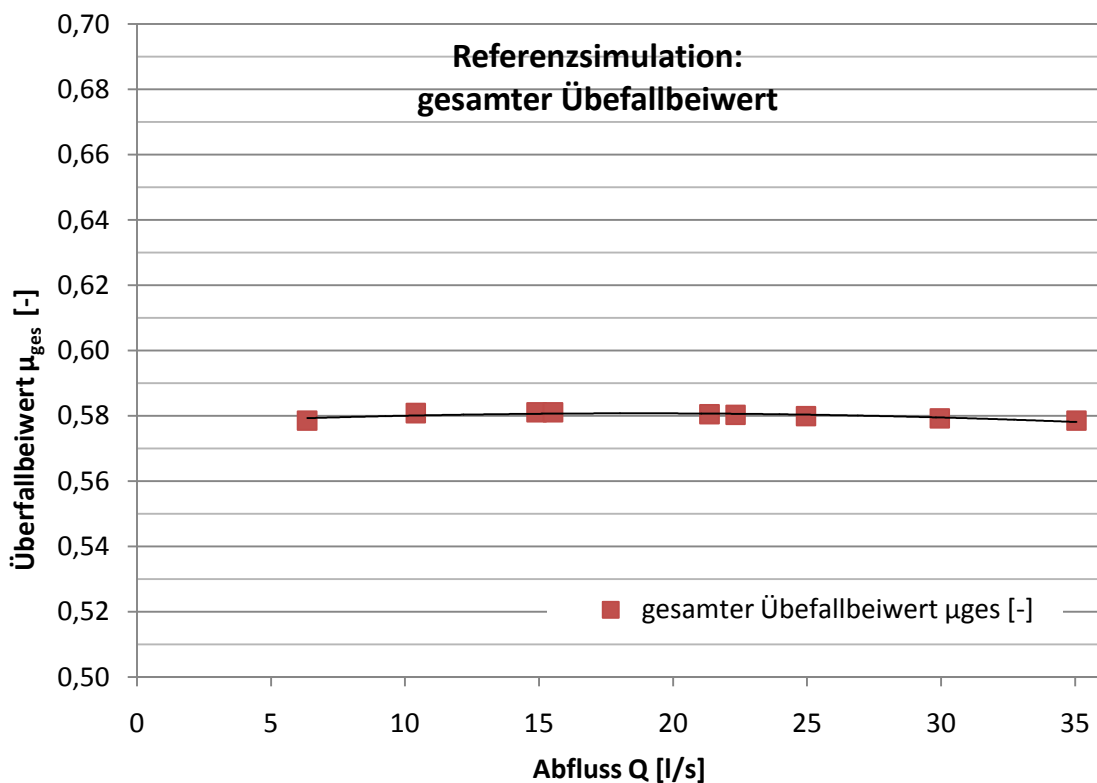


Abbildung 56: Überfallbeiwert μ_{ges} für Referenzsimulation

Der rückgerechnete Überfallbeiwert μ_{ges} liegt für die untersuchten Abflüsse in einem engen Bereich. Er nimmt für alle Lastfälle einen Wert von ca. 0,58 an.

6. Variantenuntersuchung

In diesem Kapitel die Variantenstudie durchgeführt. Ziel ist, den Einfluss von Änderungen in der Netzgeometrie und der numerischer Parameter auf das Berechnungsergebnis zu zeigen. Die Varianten in Tabelle 15 wurden mit der Referenzsimulation, Lastfall HQ₅₀₀₀ = 21,36 l/s verglichen. Soweit nicht anders angegeben, wurden alle numerischen Parameter von der Referenzsimulation (dargestellt in Tabelle 12, Seite 54) übernommen.

Variante	Veränderter Parameter zu Referenzsimulation	Wert Referenzsimulation	Wert Variante
A	Sohle OW	gemessen vom Modellversuch	laut Plan
B	Dammbalken	ohne	mit
C	Diskretisierung Pfeiler	ausgerundet	schräg
D	Neigung Wehrschwelle	4:2	4:1
E	Anzahl Zellen längs Wehrschwelle	2	4
F	Anzahl Zellen längs Wehrschwelle	2	8
G	Dichte des Netzes: Zelllänge	1,5 cm	0,375 cm
H	SohlRauigkeit	120	60
I	SohlRauigkeit	120	80
J	SohlRauigkeit	120	100
K	SohlRauigkeit	120	150
L	SohlRauigkeit	120	200
M	Zeitschritt	0,05 s	0,025 s
N	Ungenauigkeit Durchflussmessung	Q	1,01 * Q
O	Ungenauigkeit Durchflussmessung	Q	0,99 * Q
P	Berechnungsverfahren	Finite-Elemente	Finite-Volumen
Q	Turbulenzmodell	konst. Wirbelviskos.	k-ε Modell

Tabelle 15: Übersicht über untersuchte Varianten

Als Vergleichswert ist die Abflusstiefe OW aus dem Modellversuch und der Referenzsimulation angegeben. Zusätzlich ist zu jedem Ergebnis die relative Abweichung zur Abflusstiefe aus dem Modellversuch angegeben. Die Ermittlung des Fehlers ist mit der nachfolgenden Formel beschrieben. Dabei ist die Variable h die Abflusstiefe am Vergleichspunkt OW.

$$\text{rel. Abweichung [\%]} = \frac{h_{OW, \text{numerische Simulation}} - h_{OW, \text{Modellversuch}}}{h_{OW, \text{Modellversuch}}}$$

Formel 18

6.1 Änderung des Netzes

Im folgenden Abschnitt werden Änderungen am Netz und die Auswirkungen auf die Simulationsergebnisse beschrieben.

6.1.1 Variante A: Einfluss der Sohlgeometrie im Oberwasser

In dieser Variante soll der Einfluss der Sohlgeometrie auf das Berechnungsergebnis gezeigt werden. Dazu wurde eine Simulation mit der Sohle laut Plan durchgeführt.

Die Verformung der Sohle ist vermutlich auf die Witterungsverhältnisse und die Aufstellungsdauer zurückzuführen. Durch die Verformung wurde die Höhe der Wehrschwelle von ursprünglich 4 cm auf 3 cm reduziert. Außerdem war die Sohle nicht wie geplant horizontal, sondern wies eine Steigung von ca 1 % in Fließrichtung auf. Der Unterschied zwischen der vorhandenen Sohle im Schnittmodell und der Sohle laut Plan ist in Abbildung 58 dargestellt.

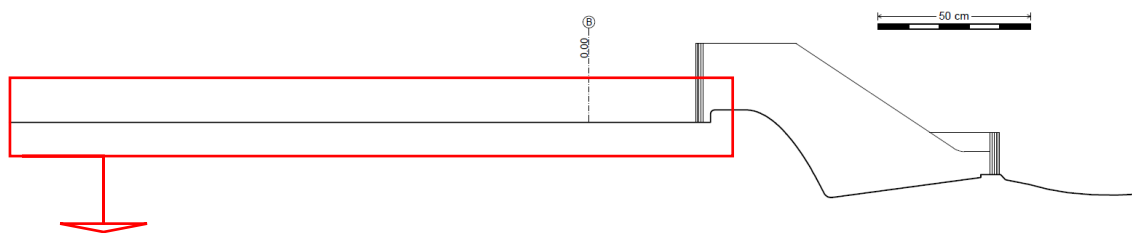


Abbildung 57: Übersicht: Verformung der Sohle im OW

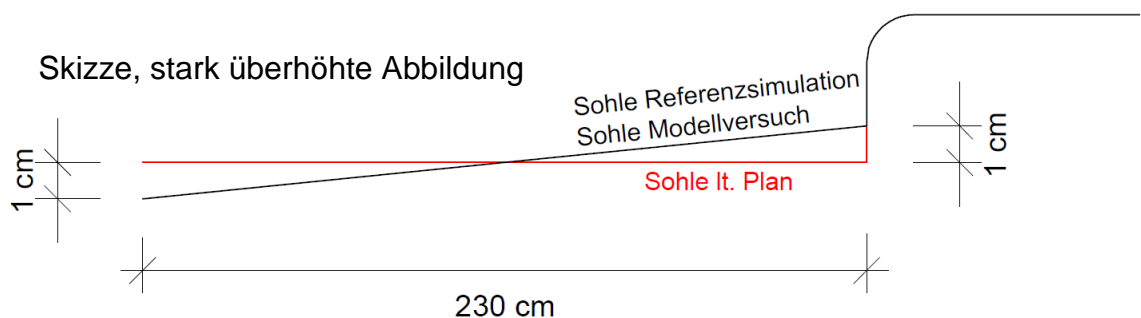


Abbildung 58: Skizze: OW-Sohle in Modellversuch, Referenzsimulation und Variante A lt. Plan

	OW-Sohle	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	wie im Modellversuch	16,70	2,45
Variante A	laut Plan	17,30	6,11

Tabelle 16: Abflusstiefe OW in Abhängigkeit der Sohle im OW

Im Vergleich zur Referenzsimulation mit der Sohle im OW laut Modellversuch zeigte sich mit der Sohle laut Plan eine um 3,7 % höhere Abweichung zur gemessenen Abflusstiefe.

6.1.2 Variante B: Einfluss von Dammbalkenschlitzen

Dammbalken werden als zusätzliche Absperrorgane bei Wehrfeldern oberhalb der Betriebsverschlüsse vorgesehen, um bei Revisionsarbeiten die Zugänglichkeit der Verschlüsse zu erhalten. Dazu werden Dammbalkenschlitze angeordnet, in welche die Dammbalken eingesetzt werden können. Die Dammbalkenschlitze werden im normalen Betriebsfall von Wasser umströmt und verursachen hydraulische Verluste, bei hohen Fließgeschwindigkeiten kann es zu Ablösungen von der Kante des Dammbalkenschlitzes kommen. In der Simulation mit Dammbalkenschlitzen (siehe Netzdetail Abbildung 59) stellt sich ein höherer Oberwasserspiegel aus. Die Abweichung zur gemessenen Abflusstiefe im OW mit Dammbalkenschlitzen beträgt 3,48 %.

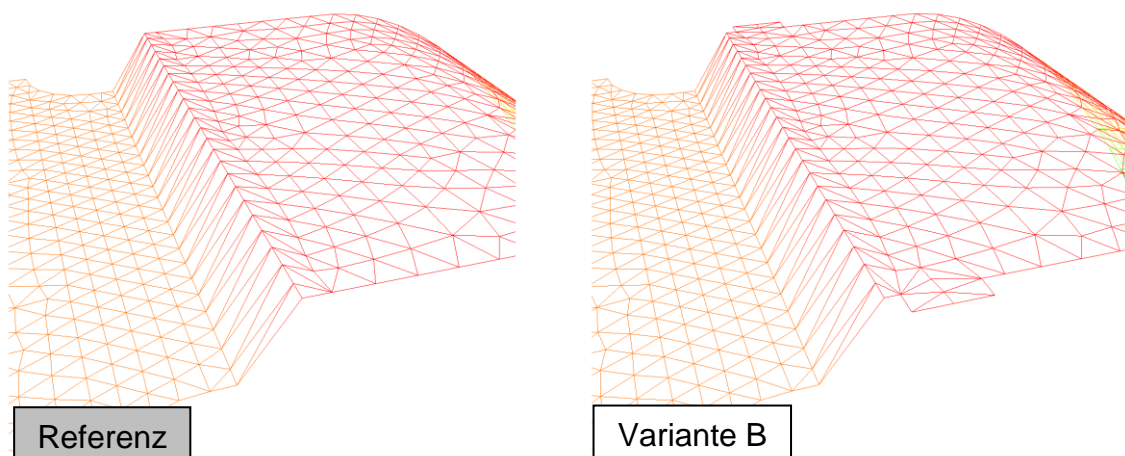


Abbildung 59: Referenznetz (links) und Variante B mit Dammbalkenschlitz(rechts)

	Dammbalkenschlitze	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	ohne Dammbalkenschlitze	16,70	2,45
Variante B	mit Dammbalkenschlitzen	16,87	3,48

Tabelle 17: Abflusstiefe OW ohne/mit Dammbalkenschlitzen

6.1.3 Variante C: Diskretisierung der Pfeiler

Um den Einfluss der Diskretisierung der Pfeilergeometrie zu erfassen, wurde eine Variante mit einer abgeschrägte Pfeilerform simuliert (siehe Abbildung 60).

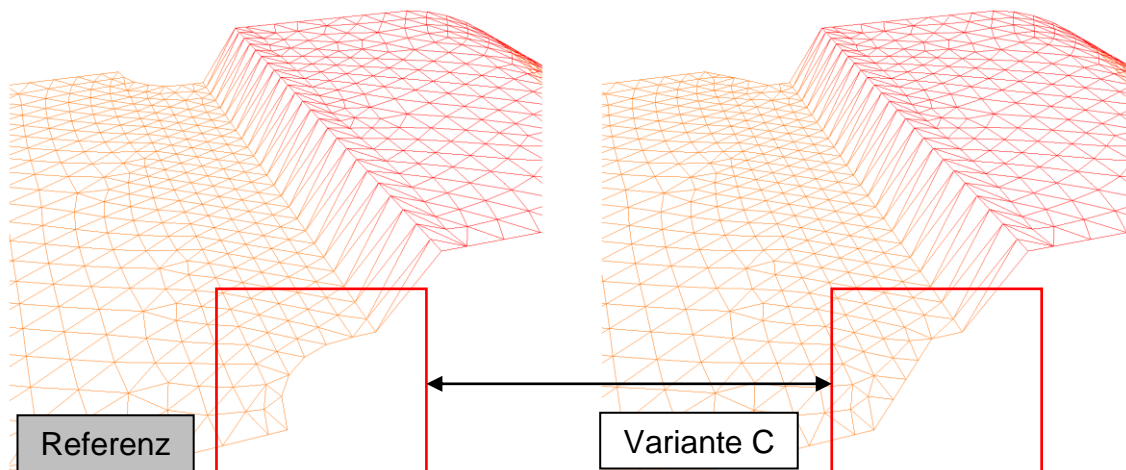


Abbildung 60: Referenznetz mit abgerundetem Pfeiler (links) und Variante mit abgeschrägtem Pfeiler (rechts)

	Diskretisierung des Pfeilers	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	abgerundet	16,70	2,45
Variante C	abgeschrägt	16,85	3,37

Tabelle 18: Abflusstiefe am OW-Pegel in Abhängigkeit der Diskretisierung der Pfeiler

Das Ergebnis der Simulation in Tabelle 18 zeigt, dass sich die Abweichung der Abflusstiefe OW mit abgeschrägten Pfeilern auf 3,77 % erhöht. Dieser Vergleich zeigt die Wichtigkeit von hydraulisch günstigen Formen, um Strömungsverluste zu minimieren.

6.1.4 Variante D, E: Diskretisierung der Wehrschwelle

Da in 2D-tiefengemittelten Modellen für jeden Punkt der Gerinnesohle ein zugehöriger Wasserspiegel definiert ist, kann es keine vertikalen Sohlstufen geben. Daher muss die Schwelle am Beginn des Wehrhöckers an das numerische Modell adaptiert werden.

Die Wehrschwelle des KW Annabrücke ist als vertikale Stufe mit Ausrundung ausgeführt. In den beschriebenen Varianten wird die Steigung der Wehrschwelle sowie die Anzahl von Zellen entlang der Wehrschwelle verändert.

- *Variante D: Steigung der Wehrschwelle*

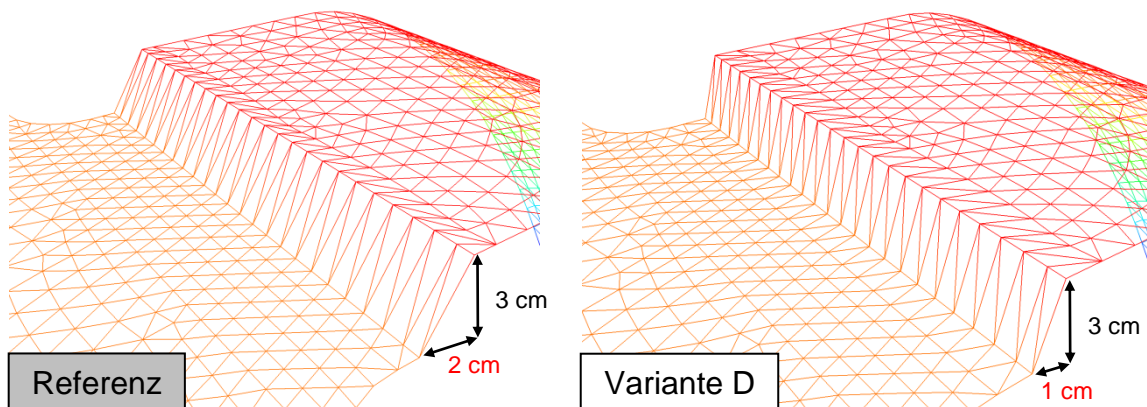


Abbildung 61: Steigung der Wehrschwelle: Referenznetz 3:2 (links) und Variante D 3:1 (rechts)

	Steigung der Wehrschwelle	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	Steigung 3:2	16,70	2,45
Variante D	Steigung 3:1	16,94	3,93

Tabelle 19: Abflusstiefe am OW-Pegel für verschiedene Neigungen der Wehrschwelle

Die Variante mit einer Steigung von 3:1 wurde mit der Referenzsimulation mit einer Steigung von 3:2 verglichen. Dabei zeigte sich für die Variante mit der Steigung von 3:1 eine um 1,7 % erhöhte Abweichung zur gemessenen Abflusstiefe gegenüber der Referenzsimulation mit einer Steigung von 3:2.

- Variante E, F: Anzahl der Zellen längs der Wehrschwelle

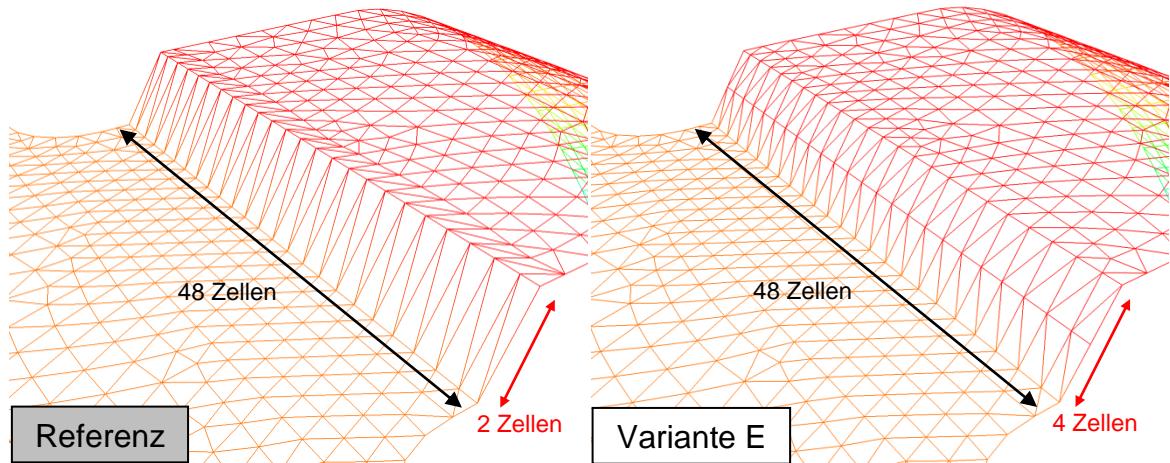


Abbildung 62: Zellen längs zur Fließrichtung: Referenznetz 2 mit Zellen (links) und Variante mit 4 Zellen (rechts)

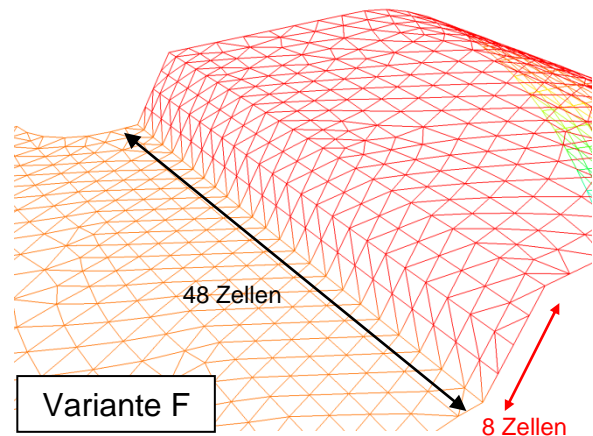


Abbildung 63: Zellen längs zur Fließrichtung: Variante mit 8 Zellen (rechts)

	Anzahl von Zellen an der Wehrschwelle längs zur Fließrichtung	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	2 Zellen	16,70	2,45
Variante E	4 Zellen	16,91	3,72
Variante F	8 Zellen	17,12	5,00

Tabelle 20: Abflusstiefe OW in Abhängigkeit der Anzahl von Zellen längs zur Fließrichtung an der Wehrschwelle

Die Simulationen zeigten mit einer größeren Anzahl von Zellen eine zunehmende Abflusstiefe. Die Abweichung zum Schnittmodellversuch betrug für die Referenzsimulation 2,45 % gegenüber einer Abweichung von 3,72 % mit 4 Zellen und einer Abweichung von 5 % bei 8 Zellen längs der Wehrschwelle.

6.1.5 Variante G: Elementlänge / Dichte des Netzes

Die Dichte eines Netzes wird bestimmt durch die Größe der einzelnen Zellen. Mit abnehmender Größe der Zellen wird die Dichte höher und die Anzahl der Zellen und Knotenpunkte vergrößert sich. Mit zunehmender Anzahl an Zellen verlängert sich natürlich auch die Berechnungsdauer. Daher muss bei der Festlegung der Größe der Zellen ein Kompromiss zwischen der geforderten Genauigkeit der Ergebnisse und der Berechnungsdauer gefunden werden.

Um den Einfluss der Elementgröße auf die Berechnung der Förderfähigkeit zu untersuchen, wurde eine Variante mit einem im Vergleich zum Referenznetz 4-fach verdichtetem Netz untersucht. Dabei wird jede Zelle des Referenznetzes in 4 Zellen geteilt. Die verwendeten Netze sind in Abbildung 64 dargestellt. Das verdichtete Netz besteht aus 60360 Elementen gegenüber 15042 Elementen bei der Referenzsimulation.

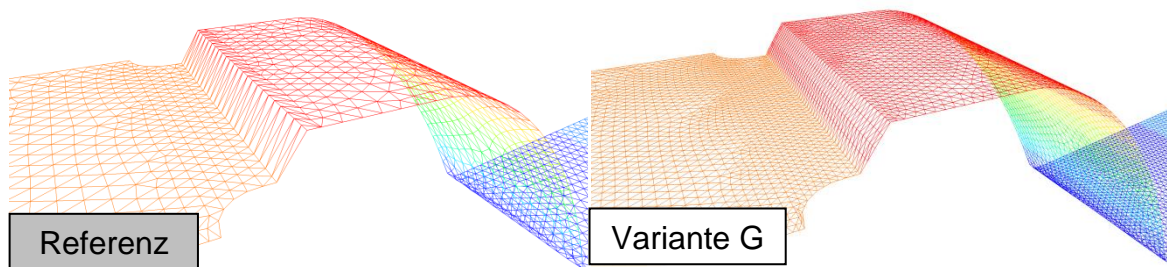


Abbildung 64: Referenznetz (links), Netz aus Referenzsimulation 4-fach verdichtet (rechts)

	Elementlänge	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	1,5 cm	16,70	2,45
Variante G	0,375 cm (4-fach verdichtet)	16,86	3,41

Tabelle 21: Abflusstiefe OW bei Änderung Netzdichte

Die Simulation führte zu dem Ergebnis, dass bei höherer Dichte eine größere Abweichung der Abflusstiefe zu dem gemessenen Wert vorhanden ist als bei der Referenzsimulation. Dies ist damit zu begründen, dass die höhere Dichte des Netzes an der Wehrschwelle zu einer höheren Abflusstiefe im OW führt

(vgl. Diskretisierung der Wehrschwelle, 6.1.4, Seite 64). Aufgrund der kleineren Zelllänge musste ein kleinerer Zeitschritt von 0,0025 s gewählt werden, um die Courant-Zahl unter einem Wert von 5 zu belassen. Dadurch verlängerte sich die Simulationsdauer auf 49 Minuten.

6.2 Variation der numerischen Parameter

6.2.1 Variante H-L: Sohlrauigkeit

Die Rauigkeit ist neben der Gerinnegeometrie und dem Sohlgefälle ein wichtiger Parameter zur Beeinflussung des Abflussvorganges. Die veränderte Rauigkeit hat einen direkten Einfluss auf die Höhe des Wasserspiegels.

Für die durchgeführten Simulationen wurde das Reibungsgesetz nach Strickler angewandt. Da das Schnittmodell relativ glatte Oberflächen besitzt, wurden niedrige Reibungsbeiwerte angesetzt.

	Rauigkeit k_{ST} [m ^{1/3} /s]	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	120	16,70	2,45
Variante H	60	16,76	2,77
Variante I	80	16,73	2,59
Variante J	100	16,71	2,50
Variante K	150	16,70	2,42
Variante L	200	16,69	2,39

Tabelle 22: Abflusstiefe OW für verschiedene Sohlrauigkeiten

Die Simulationsreihe zeigte, dass sich die Abflusstiefe OW bei einer Veränderung der Rauigkeit von $k_{st} = 60$ bis $k_{st} = 200$ nur geringfügig ändert. Ein Grund dafür ist die geringe Einflusslänge der Sohle für den Vergleichspunkt B im OW (Abstand vom Punkt B zum Überfallrücken ca. 50 cm).

Aus [1] BOLLRICH kann für Glas und Kunststoff eine Strickler-Rauigkeit größer 100 m^{1/3}/s entnommen werden. Deshalb wurde für die Referenzsimulation ein Wert von 120 m^{1/3}/s angenommen.

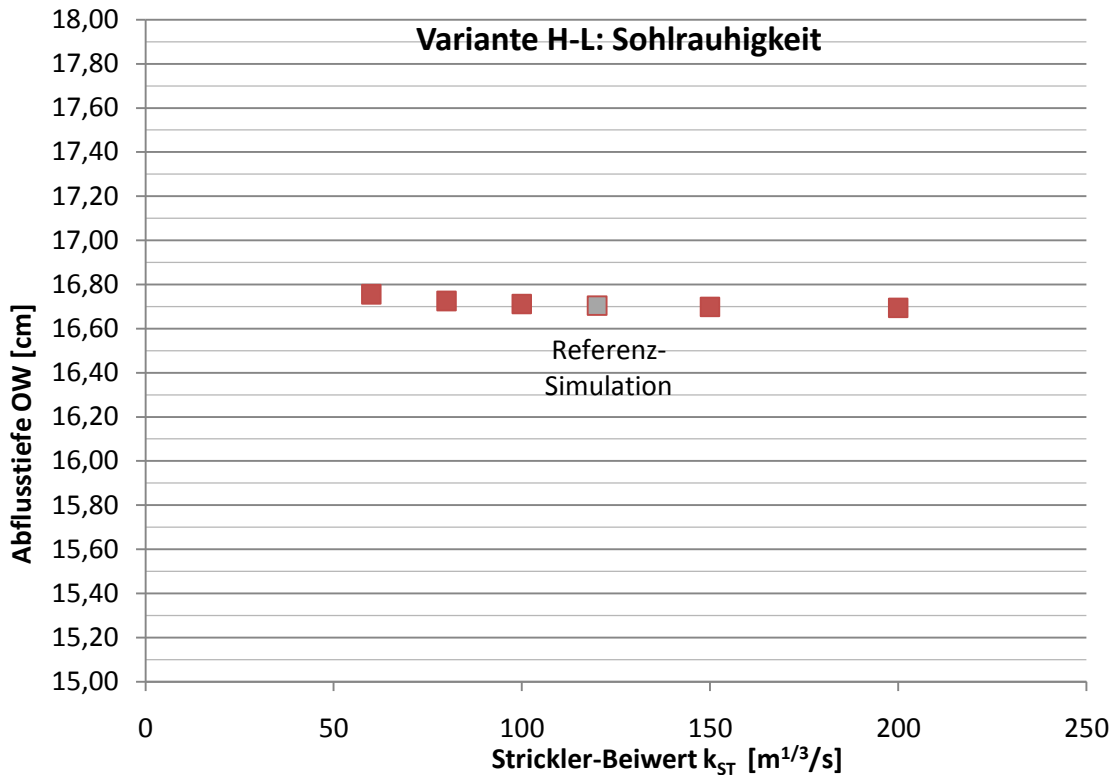


Abbildung 65: Abhängigkeit des Pegels von der Sohlrauigkeit

6.2.2 Variante M: Zeitschritt

Die Referenzsimulation wurde mit einem Zeitschritt von 0,005 s berechnet. Zum Vergleich wurde eine Variante mit dem halben Zeitschritt von 0,0025 s berechnet. Die Simulationsdauer wurde im Vergleich zur Referenzsimulation beibehalten, was eine doppelt so große Anzahl an Zeitschritten erfordert (siehe Tabelle 23).

	Referenzsimulation	Variante M
Zeitschritt [s]	0,005 s	0,0025 s
Anzahl an Zeitschritten [-]	15000	30000
Simulationsdauer [s]	75 s	75 s
Dauer für die Berechnung	5 m 23 s	10 m 28 s
Wasserspiegelhöhe OW [cm]	43,981	43,979
Abflusstiefe OW [cm]	16,704	16,700
max. Courant-Zahl	3,1	1,6

Tabelle 23: Zeitschritt und Simulationsdauer

Durch die Verkleinerung des Zeitschrittes konnte zwar eine geringe Verbesserung des Ergebnisses erzielt werden (siehe Tabelle 24), dies war allerdings mit

einer ca. doppelt so langen Dauer für die Berechnung verbunden. Da die maximale Courant-Zahl für die Referenzsimulation bei einem Wert von 3,1 lag und die Verbesserung des Ergebnisses mit einem erheblichen Mehraufwand für die Berechnung verbunden wäre, wurde auf eine Verkleinerung des Zeitschrittes verzichtet und der Wert von 0,005 s für die Referenzsimulation verwendet.

	Zeitschritt	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	0,005 s	16,704	2,45
Variante M	0,0025 s	16,700	2,43

Tabelle 24: Abflusstiefe OW in Abhängigkeit des Zeitschritts

Abbildung 66 zeigt die zeitliche Entwicklung des Wasserspiegels im OW über die Simulationsdauer für einen Zeitschritt von 0,005 s und einem Zeitschritt von 0,025 s aufgetragen. Nach ca. 30 s wird ein stationärer Abflusszustand erreicht. Die beiden Kurven sind nahezu ident, mit einem Zeitschritt von 0,005 s sind aufgrund des längeren Zeitschrittes die Kanten der Kurve etwas deutlicher ausgeprägt.

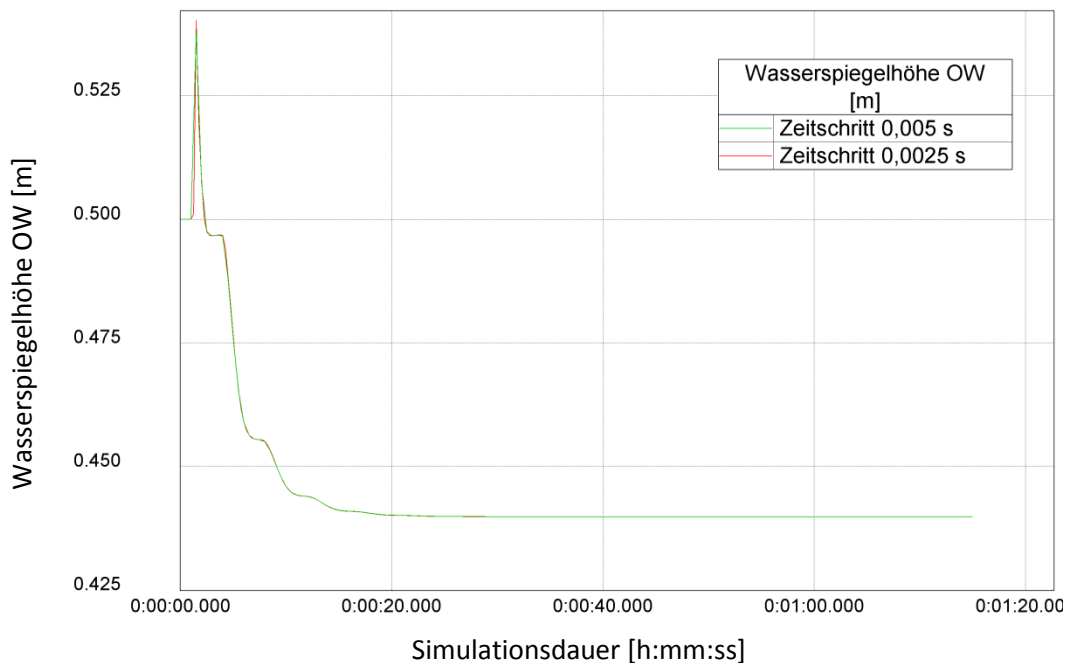


Abbildung 66: Zeitliche Entwicklung des Wasserspiegels, Wasserspiegel OW über Bezugshöhe für Zeitschritt 0,025 s, 30000 Zeitschritte

6.2.3 Variante N, O: Veränderter Abfluss

Der Durchfluss im physikalischen Modellversuch wurde mit einem elektromagnetisch induktiven Durchflussmessgerät bestimmt. Die Messungsgenauigkeit des verwendeten Durchflussmessgerätes beträgt $\pm 1\%$. Um den Einfluss dieser Schwankungsbreite auf die Förderfähigkeit zu zeigen, wurde eine Simulationsreihe mit einem Abfluss von 99 % des HQ_{5000} und einem Abfluss von 101 % des HQ_{5000} durchgeführt.

	Q [l/s]	Abflusstiefe OW [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	21,36	16,70	2,45
Variante N	21,15	16,62	1,93
Variante O	21,57	16,79	2,98

Tabelle 25 Abflusstiefe OW in Abhängigkeit des Abflusses

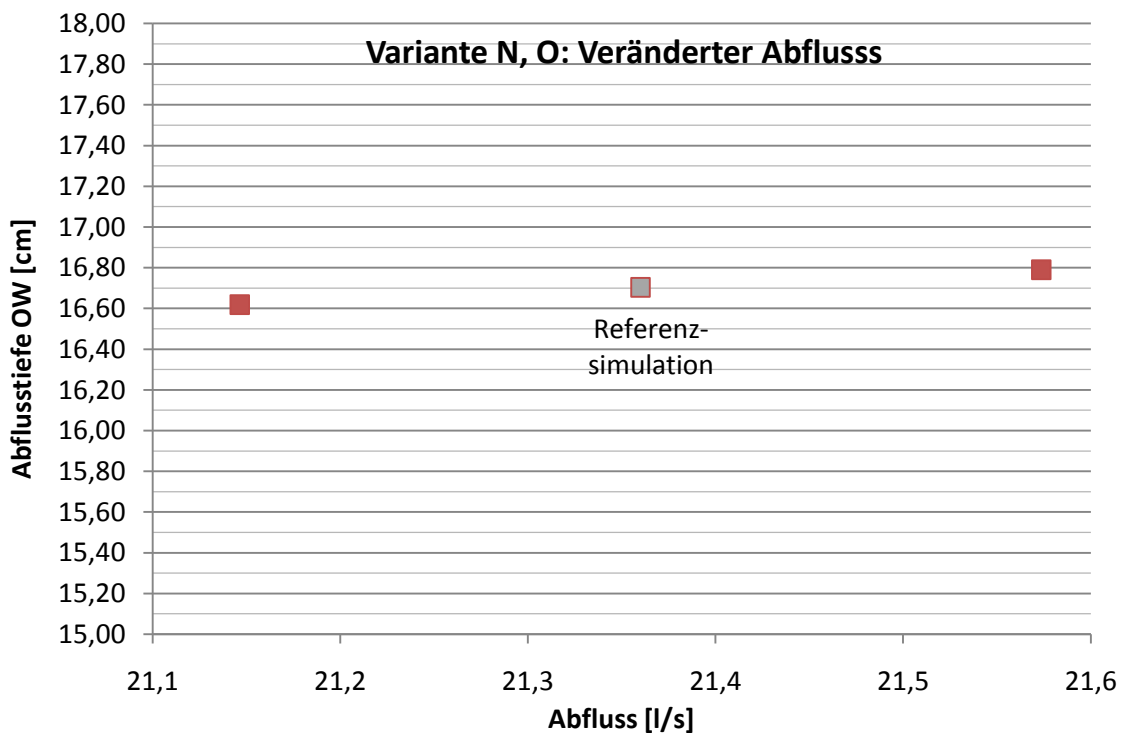


Abbildung 67 Abhängigkeit der Abflusstiefe OW vom Abfluss

Die berechnete Abflusstiefe OW schwankt in einem Bereich von $\pm 0,5\%$. In Abbildung 67 ist die Abhängigkeit der Pegelhöhe gegenüber dem Abfluss dargestellt.

6.2.4 Variante P: Berechnungsverfahren

Die Referenzsimulation wurde mit dem Finite-Elemente-Verfahren durchgeführt. Als Variante dazu wurde eine Simulation mit dem Finite-Volumen-Verfahren berechnet. Bei Berechnungen mit dem Finite-Volumen-Verfahren muss die Courant-Zahl kleiner gleich eins sein, was zu erheblich längerer Berechnungsdauer führt. Das Programm TELEMAC-2D ermittelt dazu den Zeitschritt selbst.

	Berechnungsverfahren	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	Finite-Elemente	16,70	2,45
Variante P	Finite-Volumen	17,15	5,19

Tabelle 26 Abflusstiefe OW in für verschiedene Berechnungsmethoden

Die Simulation mit dem Finite-Volumen-Verfahren führte zu einer höheren Abflusstiefe im OW, daher wurden keine weiteren Varianten mit diesem Verfahren berechnet. Die Simulationsdauer verlängert sich mit dem Finite-Volumen Verfahren auf 19 min gegenüber 5 min für die Referenzsimulation

6.2.5 Variante Q: Turbulenzmodell

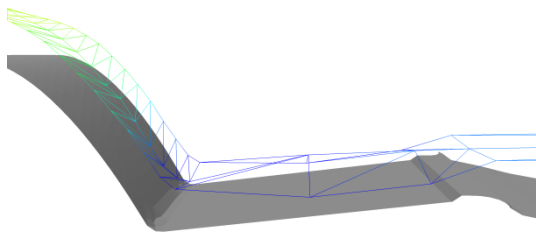
TELEMAC-2D bietet die Möglichkeit, Turbulenz über verschiedene Turbulenzmodelle zu berücksichtigen. Die Referenzsimulation wurde mit dem Turbulenzmodell mit konstanter Wirbelviskosität berechnet. Dabei wird ein gesamter Koeffizient für molekulare Viskosität, turbulente Viskosität und Dispersion verwendet. Als Variante wurde eine Simulation mit dem k- ϵ Modell durchgeführt. Das k- ϵ Modell verwendet ein Gleichungssystem für k (turbulente kinetische Energie) und ϵ (turbulente Energiedissipation).

Die Berechnung ergab eine geringfügig höhere Abflusstiefe im OW für die Variante Q mit dem k- ϵ Modell (Tabelle 27). Der Wasserspiegel war im gesamten Gerinne fast ident (Differenz Wasserspiegel von Modell mit konstanter Wirbelviskosität - k- ϵ Modell ca. 0,1 mm). Im Bereich des Tosbeckens stimmt die Berechnung mit dem k- ϵ Modell besser mit dem Modellversuch überein als die Berechnung mit konstanter Wirbelviskosität (siehe Abbildungen 68 und 69).

Aufgrund der kürzeren Berechnungszeit (ca 5 min für Referenzmodell mit konst. Wirbelviskosität und ca. 10 min für die Variante mit dem k-ε Modell) wurde das Turbulenzmodell mit konst. Wirbelviskosität für die Referenzsimulation verwendet.

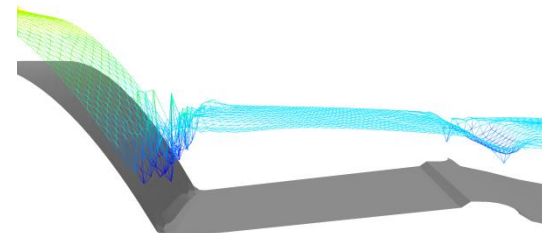
	Turbulenzmodell	Abflusstiefe OW Q = 21,36 l/s [cm]	relative Abweichung [%]
Modellversuch		16,30	-
Referenzsimulation	konst. Wirbelviskosität	16,70	2,45
Variante Q	k-ε Turbulenzmodell	16,71	2,50

Tabelle 27 Abflusstiefe OW für verschiedene Turbulenzmodelle

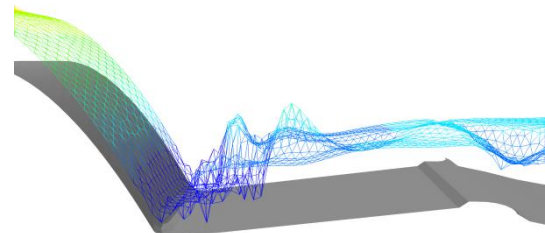


Modellversuch

Abbildung 68: Wasserspiegel im Tosbecken bei Q = 21,36 l/s: Messung am Modellversuch



Referenz



Variante Q

Abbildung 69: Wasserspiegel im Tosbecken bei Q = 21,36 l/s: Referenzsimulation mit konst. Wirbelviskosität (links) und Variante mit k-ε Modell (rechts)

7. Vergleich der Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus den Messungen am Schnittmodell, den numerischen Simulationen in TELEMAC-2D und den Berechnungen über Formeln aus der Literatur gegenübergestellt und verglichen.

7.1 Abflusstiefe OW

In Tabelle 28 sind die über verschiedene Methoden ermittelten Abflusstiefen im OW aufgelistet. Zusätzlich sind die Abweichungen der Werte von den Messungen am physikalischen Modell angeführt.

Lastfall	Abfluss [l/s]	Schnittmodell	Berechnung mit TELEMAC-2D		Berechnung über Formeln aus Literatur	
		Abflusstiefe [cm]	Abflusstiefe [cm]	Abweichung vom Schnittmodell [%]	Abflusstiefe [cm]	Abweichung vom Schnittmodell [%]
HQ ₁	6,35	9,75	9,56	-1,98	9,37	-3,95
HQ ₁₀	10,40	11,80	11,80	0,00	11,60	-1,71
HQ ₁₀₀	14,91	13,85	13,97	0,81	13,63	-1,62
HQ _{10, 2 Wehrfelder}	15,52	14,10	14,24	0,97	13,88	-1,60
HQ ₅₀₀₀	21,36	16,30	16,70	2,45	16,03	-1,66
HQ _{100, 2 Wehrfelder}	22,33	16,80	17,09	1,71	16,36	-2,65
Z1	24,96	17,60	18,11	2,88	17,20	-2,27
Z2	29,95	19,30	19,95	3,35	18,67	-3,26
Z3	35,05	20,70	21,73	4,94	20,03	-3,23

Tabelle 28: Vergleich der Ergebnisse ermittelt mit verschiedenen Methoden

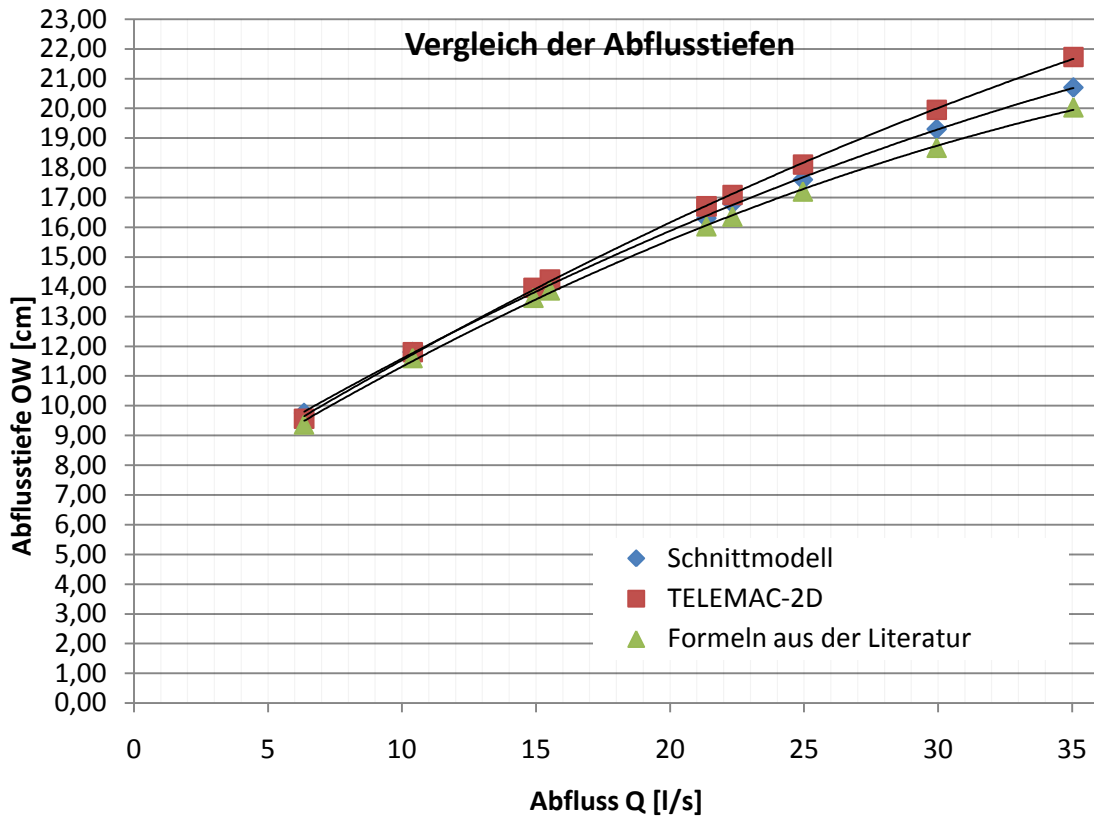


Abbildung 70: Vergleich der Abflusstiefen ermittelt mit verschiedenen Methoden

Die berechneten Abflusstiefen aus der numerischen Simulation sind bei höheren Abflüssen größer als die gemessenen Werte, während die Abflusstiefen berechnet nach den Formeln aus der Literatur tiefer liegen. Die Abflusstiefe für den maßgeblichen Hochwasserabfluss von $HQ_{100, 2 WF} = 22,33$ l/s wird im Schnittmodell mit 16,80 cm gemessen, in der Referenzsimulation ergibt sich eine Abflusstiefe von 17,09 cm, und die Berechnung über Formeln aus der Literatur führt zu einem Wert von 16,36 cm.

Die Abweichung der numerischen Simulation beträgt für einen geringen Abfluss von 6,35 l/s ca. -2 % und steigt für höhere Abflüsse bis zu einem Wert von ca. +5 %. Die Abflusstiefe für den maßgebenden Hochwasserabfluss von $HQ_{100, 2 WF}$, weicht um +1,71 % von der gemessenen Abflusstiefe ab.

Abbildung 71 zeigt die Abweichung der berechneten Werte gegenüber den gemessenen Werten aus dem Modellversuch.

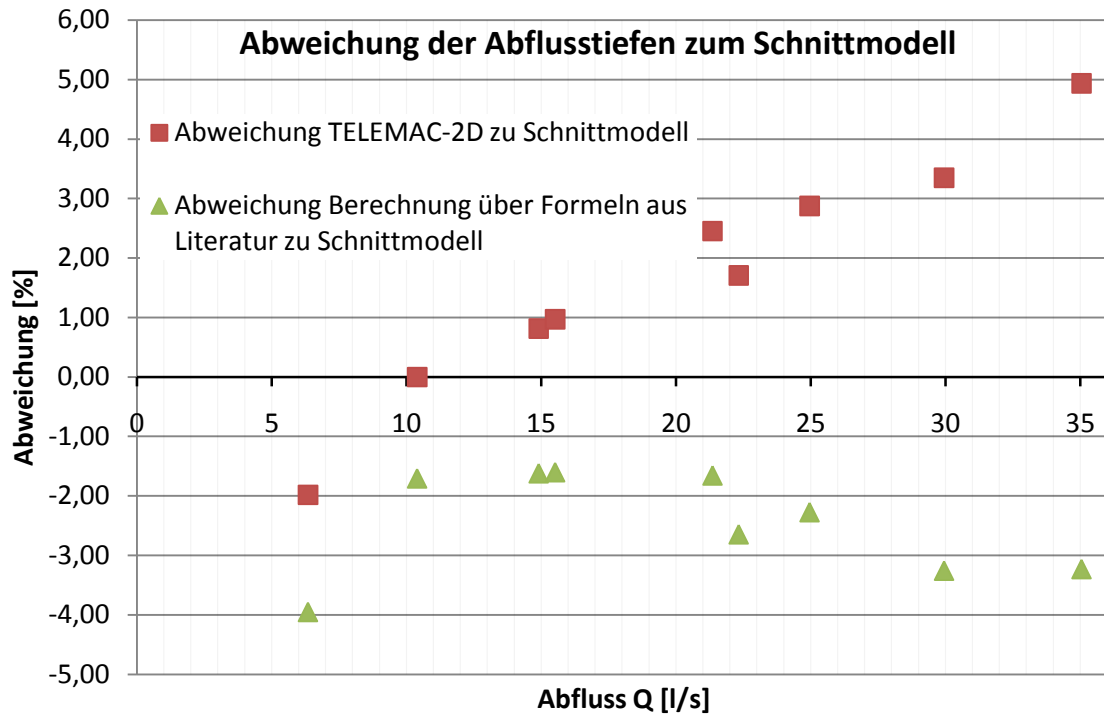


Abbildung 71: Abweichung der Abflusstiefen von numerischer Simulation und berechnet nach Formel aus Literatur zu gemessenen Werten

7.2 Überfallbeiwert μ_{ges}

In Tabelle 29 sind die Überfallbeiwerte für das Wehrfeld, ermittelt mit verschiedenen Methoden aufgelistet, in Abbildung 72 sind die Werte graphisch dargestellt.

Abfluss [l/s]	Abflusstiefe		
	Messungen physikal. Modell [cm]	Berechnung numerische Simulation [cm]	Berechnung über Formeln aus Literatur [cm]
6,35	0,554	0,579	0,604
10,40	0,581	0,581	0,600
14,91	0,589	0,581	0,606
15,52	0,591	0,581	0,607
21,36	0,603	0,580	0,619
22,33	0,596	0,580	0,621
24,96	0,605	0,580	0,627
29,95	0,608	0,579	0,637
35,05	0,619	0,579	0,648

Tabelle 29: Vergleich der Überfallbeiwerte μ_{ges} ermittelt mit verschiedenen Methoden

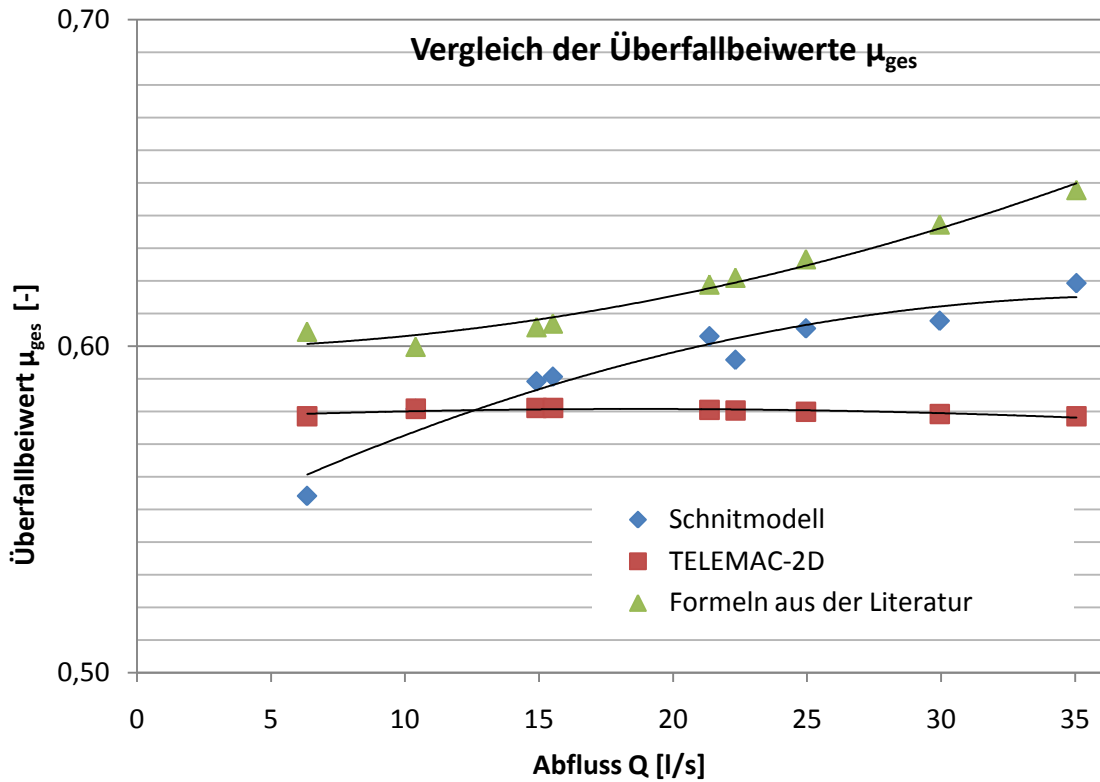


Abbildung 72: Vergleich der Überfallbeiwerte μ_{ges} ermittelt über verschiedene Methoden

Abbildung 72 zeigt die ermittelten Überfallbeiwerte im Vergleich. Darin ist zu erkennen, dass der Überfallbeiwert aus TELEMAC-2D über die gesamten Abflüsse nahezu konstant ist, während der Überfallbeiwert berechnet aus dem Schnittmodell und berechnet über Formeln aus der Literatur mit zunehmendem Abfluss ansteigt.

7.3 Wasserspiegel

7.3.1 Wasserspiegellängenschnitte

Der Vergleich der Wasserspiegellängenschnitte zwischen den numerischen Berechnungen und dem Modellversuch erfolgte in Punkten, an denen der Wasserspiegel am Modellversuch gemessen wurde.

Für die Lastfälle $HQ_1 = 6,35$ l/s, $HQ_{100} = 14,91$ l/s, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s und $Z2 = 29,95$ l/s sind nachfolgend die Vergleiche zwischen numerischen Ergebnissen und dem Modellversuch dargestellt. Die restlichen Lastfälle sind im Anhang beigefügt. Dabei wurde jeweils ein Diagramm mit den Wasserspiegellängenschnitten aus dem Schnittmodell und der Berechnung mit TELEMAC-2D abgebildet (Abbildungen 73, 75, 77 und 79), sowie eine Abbildung mit der Differenz zwischen dem berechneten Wasserspiegel mit TELEMAC-2D und dem gemessenen Wasserspiegel am Schnittmodell (Abbildungen 74, 76, 78, 80). Die Abbildungen der Differenz stellen einen Grundriss auf das Gerinne dar.

Im Tosbecken weist die Referenzsimulation große Abweichungen vom gemessenen Wasserspiegel auf, da mit 2-D Numerik und dem gewählten Turbulenzmodell die komplexen Strömungsvorgänge nicht zufriedenstellend modelliert werden können. Deshalb wurde auf einen Vergleich der Wasserspiegel in diesem Bereich verzichtet.

- Lastfall $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$

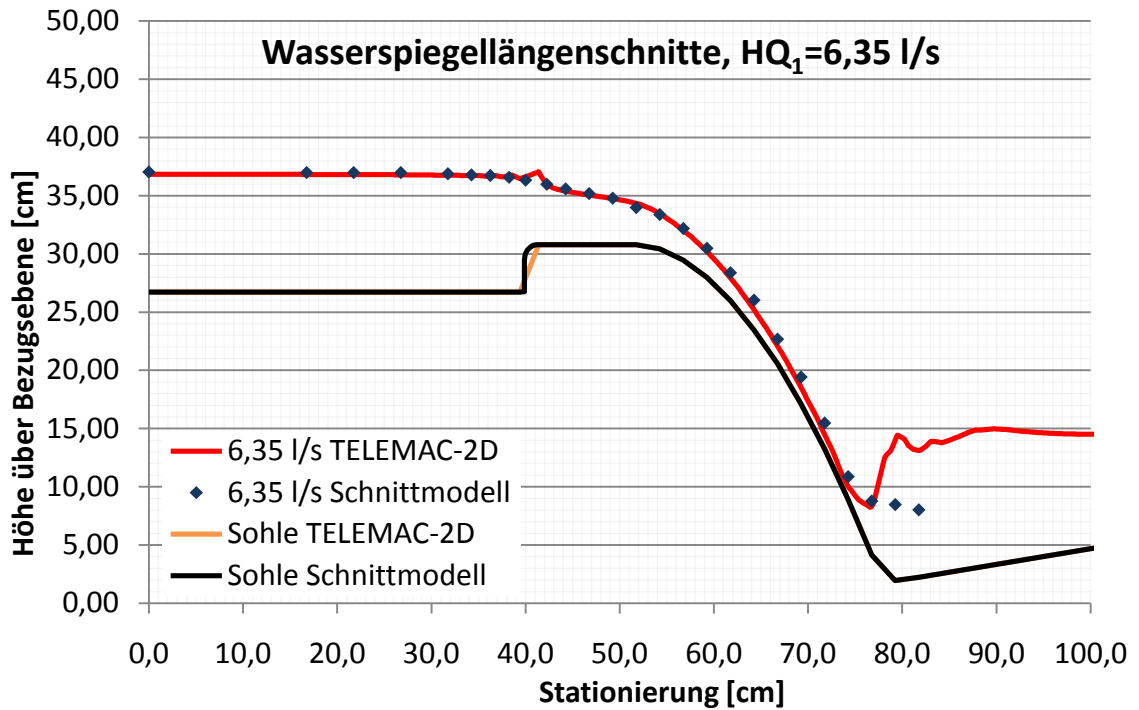


Abbildung 73: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$

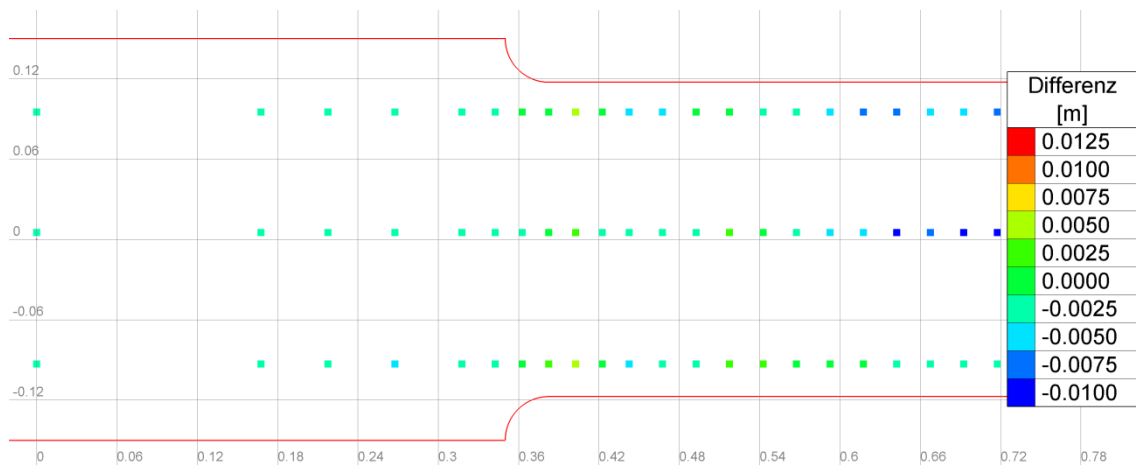


Abbildung 74: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_1 = 6,35 \text{ l/s}$

- Lastfall $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$

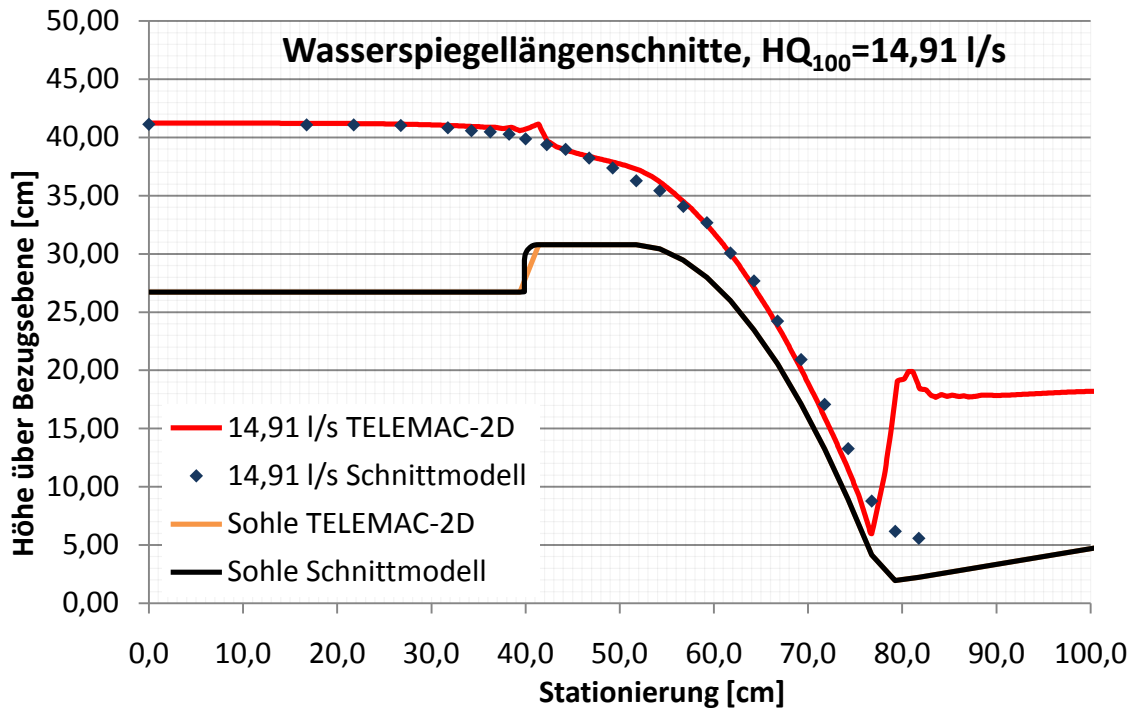


Abbildung 75: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$

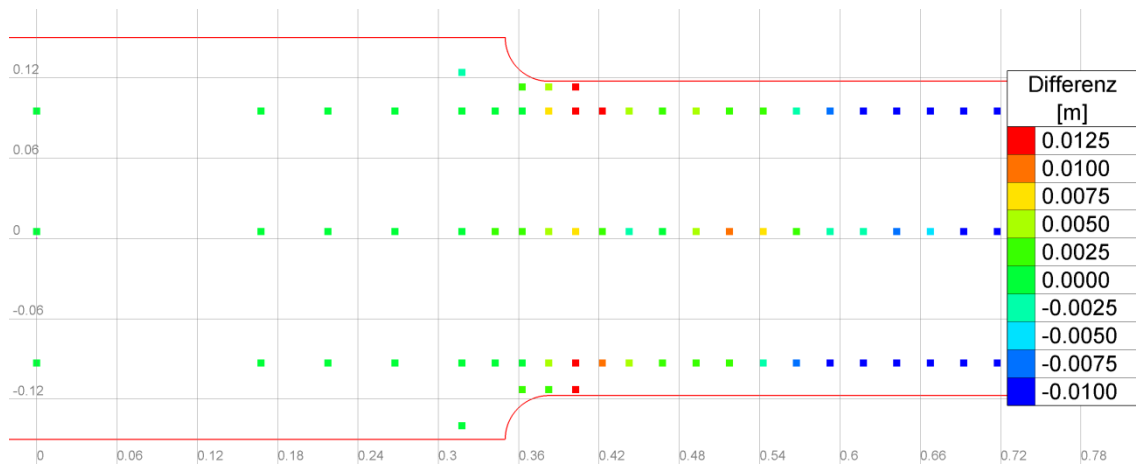


Abbildung 76: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{100} = 14,91 \text{ l/s}$

- Lastfall $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

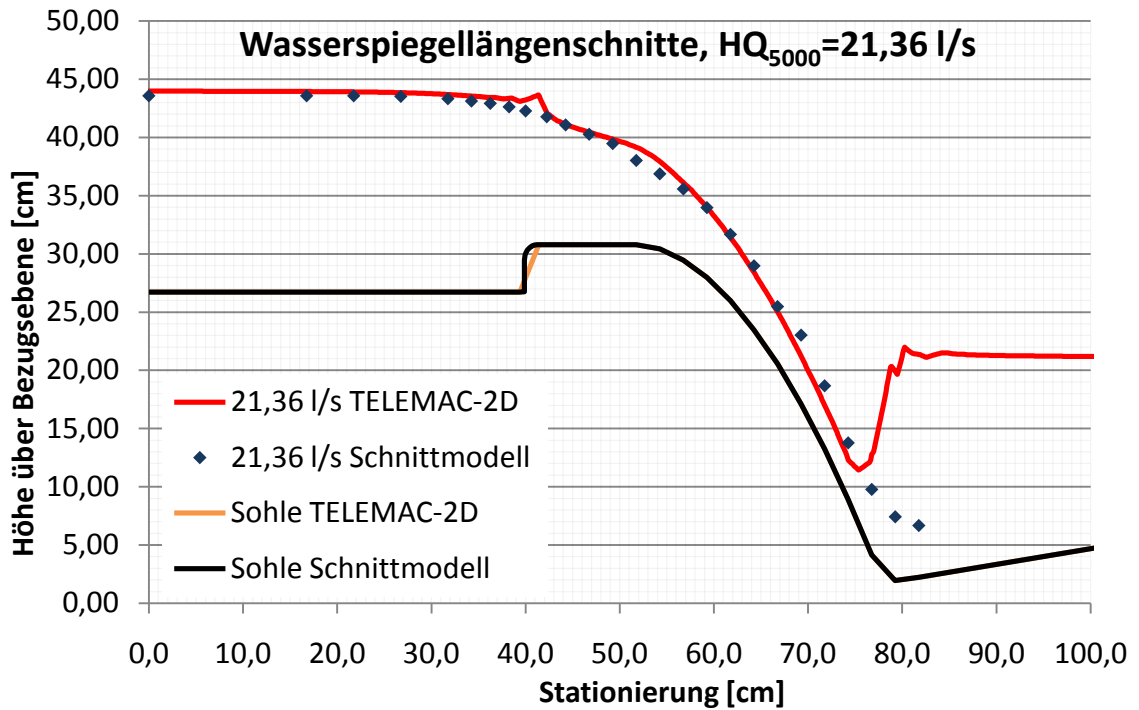


Abbildung 77: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

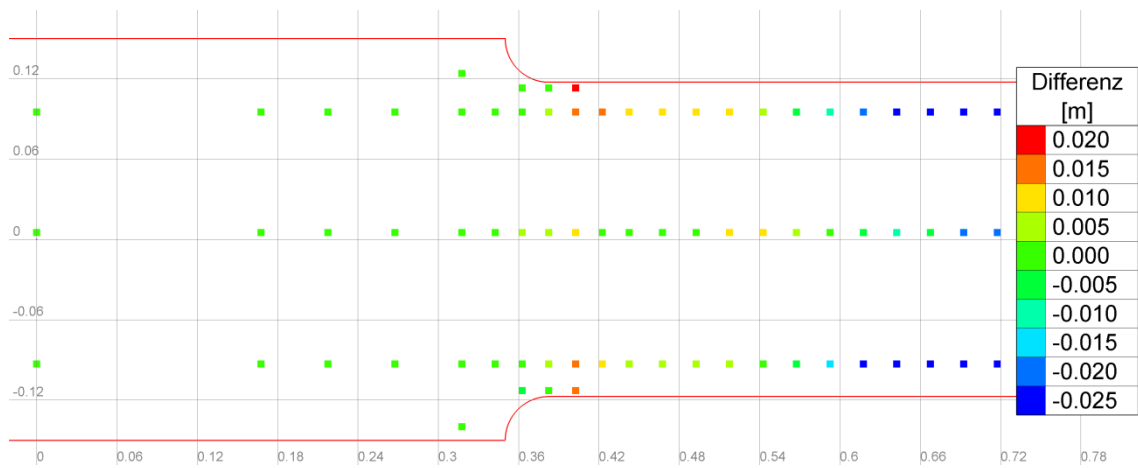


Abbildung 78: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

• **Zusätzlicher Lastfall Z2 = 29,95 l/s**

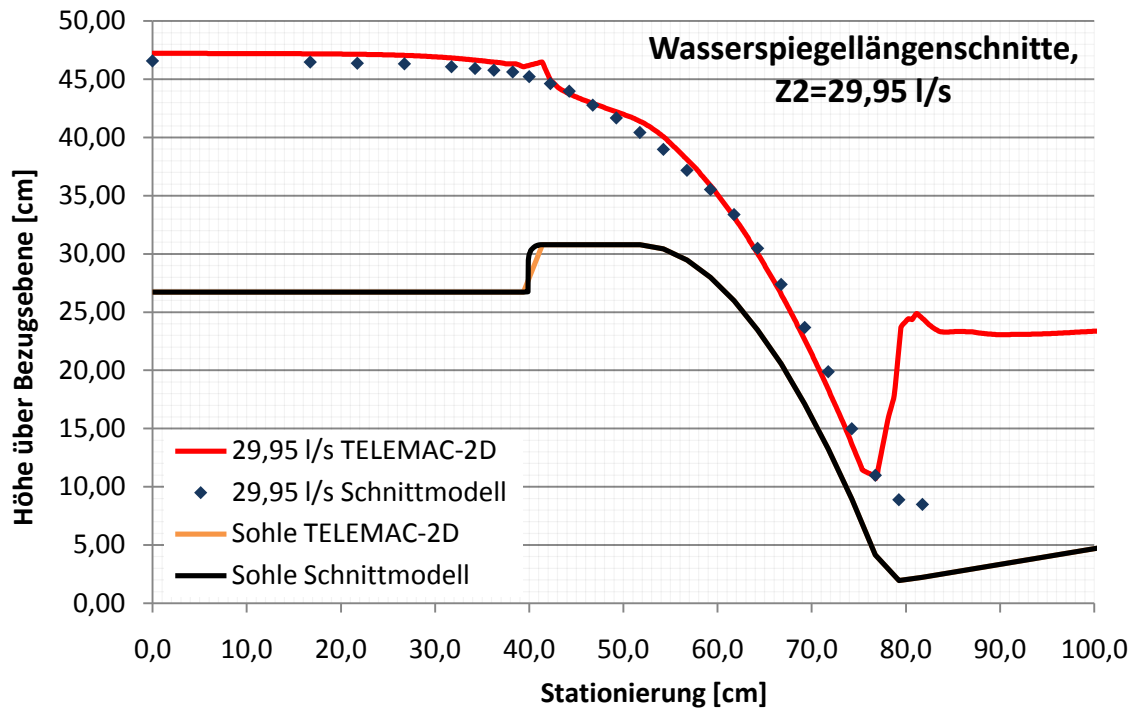


Abbildung 79: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, Z2 = 29,95 l/s

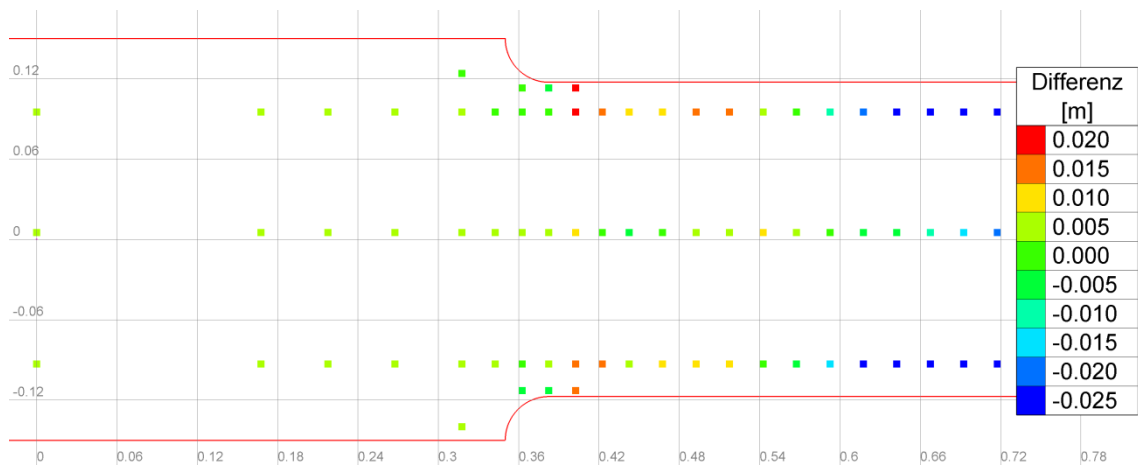


Abbildung 80: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, Z2 = 29,95 l/s

7.3.2 Wasserspiegel im Bereich des Pfeilers

In diesem Abschnitt wird der Wasserspiegel aus den Schnittmodellversuch und den numerischen Berechnungen im der Bereich des Überfalls für den Lastfall $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$ verglichen. Die Position der Längenschnitte ist in Abbildung 81 dargestellt. Abbildung 82 zeigt den Wasserspiegellängenschnitt in der Mitte des Gerinnes.

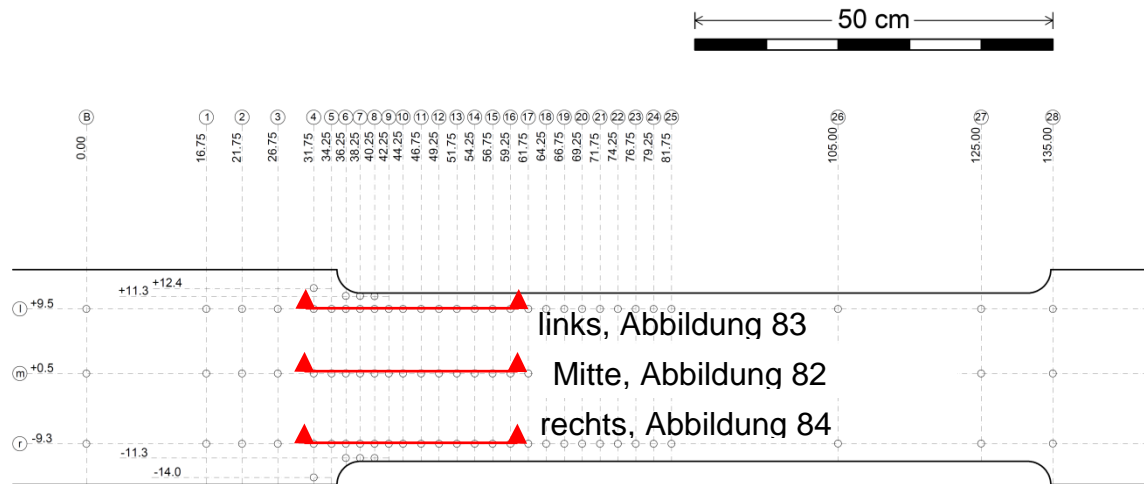


Abbildung 81: Anordnung der Schnitte (Grundriss)

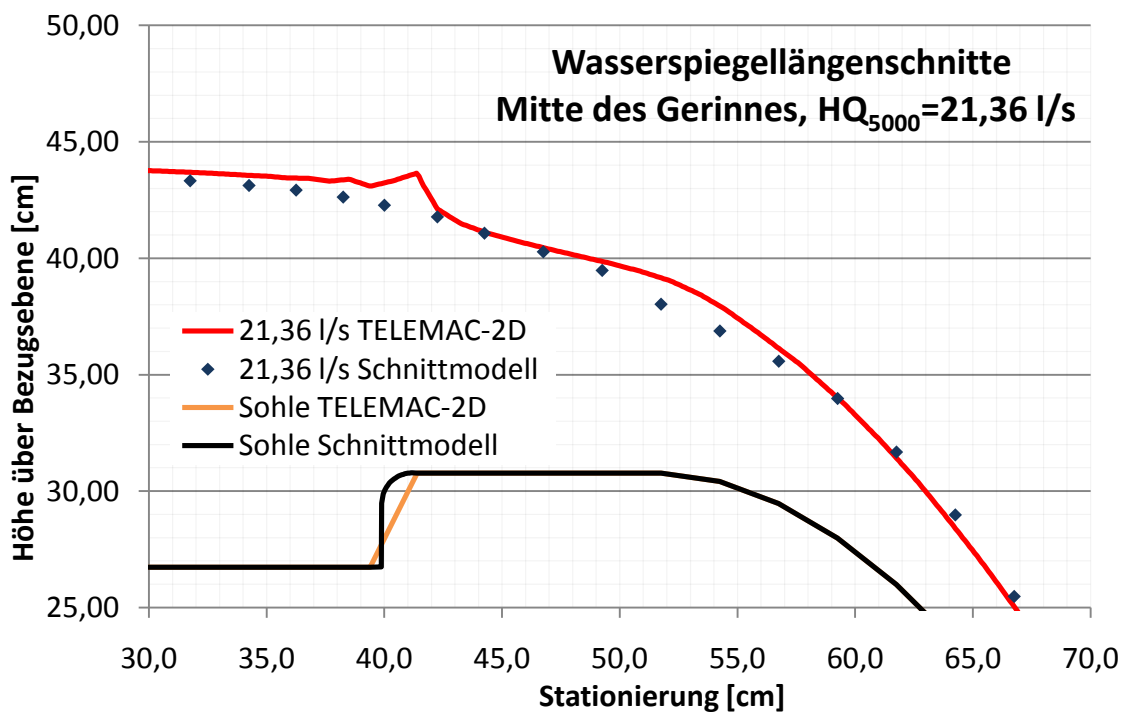


Abbildung 82: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte im Bereich des Überfalls, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36 \text{ l/s}$

Abbildung 83 zeigt den Wasserspiegellängenschnitt auf der linken Seite des Gerinnes, Abbildung 84 stellt den Wasserspiegellängenschnitt der rechten Seite des Gerinnes dar.

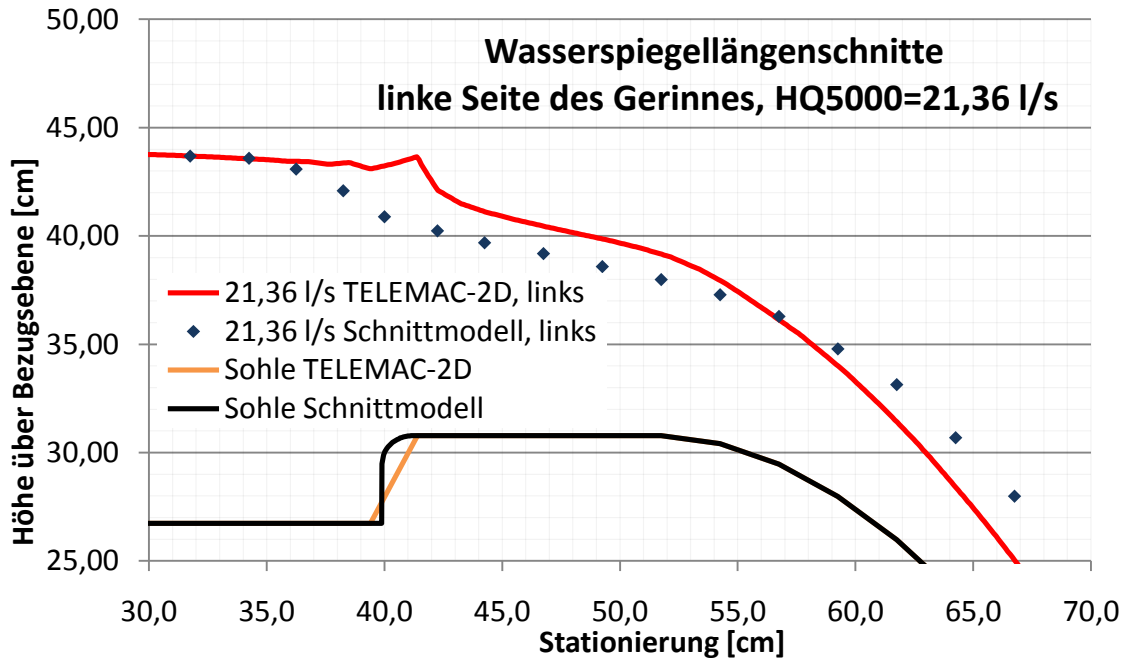


Abbildung 83: Wasserspiegellängenschnitt auf der linken Seite des Gerinnes im Bereich des Überfalls, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s

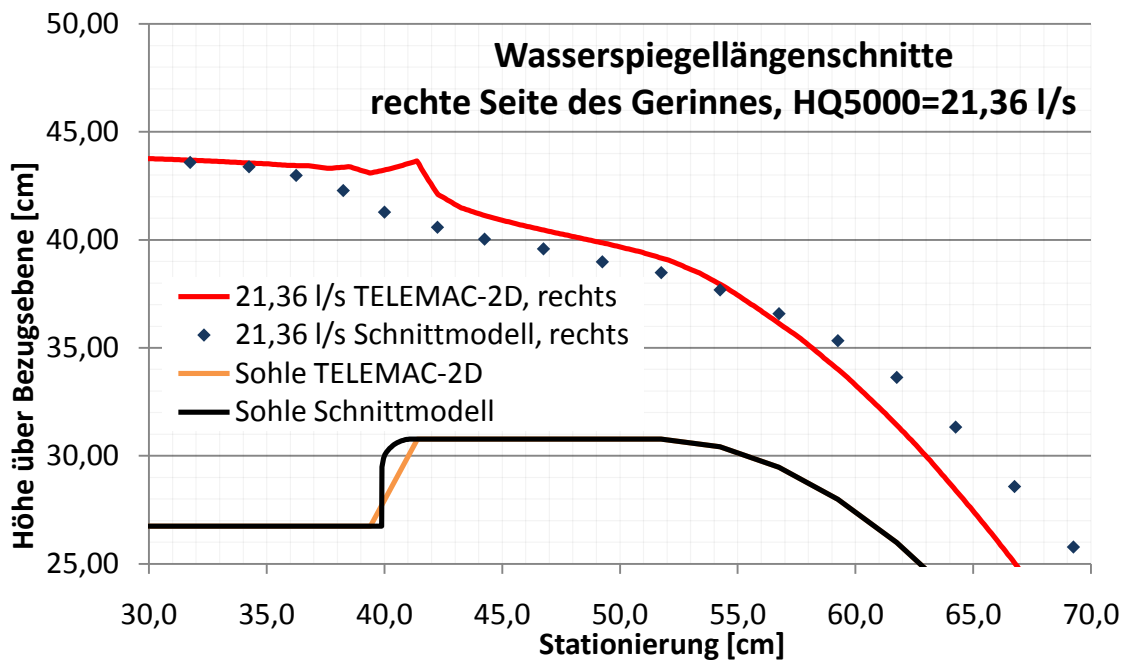


Abbildung 84: Wasserspiegellängenschnitt auf der rechten Seite des Gerinnes im Bereich des Überfalls, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s

Die Abbildungen zeigen, dass die Wasserspiegel in der Mitte des Gerinnes besser übereinstimmen als auf den Seiten. Auf der linken Seite des Gerinnes sind die Abweichungen zwischen dem berechneten Wasserspiegel aus TELEMAC-2D etwas höher als auf der rechten Seite. Unterhalb von Station 57 cm liegt der gemessene Wasserspiegel den Seiten des Gerinnes im Modell höher als in den numerischen Ergebnissen.

Im Bereich von Station 36 cm bis 45 cm kann die Einschnürung entlang der Pfeiler und die Absenkung des Wasserspiegels mit der Referenzsimulation nicht bestimmt werden. Dies wird durch die Diskretisierung der Wehrschwelle in Verbindung mit dem numerischen Berechnungsverfahren verursacht. Die sprunghafte Änderung der Sohlhöhe an der Wehrschwelle und der dadurch verringerte Abflussquerschnitt führen bei 2-D tiefengemittelten Berechnungsverfahren zu einer Spitze im Wasserspiegel bei Station 41 cm. Diese Spitze verfälscht das Simulationsergebnis in diesem Bereich, so dass sich der Wasserspiegel anders als im Modell ausbildet.

7.3.3 Ausgewählte Punkte

Im folgenden Abschnitt wurde der Wasserspiegel aus der Referenzsimulation mit dem gemessenen Wasserspiegel am Schnittmodell an bestimmten Punkten verglichen (siehe Abbildung 85 und Abbildung 86). Die Werte stellen die Differenz der numerischen Simulationsergebnisse abzüglich der gemessenen Tiefen am Schnittmodell dar und sind in mm angegeben.

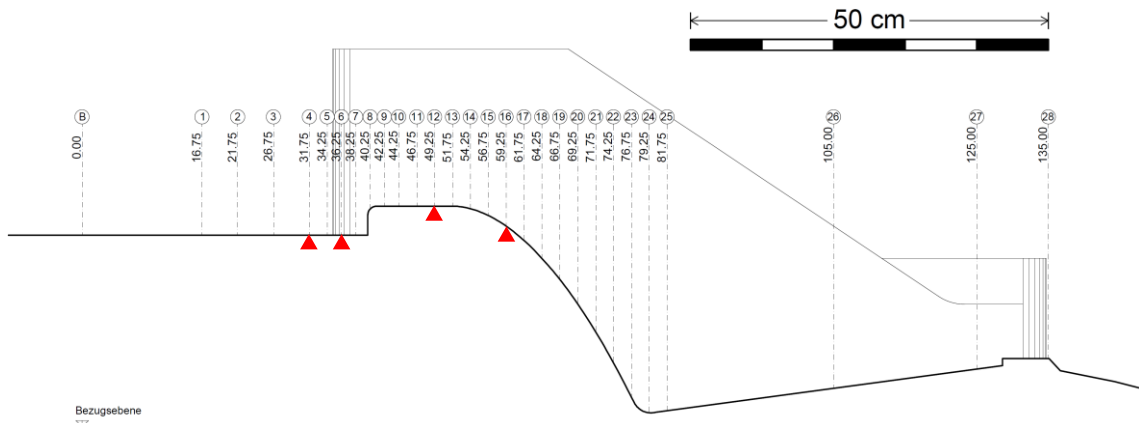


Abbildung 85: Anordnung der Vergleichspunkte (Schnitt)

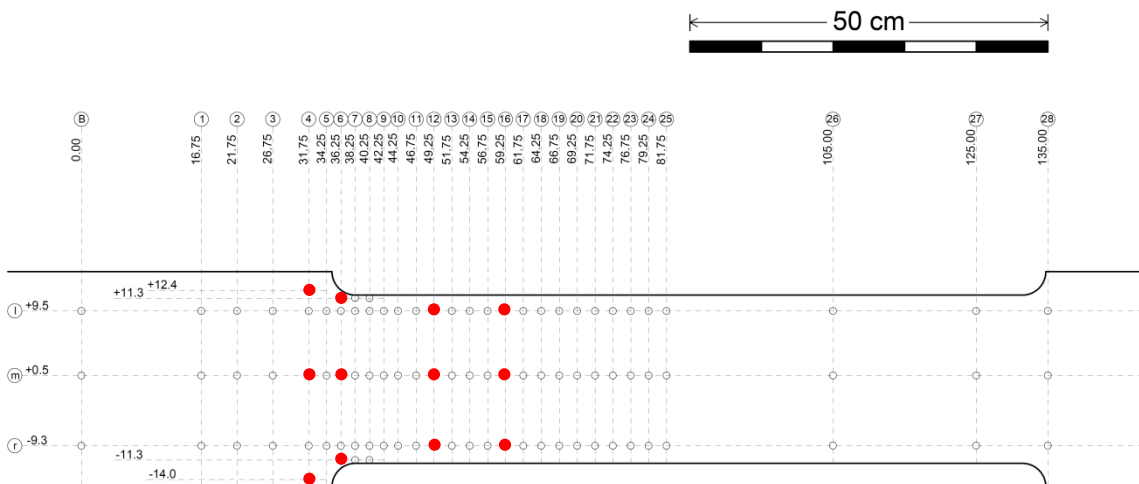


Abbildung 86: Anordnung der Vergleichspunkte (Grundriss)

Die Vergleichsquerschnitte liegen bei Station +31,75 cm (oberhalb des Pfeilers), +36,25 cm (neben Ausrundung des Pfeilers), +49,25 cm (horizontaler Bereich des Wehrhöckers) und +59,25 cm (Überfallrücken). Es wurden jeweils die Messpunkte in der Mitte des Querschnitts und die äußerst seitlichen Punkte zum Vergleich herangezogen.

- Station 31,75 cm

Differenz Wasserspiegel TELEMAC-2D - Schnittmodellversuch			
Abfluss [l/s]	rechts -14 cm [mm]	Mitte +0,5 cm [mm]	links +12,4 [mm]
6,35	-	-1,3	-
10,40	-	0,6	-
14,91	1,2	2,1	-0,5
15,52	-	2,2	-
21,36	3,5	3,6	1,0
22,33	4,0	3,8	2,0
24,96	4,6	4,7	1,9
29,95	7,2	7,5	4,3
35,05	10,2	9,2	6,6

Tabelle 30: Differenz zwischen Wasserspiegel aus TELEMAC-2D – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 31,75 cm

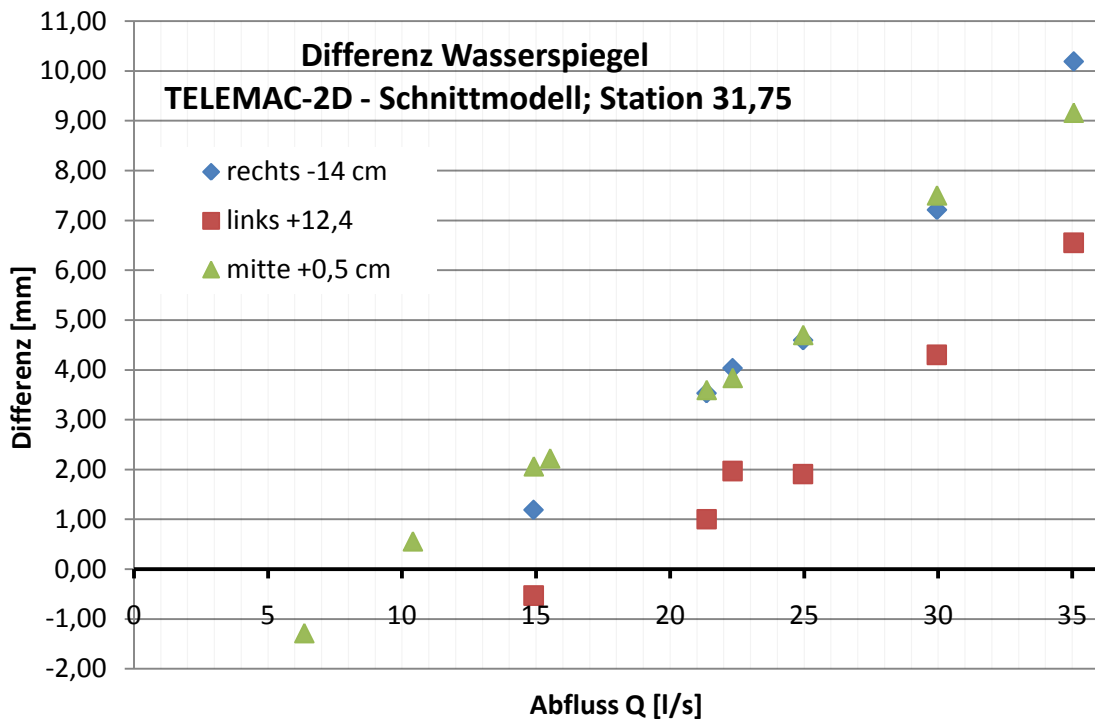


Abbildung 87: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 31,75 cm, aufgetragen für verschiedene Abflüsse

Die Punkte befinden sich oberhalb des Pfeilers, die Punkte seitlich liegen durch den Pfeilerstau im numerischen Modell höher als im Modellversuch. Abbildung 87 zeigt einen erhöhten Wasserspiegel im numerischen Modell bei allen drei Punkten mit zunehmendem Abfluss.

- Station 36,25 cm

Differenz Wasserspiegel TELEMAC-2D - Schnittmodellversuch			
Abfluss [l/s]	rechts -11,3 cm [mm]	Mitte +0,5 cm [mm]	links +11,3 [mm]
6,35	-	-0,3	-
10,40	-	2,5	-
14,91	3,6	3,9	4,4
15,52	-	3,5	-
21,36	-0,5	5,1	0,6
22,33	-1,1	6,2	2,8
24,96	0,2	5,3	2,8
29,95	-2,3	6,9	0,7
35,05	-1,7	9,4	1,9

Tabelle 31: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 36,25 cm

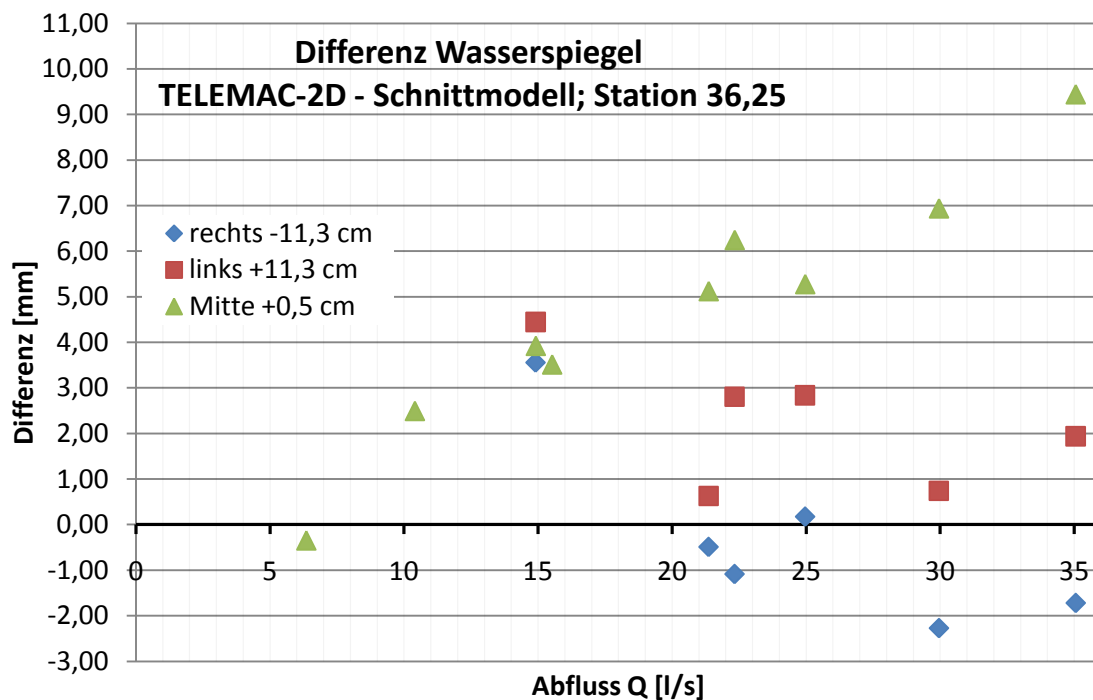


Abbildung 88: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 36,25 cm, aufgetragen für verschiedene Abflüsse

Abbildung 88 zeigt mit steigendem Abfluss einen höher liegenden numerischen Wasserspiegel in der Gerinnemitte gegenüber einem abnehmenden numerischen Wasserspiegel an den Seiten des Gerinnes. Der Bereich wird durch die Absenkung des Wasserspiegels entlang des Pfeilers beeinflusst.

- Station 49,25 cm

Differenz Wasserspiegel TELEMAC-2D - Schnittmodellversuch			
Abfluss [l/s]	rechts -9,3 cm [mm]	Mitte +0,5 cm [mm]	links +9,5 [mm]
6,35	-1,0	-0,3	0,3
10,40	0,7	5,6	2,5
14,91	3,1	5,1	5,3
15,52	3,6	6,1	6,3
21,36	8,2	3,8	11,9
22,33	8,0	6,1	13,2
24,96	9,3	5,0	12,5
29,95	12,1	5,3	16,8
35,05	15,4	4,2	17,7

Tabelle 32: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 49,25 cm

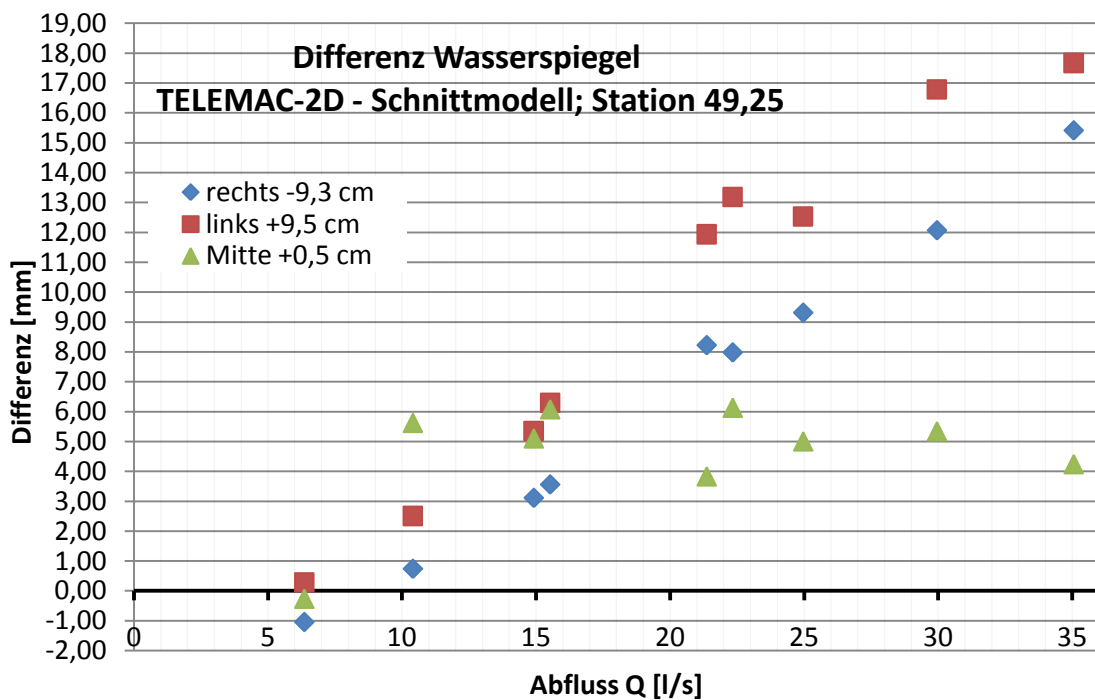


Abbildung 89: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 49,25 cm, aufgetragen für verschiedene Abflüsse

In Abbildung 89 ist zu erkennen, dass die seitlichen Punkte in der numerischen Simulation bei zunehmendem Abfluss höher liegen als im Modellversuch. Der Punkt in der Mitte des Gerinnes liegt ebenfalls höher, die Differenz bleibt aber bei steigendem Abfluss konstant.

- Station 59,25 cm

Differenz Wasserspiegel TELEMAC-2D - Schnittmodellversuch			
Abfluss [l/s]	rechts -9,3 cm [mm]	Mitte +0,5 cm [mm]	links +9,5 [mm]
6,35	1,0	-2,7	-3,7
10,40	-3,8	-0,4	-3,4
14,91	-10,3	-1,8	-5,5
15,52	-11,3	-2,8	-8,5
21,36	-13,2	0,3	-7,8
22,33	-13,5	2,5	-8,7
24,96	-13,7	0,8	-8,9
29,95	-14,2	3,4	-7,8
35,05	-13,3	6,2	-7,5

Tabelle 33: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 59,25 cm

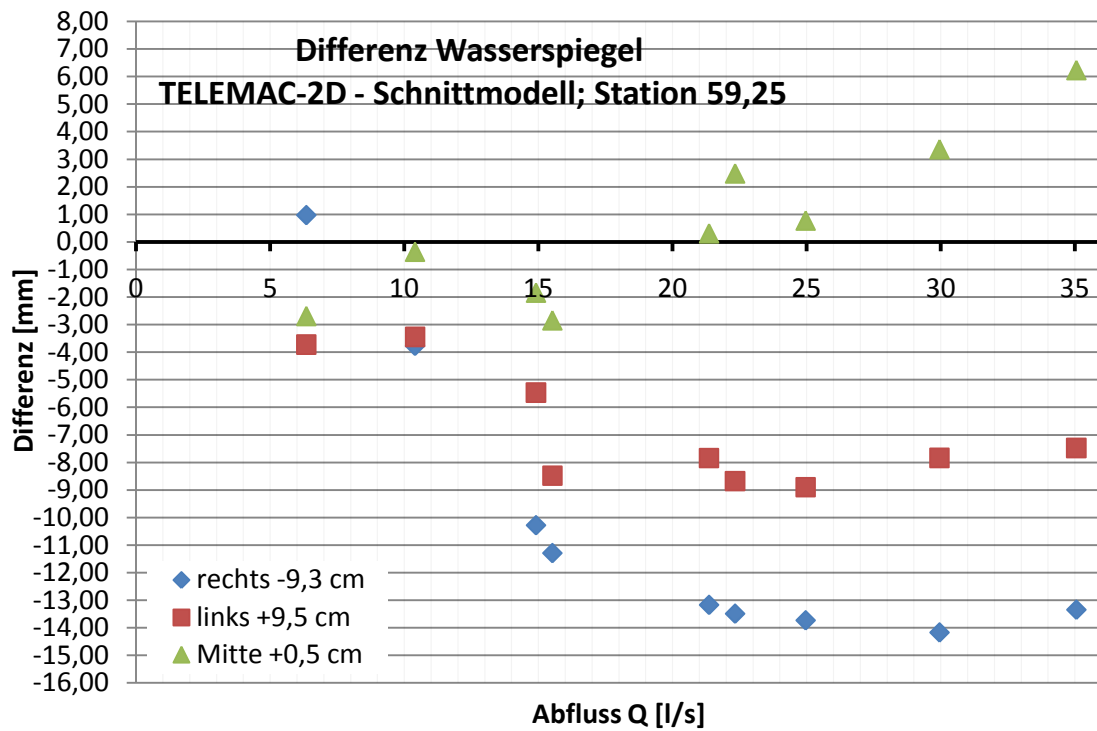


Abbildung 90: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 59,25 cm, Aufgetragen für verschiedene Abflüsse

Abbildung 90 verdeutlicht, dass mit steigendem Abfluss die seitlichen Bereiche des Gerinnes in der numerischen Simulation einen tieferen Wasserspiegel haben als im Modellversuch. Der Wasserspiegel in der Mitte des Gerinnes stimmt besser mit den gemessenen Werten überein.

8. Zusammenfassung

In der Masterarbeit wird ein 2-D tiefengemitteltes numerisches Modell mit einem physikalischen Modellversuch verglichen. Zusätzlich wird die Förderfähigkeit des Modells mit Formeln aus der Literatur berechnet.

Die durchgeführten Messungen am Schnittmodell zeigen die Ausbildung des Wasserspiegels im Gerinne. Die hydraulischen Phänomene des Aufstaus oberhalb der Wehrpfeiler, die Einschnürung des können werden mit den Stechpegelmessungen gut erfasst werden.

Die numerische Simulation führt zu zufriedenstellende Ergebnissen. Für die Lastfälle bis $HQ_{100,2}$ Wehrfelder kann die Förderfähigkeit mit Abweichungen im Bereich von -2 % bis +2,5 % gegenüber den im Modellversuch gemessenen Werten bestimmt werden. Die zusätzlichen Lastfälle mit einem höheren Abfluss weisen größere Abweichungen auf. Diese Abflüsse sind für das vorhandene physikalische Modell nicht mehr repräsentativ. Aufgrund der größeren Abflusstiefe wird der Einfluss der Wandrauigkeit mit zunehmendem Abfluss größer. Die Simulation mit einem 2-D numerischem Modell ist dann nicht mehr zielführend.

Die Referenzsimulation greift größtenteils auf die Standardeinstellungen der numerischen Parameter des Programms zurück. Die Standardwerte stellen also eine relativ gute Vorgabe für numerische Simulationen dar. Die durchgeführte Variantenstudie zeigt die Notwendigkeit eines angepassten Netzes als Berechnungsgrundlage für die Simulation. Dabei bietet die Modellierung der Wehrschwelle zur Anpassung an das 2-D numerische Berechnungsverfahren den größten Gestaltungsraum zur Beeinflussung der Wehrförderfähigkeit. Das Vorhandensein von Dammbalkenschlitzen und die Geometrie der Wehrpfeiler haben ebenfalls einen deutlichen Einfluss auf die Förderfähigkeit. Die Änderung der Sohlreibung und des Zeitschrittes zeigen nur eine geringe Änderung der Förderfähigkeit. Auch die Variation von numerischen Parametern wie Turbulenz oder der Einsatz des Finite Volumen Verfahrens verursacht keine großen Änderungen in der Abflusstiefe im OW.

Die Berechnung der Förderfähigkeit mit den Formeln aus der Literatur zeigt eine etwas erhöhte Förderfähigkeit gegenüber den gemessenen Werten im Modellversuch. Die Abweichung zur gemessenen Abflusstiefe OW beträgt zwischen -4 % und -1,5 %. Zur Ermittlung der Beiwerte zur Berechnung der Strömungsverluste wird die Form der Wehrschwelle und der Pfeiler herangezogen, die horizontale Länge des Wehrhöckers und die Ausrundung des Überfalls wird in der Berechnung nicht berücksichtigt. Zudem ist der Gültigkeitsbereich der Formel nur auf die Abflüsse HQ_1 und HQ_{10} angegeben. In Anbetracht des einfachen Berechnungsprozesses sind diese Werte als genau einzustufen.

Das 2-D tiefengemittelte hydrodynamische Modell TELEMAC-2D kann als Grundlage für Vorstudien von Wehrüberfällen verwendet werden. Die Förderfähigkeit eines Wehrfeldes kann mit einer Abweichungen von wenigen Prozent berechnet werden. Hingegen, bei vertikalen Elementen, wie z.B. Wehrschwellen muss eine Anpassung des Modells an die Numerik getroffen werden. In diesem Bereich kann der Wasserspiegel dann nicht exakt berechnet werden.

Die Simulation des Tosbeckens ist mit dem verwendeten Turbulenzmodell zu ungenau um eine hydraulische Bemessung durchführen zu können. Für solche Untersuchungen sind andere Turbulenzmodelle oder ein 3-D numerisches Modell zu verwenden. Der Einsatz von physikalischen Modellversuchen ist dabei zur Verifizierung der numerischen Modelle nach wie vor sehr wichtig.

Die kurze Berechnungsdauer für die durchgeführten Simulationen und die erreichte Genauigkeit zeigen, dass TELEMAC-2D z.B. für Variantenstudien gut geeignet ist. Eine große Anzahl von Simulationen mit verschiedenen Parametern kann mit TELEMAC-2D in kurzer Zeit durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] BOLLRICH, G., 2000: „Technische Hydromechanik“, 1. Bd., 5. Aufl., Huss-Medien, Berlin
- [2] CHOW, V., 1973: „Open-channel hydraulics“, McGraw-Hill, Auckland
- [3] CREAGER, W., JUSTIN, J., 1950: „Hydro-electric handbook“ 2. Ausg., Wiley, New York
- [4] HABERSACK, H., HENGL, M., KNOBLAUCH, H., ET AL, 2007: „Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik“, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Österreichischer Wasser- und Abwasserwirtschaftsverband, Wien
- [5] KOBUS, H., 1984: „Wasserbauliches Versuchswesen“, 2. Aufl., Dt. Verb. für Wasserwirtschaft u. Kulturbau e.V. (DVWK), Hamburg
- [6] STROBL, T., ZUNIC, F.: „Wasserbau: aktuelle Grundlagen - neue Entwicklungen“, Berlin, 2006
- [7] VERBUND HP AG, 2007: „Die Kraftwerke an der österreichischen Drau“, Verbund - Hydro Power AG, Wien
- [8] <http://www.opentelemac.org>; 05.10.2011: „TELEMAC-2D“, Bundesanstalt für Wasserbau (Deutschland) , Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (Frankreich), Daresbury Laboratory (Großbritannien) Electricité de France R&D (Frankreich) HR Wallingford (Großbritannien), Sogreah (Frankreich)
- [9] <http://www.nrc-cnrc.gc.ca/eng/ibp/chc/software/kenue/bluekenue.html>; 05.10.2011: „BlueKenue“, National Research Council, Canadian Hydraulics Centre, Kanada
- [10] <http://prepro.fudaa.fr>; 05.10.2011: „Fudaa PrePro“, Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales, Frankreich

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Querschnittsformen von Wehren (Quelle: [1] BOLLRICH)	3
Abbildung 2: vollkommener und unvollkommener Überfall (Quelle: [1] BOLLRICH)	4
Abbildung 3: Einschnürungskoeffizienten für Pfeiler, Quelle: [2] CREAGER, JUSTIN	8
Abbildung 4: Skizze zur Froude-Zahl (Wellenausbreitung)	11
Abbildung 5: Schema einer numerischen Strömungsberechnung.....	16
Abbildung 6: Übersicht über das Softwarepaket TELEMATAC	17
Abbildung 7: Kraftwerke der Werksgruppe Drau, Lageplan und Längenschnitt; Quelle: [7] VERBUND HYDRO POWER AG.....	19
Abbildung 8: Kraftwerk Annabrücke, Quelle: [7] VERBUND HYDRO POWER AG..	19
Abbildung 9: Schnitt durch ein Wehrfeld des KW Annabrücke.....	20
Abbildung 10: Schematische Darstellung des Glasgerinnes (Quelle: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz).....	21
Abbildung 11: Glasgerinne im Freilabor Inffeldgasse.....	21
Abbildung 12: Modell des Wehrfeldes mit Segmentverschluss und Klappe	22
Abbildung 13: Messeinrichtung auf Stechpegel auf verschieblichen Wagen ...	24
Abbildung 14: Anordnung der Messpunkte (Übersicht).....	25
Abbildung 15: Anordnung der Messpunkte im Bereich des Wehrüberfalls (Schnitt)	25
Abbildung 16: Anordnung der Messpunkte im Bereich des Wehrüberfalls (Grundriss).....	25
Abbildung 17: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnelängsachse, Schnittmodellversuch.....	26
Abbildung 18: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $HQ_1=6,35$ l/s.....	27
Abbildung 19: Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_1 = 6,35$ l/s	28

Abbildung 20: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_1 = 6,35$ l/s	28
Abbildung 21: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_1 = 6,35$ l/s	29
Abbildung 22: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $HQ_{100}=14,91$ l/s	30
Abbildung 23: Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{100} = 14,91$ l/s.....	31
Abbildung 24: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{100} = 14,91$ l/s	31
Abbildung 25: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{100} = 14,91$ l/s.....	32
Abbildung 26: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	33
Abbildung 27: Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	34
Abbildung 28: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	34
Abbildung 29: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	35
Abbildung 30: Triangulationsnetz aus Messpunkten bei $Z2 = 29,95$ l/s	36
Abbildung 31: Wasserspiegellängenschnitt, $Z2 = 29,95$ l/s	37
Abbildung 32: Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $Z2 = 29,95$ l/s	37
Abbildung 33: Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $Z2 = 29,95$ l/s.....	38
Abbildung 34: Wehrüberfall bei $Z2=29,95$ l/s	39
Abbildung 35: Absenkung des Wasserspiegels entlang des Pfeilers, $Z2 = 29,95$ l/s	39
Abbildung 36: Position des Messpunktes zur Ermittlung der Abflusstiefe OW und der Förderfähigkeit, Schnitt.....	41
Abbildung 37: Position des Messpunktes zur Ermittlung der Abflusstiefe OW und der Förderfähigkeit, Grundriss	41

Abbildung 38: Förderfähigkeit des Wehrfeldes, gemessen am Schnittmodellversuch.....	42
Abbildung 39: Überfallbeiwert μ_{ges} berechnet aus Messungen am Schnittmodell	43
Abbildung 40: Schematischer Grundriss des Wehrfeldes mit Abmessungen in cm.....	44
Abbildung 41: Schematischer Schnitt durch das Wehrfeld mit Abmessungen in cm.....	44
Abbildung 42: Förderfähigkeit des Wehrfeldes, berechnet mit Formeln aus Literatur.....	47
Abbildung 43: Überfallbeiwert μ_{ges} berechnet aus Literatur.....	48
Abbildung 44: Randbedingungen zur Generierung des Netzes im Bereich des Überfalls.....	49
Abbildung 45: Grundriss Referenznetz	50
Abbildung 46: Grundriss Referenznetz im Bereich des Überfalls.....	50
Abbildung 47: Räumliche Ansicht des Referenznetzes.....	51
Abbildung 48: Räumliche Ansicht des Referenznetzes im Bereich des Überfalls	51
Abbildung 49: Zeitlicher Verlauf des Wasserspiegels über die Simulationsdauer	53
Abbildung 50: Stationärer Wasserspiegel, Referenzsimulation $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	55
Abbildung 51: Stationärer Wasserspiegel, Referenzsimulation $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	55
Abbildung 52: Stationäres Geschwindigkeitsvektorfeld Referenzsimulation für $HQ_{5000} = 21,36$ l/s.....	56
Abbildung 53: Stationärer Abfluss, Froude-Zahl für $HQ_{5000} = 21,36$ l/s, Grundriss	56

Abbildung 54: Stationärer Abfluss, Froude-Zahl für $HQ_{5000} = 21,36$ l/s, räumliche Ansicht.....	57
Abbildung 55: Abflusstiefe OW für Referenzsimulation.....	58
Abbildung 56: Überfallbeiwert μ_{ges} für Referenzsimulation.....	59
Abbildung 57: Übersicht: Verformung der Sohle im OW.....	61
Abbildung 58: Skizze: OW-Sohle in Modellversuch, Referenzsimulation und Variante A lt. Plan.....	61
Abbildung 59: Referenznetz (links) und Variante B mit Dammbalkenschlitz(rechts).....	62
Abbildung 60: Referenznetz mit ausgerundetem Pfeiler (links) und Variante mit abgeschrägtem Pfeiler (rechts).....	63
Abbildung 61: Steigung der Wehrschwelle: Referenznetz 3:2 (links) und Variante D 3:1 (rechts).....	64
Abbildung 62: Zellen längs zur Fließrichtung: Referenznetz 2 mit Zellen (links) und Variante mit 4 Zellen (rechts).....	65
Abbildung 63: Zellen längs zur Fließrichtung: Variante mit 8 Zellen (rechts) ...	65
Abbildung 64: Referenznetz (links), Netz aus Referenzsimulation 4-fach verdichtet (rechts).....	66
Abbildung 65: Abhängigkeit des Pegels von der SohlRauigkeit.....	68
Abbildung 66: Zeitliche Entwicklung des Wasserspiegels, Wasserspiegel OW über Bezugshöhe für Zeitschritt 0,025 s, 30000 Zeitschritte.....	69
Abbildung 67 Abhängigkeit der Abflusstiefe OW vom Abfluss.....	70
Abbildung 68: Wasserspiegel im Tosbecken bei $Q = 21,36$ l/s: Messung am Modellversuch.....	72
Abbildung 69: Wasserspiegel im Tosbecken bei $Q = 21,36$ l/s:	72
Abbildung 70: Vergleich der Abflusstiefen ermittelt mit verschiedenen Methoden	74
Abbildung 71: Abweichung der Abflusstiefen von numerischer Simulation und berechnet nach Formel aus Literatur zu gemessenen Werten	75

Abbildung 72: Vergleich der Überfallbeiwerte μ_{ges} ermittelt über verschiedene Methoden.....	76
Abbildung 73: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_1 = 6,35$ l/s	78
Abbildung 74: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_1 = 6,35$ l/s.....	78
Abbildung 75: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{100} = 14,91$ l/s	79
Abbildung 76: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{100} = 14,91$ l/s.....	79
Abbildung 77: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s.....	80
Abbildung 78: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	80
Abbildung 79: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $Z_2 = 29,95$ l/s	81
Abbildung 80: Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $Z_2 = 29,95$ l/s	81
Abbildung 81: Anordnung der Schnitte (Grundriss).....	82
Abbildung 82: Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte im Bereich des Überfalls, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	82
Abbildung 83: Wasserspiegellängenschnitt auf der linken Seite des Gerinnes im Bereich des Überfalls, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	83
Abbildung 84: Wasserspiegellängenschnitt auf der rechten Seite des Gerinnes im Bereich des Überfalls, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{5000} = 21,36$ l/s	83
Abbildung 85: Anordnung der Vergleichspunkte (Schnitt).....	85
Abbildung 86: Anordnung der Vergleichspunkte (Grundriss)	85

Abbildung 87: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 31,75 cm, aufgetragen für verschiedene Abflüsse	86
Abbildung 88: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 36,25 cm, aufgetragen für verschiedene Abflüsse	87
Abbildung 89: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 49,25 cm, aufgetragen für verschiedene Abflüsse	88
Abbildung 90: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 59,25 cm, Aufgetragen für verschiedene Abflüsse	89

Tabellenverzeichnis

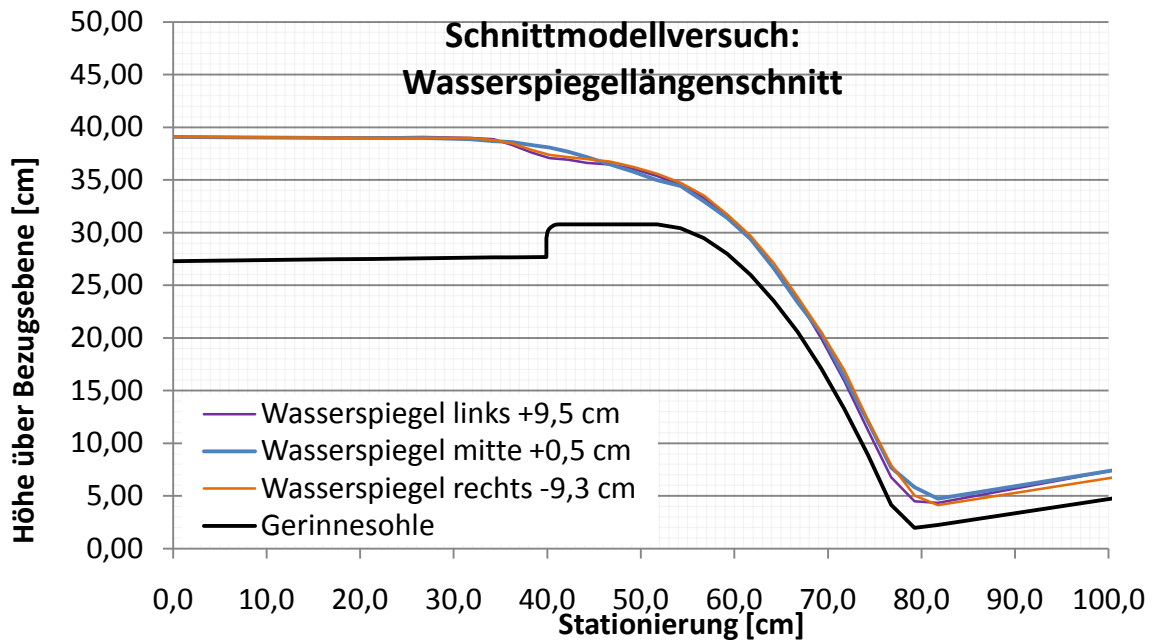
Tabelle 1: Verhältniszahlen für Schnittmodell KW Annabrücke.....	22
Tabelle 2: Lastfälle für Schnittmodell KW Annabrücke.....	23
Tabelle 3: Abflüsse mit gemessenen Abflusstiefen im Schnittmodell.....	42
Tabelle 4: Überfallbeiwert μ_{ges} für gesamten Überfall, berechnet aus Messungen am Schnittmodell.....	43
Tabelle 5: Faktoren zur Ermittlung des Überfallbeiwertes.....	45
Tabelle 6: Ermittlung des Überfallbeiwertes nach Bazin	45
Tabelle 7: Faktoren zur Ermittlung der effektiven Breite des Wehrfeldes.....	46
Tabelle 8: Effektive Breite des Wehrfeldes	46
Tabelle 9: Förderfähigkeit des Wehrfeldes, berechnet mit Formeln aus Literatur	47
Tabelle 10: Überfallbeiwert μ_{ges} für gesamten Überfall, berechnet mit Formeln aus Literatur.....	48
Tabelle 11: Zu- und Abflussbedingungen.....	52
Tabelle 12: Parameter der Referenzsimulation	54
Tabelle 13: Abflusstiefe OW für Referenzsimulation	58
Tabelle 14: Überfallbeiwert μ_{ges} für Referenzsimulation.....	59
Tabelle 15: Übersicht über untersuchte Varianten	60
Tabelle 16: Abflusstiefe OW in Abhängigkeit der Sohle im OW	62
Tabelle 17: Abflusstiefe OW ohne/mit Dammbalkenschlitzen	63
Tabelle 18: Abflusstiefe am OW-Pegel in Abhängigkeit der Diskretisierung der Pfeiler.....	63
Tabelle 19: Abflusstiefe am OW-Pegel für verschiedene Neigungen der Wehrschwelle	64
Tabelle 20: Abflusstiefe OW in Abhängigkeit der Anzahl von Zellen längs zur Fließrichtung an der Wehrschwelle.....	65

Tabelle 21: Abflusstiefe OW bei Änderung Netzdichte.....	66
Tabelle 22: Abflusstiefe OW für verschiedene SohlRauigkeiten	67
Tabelle 23: Zeitschritt und Simulationsdauer	68
Tabelle 24: Abflusstiefe OW in Abhängigkeit des Zeitschritts	69
Tabelle 25 Abflusstiefe OW in Abhängigkeit des Abflusses	70
Tabelle 26 Abflusstiefe OW in für verschiedene Berechnungsmethoden.....	71
Tabelle 27 Abflusstiefe OW für verschiedene Turbulenzmodelle	72
Tabelle 28: Vergleich der Ergebnisse ermittelt mit verschiedenen Methoden..	73
Tabelle 29: Vergleich der Überfallbeiwerte μ_{ges} ermittelt mit verschiedenen Methoden.....	75
Tabelle 30: Differenz zwischen Wasserspiegel aus TELEMAC-2D – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 31,75 cm	86
Tabelle 31: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 36,25 cm	87
Tabelle 32: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 49,25 cm	88
Tabelle 33: Differenz zwischen Wasserspiegel aus Numerik – Messung an Schnittmodellversuch bei Station 59,25 cm	89

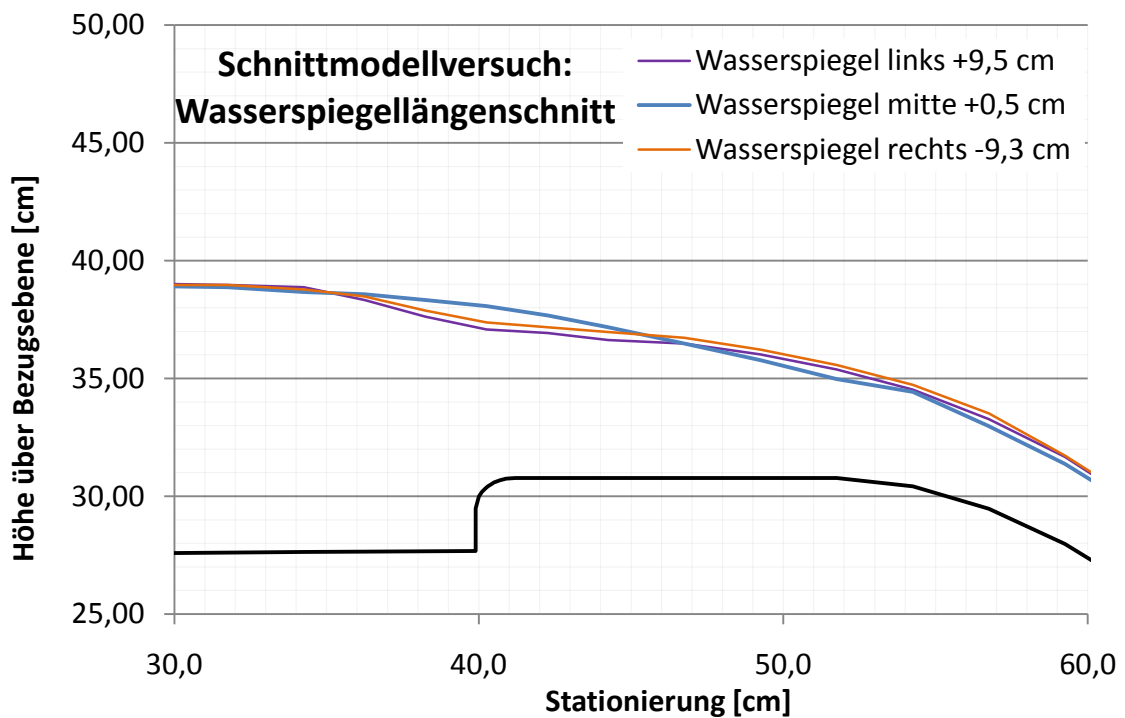
Anhang A

Wasserspiegellängenschnitte gemessen am Schnittmodell

- Lastfall $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$



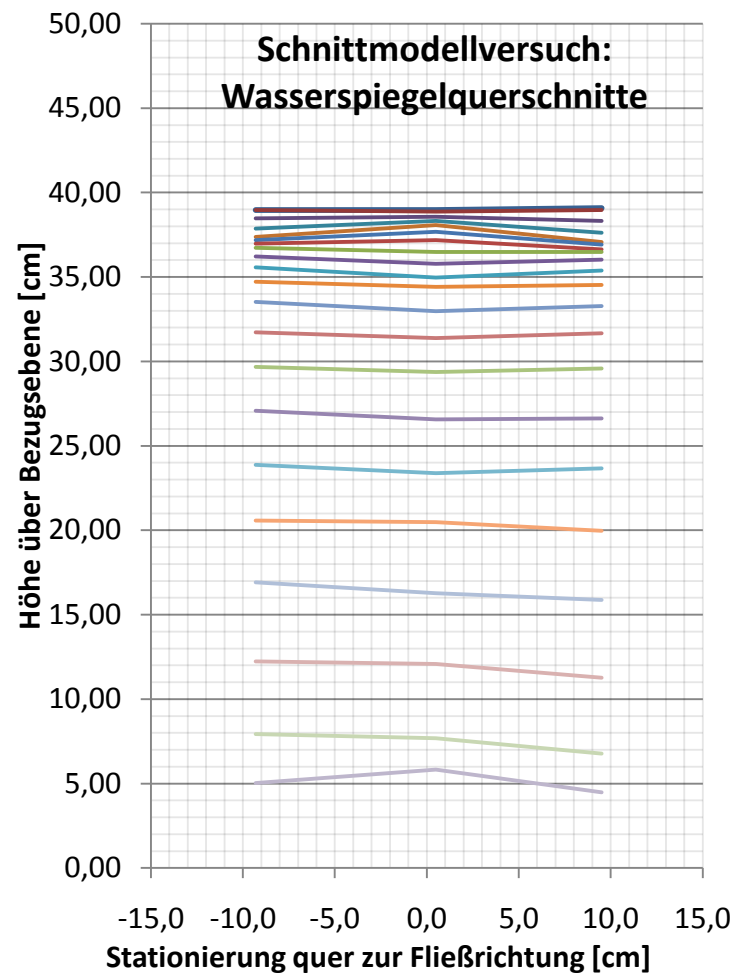
Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$



Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$

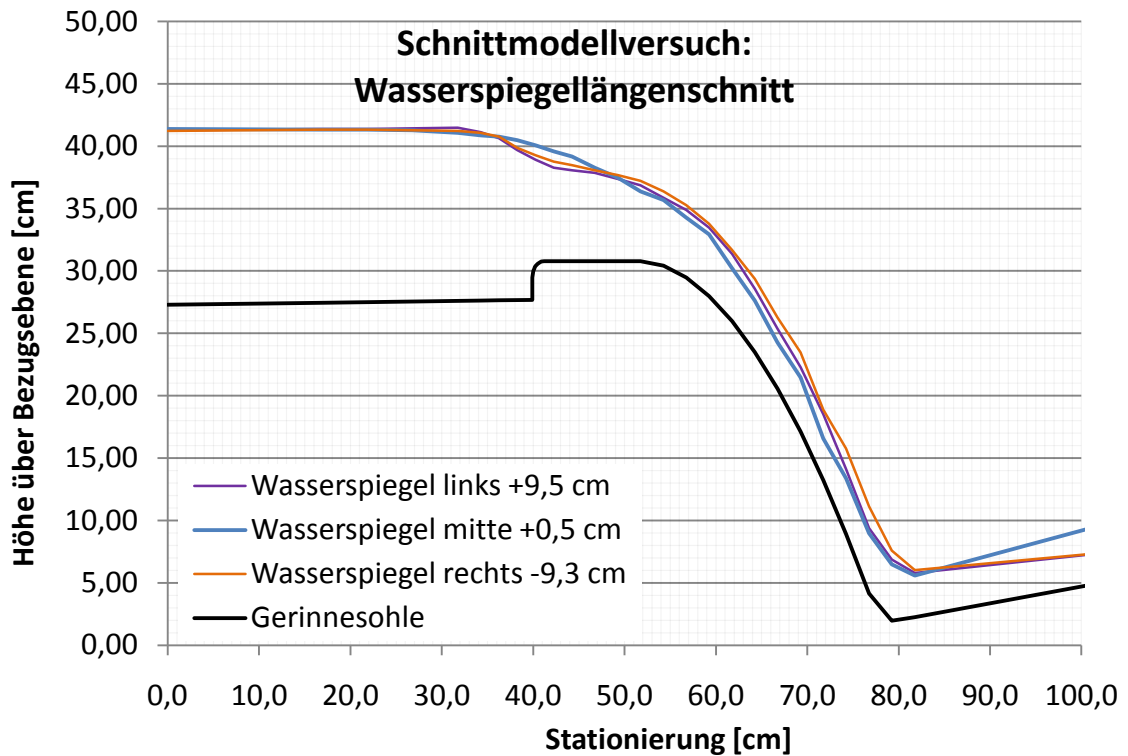
**Stationierung in
Fließrichtung [cm]**

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

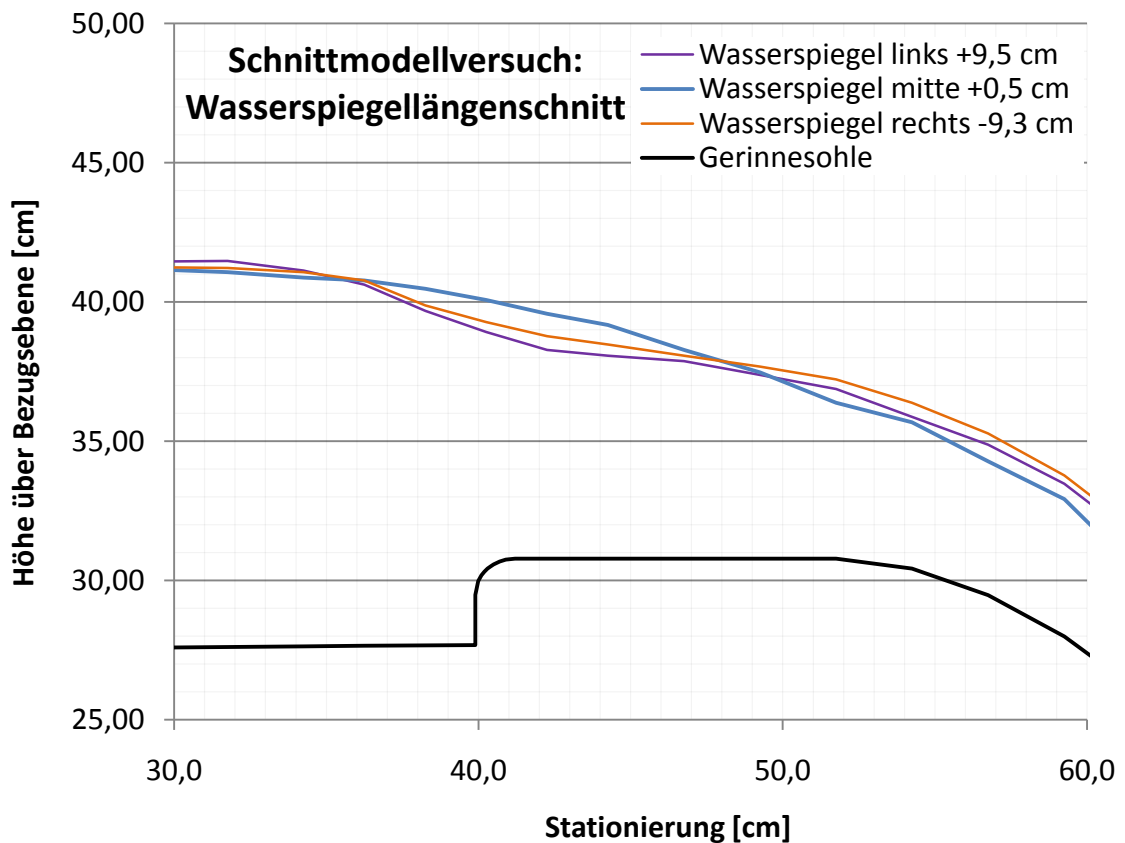


Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$

- Lastfall $HQ_{10,2}$ Wehrfelder = 15,52 l/s



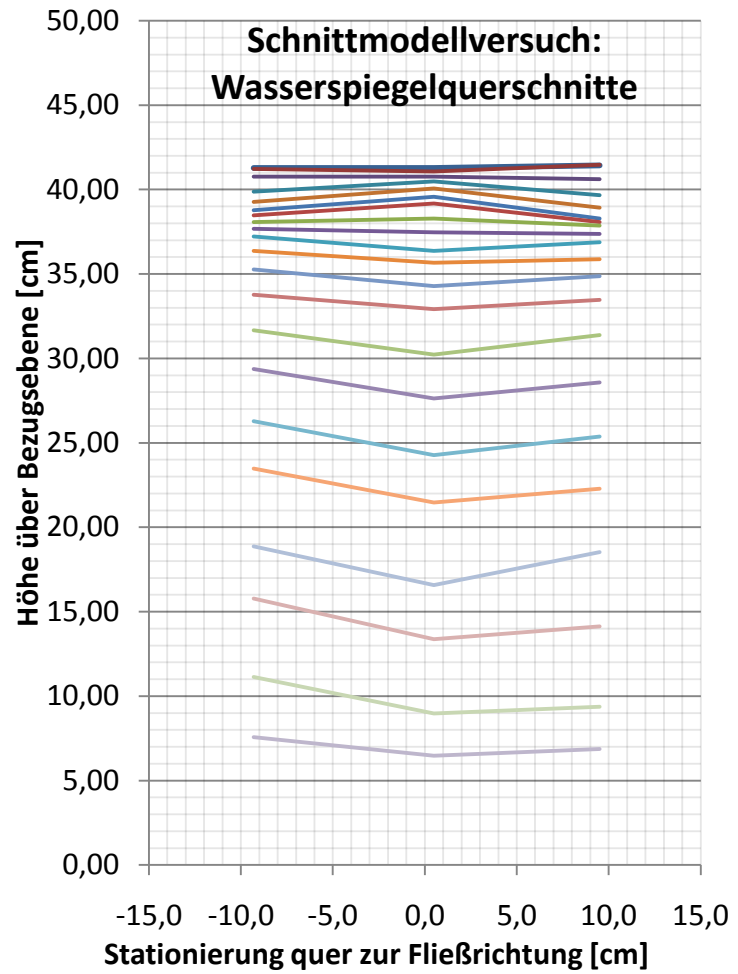
Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{10,2}$ Wehrfelder = 15,52 l/s



Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{10,2}$ Wehrfelder = 15,52 l/s

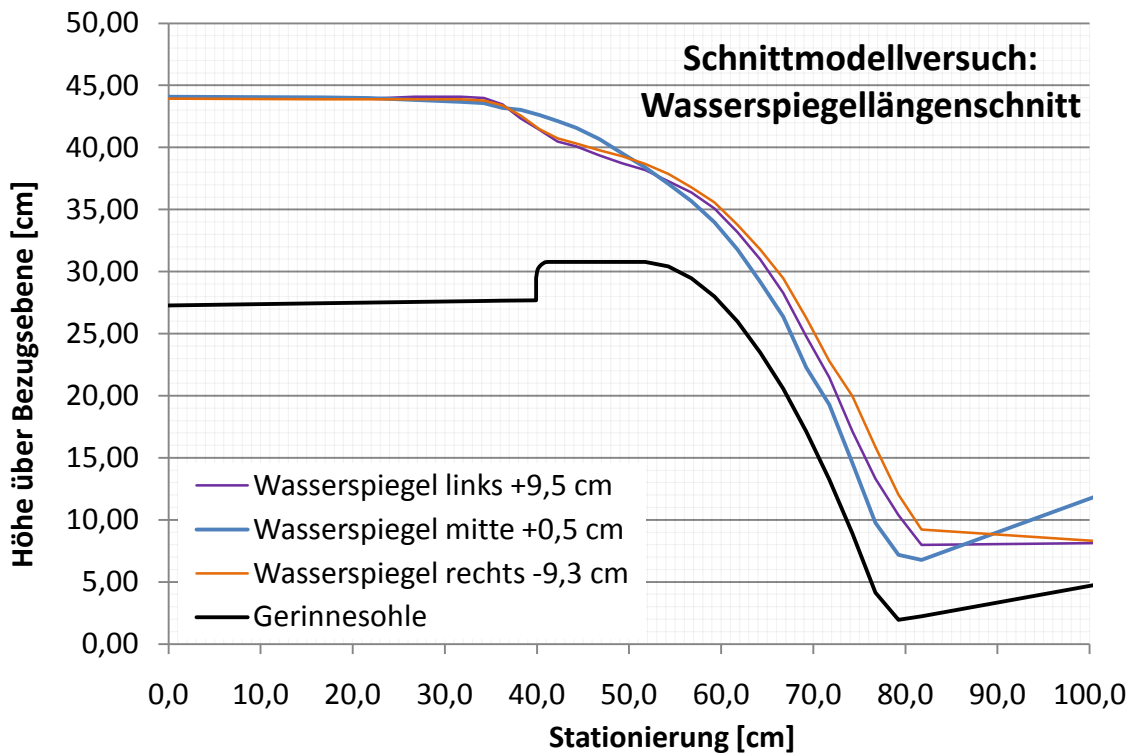
**Stationierung in
Fließrichtung [cm]**

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

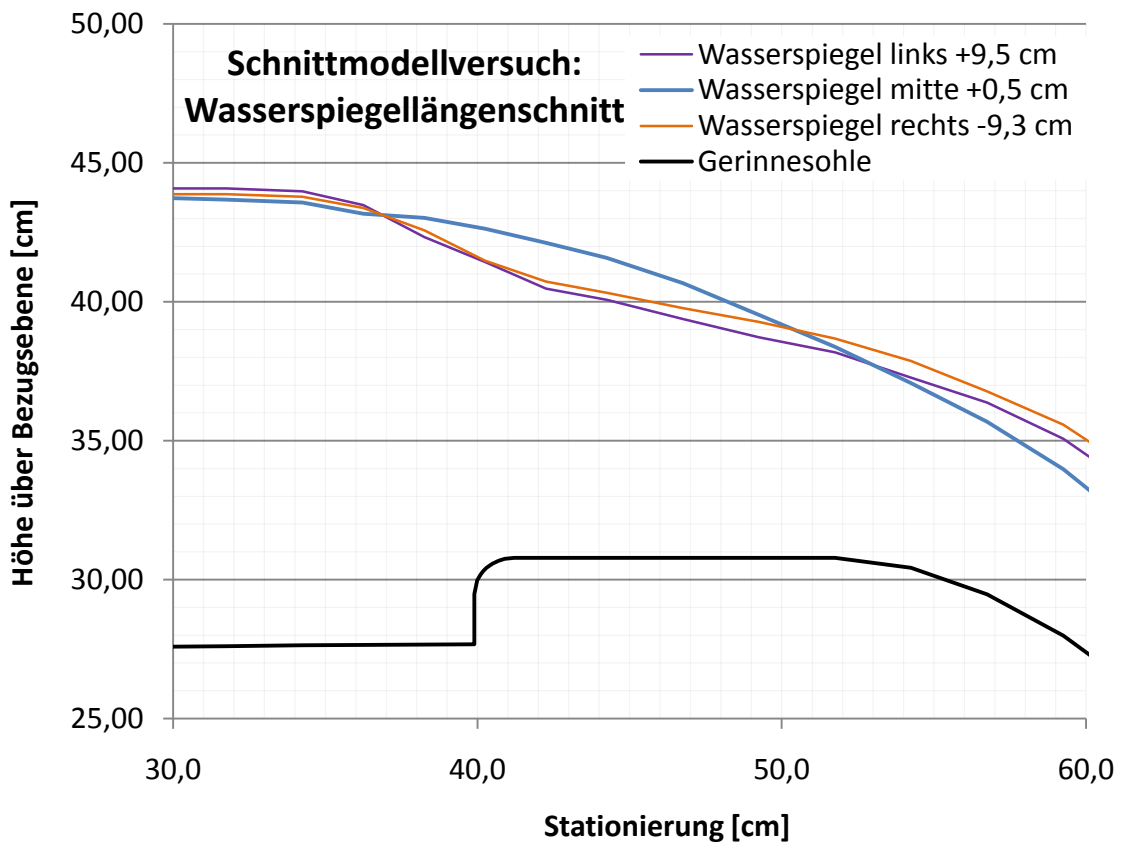


Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{10,2 \text{ Wehrfelder}} = 15,52 \text{ l/s}$

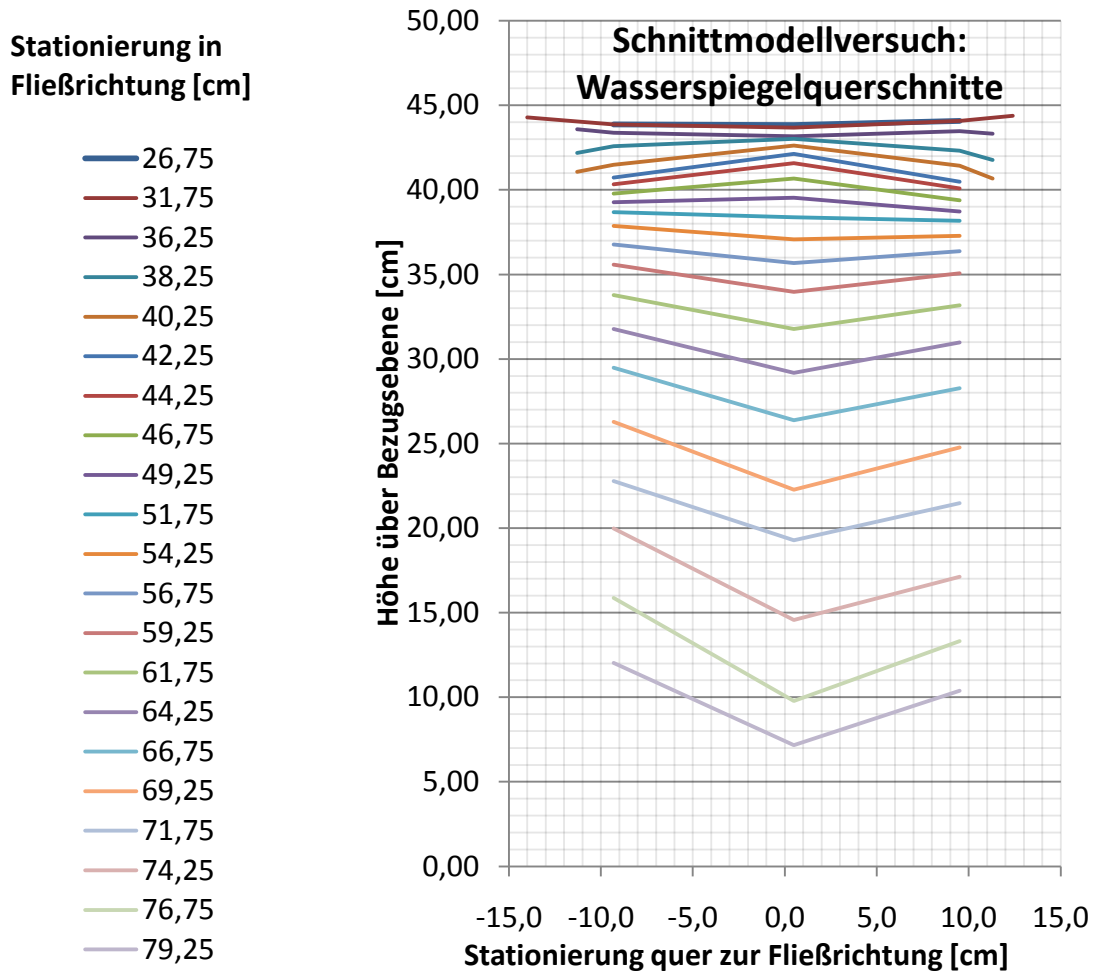
- Lastfall $HQ_{100, 2 \text{ Wehrfelder}} = 22,33 \text{ l/s}$



Wasserspiegellängenschnitt, $HQ_{100, 2 \text{ Wehrfelder}} = 22,33 \text{ l/s}$

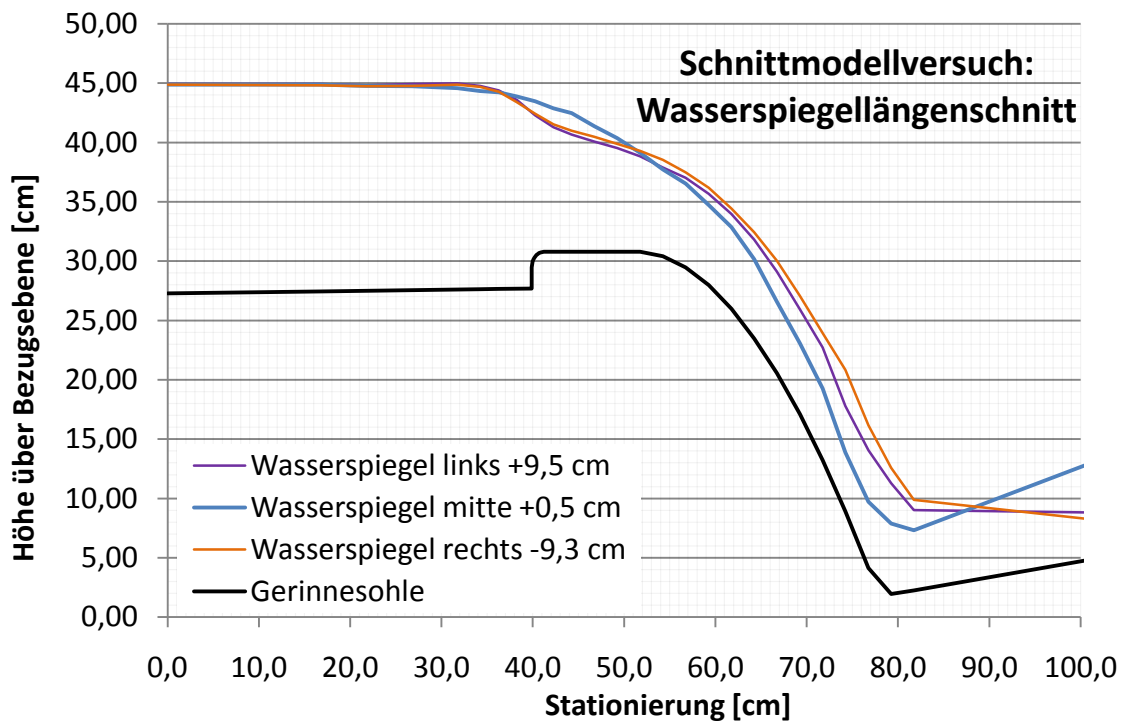


Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, $HQ_{100, 2 \text{ Wehrfelder}} = 22,33 \text{ l/s}$

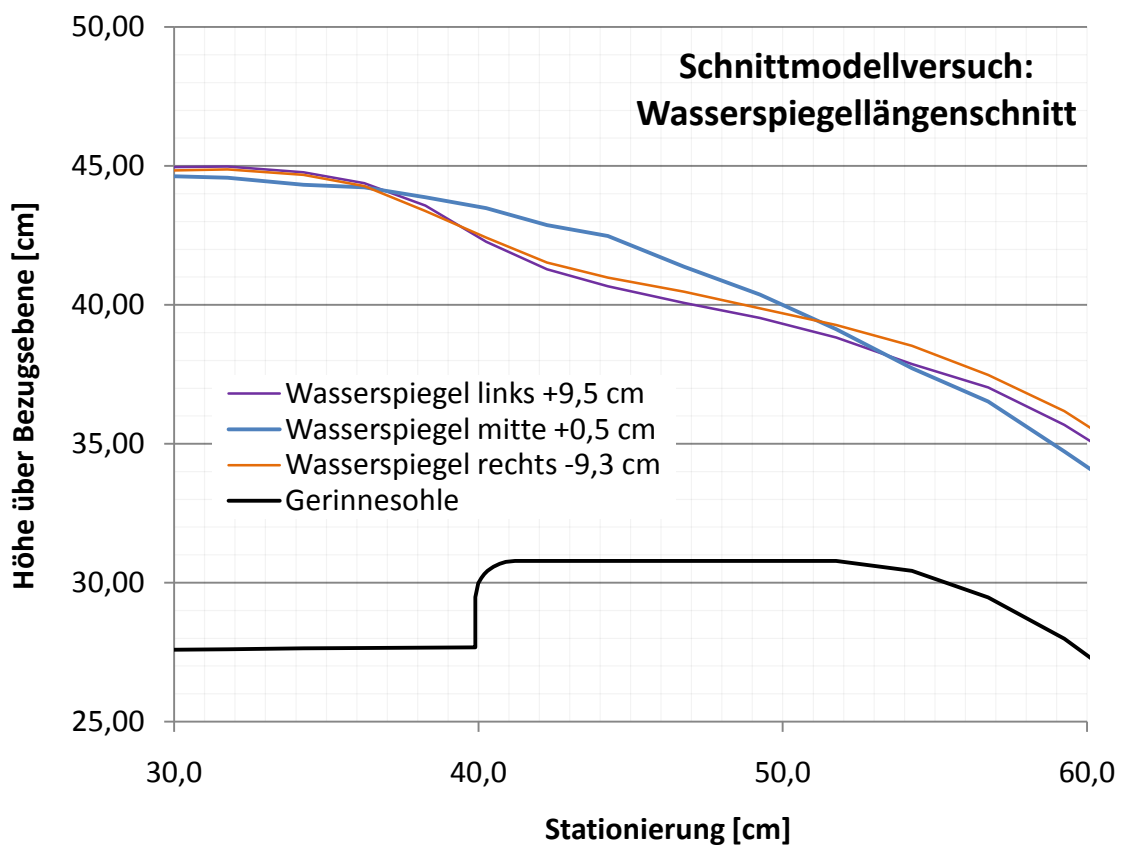


Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $HQ_{100, 2 \text{ Wehrfelder}} = 22,33 \text{ l/s}$

- **Zusätzlicher Lastfall Z1 = 24,96 l/s**



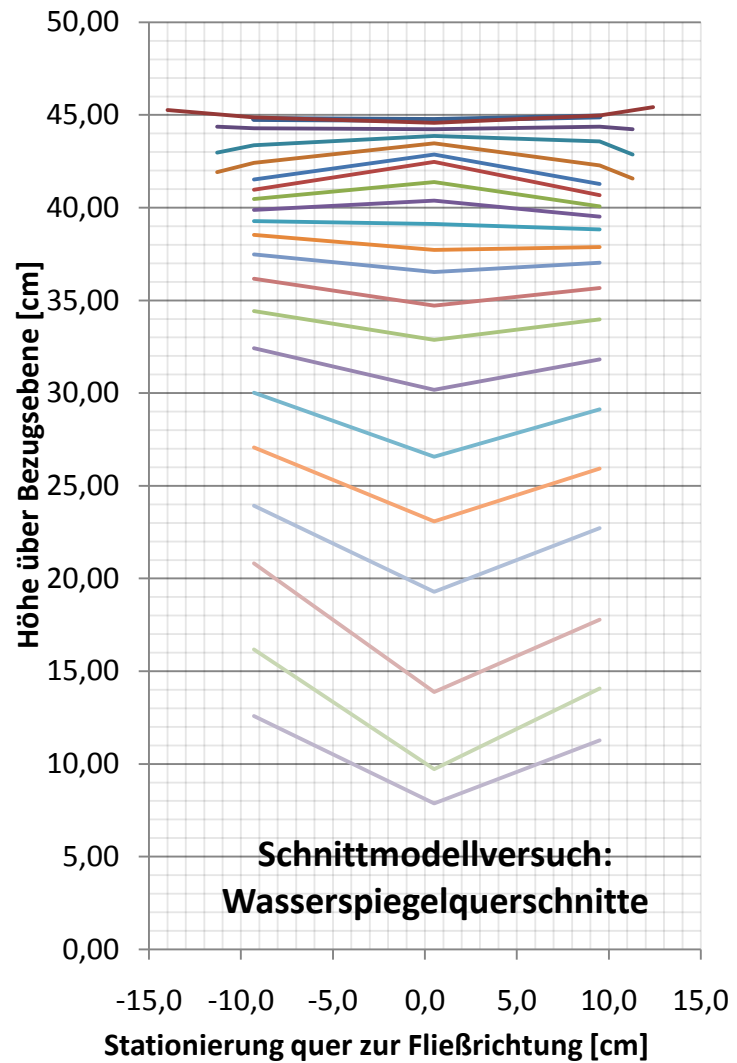
Wasserspiegellängenschnitt, Z1 = 24,96 l/s



Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, Z1 = 24,96 l/s

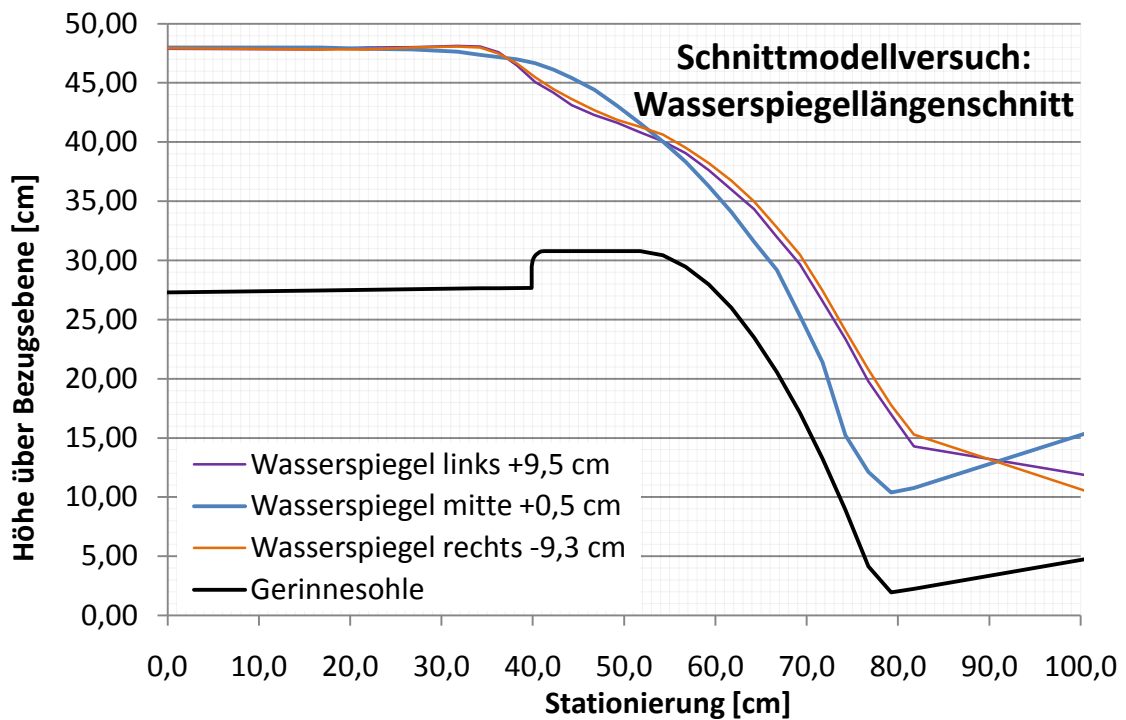
**Stationierung in
Fließrichtung [cm]**

- 26,75
- 31,75
- 36,25
- 38,25
- 40,25
- 42,25
- 44,25
- 46,75
- 49,25
- 51,75
- 54,25
- 56,75
- 59,25
- 61,75
- 64,25
- 66,75
- 69,25
- 71,75
- 74,25
- 76,75
- 79,25

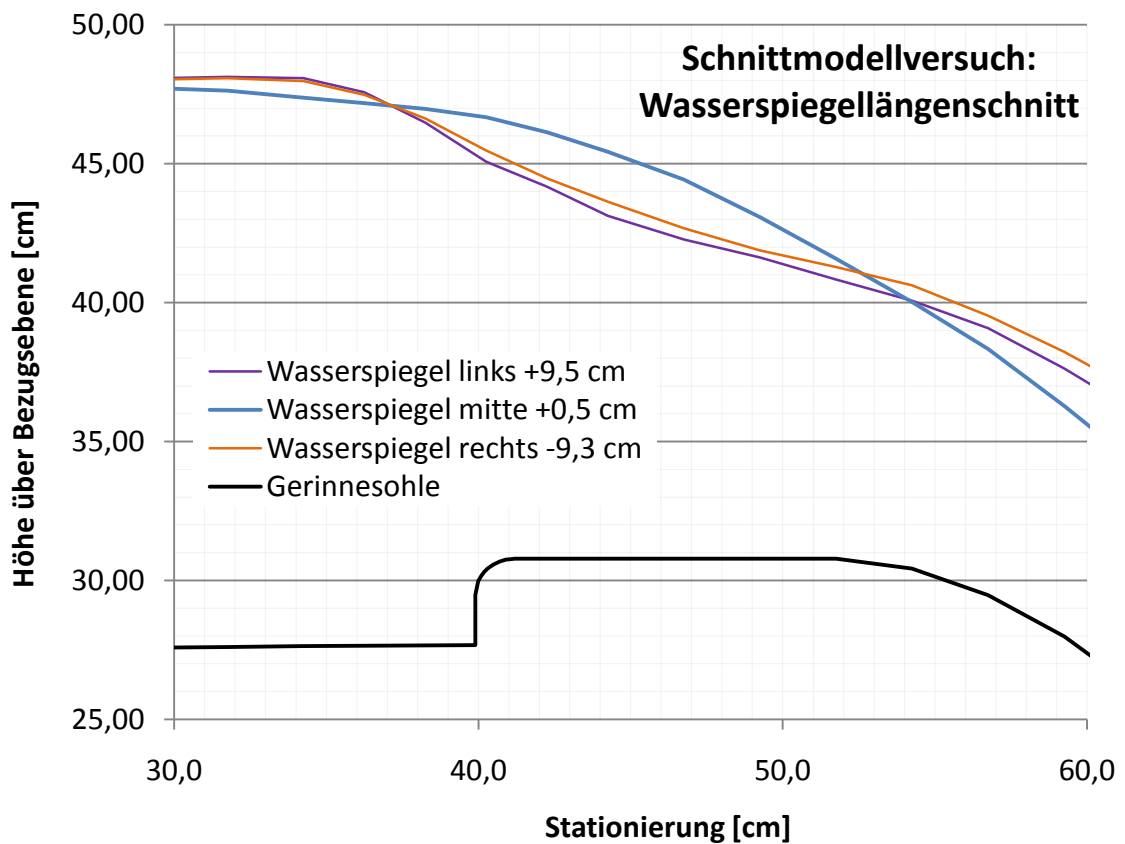


Querschnitt durch Wasserspiegel an verschiedenen Stationen, $Z_1 = 24,96 \text{ l/s}$

- **Zusätzlicher Lastfall Z3 = 35,05 l/s**



Wasserspiegellängenschnitt, Z3 = 35,05 l/s



Wasserspiegellängenschnitt im Bereich des Überfalls, Z3 = 35,05 l/s

Anhang B

Steering File aus TELEMAC-2D für Referenzsimulation $HQ_{5000} = 21,36$ l/s

Bezeichnung im Steering File	Wert	Beschreibung auf Deutsch
TELEMAC2D Version v6p0 May 25, 2011		
/ EQUATIONS		Gleichungen
FRICITION COEFFICIENT	120	Reibungskoeffizient
LAW OF BOTTOM FRICTION	3	Reibungsgesetz
TURBULENCE MODEL	1	Turbulenzmodell
/ EQUATIONS, BOUNDARY CONDITIONS		Gleichungen, Randbedingungen
VELOCITY PROFILES	1;4	Geschwindigkeitsprofile
PRESCRIBED FLOWRATES	0;0.02136	vorgegebener Abfluss
PRESCRIBED ELEVATIONS	0.191326;0	vorgegebene Höhe
OPTION FOR LIQUID BOUNDARIES	1;1	Option für flüssige Begrenzungen
/ EQUATIONS, INITIAL CONDITIONS		Gleichungen, Startbedingungen
INITIAL ELEVATION	0,5	Starthöhe
INITIAL CONDITIONS	CONSTANT ELEVATION	Startbedingung
/ INPUT-OUTPUT, FILES		Eingabe und Ausgabe, Dateien
STEERING FILE	cas	Steuerungsdatei
BOUNDARY CONDITIONS FILE	cas.conlim	Datei für Randbedingungen
RESULTS FILE	1sim_res	Datei für Ergebnis
GEOMETRY FILE	06_ow_opt.slf	Datei für Geometrie
/ INPUT-OUTPUT, GRAPHICS AND LISTING		Eingabe und Ausgabe, Graphik und Textausgabe
LISTING PRINTOUT PERIOD	20	Zeitabschnitt für Textausgabe
VARIABLES FOR GRAPHIC PRINTOUTS	U,V,B,H,S,F,L	Variablen für graphische Ausgabe
MASS-BALANCE	true	Massenbilanz
GRAPHIC PRINTOUT PERIOD	100	Zeitabschnitt für Graphische Ausgabe
/ NUMERICAL PARAMETERS		Numerische Parameter
SUPG OPTION	1;1;2;2	Upwinding Modus
CONTINUITY CORRECTION	true	Korrektur über Kontinuität
TIME STEP	0.0050	Zeitschritt
NUMBER OF TIME STEPS	15000	Anzahl der Zeitschritte
FREE SURFACE GRADIENT COMPATIBILITY	0.9	Freispiegel Gradient Kompati-

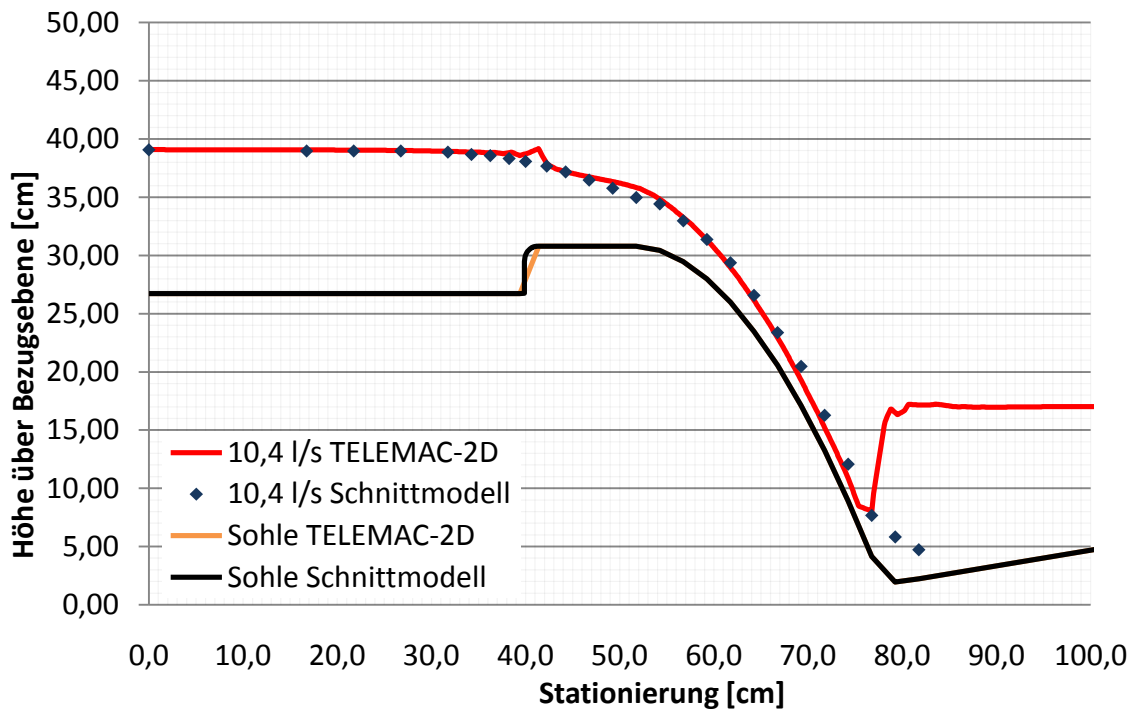
TREATMENT OF THE LINEAR SYSTEM	2	bilität Lösung des linearen Gleichungssystem
/ NUMERICAL PARAMETERS, SOLVER SOLVER	1	Numerische Parameter, Solver Solver (Gleichungslösungs-Modus)
/ PHYSICAL CONSTANTS WATER DENSITY	1000	Physikalische Konstanten Dichte des Wassers

Anhang C

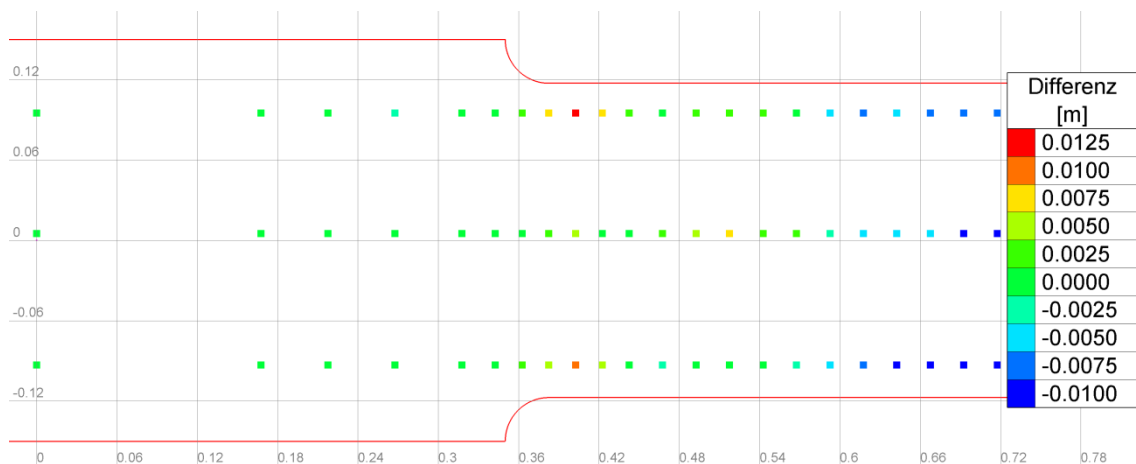
Vergleich der Wasserspiegellängenschnitte aus Messungen am Schittmodell mit den Resultaten der numerischen Simulation

Differenz der Resultate aus der numerischen Simulation – gemessene Werte am Schnittmodell

- Lastfall $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$

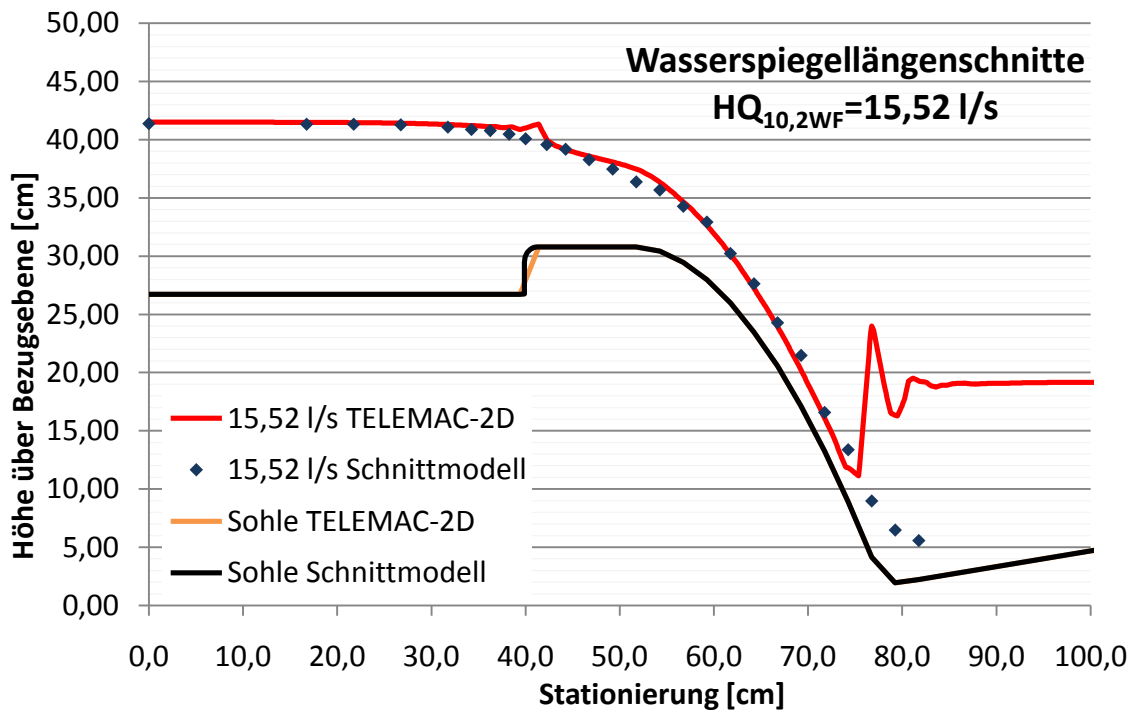


Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$

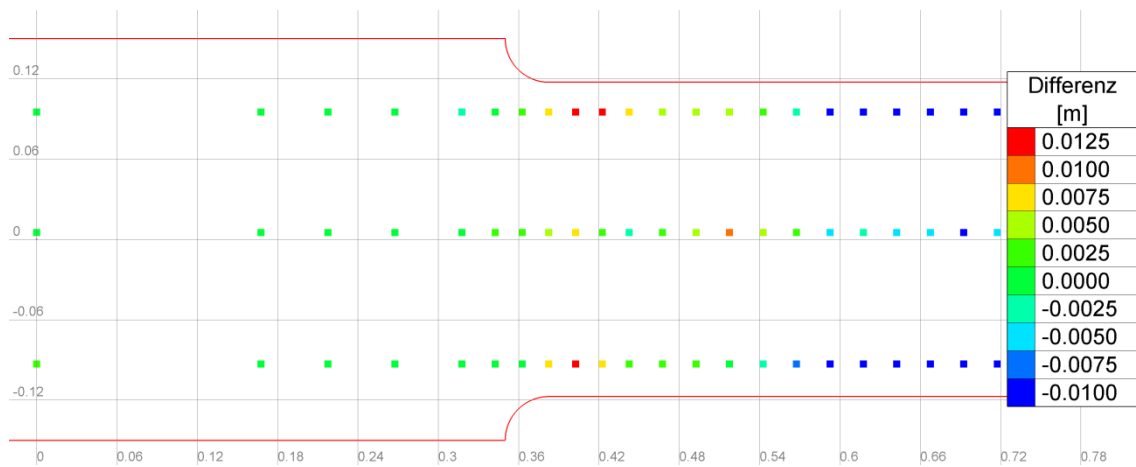


Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{10} = 10,40 \text{ l/s}$

- Lastfall $HQ_{10,2}$ Wehrfelder = 15,52 l/s

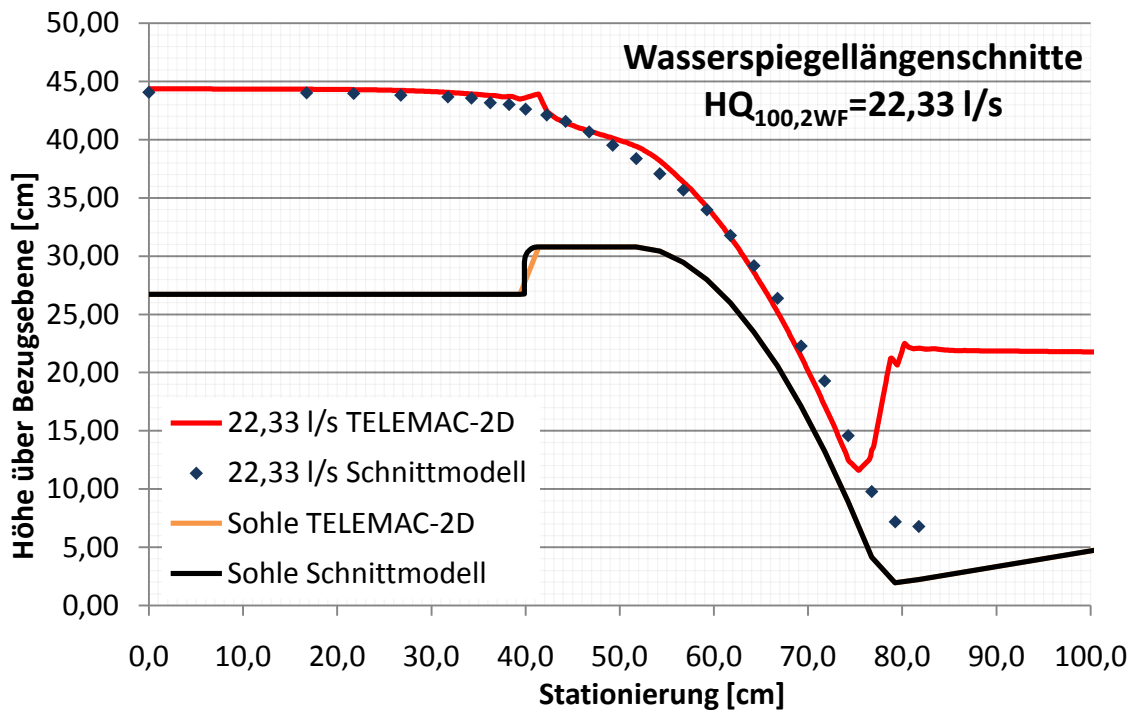


Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{10,2}$ Wehrfelder = 15,52 l/s

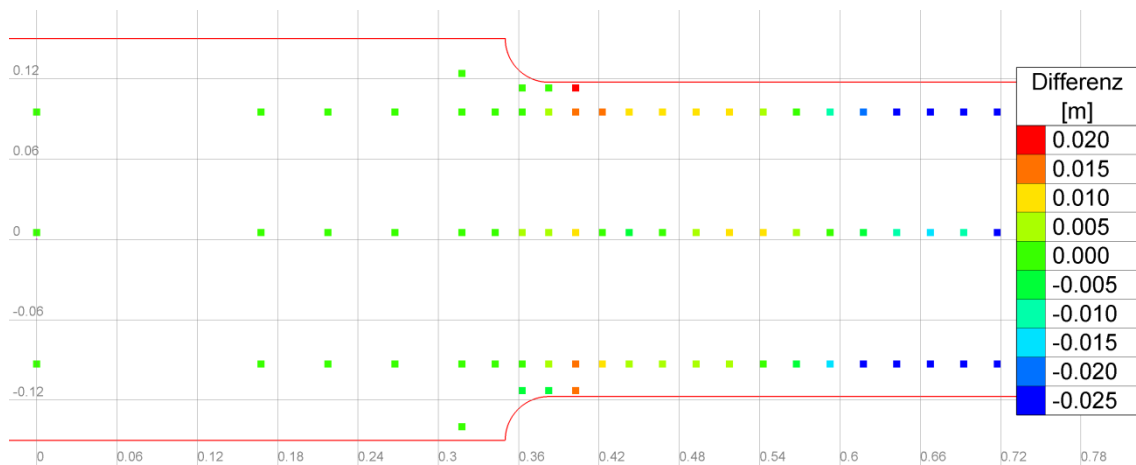


Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{10,2}$ Wehrfelder = 15,52 l/s

- Lastfall $HQ_{100, 2}$ Wehrfelder = 22,33 l/s

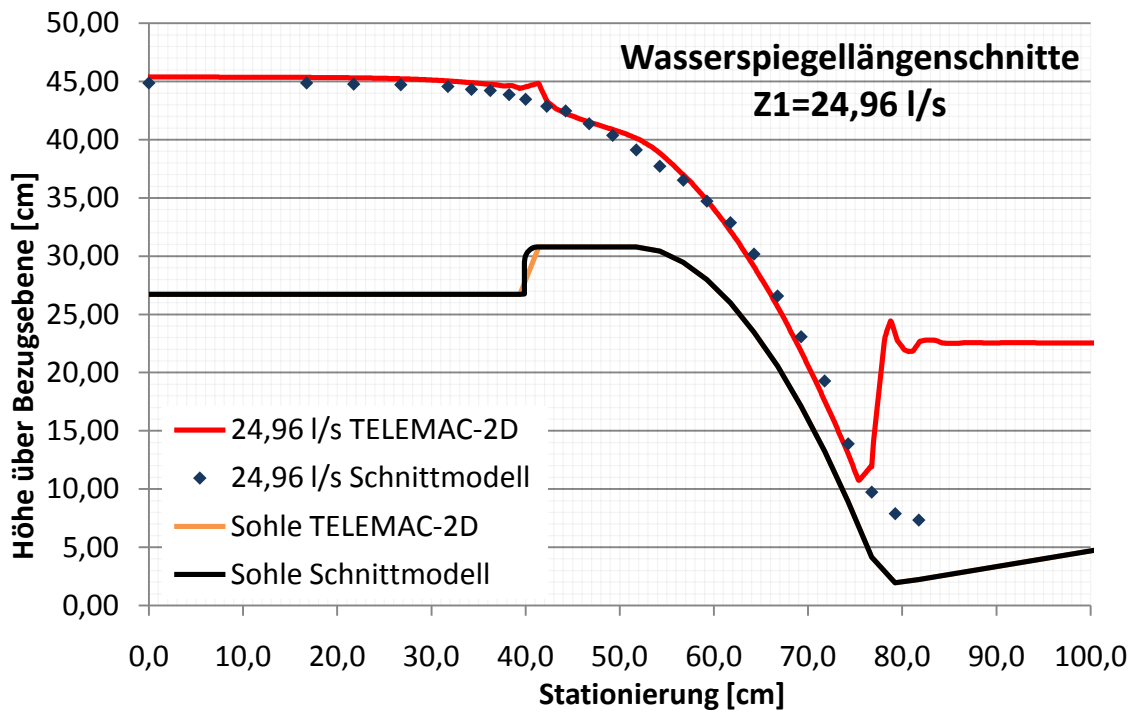


Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{100, 2}$ Wehrfelder = 22,33 l/s

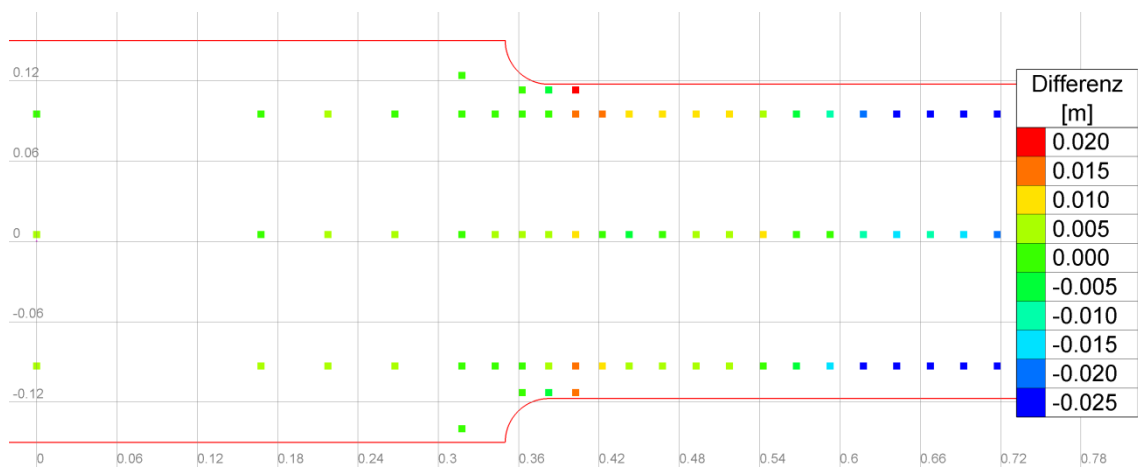


Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, $HQ_{100, 2}$ Wehrfelder = 22,33 l/s

• **Zusätzlicher Lastfall Z1 = 24,96 l/s**

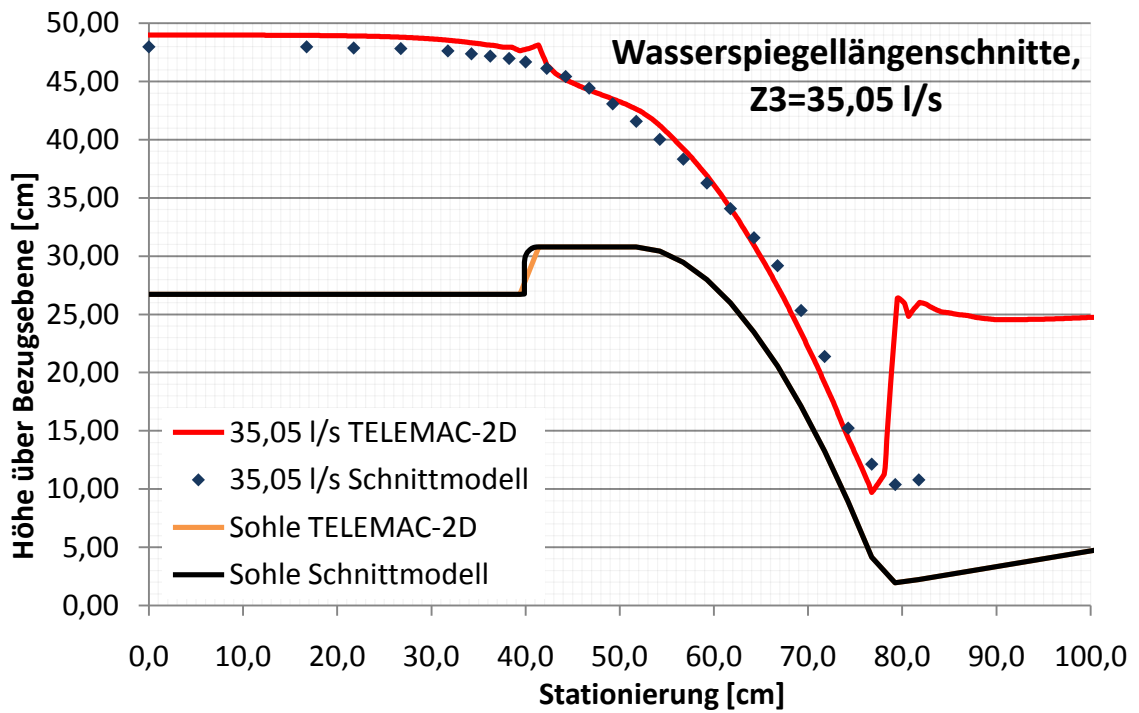


Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, Z1 = 24,96 l/s

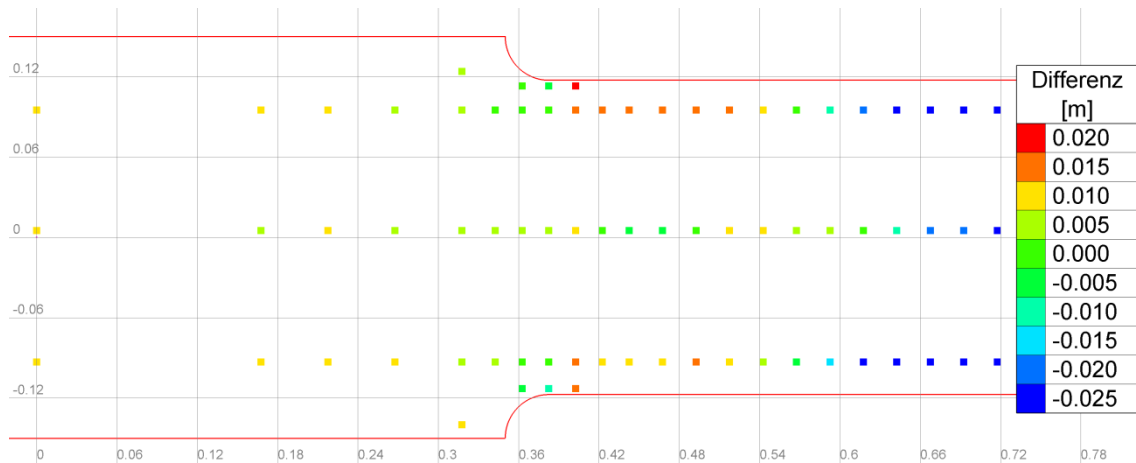


Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, Z1 = 24,96 l/s

• **Zusätzlicher Lastfall Z3 = 35,05 l/s**



Wasserspiegellängenschnitt in Gerinnemitte, numerische Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, Z3 = 35,05 l/s



Differenz zwischen Ergebnis der numerischen Simulation und Messergebnis aus Modellversuch, Z3 = 35,05 l/s