



Retentionspotentialstudie am Inn

Endbericht für Teilprojekt F:

Transportvorgänge in Stauräumen

München, im Oktober 2021

Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Stefan Schäfer M. Sc.

Dr.-Ing. Richard Huber

Prof. Dr.sc.tech. Peter Rutschmann

Arcisstraße 21

80333 München

Inhaltsverzeichnis

1. Einführung.....	3
2. Erstellung des physikalischen Versuchsstands	4
2.1. Parameterstudie der Staustufen	4
2.2. Ähnlichkeit und Limitationen physikalischer Modelle.....	15
2.3. Physikalischer Laborversuch	25
2.4. Ersatzmaterial für den Laborversuch	26
2.5. Physikalischer Versuchsstand	28
2.6. Hydrologie	43
3. Entwicklung von Mess- und Steuertechnik	48
3.1. Steuerung des Versuchsstands.....	48
3.2. Sohlvermessung mittels Laserscanning.....	51
3.3. Sedimenttransportmessung	56
3.4. Fließgeschwindigkeitsmessung	58
4. Durchführung des physikalischen Laborversuchs.....	62
4.1. Konzeption der Laborversuche	62
4.2. Versuchsdurchführung	73
4.3. Umgang mit Messdaten.....	83
4.4. Messergebnisse	83
5. Erstellung der numerischen Modelle der Laborstauräume.....	101
5.1. Netzerstellung	101
5.2. Sensitivitätsanalyse	105
6. Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen.....	127
6.1. Vergleichsberechnungen mit TELEMAC-2D/SISYPHE.....	127
6.2. Vergleichsberechnungen mit TELEMAC-3D/SISYPHE.....	133
7. Erkenntnisse aus der hybriden Modellierung	139
7.1. Erkenntnisse aus dem Laborversuch.....	139
7.2. Erkenntnisse aus der 2D-Modellierung	141
7.3. Erkenntnisse aus der 3D-Modellierung	145
7.4. Gegenüberstellung der numerischen Modelle.....	147
8. Zusammenfassung / Schlussfolgerungen / Ausblick.....	149
9. Literatur.....	153
Anhang.....	157

1. Einführung

In diesem Teilprojekt wurden dynamische Sohlveränderungen in Flusstauräumen während Hochwasser untersucht und bewertet, wie gut solche Veränderungen mit Hilfe von numerischen Simulationen vorhergesagt werden können. Um diese Sachverhalte mit wissenschaftlicher Genauigkeit zu analysieren, wurde ein großskaliger physikalischer Versuchsstand eingerichtet und dynamisch betrieben. Es waren darin zwei verschiedene, für die Staustufen am Inn charakteristische, idealisierte Stauräume nachgebildet – Modellähnlichkeit konnte aufgrund des Feinsandes im Inn nicht hergestellt werden.

Die in den oberen Sohlschichten der Innstauräume abgelagerten Fein- und Mittelsande waren aufgrund ihrer geringen Korngröße nicht ohne Einschränkungen in ein dynamisch ähnliches Modell übertragbar, sodass für die durchgeführten physikalischen Versuche keine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den Inn gewährleistet werden konnte. Die Versuche dienten stattdessen dem Erkenntnisgewinn über dynamische Sohlumlagerungsprozesse während Hochwasser in Stauräumen mit zu den Innstaustufen vergleichbaren Charakteristika im Allgemeinen und zur Überprüfung von numerischen Programmen bei der Vorhersage ebensolcher Prozesse im Speziellen.

In den physikalischen Versuchen wurden dazu Sohlveränderungen in Flusstauräumen unter hydraulisch stationären und instationären Verhältnissen sowie deren Einfluss auf die Hochwasserabfuhr untersucht und mit aufwendiger Messtechnik detailliert vermessen. Die Ergebnisse dieser Versuche dienten als Eingangs- und Referenzwerte für Berechnungen mit hydro-morphodynamischen numerischen Programmen, die normalerweise bei ähnlichen Fragestellungen alleine und mit wenig hochwertigen Datensätzen zur Kalibrierung und Validierung zum Einsatz kommen. Darüber hinaus konnten aus den Versuchen wichtige Erkenntnisse zur physikalischen Modellierung von dynamischen Sohlumlagerungsvorgängen mit hochmobilem Sohlmaterial gewonnen werden.

Zu Beginn der Untersuchungen in Teilprojekt F war zudem angedacht, auch noch den Einfluss betrieblicher Maßnahmen im vorgestellten Kontext zu bewerten. Aufgrund des hohen Arbeitsumfangs bei den physikalischen Versuchen während der Projektlaufzeit konnte dies jedoch nicht mehr durchgeführt werden.

2. Erstellung des physikalischen Versuchsstands

In diesem Kapitel wird die Einrichtung des Versuchsstands für die physikalischen Untersuchungen zur Interaktion von Flusssohle und Hochwasser in Flusstauräumen beschrieben. Anhand einer Parameterstudie, die alle Staustufen im Untersuchungsgebiet analysierte, wurden charakteristische Eigenschaften identifiziert, die für die hydro-morphologischen Vorgänge in den Innstauräumen maßgeblich sind, und daraus zwei idealisierte, für den Inn charakteristische Stauräume für den physikalischen Versuch abgeleitet. Im Anschluss daran wird auf Einschränkungen bei der Modellähnlichkeit dieser Versuchsstauräume eingegangen. Abschließend wird der Versuchsstand vorgestellt und die Auswahl der untersuchten hydrologischen Szenarien beschrieben.

2.1. Parameterstudie der Staustufen

Die Grundlage für die Erstellung des physikalischen Versuchsstands und somit auch für die Datensätze, mit deren Hilfe die numerischen Untersuchungen des Teilprojekts F bewertet werden sollten, lieferte eine breite Untersuchung der Staustufen und ihrer Eigenschaften. Ziel der Parameterstudie war es, die Anzahl der physikalisch durchzuführenden Versuche soweit möglich zu minimieren, ohne die Aussagekraft der Versuchsergebnisse zu schmälern.

Um die Staustufen am bayerischen Inn zu beschreiben und miteinander zu vergleichen, wurde eine große Anzahl unterschiedlicher Parameter herangezogen. Dazu zählten neben quantitativ mess- oder zählbaren auch qualitative Beschreibungen sowie betriebliche Vorschriften. Abbildung 1 gibt hierzu eine Zusammenstellung möglicher Parameter für eine Charakterisierung der Staustufen am Inn. Einige der dort aufgeführten Parameter waren für eine hydraulisch-morphologische Untersuchung der Stauräume jedoch irrelevant oder von untergeordneter Bedeutung, weshalb gleich zu Beginn eine Reduktion auf die folgenden sechs Teilbereiche vorgenommen wurde:

Basisdaten – Hydrologie – Geometrie – Sediment – Betrieb – Nutzung.

Im Untersuchungsgebiet am bayerischen Inn befinden sich 16 konventionelle Flusssperren mit Laufwasserkraftanlagen sowie ein Ausleitungskraftwerk. Für eine Charakterisierung der zugehörigen Stauräume kamen jedoch nur 15 der 16 Flusssperren in Betracht, weil die Staustufe Jettenbach aufgrund des Einlaufs in den Ausleitungskanal zum Kraftwerk Töging unmittelbar vor dem Wehr nicht zum Vergleich mit den anderen Staustufen genügte. Das Kraftwerk Töging besitzt keinen mit den anderen Wasserkraftanlagen vergleichbaren Stauraum und wurde ebenfalls nicht berücksichtigt. Gegenüber den Teilprojekten C und E wurde in Teilprojekt F der Stauraum der Staustufe Oberaudorf bei der Parameterstudie mitberücksichtigt.



Abbildung 1: Mögliche Parameter zur Charakterisierung von Staustufen

Die Komplexität beim Vergleich der Staustufen sollte mit Hilfe einer statistischen Datenanalyse zuerst reduziert und dann für das Strömungsgeschehen in den Stauräumen der 15 übrigen Staustufen charakteristische Parameter miteinander verglichen und Gemeinsamkeiten quantitativ beschrieben werden. Es sollte so zunächst eine idealisierte Staustufe abgeleitet werden, die als repräsentativ für eine Vielzahl der realen Staustufen angesehen werden könnte, um an ihr detaillierte Untersuchungen zum Sedimenttransportgeschehen bei Hochwasser vorzunehmen. Die betrachteten Stauräume zeichneten sich jedoch durch eine starke Heterogenität in einigen der Parameter aus, z. B. Stärke und Anzahl der Fließrichtungswechsel im staubeinflussten Bereich, weshalb eine einzige idealisierte Staustufe nicht als repräsentativ für alle anderen angesehen werden konnte. Stattdessen wurden auf Basis von Expertenwissen mehrere Gruppen mit vergleichbaren Eigenschaften identifiziert, die in sich weniger heterogen und somit auch statistisch stabiler waren. Die zur Staustufencharakterisierung durchgeführten statistischen Analysen sowie die daraus abgeleiteten Informationen über die Vergleichbarkeit der einzelnen Staustufen lieferten dazu wichtige Erkenntnisse und werden im Folgenden vorgestellt.

2.1.1. Statistische Datenanalyse

Die Ausgangssituation für die statistische Datenanalyse war herausfordernd, weil der geringen Anzahl an Stichproben (15 Staustufen) eine Vielzahl an teilweise sehr heterogenen Parametern gegenüberstand. Im Verlauf der statistischen Analysen wurde deshalb die Anzahl der verwendeten Parameter in Abhängigkeit ihrer Relevanz für die physikalische und/oder numerische Modellierung schrittweise reduziert und so die Aussagekraft der Analysen erhöht.

Im Folgenden wird nur die am stärksten reduzierte Variante behandelt: Hier sind nur noch die für die physikalische beziehungsweise die daran anschließende sediment-numerische Modellierung der Stauräume relevanten Parameter enthalten. An Stellen, an denen keine belastbaren Daten vorlagen, mussten auf der Basis der vorhandenen Daten in den benachbarten Stauräumen Annahmen getroffen werden, um die statistischen Analysen durchführen zu können. Verwendet wurde die Statistiksoftware IBM SPSS Statistics Premium, Version 24. Tabelle 1 listet die 15 untersuchten Staustufen zusammen mit ihren im Folgenden hauptsächlich verwendeten Kürzeln auf, getrennt für die Staustufen des oberen Inns (Abschnitt oberstrom der Salzachmündung) und für die Staustufen des unteren Inns.

Tabelle 1: Abkürzungen der näher untersuchten Staustufen

Oberer Inn		Unterer Inn	
Oberaudorf Ebbs	GOE	Braunau-Simbach	GBS
Nußdorf	GNU	Ering Frauenstein	GEF
Rosenheim	IRI	Eggfing Obernberg	GEO
Feldkirchen	IFE	Schärding Neuhaus	GSN
Wasserburg	IWG	Passau-Ingling	GPI
Teufelsbruck	ITK		
Gars	IGI		
Neuötting	INO		
Perach	ICH		
Stammham	ITM		

Parameterauswahl:

Tabelle 2 und Tabelle 3 zeigen die zur Datenanalyse verwendeten Parameter.

Tabelle 2: Parameter für die Datenanalyse, oberer Inn

Parameter		GOE	GNU	IRI	IFE	IWG	ITK	IGI	INO	ICH	ITM
BHQ1 (HQ100)	[m³/s]	2150	2250	2300	2750	2850	2850	2850	3000	3000	3400
BHQ2 (HQ1000)	[m³/s]	2700	2800	2900	3500	3600	3600	3600	3800	3800	4300
Stauziel	[mNN]	477,0	464,0	451,3	441,0	430,8	420,5	412,5	368,8	361,6	355,1
Einlaufsohle	[mNN]	462,0	452,0	441,8	431,0	421,5	410,5	403,5	360,3	352,3	346,6
Unterwasserstand bei BHQ2	[mNN]	470,0	458,1	448,2	437,6	429,2	418,8	409,8	467,3	362,2	353,9
Durchströmbare Breite Hochwasserentlastungsanlage	[m]	48	54	66	60	68	64	68	90	72	90
Gewichtete mittlere abflusswirksame Stauraumbreite	[m]	103,7	117,4	151,0	180,4	198,3	153,6	159,1	138,7	123,1	185,0
Krümmung des Stauraums	[km/km]	1,30	1,02	1,01	1,03	1,09	1,32	1,43	1,02	1,06	1,17
Länge der Auflandung durch Stau	[km]	7,4	8,6	4,4	8,8	8,6	8,6	7	8,2	1,8	4,2
Mittlerer Korndurchmesser der Auflandungen	[mm]	0,30	0,38	0,29	0,32	0,30	0,30	0,30	0,32	0,30	0,30
Mittleres Sohlgefälle im Stauraum	[‰]	0,11	0,17	0,34	0,28	0,21	0,42	0,39	0,14	0,43	0,55
Verhältnis Sohlgefälle von Ursohle zu aktueller Sohle	[-]	8,3	5,3	2,3	3,2	2,7	2,1	2,2	3,4	1,9	2,4

Tabelle 3: Parameter für die Datenanalyse, unterer Inn

Parameter		GBS	GEF	GEO	GSN	GPI
BHQ1 (HQ100)	[m³/s]	6200	6280	6900	6800	7400
BHQ2 (HQ1000)	[m³/s]	7600	7800	7900	8200	8400
Stauziel	[mNN]	349,0	336,2	325,9	314,9	303,0
Einlaufsohle	[mNN]	335,0	324,2	312,4	301,4	289,0
Unterwasserstand bei BHQ2	[mNN]	343,5	332,3	320,8	312,7	301,0
Durchströmbare Breite Hochwasserentlastungsanlage	[m]	115	108	115	115	115
Gewichtete mittlere abflusswirksame Stauraumbreite	[m]	300,3	315,1	502,6	318,8	227,4
Krümmung des Stauraums	[km/km]	1,27	1,03	1,04	1,06	1,11
Länge der Auflandung durch Stau	[km]	12,8	5,6	7	11,2	5,2
Mittlerer Korndurchmesser der Auflandungen	[mm]	0,21	0,21	0,25	0,21	0,21
Mittleres Sohlgefälle im Stauraum	[‰]	0,44	0,99	0,88	0,18	0,86
Verhältnis Sohlgefälle von Ursohle zu aktueller Sohle	[-]	1,7	1,4	1,1	0,6	1,4

Faktorenanalyse:

Die Faktorenanalyse ist eine Methode zur Dimensionsreduktion (= Reduktion der Parameter), um eine Überrepräsentation bestimmter Informationen zu vermeiden und die Datenstruktur für die Folgeanalysen zu vereinfachen. Eine größere Anzahl gleichartiger metrischer Variablen wird dabei aufgrund ihrer Korrelation zu wenigen, möglichst voneinander unabhängigen Faktoren zusammengefasst (Eckstein 2012). Bei diesem Verfahren können nur metrisch skalierte Variablen berücksichtigt werden. Einige Daten wurden von vornherein von den statistischen Betrachtungen ausgeschlossen. Grund dafür war ihre Homogenität. Unterliegen die Werte einer Variablen nicht einer gewissen Streuung, so können sie nicht für eine Differenzierung der

einzelnen Merkmalsträger genutzt werden. Die ausgeschlossenen Variablen gehörten überwiegend zur Kategorie Sediment. Die in Tabelle 2 und Tabelle 3 aufgelisteten Parameter bilden bereits das Ergebnis der durchgeführten Faktorenanalysen ab.

Clusteranalyse:

Das Ziel der Clusteranalyse ist eine Bündelung oder Gruppierung von Objekten. Die Gruppierung in so genannte Cluster erfolgt so, dass die Homogenität innerhalb eines Clusters und die Heterogenität zwischen den Clustern maximiert werden (Eckstein 2012). So sollten Staustufen zusammengefasst werden, die aufgrund ihrer Eigenschaften besonders gut zusammenpassen. Die folgenden Verfahren wurden durchgeführt, allerdings konnten keine aussagekräftigen Ergebnisse erzielt werden: Geometrische Klassifikation, hierarchisch-agglomerative Clusteranalyse, Two-Step Clusteranalyse.

Bei den durchgeführten Analysen zeigten sich große Unterschiede bei der Zuordnung in Gruppen, auch innerhalb eines Datensatzes. Es lagen starke Abhängigkeiten von Verfahrenstyp und Skalierung (metrisch/nominal) der Eingangsdaten vor. Die optimale Anzahl der Cluster wurde bei der hierarchisch-agglomerativen Clusteranalyse für 2 oder 3 Cluster erreicht, allerdings konnten keine großen homogenen Gruppen identifiziert werden (siehe Tabelle 4). Die darin verwendeten Zahlen von 1-2 oder von 1-3 geben die Zugehörigkeit des jeweiligen Stauraums zu den durch die Clusteranalysen gefundenen Gruppen an. Die farbliche Hinterlegung dient lediglich der besseren Sichtbarkeit und hat keine darüberhinausgehende andere Bedeutung. Auf eine Erläuterung dieser Ergebnisse sowie einzelner Verfahren im Detail wird aufgrund ihrer geringen Aussagekraft für die vorliegende Untersuchung verzichtet. Für Erläuterungen zu den einzelnen Verfahren wird auf Schendera (2010) verwiesen.

Tabelle 4: Clusteranalysen mit 2 und 3 Clustern

Stauraum	Clusteranalyse mit 2 Clustern			Clusteranalyse mit 3 Clustern		
	hierarchisch-agglomerativ	2-Step (metrisch)	2-Step (gemischt)	hierarchisch-agglomerativ	2-Step (metrisch)	2-Step (gemischt)
GOE	1	1	2	1	2	3
GNU	1	1	2	1	2	3
ITK	1	1	2	1	1	1
IGI	1	1	2	1	2	2
ICH	1	1	2	1	1	1
IRI	1	1	1	2	2	3
IFE	1	1	1	2	2	3
IWG	1	1	1	1	2	1
INO	1	1	1	1	2	3
ITM	1	1	1	2	2	1
GBS	1	1	1	2	2	2
GEF	2	2	1	3	3	2
GEO	2	2	1	3	3	2
GSN	2	2	1	3	3	2
GPI	1	2	1	2	3	2

Visuelle Klassierung mit anschließender Häufigkeitsanalyse:

Die visuelle Klassierung ist eine Methode, mit der Variablen anhand der Größe ihrer Werte in Gruppen unterteilt werden können. Dadurch werden Häufigkeitsanalysen möglich. Während mit der Clusteranalyse durch Zusammenhänge zwischen Untergruppen ein tieferes Verständnis über die Datenstruktur angestrebt wurde, ermöglichte die visuelle Klassierung also eine Aussage zur Ähnlichkeit der Staustufen untereinander. Mit diesem Verfahren sollte die Staustufe gefunden werden, die alle anderen am besten repräsentiert.

1. **Visuelle Klassierung:** Für alle Parameter, die nach der Faktorenanalyse noch übrig waren, wurde ihr jeweiliger Wertebereich in drei Gruppen unterteilt. Da durch die Faktorenanalyse für die am stärksten reduzierte Variante nur noch metrisch skalierte Parameter übrig waren, konnten die Wertebereiche für alle Parameter jeweils in drei gleich große Intervalle unterteilt werden. Dann fand eine Zuordnung aller Staustufen zu den Gruppen statt, abhängig davon, ob der betrachtete Parameter für die jeweilige Staustufe im unteren, mittleren oder oberen Drittel des Wertebereichs lag.
2. **Häufigkeitsanalyse:** Für jede Staustufe wurde die Häufigkeit bestimmt, mit der sie zur jeweils größten Gruppe eines Parameters gehörte. Die Ähnlichkeit zu den meisten anderen Staustufen sollte dann groß sein, wenn diese Summe besonders hoch war.
3. **Gewichtung der Häufigkeitsanalyse:** Um die Genauigkeit der Auswertung zu erhöhen, wurde für jede Gruppe aus der visuellen Klassierung die relative Gruppengröße ermittelt, also der Anteil aller Staustufen, der sich in der größten Gruppe oder dem oberen Drittel des Wertebereichs befand. Dann wurde die Häufigkeitsanalyse wiederholt und anstatt der Häufigkeit der Zugehörigkeit zur größten Gruppe nur noch deren relative Gruppengröße summiert.

Abbildung 2 zeigt das Ergebnis der gewichteten Häufigkeitsanalyse, das aber nicht weiter verwendet wurde, weil es neben den im Verfahren begründeten Unsicherheiten nicht mit den auf Expertise zu den hydro-morphologischen Prozessen beruhenden Annahmen in Einklang gebracht werden konnte. In Abbildung 3 ist ein Flussdiagramm dargestellt, das die einzelnen Prozessschritte bei der statistischen Datenanalyse und potenziell subjektive Beeinflussungen abbildet und den zuvor erläuterten Analyseprozess zusammenfasst.

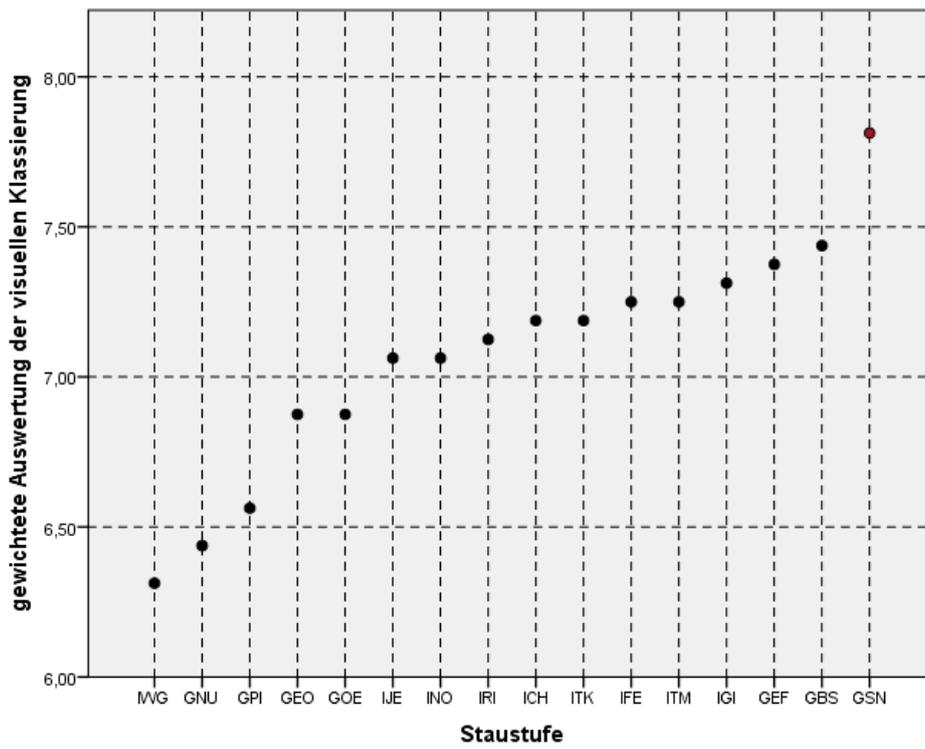


Abbildung 2: Gewichtete Auswertung der visuellen Klassierung

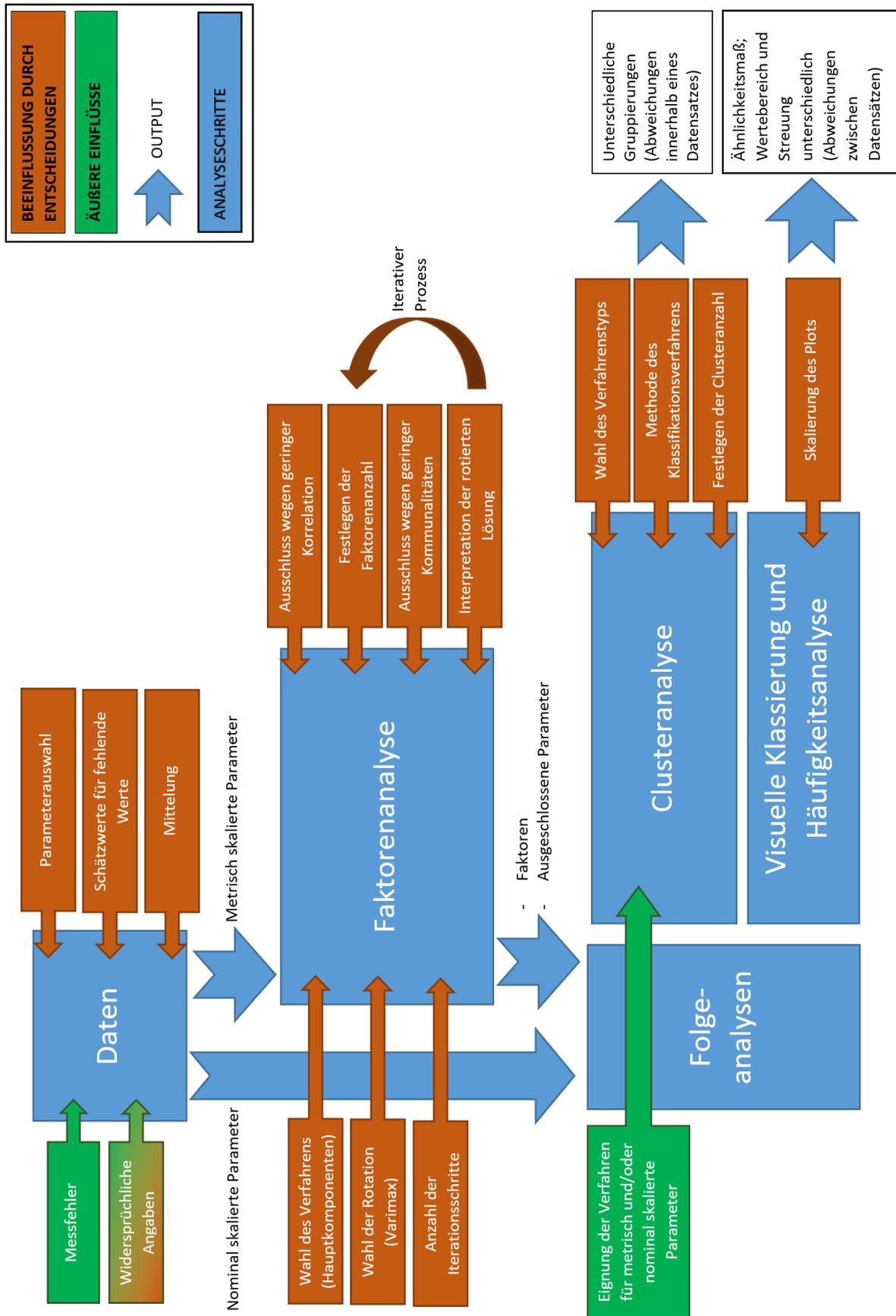


Abbildung 3: Flussdiagramm statistische Datenanalyse

2.1.2. Bewertung der Ergebnisse der statistischen Datenanalyse

Die statistische Datenanalyse wurde eingesetzt, um die für das Strömungsgeschehen in den Innstauräumen charakteristischen Parameter möglichst objektiv auf ihre Gemeinsamkeiten hin zu überprüfen. Das eigentliche Ziel, die Anzahl der Varianten in den physikalischen und numerischen Untersuchungen durch wenige statistisch relevante Parameter oder Parameter-Cluster zu reduzieren, konnte auf diesem Weg jedoch nicht erreicht werden. Trotz größtmöglicher Sorgfalt lieferte der gesamte Prozess keine objektiv richtige und zuverlässige Entscheidungsgrundlage.

Als grundlegendes Problem der durchgeführten Datenanalysen ist die geringe Anzahl an Stichproben (hier: Staustufen) zu sehen. Hinzu kam Heterogenität in vielen Parametern der Stichproben, die zu Unsicherheiten bereits während der Datenanalyse führten. Weiter wurden durch subjektive Auswahl der Parameter und subjektive Entscheidungen bei der Auswertung der Teilschritte der Datenanalyse nicht quantifizierbare Unsicherheiten in die Datenanalyse eingebracht. Die Faktoren der Faktorenanalyse, die geschätzten fehlenden Werte und die gesamte Variablenauswahl beeinflussten das Ergebnis. Mit sinkender Parameteranzahl nahm zudem die Aussagekraft der visuellen Klassierung mit anschließender Häufigkeitsanalyse tendenziell ab, da die Ergebniswerte in einem sehr kleinen Intervall lagen und damit sensibel für geringe Änderungen wurden. Veränderungen in diesen Einstellungen hätten so leicht zu einer veränderten Schlussfolgerung führen können.

Zusammenfassend war die Aussagekraft der statistischen Datenanalyse nicht ausreichend hoch und ihre Ergebnisse konnten nicht als alleinige Entscheidungsgrundlage verwendet werden. Es wurde deshalb ein anderer Ansatz gewählt, bei dem Expertenwissen die Entscheidungsgrundlage bildete.

2.1.3. Gruppierung anhand von Leitparametern

In einem ingenieurmäßigen Ansatz wurden ausgewählte physikalische Größen als Leitparameter für die Versuche definiert, weil von ihnen gemeinhin der größte Einfluss auf das Transportgeschehen zu erwarten war. Dazu wurden die Erkenntnisse der statistischen Datenanalyse mit Annahmen zum Einfluss der untersuchten Parameter auf das Transportgeschehen kombiniert betrachtet. Gegenüber der alleine auf den vorhandenen Daten basierenden statistischen Datenanalyse konnten durch dieses subjektivere Vorgehen auch Fachkenntnisse und Expertenwissen in die Parameterstudie einfließen. Die Anzahl der zu untersuchenden Parameter konnte hierdurch soweit reduziert werden, dass die Anzahl der in den physikalischen Versuchen zu untersuchenden Szenarien in einem realisierbaren Rahmen lag.

Es wurden demzufolge vier sogenannte Leitparameter identifiziert, anhand derer die Staustufen im Folgenden unterschieden und kategorisiert wurden. Im Laufe der Untersuchungen sollen diese Leitparameter sukzessive variiert und ihr Einfluss auf das hydro-morphologische Geschehen in den Stauräumen mit Hilfe der numerischen Modelle bewertet werden. Sie sind in Abbildung 4 dargestellt.

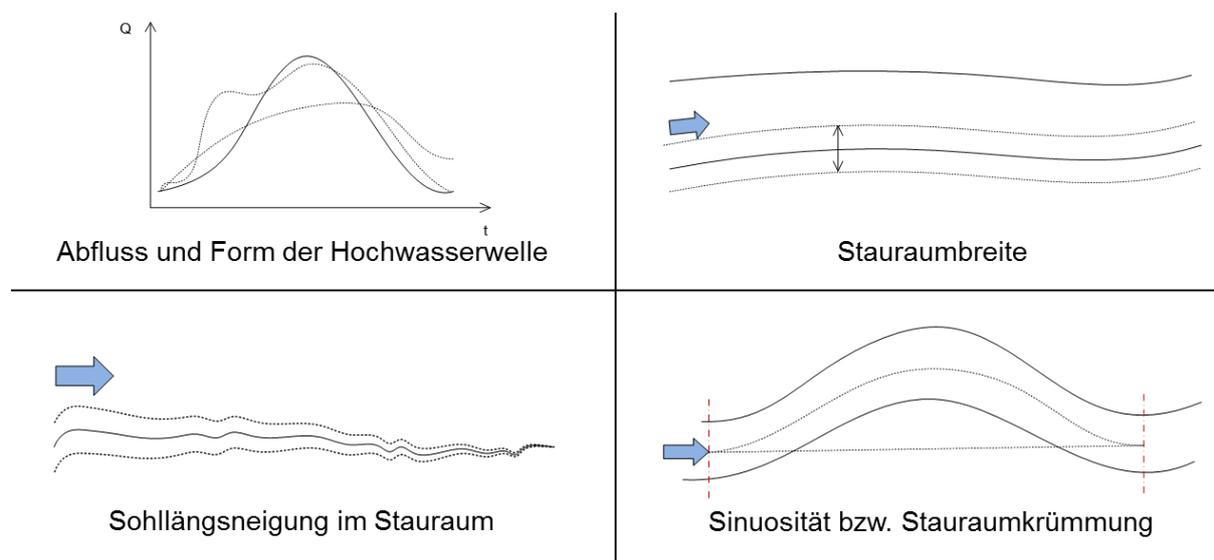


Abbildung 4: Leitparameter für physikalische Versuche

Der Leitparameter „Abfluss und Form der Hochwasserwelle“ wurde über die hydrologischen Gegebenheiten definiert und wird in Kapitel 0 gesondert beschrieben. Die anderen drei Leitparameter betrafen hauptsächlich die räumlichen Eigenschaften der Stauräume und werden im folgenden Abschnitt als „geometrische Leitparameter“ näher betrachtet.

2.1.4. Geometrische Leitparameter

In Tabelle 5 sind Informationen über die drei geometrischen Leitparameter „Stauraumbreite“, „Stauraumkrümmung“ und „Sohllängsneigung“ für alle betrachteten Stauräume zusammengestellt. Die mittlere Breite wurde als über die betrachtete Stauräumlänge gewichteter Wert ermittelt. Die mittlere Krümmung wurde ausgehend von den Flussperren als Verhältnis der Distanzen von Flussachse und Luftlinie zu definierten Punkten im Stauraum ermittelt, unter anderem 3 km entlang der Flussachse oberstrom der Flussperre und im Bereich der Stauwurzel.

Das mittlere Längsgefälle ist in einem mehrstufigen Prozess ermittelt worden, in dem die Gleichgewichtssohlen in den Stauräumen gesamt und abschnittsweise ausgewertet und mit den Ursohlen vor oder unmittelbar nach Bau der Flussperren verglichen wurden. Neben dem mittleren Gefälle im gesamten staubeeinflussten Bereich wurde auch das für die zu untersu-

chenden Transportprozesse als entscheidend identifizierte maßgebliche mittlere Gefälle ermittelt. Hierzu wurden die als näherungsweise homogen bewerteten Sohlabschnitte getrennt ausgewertet, minimale und maximale Gefälleabschnitte bestimmt und die Schwankungsbreite als Maß für die Unregelmäßigkeit der Sohlhöhenlage in Längsrichtung relativ zum mittleren Längsgefälle evaluiert. Zusammen mit einer qualitativen Bewertung der Sohlenform und ihrem Verlauf wurde so je Stauraum ein maßgeblicher Gefälleabschnitt identifiziert.

Tabelle 5: Geometrische Leitparameter der Innstauräume

		Mittlere Breite		Mittlere Krümmung				Mittleres Längsgefälle				
		gewichtete mittl. Breite [m]	Std-Abw. je gew. mi. Breite [%]	mittl. Krümmung [km/km]	Mittelwert- abweichung [%]	Krümmung untere 3km [km/km]	Mittelwert- abweichung [%]	Länge mit Stau einfluss [km]	maßg. mittl. Gefälle, akt. [‰]	Mittelwert- abweichung [%]	maßg. mittl. Gefälle, Ur [‰]	Mittelwert- abweichung [%]
oberer Inn	GOE	104	15	1.30	9	1.01	9	7.4	0.11	67	0.90	5
	GNU	117	18	1.02	15	1.01	9	8.6	0.17	48	0.91	6
	IRI	151	8	1.01	16	1.01	8	4.4	0.34	5	0.79	7
	IFE	180	28	1.03	14	1.03	6	8.8	0.28	14	0.90	5
	IWG	198	20	1.09	9	1.04	6	8.6	0.21	35	0.58	33
	ITK	154	15	1.32	10	1.35	23	8.6	0.42	29	0.91	6
	IGI	159	12	1.43	20	1.30	18	7.0	0.39	18	0.83	2
	INO	139	26	1.02	15	1.01	8	8.2	0.14	57	0.48	44
	ICH	127	13	1.06	11	1.06	3	1.8	0.43	30	0.80	6
	ITM	185	18	1.17	2	1.15	4	4.2	0.55	66	1.32	55
	Mittelwert	151		1.14		1.10		6.8	0.30		0.84	
	Std-Abw.	31		0.15		0.13		2.4	0.14		0.22	
unterer Inn	GBS	300	21	1.27	15	1.01	3	12.8	0.44	35	0.76	15
	GEF	315	43	1.03	6	1.01	3	5.6	0.99	48	1.38	55
	GEO	503	33	1.04	6	1.00	3	7.0	0.88	31	1.00	13
	GSN	319	18	1.06	4	1.02	2	11.2	0.18	73	0.11	87
	GPI	227	31	1.11	1	1.14	10	5.2	0.86	29	1.19	34
	Mittelwert	333		1.10		1.03		8.4	0.67		0.89	
	Std-Abw.	102		0.10		0.06		3.4	0.35		0.49	
Inn	Mittelwert	212		1.13		1.08		7.3	0.43		0.86	
	Std-Abw.	107		0.14		0.11		2.8	0.28		0.32	

Mit Blick auf die hydro-morphologischen Prozesse in den Stauräumen wurde für die angestrebten Untersuchungsziele die Flusskrümmung in den unteren 3 km vor der Flusssperre als primäres Unterscheidungsmerkmal identifiziert und eine Einteilung der Staustufen in „gerade“ und „gekrümmt“ vorgenommen. Die Grenze zwischen beiden Gruppen wurde durch die mittlere Krümmung aller Stauräume, die Zunahme der Krümmung eines Stauraums gegenüber den weniger gekrümmten Stauräumen und durch eine qualitative Bewertung des Flusslaufs gezogen. Tabelle 6 zeigt die Ergebnisse dieses Vorgehens, gegenübergestellt zur visuellen Klassierung aus dem vorangegangenen Abschnitt.

Für die Gruppierung anhand Stauraumkrümmung in den unteren 3 Stauraumkilometern zeigte sich eine sprunghafte Zunahme der Krümmung gegenüber den weniger gekrümmten Stauräumen ab der Staustufe Feldkirchen (beachte: Sortierung nicht gemäß Flusskilometer). In der visuellen Klassierung konnte diese Gruppierung fast vollständig wiedergegeben werden, was als Unterstützung für die Auswahl des Unterscheidungsmerkmals Flusskrümmung angesehen werden konnte. Tabelle 7 listet die Staustufen entsprechend ihrer primären Einteilung auf.

Basierend auf den Ergebnissen der Parameterstudie wurden zwei Stauraumkonfigurationen definiert, ein gerader und ein gekrümmter Stauraum, die im physikalischen Versuch untersucht

werden sollten. Die folgenden Abschnitte gehen auf die Realisierung dieses Vorhabens ein und stellen den physikalischen Versuchsstand vor. Daran anschließend wird das Versuchskonzept erläutert.

Tabelle 6: Gruppierung der Stauräume anhand von Krümmung und visuelle Klassierung im Vergleich

Gesamter Stauraum			Untere 3 km			Visuelle Klassierung		
Stauraum	Krümmung [km/km]	Zunahme [km/km]	Stauraum	Krümmung [km/km]	Zunahme [km/km]	Ges. Stauraum	Häufigkeit gewichtet	Untere 3 km
IRI	1,010		GEO	1,000		GOE	3,47	GOE
GNU	1,020	0,010	GEF	1,005	0,005	GEO	3,67	GEO
INO	1,020	0,000	GNU	1,005	0,000	GSN	3,67	GSN
IFE	1,030	0,010	GOE	1,005	0,000	GBS	3,73	GBS
GEF	1,030	0,000	GBS	1,006	0,001	GEF	3,93	GEF
GEO	1,040	0,010	INO	1,007	0,001	IRI	4,27	IRI
ICH	1,060	0,020	IRI	1,011	0,004	ITK	4,27	ITK
GSN	1,060	0,000	GSN	1,015	0,004	ICH	4,53	ICH
IWG	1,090	0,030	IFE	1,034	0,019	GPI	4,53	GPI
GPI	1,110	0,020	IWG	1,035	0,001	IGI	4,60	IGI
ITM	1,120	0,010	ICH	1,064	0,029	ITM	4,67	ITM
GBS	1,270	0,150	GPI	1,141	0,077	IFE	4,80	IFE
GOE	1,300	0,030	ITM	1,147	0,006	IWG	4,87	IWG
ITK	1,320	0,020	IGI	1,300	0,153	GNU	4,93	GNU
IGI	1,430	0,110	ITK	1,351	0,051	INO	5,00	INO

Tabelle 7: Gruppierung der Innstufen nach Krümmung

gerade		gekrümmt	
Stauraum	Krümmung	Stauraum	Krümmung
GEO	1	IFE	1,034
GEF	1,005	IWG	1,035
GNU	1,005	ICH	1,064
GOE	1,005	GPI	1,141
GBS	1,006	ITM	1,147
INO	1,007	IGI	1,3
IRI	1,011	ITK	1,351
GSN	1,015		

2.2. Ähnlichkeit und Limitationen physikalischer Modelle

Ähnliche Modelle sind im weitesten Sinne vereinfachte Darstellungen eines natürlichen Gegenstands, bei dem alle Größen im Modell einen vorgegebenen Bezug zu den korrespondierenden Größen in der Natur aufweisen, welcher durch einen oder mehrere Modellmaßstäbe vorgegeben ist. „Die Forderung nach ‚Ähnlichkeit‘ eines Modells mit der Natur erfordert geometrische, kinematische und dynamische Ähnlichkeit.“ (Kobus, 1978). Volle dynamische Ähnlichkeit zwischen zwei geometrisch und kinematisch ähnlichen Systemen ergibt sich aus dem

zweiten Newton'schen Gesetz und erfordert, dass die Verhältnisse aller entsprechenden Kraftvektoren in beiden Systemen gleich sind (Kirkegaard, et al. 2011).

Physikalische Modelle mit Freispiegelabfluss unterliegen jedoch einigen Limitationen bei der dynamisch ähnlichen Abbildung von hydraulischen und morphologischen Prozessen und der Umgang mit ihnen entscheidet dabei über die Qualität der Versuchsergebnisse. Wahre Ähnlichkeit kann daher in flussbaulichen Fragestellungen nur selten bis nie erreicht werden (Hentschel 2008). Im Folgenden werden diese Themen behandelt und am Ende des Abschnitts Konsequenzen für den physikalischen Versuchsstand abgeleitet.

2.2.1. Limitationen physikalischer Modelle

Hydraulische Limitationen

- Einhaltung von Froude-Ähnlichkeit zwingend erforderlich
 - o Trägheits- und Schwerkrafteinfluss werden korrekt abgebildet
 - o Andere Einflüsse (z. B. aus Zähigkeit) unterliegen sog. Skalierungseffekten
 - Überschätzung von z. B. Oberflächenspannung oder Sohlreibung
 - Effekt nimmt stark zu, wenn Modellabmessungen kleiner werden
- Reynoldszahl-Invarianz ist erforderlich ($Re \gtrsim 10^6$)

Morphologische Limitationen

- Natürlich vorkommendes Feinsediment kann nicht ohne Skalierungseffekte maßstäblich verkleinert werden
- Niedrige Reynoldszahlen erfordern gegebenenfalls den Einsatz von Modellverzerrung
 - o Fehler bei Abbildung von 2D- und 3D-Strömungseffekten
 - o Erschwert Modellierung von Schwebstofftransport und Abbildung von Sohlformen zusätzlich

Lokale Limitationen im Labor

- räumlich: Größe von Labor und unterstützender Infrastruktur; Zugänglichkeit der Einrichtung
- technisch: Minimal/maximal herstellbare Oberflächenrauheit; Durchführbarkeit von Baumaßnahmen
- hydraulisch: Abflusskapazität; Wassergüte; Kreislauf-/Durchlaufsystem
- morphologisch: Korngrößen/-dichten/-formen des Sohlmaterials, Sedimentzugabe/-entnahme

- messtechnisch: Verfügbarkeit und Anwendbarkeit von Messeinrichtungen und Messverfahren
- personaltechnisch: Verfügbarkeit von technischem/wissenschaftlichem Personal

2.2.2. Ähnlichkeit im physikalischen Modell

Eine große Herausforderung bei der Konzeption des physikalischen Versuchs war die Übertragbarkeit der dort erzeugten Versuchsergebnisse auf die Natur. Das Sohlmaterial in den oberen Sohlschichten der Innstauräume besteht zu einem großen Teil aus sedimentiertem Mittel- bis Feinsand mit geringer bis nicht vorhandener Kohäsivität. Der mittlere Korndurchmesser bewegt sich in allen Stauräumen gleichermaßen um einen Wert von 0,2 bis 0,3 mm. (siehe unter anderem Kohane (2006; 2008; 2012a; 2012b; 2016) und Herrmann (2016)).

Weil die Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf die Stauräume des unteren Inns aufgrund der dort etwa doppelt so großen Abmessungen wie im oberen Inn zusätzlich eingeschränkt war, wurde für die mittleren Korndurchmesser der oberen Sohlschichten der Stauräume im oberen Inn der Wert 0,3 mm festgelegt (vgl. Fiedler (2008)). Die niedrigeren Werte um $\geq 0,2$ mm sind eher in den Auenbereichen des unteren Inns anzutreffen und wurden deshalb als nicht maßgeblich definiert. In Abbildung 5 sind dennoch zur Anschauung Mikroskopaufnahmen einer Sedimentprobe aus dem Auenbereich der Staustufe Ering-Frauenstein zu sehen. Abbildung 6 zeigt die zugehörige Sieblinie. Im Anhang befindet sich zudem die Analyse des Kornaufbaus der Sedimentprobe.

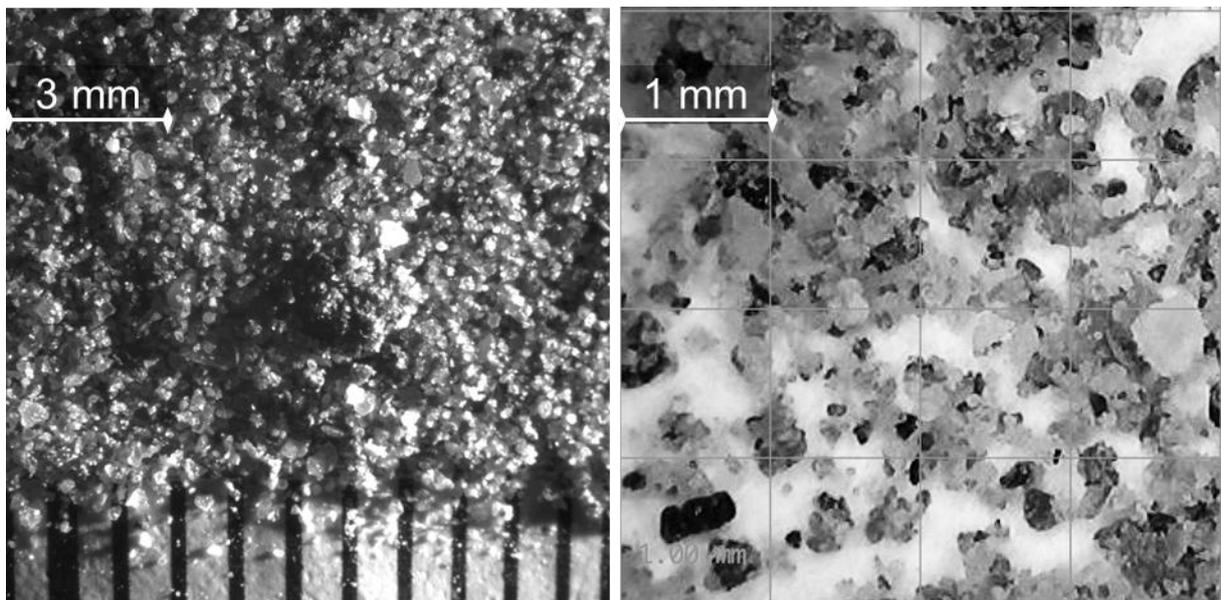


Abbildung 5: Mikroskopaufnahmen einer Sedimentprobe aus der Staustufe Ering-Frauenstein

Der in der Sedimentprobe vorhandene Anteil an Schlämmerkorn war mit etwa 12 % höher als in der regulären Fließstrecke des Staurooms und wurde auf die Lage der Entnahmestelle im nur gering durchströmten Auenbereich der Staustufe Ering-Frauenstein zurückgeführt.

In den folgenden beiden Abschnitten wird die Konzeption für den physikalischen Versuch in der sogenannten Folienhalle der Versuchsanstalt Oberrach (VAO) vorgestellt. Ziel war es, die Verhältnisse am Inn und die Kapazitäten der Folienhalle in Einklang zu bringen und die Erfordernisse eines ähnlichen Modells zu erfüllen. Wo dies unter den gegebenen Umständen nicht möglich war, wird detailliert erläutert. Die Ausführungen zum theoretischen Hintergrund orientieren sich im Wesentlichen an Yalin (1971; 1972), Kobus (1978) und Zanke (1982; 2013).

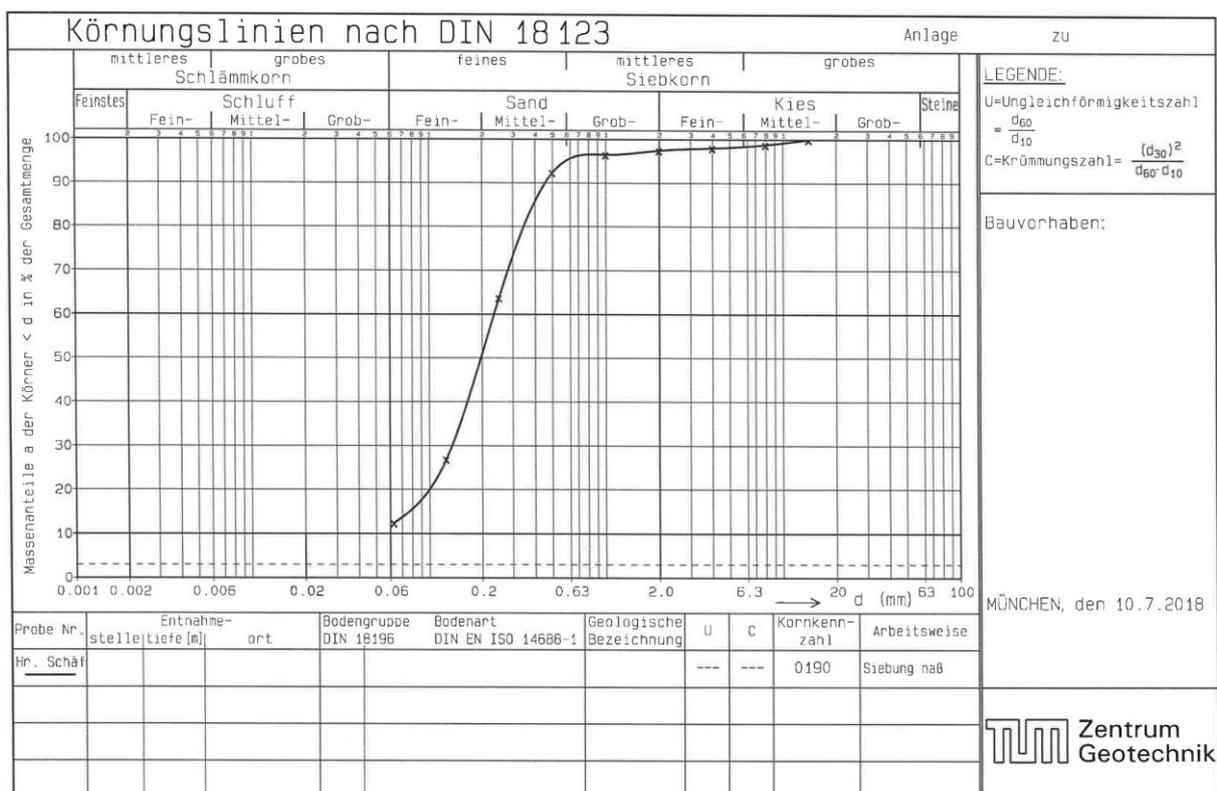


Abbildung 6: Sieblinie einer Sedimentprobe aus der Staustufe Ering-Frauenstein

Hydraulische Ähnlichkeit

Geometrische Ähnlichkeit konnte im Versuchsstand verhältnismäßig einfach realisiert werden. Es wurden bei den Abmessungen im Versuchsstand die relativen Größenverhältnisse aus der Natur beibehalten und die absoluten Abmessungen entsprechend einer Maßstabszahl verkleinert. Es mussten jedoch alle Größen im Modell einen vorgegebenen Bezug zu den korrespondierenden Größen in der Natur aufweisen, um auch kinematische und dynamische Ähnlichkeit zu gewährleisten.

Die Einhaltung von kinematischer und dynamischer Ähnlichkeit in einem physikalischen Modell mit Freispiegelabfluss wird in der Regel, und so auch in der aktuellen Untersuchung, dann erschwert, wenn als Fließmedium in Natur und Modell gleichermaßen Wasser verwendet wird. Die Forderung von Kobus (1978)

$$\frac{\eta_r}{\rho_r g_r^{1/2}} = L_r^{3/2} \quad (1)$$

η	... dynamische Viskosität	[kg/m*s]
ρ	... Fluiddichte	[kg/m ³]
g	... Erdbeschleunigung	[m/s ²]
L	... Länge	[m]
Index r	... Verhältnis von Natur zu Modell; Maßstabszahl	[-]

kann dann nicht eingehalten werden. Zur Einhaltung geometrischer Ähnlichkeit in Modellen mit Freispiegelabfluss müssen jedoch immer auch die Froudezahlen in Modell und Natur gleich groß sein: Froude'sches Modellgesetz.

$$Fr_r = \frac{v_r}{\sqrt{g_r L_r}} = 1 \quad (2)$$

Fr	... Froudezahl	[-]
v	... Fließgeschwindigkeit	[m/s]

Durch diese Einschränkung kann jedoch das Reynolds'sche Modellgesetz nicht eingehalten werden und die Reynoldszahl des verkleinerten Modells ist immer kleiner als in der Natur.

$$Re_r = \frac{\rho_r v_r L_r}{\eta_r} = 1 \quad (3)$$

Re	... Reynoldszahl	[-]
------	------------------	-----

Unter diesen Voraussetzungen haben Zähigkeitskräfte im verkleinerten Modell eine relativ größere Bedeutung als in der Natur, während Trägheits- und Schwerkräfteinfluss korrekt abgebildet werden. Durch diese Einschränkung treten sog. Skalierungseffekte auf, die sich z. B. in einer Überschätzung von Oberflächenspannung oder Sohlreibung niederschlagen, mit zunehmender Relevanz je kleiner die Modellabmessungen werden.

Sofern in Natur und Modell hydraulisch raue Verhältnisse herrschen und eine Veränderung der Reynoldszahl keine Veränderung des Reibungsbeiwerts λ bewirkt, bleibt die beschriebene Einschränkung aufgrund der sog. Reynoldszahl-Invarianz bei $Re \gtrsim 10^6$ folgenlos (vgl. Abbil-

dung 7). Reynoldszahlen in der erforderlichen Höhe wären bei maßstäblich korrekter Anpassung der Sohlrauheit im Versuchsstand jedoch nur für Spitzenabflüsse erreicht worden. Der verhältnismäßig zu hohe Zähigkeitseinfluss musste daher durch Anpassungen an anderer Stelle kompensiert werden. Neben den im Folgenden beispielhaft vorgestellten Kompensationsmöglichkeiten existieren noch einige weitere, die hier aber nicht ausgeführt werden, weil sie sich im Wesentlichen nur wenig unterscheiden. Aus im Anschluss erläuterten Gründen waren die hier vorgestellten Kompensationsmöglichkeiten in dieser Studie jedoch nicht anwendbar oder nur beschränkt hilfreich.

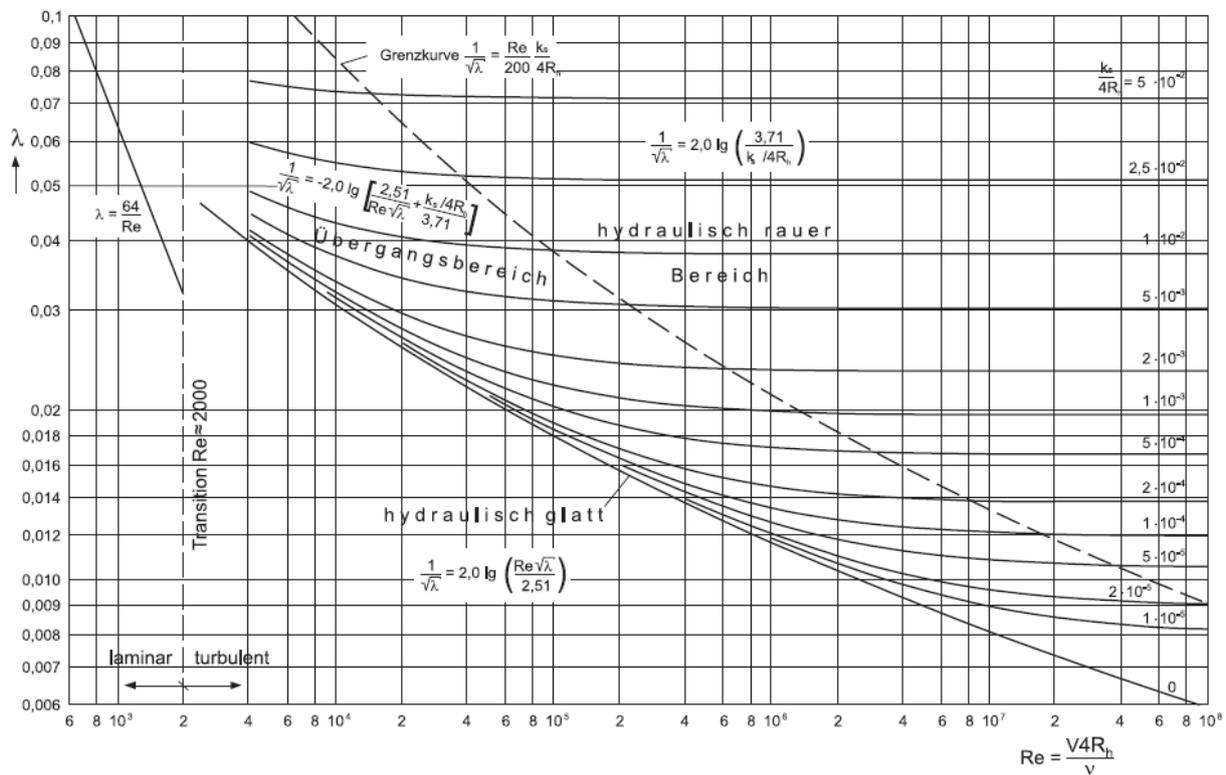


Abbildung 7: Moody-Diagramm für Gerinneströmungen (Jirka und Lang 2009)

1. Verringerung der Sohlrauheit

Im Versuchsstand kann die Sohlrauheit durch die Wahl des eingesetzten Sohlmaterials beeinflusst werden. Eine Verringerung der Kornrauheit reduziert die Sohlrauheit und führt zu einem geringeren Reibungsbeiwert λ . In der Folge reduziert sich das Energieliniengefälle im Versuchsstand, bestenfalls auf dasselbe Maß wie in der Natur. Als Nebeneffekt dieser Anpassung werden durch die veränderte Wand- und Sohlreibung Geschwindigkeitsverteilungen über die Tiefe nicht mehr korrekt abgebildet.

Alternativ kann durch Einsatz eines Ersatzmaterials mit gegenüber der Natur verringerter Dichte und vergrößertem Korndurchmesser der beschriebenen Verringerung der Sohlrauheit

entgegengewirkt und das Energieliniengefälle zusätzlich erhöht werden. Der Einfluss der Kornrauheit auf die Sohlrauheit war in der vorliegenden Untersuchung jedoch nicht an erster Stelle maßgebend, da das Flussbett im Versuchsstand nicht fixiert war. Die durch Sedimenttransportprozesse entstehenden Sohlformen übten hier einen deutlich größeren Einfluss auf die Sohlrauheit aus als die Kornrauheit.

Zum besseren Verständnis der hydraulischen Verhältnisse sind in Abbildung 8 und Abbildung 9 beispielhaft Reynoldszahlen für verschiedene Abflüsse in den Innstauräumen und in einem verkleinerten Versuchsstand in der Folienhalle (Maßstab 1:40) dargestellt. In einem sehr konservativen Ansatz wurde die größte Fließtiefe in den Stauräumen unmittelbar vor den Flusssperrern gewählt und als Sohlrauheit lediglich die Kornrauheit angesetzt. Die Bestimmung der eigentlich maßgeblichen Bettrauheit ist ein komplexer Vorgang mit in der Literatur uneinheitlichen Annahmen, die einen Vergleich der Verhältnisse erschwert.

Zu sehen sind deshalb in beiden Abbildungen Reynoldszahlen, die im Bereich der Grenzkurve für hydraulisch raue und somit Reynolds-invariante Strömungsverhältnisse liegen. Durch einen weniger konservativen Ansatz für die Sohlrauheit verschieben sich die Grenzkurven um ein bis zwei Größenordnungen nach unten, was durch die hellrot eingefärbten Bereiche angezeigt wird. Die Strömungsverhältnisse liegen dann deutlich im Reynolds-invarianten Bereich.

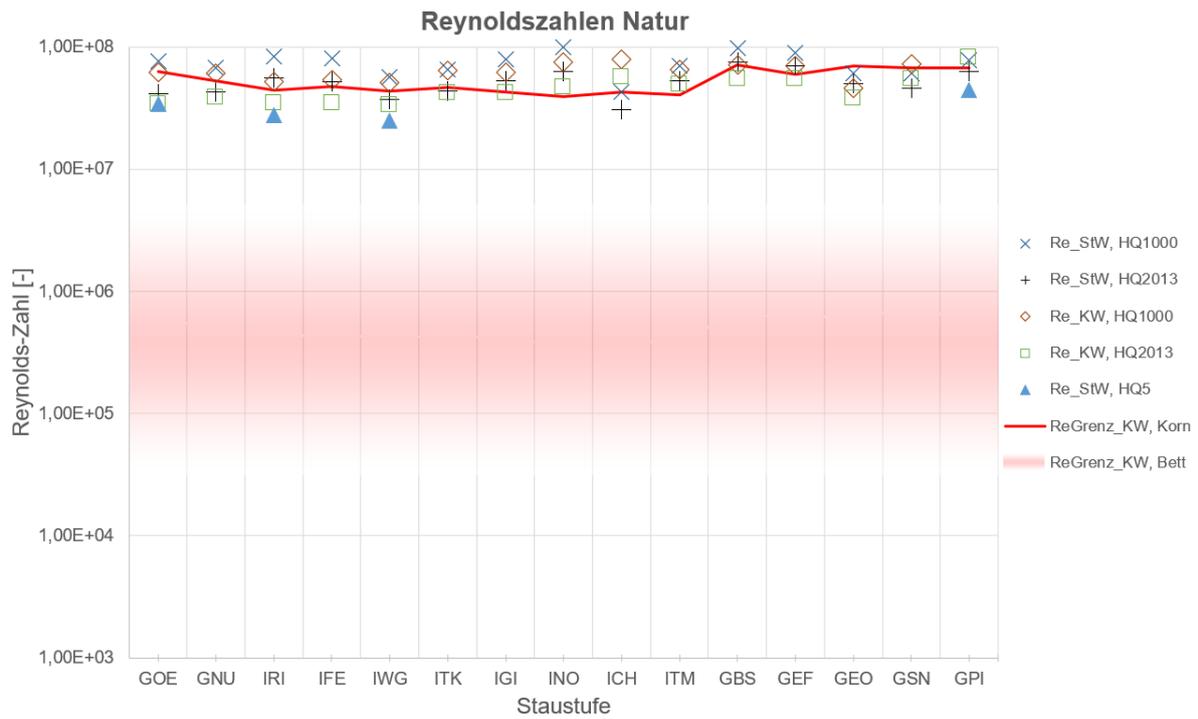


Abbildung 8: Reynoldszahlen in den Innstauräumen

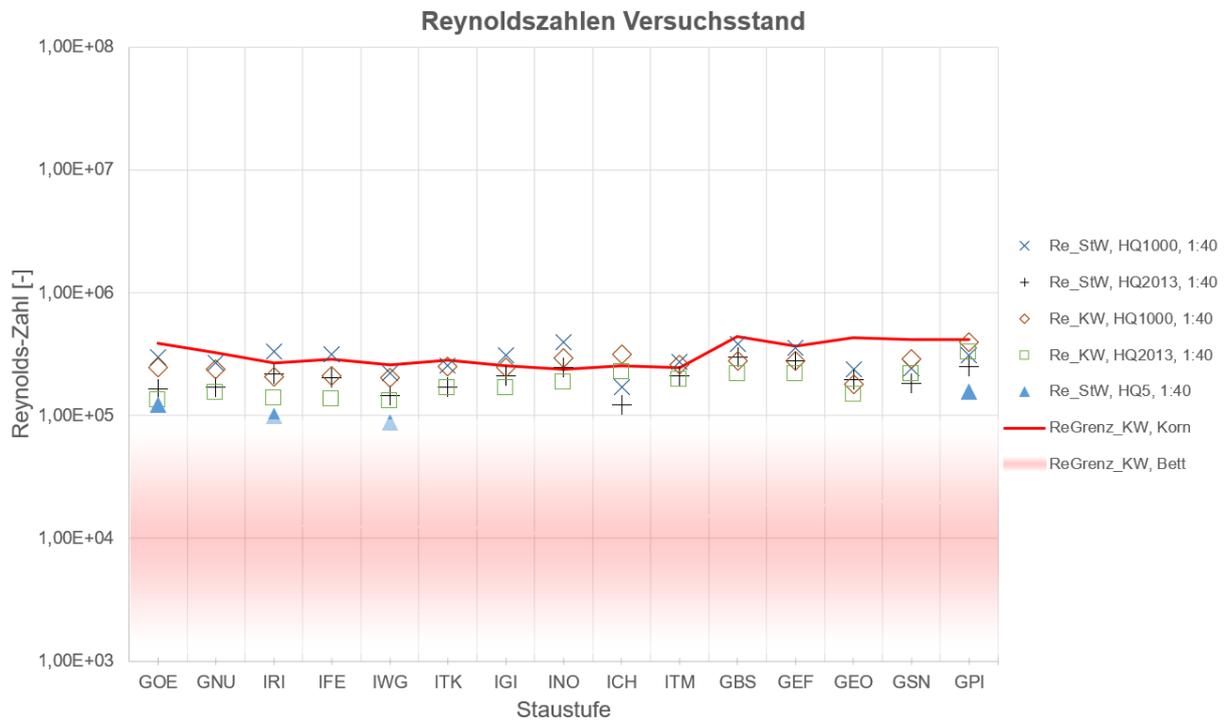


Abbildung 9: Reynoldszahlen im verkleinerten Versuchsstand in der Folienhalle

2. Modellüberhöhung

Eine in vielen hydraulischen Modellen mit Freispiegelabfluss bewusst gewählte Anpassung der geometrischen Ähnlichkeit zur Kompensation des zu hohen Zähigkeitseinflusses in nicht rauen Strömungsverhältnissen ist die vertikale Verzerrung. Dabei wird das Modell in der Regel überhöht, also eine kleinere Maßstabszahl für die vertikale Dimension verwendet als für die horizontalen Dimensionen. Auf diese Weise wird das Modell in Längsrichtung gestaucht und das Sohlängsgefälle erhöht, wodurch auch die Reynoldszahlen größer werden. Die Modellüberhöhung ist wie folgt definiert:

$$n = \frac{L_{rh}}{L_{rv}} \quad (4)$$

n	... Überhöhungsfaktor	[-]
Index rh	... Maßstabszahl horizontal	[-]
Index rv	... Maßstabszahl vertikal	[-]

Stärker noch als bei der zuvor beschriebenen Verringerung der Sohlrauheit werden durch die Modellüberhöhung aber die Strömungsverhältnisse im Modell verändert. Eine Übertragbarkeit zum Beispiel der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt auf die Natur ist unter diesen Bedingungen nicht mehr möglich, ebenfalls werden lokale Strömungsprozesse mit vertikalen Geschwindigkeitsanteilen verfälscht abgebildet (Jirka und Lang 2009). Da die Viskosität des Modellfluids gleich der Viskosität in der Natur ist, finden auch turbulente Zerfallsprozesse und die viskose Dämpfung unmaßstäblich statt (Dey 2014).

Weiter basiert eine Modellüberhöhung auf einigen sehr grundlegenden Annahmen, vor allem der Gleichförmigkeit einer Strömung und der Möglichkeit, die Strömung mit Hilfe von Mittelwerten zu beschreiben. Die Einhaltung der Flachwassergrenze $h > 5k$ (h ... Fließtiefe, k ... Kornrauheit) (Bollrich 1989) und die Gültigkeit der Manning-Strickler-Gleichung ausschließlich im hydraulisch rauen Bereich sind dabei vorausgesetzt. Auf diesem Weg entstehen immer auch Ungenauigkeiten, weshalb überhöhte Modelle anhand eines oder mehrerer historischer Ereignisse geeicht werden müssen, was sich wiederum nur mit Hilfe hochwertiger Daten umsetzen lässt.

Morphologische Ähnlichkeit

Bei Untersuchungen mit beweglicher Sohle muss neben der Froude'schen Ähnlichkeit der hydraulischen Prozesse auch die Interaktion von Sediment und Fluid ähnlich abgebildet werden. Dafür werden zusätzlich die Korngrößenmaßstabszahl d_r und die Maßstabszahl der Feststoffdichten ρ_r benötigt, die in folgender Beziehung zueinanderstehen:

$$d_r = \Delta\rho_r^{-1/3} \quad (5)$$

d	... Korndurchmesser	[m]
$\Delta\rho$... Feststoffdichte unter Auftrieb	[kg/m ³]

Zusammen mit den Längenmaßstäben L_{rh} und L_{rv} ergeben sich aus diesen Maßstabszahlen zwei getrennte Zeitmaßstäbe für die hydraulischen Vorgänge und den Sedimenttransport. Für gewöhnlich werden morphologische Modelle in der Praxis so konzipiert, dass der Sedimentzeitmaßstab die Unsicherheiten und Fehler aus der Maßstabwahl aufnimmt und für den eine Eichung am historischen Ereignis zwingend erforderlich ist. Für eine umfassende Analyse des Einflusses der Zeitmaßstäbe wird auf Henry und Aberle (2018) verwiesen.

Durch eine Anpassung der Feststoffdichte im Modell ergibt sich in den meisten Fällen, und so auch in der vorliegenden Untersuchung, zudem zwangsläufig eine Modellüberhöhung zusammen mit den daraus resultierenden Folgen für die Übertragbarkeit. Für die Abbildung von Sedimenttransportprozessen, bei denen die vertikale Geschwindigkeitsverteilung und der Verlauf der Sohlschubspannung maßgeblich sind, entstehen durch eine Modellüberhöhung neben den hydraulischen Einschränkungen auch Abweichungen z. B. bei Sohlformen und Transportraten.

Die beschriebenen Zusammenhänge und Limitationen machten den Einsatz eines Ersatzmaterials mit verringerter Dichte unausweichlich. Trotz intensiver Marktrecherche und vielen Voruntersuchungen war es mit den vorhandenen Mitteln jedoch nicht möglich, ein Ersatzmaterial mit so leichten, kleinen Körnern einzusetzen, das die Bedingung aus Gleichung 5 erfüllt hätte. Weder die Beschaffung eines solchen Materials war möglich, noch wären damit die Arbeiten am Versuchsstand durchführbar gewesen. In Abschnitt 2.4.1 werden die Wahl des Ersatzmaterials und die damit verbundenen Einschränkungen noch ausführlich erläutert.

2.3. Physikalischer Laborversuch

Eine große Herausforderung bei der Erstellung des physikalischen Versuchsstands für die charakteristischen Innstauräume war folglich der geringe mittlere Korndurchmesser, der sich in allen Stauräumen gleichermaßen für den in der oberen Sohlschicht vorherrschenden Sand um Werte von etwa 0,2 - 0,3 mm bewegte. Mit den zuvor genannten Limitationen physikalischer Modelle im Allgemeinen und den projektspezifischen Anforderungen im Speziellen war für die Stauräume im Untersuchungsgebiet keine ausreichende dynamische Ähnlichkeit herstellbar, um eine direkte Übertragbarkeit von Messergebnissen aus dem Versuch auf die Natur zu gewährleisten.

Die physikalischen Untersuchungen wurden deshalb, anders als ursprünglich vorgesehen, so durchgeführt, dass für die Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen hochwertige und umfassende Datensätze erzeugt werden konnten. Die Stauräume im physikalischen Versuch sollten dabei dennoch so ähnlich wie möglich mit den Stauräumen in der Natur sein, um weiterhin die dort maßgeblichen Transportprozesse abzubilden. Deshalb wurde auch an einer Durchführung der Untersuchungen im großen Maßstab festgehalten. Als Sohlmaterial wurde ein industriell hergestelltes Kunststoffgranulat eingesetzt, in der Folge nur noch kurz als Granulat bezeichnet. Eine für Modellversuche übliche Übertragbarkeit der Messergebnisse auf die Natur war auf diesem Weg allerdings nicht gegeben. Um dieser Ausgangssituation gerecht zu werden und auch um möglichen Missverständnissen aufgrund der Begrifflichkeit vorzubeugen, wird bei den physikalischen Untersuchungen nicht von einem physikalischen Modellversuch gesprochen, sondern von einem physikalischen Laborversuch.

Aus diesem und den zuvor erläuterten Gründen konnte für den Versuchsstand in Oberrach kein physikalisch ähnliches Modell konzipiert werden, dessen Ergebnisse direkt auf den Naturmaßstab hätten umgerechnet werden können. Es wurde stattdessen ein Versuchsstand entworfen, der es ermöglichte, die Stauräume im physikalischen Laborversuch so ähnlich wie möglich zu den Innstauräumen abzubilden. Die maßgeblichen Transportprozesse wurden darin dennoch abgebildet, sodass hochwertige und umfassende Datensätze für die Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen erzeugt werden konnten. Um dies zu bewerkstelligen, wurde für den physikalischen Laborversuch ein Längenmaßstab von 1:40 gewählt und dieser als Basis für die Umrechnung aller relevanten Parameter verwendet, abgesehen vom Sediment.

2.4. Ersatzmaterial für den Laborversuch

Bei der Wahl des Ersatzmaterials spielten mehrere Faktoren eine Rolle. Als maßgeblich wurden folgende Faktoren angesehen:

- Beschaffung und finanzieller Aufwand bei großskaligem Laborversuch
- Verfügbarkeit und Einsetzbarkeit der Materialien, die den physikalischen Anforderungen entsprechen
- Betriebliche Aspekte, z. B. Handhabung, Rezirkulierbarkeit und Formbeständigkeit
- Messtechnische Anforderung: Farbe möglichst hell und lichtundurchlässig (opak)

Insbesondere die messtechnischen Anforderungen bei der Sohlvermessung mittels Laserscanning (Erläuterungen folgen in Abschnitt 0) erschwerten die Wahl eines geeigneten Ersatzmaterials. Der großskalige Laborversuch brachte zudem entsprechend hohen Materialbedarf mit sich. Aus Kostengründen kamen deshalb nur recycelte Kunststoffe in Frage, die meist schwarz oder bunt gefärbt und oftmals nicht opak (lichtundurchlässig) sind.

2.4.1. Wahl des Ersatzmaterials

Im Laufe der Untersuchungen wurde zuerst mit einem Granulat aus thermoplastischem Polyurethan (TPU) gearbeitet. Dieses erwies sich über die Zeit als nicht hinreichend formstabil. Es kam vermehrt zu einem Aufplatzen der Körner, dem eine Feuchtigkeitsaufnahme und ein dadurch bedingtes Quellen im Versuchsbetrieb vorausgegangen sein mussten. Diese Prozesse vergrößerten einerseits die Heterogenität der Kornformen und andererseits konnten Veränderungen der Korndichte nicht ausgeschlossen werden. Sichtbar wahrnehmbar wurden die Materialveränderungen erst nach mehreren Monaten. Zudem konnte trotz verschiedener Maßnahmen (mechanisches Aufrauen der Kornoberflächen durch Trommelmischung mit Quarzsand, Verringerung der Adhäsionswirkung durch Einsatz von Trinatriumcitrat-2-Hydrat sowie verschiedener ökologisch abbaubarer Tenside) die Entstehung von Kornverbänden aus rund zwei bis zehn Einzelkörnern durch Adhäsionskräfte nicht unterbunden werden.

Als Alternative wurde ein granuliertes Polystyrol (PS) gewählt, das den gestellten Materialanforderungen gerecht wurde und sich auch nach mehrmonatiger Verwendung als langzeitstabil erwies (siehe Abbildung 10). Kornverbände traten beim PS-Granulat nur in den ersten Versuchen auf, bis sich die Oberfläche der Partikel mikroskopisch aufgeraut hatte. Bei den Hauptmessungen traten nur noch zu Beginn des jeweiligen Versuchs kleine Kornverbände aus zwei bis drei Körnern auf, die aber wenig stabil waren und sich nach kurzer Zeit durch Kontakt mit anderen Körnern wieder auflösten. Hier waren Lufteinschlüsse ursächlich, die beim Einwässern des Versuchsstands entstanden und sich erst durch Bewegung der Partikel auflösten.

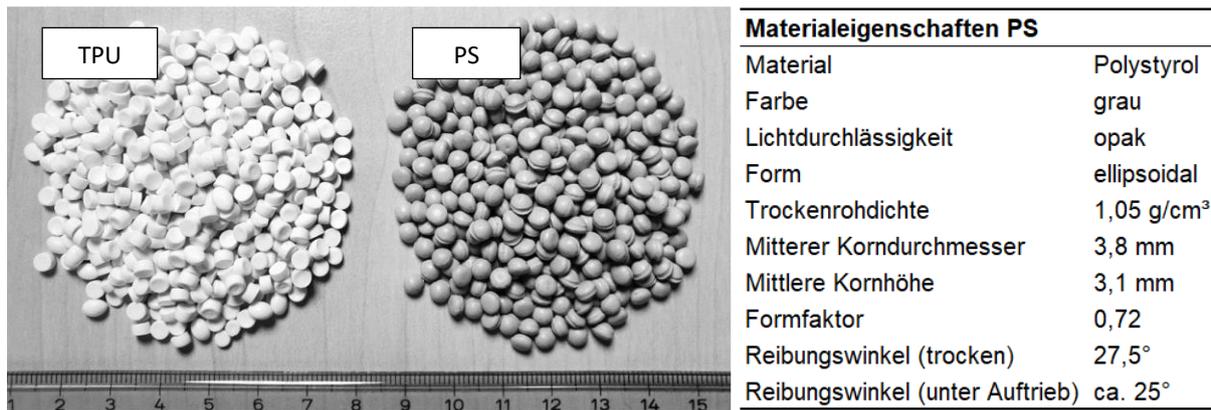


Abbildung 10: Verwendete Kunststoffgranulate (links), Materialeigenschaften PS-Granulat (rechts)

Die Forderung von Gleichung 5 einzuhalten und das Verhältnis von Korngrößenmaßstabszahl d_r und Feststoffdichtenmaßstabszahl ρ_r korrekt abzubilden, hätte bei einem maßgeblichen Korndurchmesser des Naturmaterials in den Stauräumen von 0,3 mm einen Korndurchmesser des Polystyrolgranulats von etwa 1 mm benötigt. Der Korndurchmesser des verwendeten Ersatzmaterial war somit etwa viermal größer, als dies zur exakten Einhaltung der Ähnlichkeitsforderungen erforderlich gewesen wäre. Die unmittelbare Folge dieses Missverhältnisses war, dass bei den verwendeten Korndurchmessern ein im Verhältnis gesehen reduzierter Strömungsangriff auf jedes einzelne Korn stattfand, weil sich die Angriffsfläche bei größerem Korndurchmesser zwar vergrößerte, jedoch die Widerstandskraft mit dem Gewicht jedes einzelnen Kornes durch die 3. Potenz überproportional stieg.

2.4.2. Eigenschaften des Ersatzmaterials

Neben den betrieblichen Vorteilen hatte das PS-Granulat eine noch geringere Materialdichte und eine homogenere Kornverteilung als das zuvor verwendete TPU-Granulat (siehe Abbildung 11 links). Der sogenannte Formfaktor $FF = c/\sqrt{(a * b)}$ beschreibt die Abweichung der einzelnen Sedimentkörner von der Kugelform und beträgt für das PS-Granulat etwa 0,72. Dabei sind a, b und c die Längen der längsten, mittleren und kürzesten Kornachse im Raum (Zanke, 1982). Natürliche Sedimente besitzen einen Formfaktor von $FF \approx 0,7$ (ASCE, 1962).

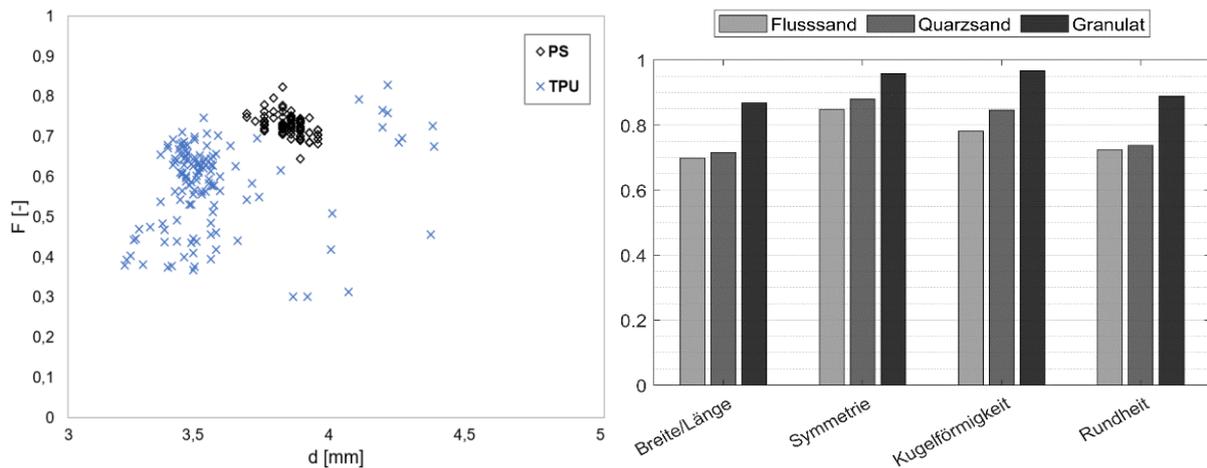


Abbildung 11: Kornformverteilung Granulate (links), CAMSIZER-Analysen: Formparameter (rechts)

Im Rahmen einer vergleichenden Untersuchung zu den Korneigenschaften des verwendeten Ersatzmaterials, des Naturmaterials in den Stauräumen und einem an das Naturmaterial bestmöglich angelehnten Quarzsand wurden Partikelgrößen und -formen über das übliche Maß genau analysiert. Hierzu wurde neben klassischer Siebung und Messschiebermessung mit dynamischer Bildanalyse mittels eines CAMSIZER P4 gearbeitet. Abbildung 11 rechts zeigt ausgewählte Ergebnisse der Bildanalysen für die drei genannten Materialien: vier ausgewählte Formparameter (Wertebereich [0:1]), anhand derer die Korneigenschaften verglichen werden können. Für weitere Details zu diesen Untersuchungen siehe Schäfer et al. (2021).

2.5. Physikalischer Versuchsstand

Die VAO verfügt über einen 110 m langen und 8 m breiten flussmorphologischen Versuchsstand, die sogenannte Folienhalle. Im Folgenden werden der Versuchsstand mit seinen relevanten Komponenten und die zugehörige Infrastruktur vorgestellt. Insbesondere bei der Infrastruktur wurden zur Vorbereitung der physikalischen Versuche für die Retentionspotentialstudie für den Inn umfangreiche Erweiterungsmaßnahmen durchgeführt: Der bisher nur mit Wasser aus der Isarüberleitung der VAO betriebene Versuchsstand wurde für Kreislaufbetrieb umgerüstet, wozu ein eigener Wasserkeller mit Tauchpumpe nötig wurde. Im Anschluss an die Infrastruktur wird der optimierte Versuchsstand in der Folienhalle mit seinen beiden Konfigurationen gezeigt.

2.5.1. Versuchsinfrastruktur

Abbildung 12 zeigt schematisch den Versuchsstand in der Folienhalle und die zugehörige Infrastruktur. Tabelle 8 dient der Erläuterung der nummerierten Elemente aus Abbildung 12.

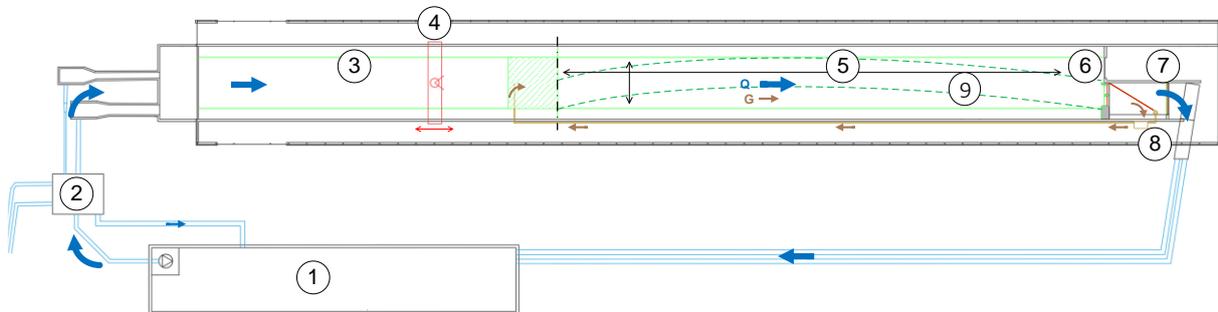


Abbildung 12: Schema Versuchsstand mit Infrastruktur, maßstäblich

Tabelle 8: Erläuterung Schema Versuchsstand mit Infrastruktur

#	Bezeichnung
1	Wasserkeller mit Rücklauf und Pumpe
2	Hochbehälter mit Zuflussregelung
3	Zulauf mit Beruhigungsstrecke und Sedimentzugabe
4	Messwagen für Sohlvermessung und Geschwindigkeitsmessung
5	Untersuchungsstrecke „Stauraum“ mit verteilten Pegelmessungen
6	Sperrenbauwerk mit stauregelnden Wehrfeldern
7	Sedimentfang und Unterwasserschütz
8	Sedimentrezirkulation mit Messung des Sedimentaustrags
9	Deckenkamera für Verlaufskontrolle

Zu 1: Wasserkeller mit Rücklauf und Pumpe

Das in einer frühen Projektphase entwickelte Messverfahren zur Sohlvermessung bei laufendem Versuchsbetrieb (Erläuterungen folgen in Abschnitt 0) machte die Verwendung von dauerhaft klarem Versuchswasser erforderlich. Dieses ließ sich am Versuchsstand Folienhalle nur durch ein geschlossenes Kreislaufsystem bereitstellen, wozu im Frühjahr 2017 neben der Folienhalle ein neuer Wasserkreislauf inklusive einem Wasserkeller mit Fassungsvermögen von etwa 750 m³ neu errichtet wurde. Im Wasserkeller wurde im September 2017 eine ebenfalls neu angeschaffte 90 kW Tauchpumpe installiert, durch die die Folienhalle mit bis zu 750 l/s beschickt werden konnte.

Zu 2: Hochbehälter mit Zuflussregelung

Der Zufluss der Folienhalle wurde nicht direkt über die Pumpenleistung gesteuert. Stattdessen förderte die Tauchpumpe Wasser aus dem Wasserkeller in den sogenannten Hochbehälter, in dem über ein Labyrinthwehr ein konstanter Wasserstand von > 3,0 m über dem Bezugssohlniveau der Folienhalle gehalten wurde. Aus dem Hochbehälter konnte über ein System mehrerer elektrischer Schieber und magnetisch induktiver Durchflussmesser Wasser entnommen werden. Ein elektronischer Regelungsprozess in der Wasserversorgung ermöglichte den instationären Betrieb des Versuchsstands. Dabei konnten Hochwasserganglinien beliebiger Form abgefahren werden. Auf diese Weise war es möglich, real auftretende Hochwasserereignisse in verkleinertem Maßstab ohne Einschränkungen nachzubilden.

Zu 3: Zulauf mit Beruhigungsstrecke und Sedimentzugabe

Das vom Hochbehälter in die Folienhalle fließende Wasser strömte über einen Wehrrücken in den 8 m breiten Versuchsstand ein. Aufgrund ihrer Länge von 110 m wurde der obere Abschnitt der Folienhalle nicht für die Laboruntersuchungen benötigt und diente nur der Strömungsberuhigung. Beim Übergang von dieser Beruhigungsstrecke in die weniger breite Stauraumstrecke wurde besonders darauf geachtet, die Strömung so wenig wie möglich zu stören, also möglichst geringe Geschwindigkeitskomponenten quer zur Längsrichtung zu erzeugen, um bereits am Beginn des Stauraums bestmögliche Bedingungen für eine ungestörte Sohlentwicklung zu erhalten. Aus diesen Gründen musste auch der Einfluss der Sedimentzugabe im Betrieb auf die Geschwindigkeitsverteilung in der Versuchsstrecke minimiert und eine Gleichverteilung der Zugabefracht über den Fließquerschnitt sichergestellt werden. Abbildung 13 zeigt den Einlaufbereich in die Stauraumstrecke mit der Sedimentzugabevorrichtung.



Abbildung 13: Einlaufbereich in die Stauraumstrecke mit Sedimentzugabevorrichtung (im Hintergrund: ADV-Sonden zur Geschwindigkeitsmessung am Messwagen)

Zu 4: Messwagen für Sohlvermessung und Geschwindigkeitsmessung

Der Messwagen zur Sohlvermessung überspannte die Breite des Versuchsstands und war in Längsrichtung verfahrbar. Auf ihm wurde der Laserscanner zur berührungslosen Sohlvermessung so hoch wie möglich montiert (limitierend war die Unterkonstruktion der Hallendecke), um im laufenden Versuchsbetrieb die Sohle aufzuzeichnen. Die Fließgeschwindigkeitsmessung fand ebenfalls vom Messwagen aus statt. Beide Messverfahren waren teilautomatisiert, wobei einzelne Arbeitsschritte wie das Verfahren des Messwagens entlang der Untersuchungsstrecke manuell vorgenommen werden mussten. Abbildung 14 zeigt die Messbrücke samt Messinstrumenten.



Abbildung 14: Messwagen mit Laserscanner und ADV-Sonde

Zu 5: Untersuchungsstrecke „Stauraum“ mit verteilten Pegelmessungen

Die Untersuchungsstrecke konnte in Länge und Breite sowie Sohllängsneigung und Krümmung variabel gestaltet werden. Hierzu dienten modulare Uferelemente, die die befestigten Ufer im Bereich der Stauhaltungsdämme simulierten und eine Querneigung von 1:2 hatten (siehe Abbildung 15 links). Zwischen den Uferelementen wurde das Kunststoffgranulat ohne Längs- oder Querneigung mind. 15 m hoch eingebaut. Zur Minimierung von Kornbewegungen durch Aufschwimmen während des Einstauvorgangs (Befüllen des Versuchsstands mit Wasser) wurde entlang der gesamten Stauraumstrecke eine automatische Beregnungsanlage installiert, die die Einbaulage der Startsohle auf ± 2 mm sicherstellte. In Abbildung 15 rechts ist diese entlang des Verlaufs der linken Uferkrone zu erkennen (weiße Kreise).



Abbildung 15: Uferelemente in der Aufbauphase (links), Gerader Stauraum vor Versuchsbeginn (rechts)

Für die Längsentwicklung der Stauraumsohle war eine lange Entwicklungsstrecke zwingend erforderlich, da die in der Natur anzutreffenden voll entwickelten Strömungsbedingungen (stationär: $\partial u/\partial t = 0$, gleichförmig: $\partial u/\partial x = 0$ (Dey, 2014)) auch im Versuch vorhanden sein sollten. Je nach Ansatz und Anforderung werden in der Fachliteratur für voll entwickelte Strömungsbedingungen Längen von bis zu 80-facher Gerinnebreite gefordert (vgl. Gyr und Hoyer, 2006). Neben diesen theoretischen Anforderungen führten sowohl betriebliche (unter anderem Strömungswiderstände in der Sedimentrückführungsleitung) als auch finanzielle (v.a. Beschaffungskosten des Kunststoffgranulats) Randbedingungen zu einer Stauraumlänge von 60 m. Die obersten 2,5 m dienten der Sedimentzugabe auf einem fest installierten Podest, im Anschluss folgten 57,5 m erodierbare Versuchsstrecke. Als Messstrecke wurde der Bereich von 2 m bis 20 m oberstrom des Sperrbauwerks definiert.

Während der Versuche zeichneten sieben piezoresistive Druckpegelssonen kontinuierlich die Wasserspiegellagen an ausgewählten Punkten im Stauraum millimetergenau auf. Sie waren zunächst geringfügig über dem Rinnenboden installiert, wurden später aber im festen Boden

versenkt, mit Granulat überschüttet und durch ein Lochblech vom hydro-morphologischen Geschehen in der Versuchsstrecke isoliert, sodass ausschließlich der hydrostatische Druck gemessen wurde. Durch den Porenraum des Sediments waren die Messungen geringfügig gedämpft, d.h. kurzfristige Schwankungen in der Größenordnung einer Sekunde, z. B. durch Oberflächenwellen, wurden von den Pegelsonden nur in verringertem Maße registriert. Derartige Schwankungen waren für die Wasserspiegelüberwachung im Stauraum nicht von Bedeutung. Ebenfalls hatten diese kurzfristigen Schwankungen keine sichtbaren Auswirkungen auf das Transportgeschehen im Stauraum.

Zu 6: Sperrenbauwerk mit stauregelnden Wehrfeldern

Am Ende der Untersuchungsstrecke war ein Wehr mit zwei baugleichen Wehrfeldern à 1 m Breite installiert, durch das der gesamte Abfluss geleitet wurde. Die Wehre waren als einfache Planschützen ausgebildet, von denen je eines elektrisch angetrieben und das andere manuell einstellbar war. Über das elektrisch betriebene Planschütz wurde die Stauregelung vorgenommen. Durch die baugleiche Ausbildung beider Wehrfelder konnte sowohl das linke als auch das rechte Wehrfeld den Regelungsbetrieb übernehmen. Ein Krafthaus wurde nicht nachgebildet. Nach Aussagen des Kraftwerksbetreibers VERBUND wird der Turbinenbetrieb auch im Hochwasserfall nicht eingestellt, sodass dann bei geöffneten Wehrfeldern Abfluss über die gesamte Sperrenbreite stattfindet. Die Abbildung einer bestimmten Energieumwandlungsanlage war für die Untersuchungsziele nicht erforderlich. Abbildung 16 zeigt die Situation von oberstrom während der Aufbauphase.



Abbildung 16: Sperrenbauwerk mit baugleichen Wehrfeldern zur Stauregelung in der Aufbauphase

Der Stauraum oberhalb des Wehrs wurde staugeregelt betrieben, um während des Ablaufens einer Hochwasserwelle das Stauziel solange wie möglich halten zu können. Dazu steuerte ein

Regelungsprozess die Schützöffnung des Wehrs so, dass der Pegel am Wehr trotz instationärer Abflüsse konstant blieb. Anders als am Naturstandort diente im Versuchsstand nur ein Wehrfeld zur Regelung, während das andere auf eine jeweils konstante Öffnung eingestellt und bei Bedarf nachjustiert wurde.

Zu 7: Sedimentfang und Unterwasserschütz

Unmittelbar nach dem Wehr war ein Sedimentfang installiert, in dem das ausgespülte Kunststoffgranulat vom ausfließenden Wasser getrennt wurde (siehe Abbildung 17). Hierzu war ein schräggestelltes, sehr feines Lochblech installiert, das das Sediment in eine Ecke des Sedimentfangs leitete. Im Anschluss an das Lochblech war ein überströmtes Schütz installiert, das zum einen den Wasserstand unterhalb des Wehrs regulierte und zum anderen als Messwehr den Abfluss aus der Versuchsstrecke kontrollierte. Der Zusammenhang von Schützposition und Fließtiefe im Sedimentfang (nach der Lochblechbarriere) war über Kalibrierkurven bekannt und erlaubte so eine Abflusskontrolle. Es konnte so überprüft werden, mit welcher Zeitverzögerung die Hochwasserganglinie der Abflussregelung am Ende der Versuchsstrecke ankam und wie sie sich unterwegs veränderte.



Abbildung 17: Sedimentfang mit Unterwasserschütz von unterstrom, erste Konfiguration

Hohe Sedimentfrachten führten jedoch zu einem Verlegen der Lochblechtafeln in der in Abbildung 17 gezeigten ersten Konfiguration des Sedimentfangs und dadurch zu einem Anstieg der Fließtiefe vor den Lochblechtafeln, dessen Rückstau effekt sich auch auf die Fließtiefe in der Versuchsstrecke auswirken konnte. Zur Verbesserung der Situation wurden verschiedene Strömungsoptimierungen vorgenommen, Spülleitungen ergänzt, zudem Lochblechtafeln mit geringfügig größerer Lochweite installiert und so die freie Lochfläche (durchströmbar) von

51,0 % auf 64,7 % erhöht. Der gewünschte Erfolg konnte jedoch erst durch einen Umbau des gesamten Rahmenaufbaus der Lochblechbarriere erzielt werden, wodurch sich, zusammen mit der größeren Lochweite, die durchströmbare Fläche insgesamt etwa verdoppelte.

In Abbildung 18 links ist die erste Konfiguration mit den beschriebenen Modifikationen der späteren, zweiten Konfiguration (Abbildung 18 rechts) gegenübergestellt. Ein zusätzlicher Spülstrahl von oben (zu sehen am rechten Bildrand) erlaubte die gezielte Beeinflussung der Strömungsverhältnisse im Sedimentfang, verkürzte die Aufenthaltszeit der Granulatkörner im Sedimentfang nochmals und wirkte sich positiv auf die Transportleistung der Sedimentrückführung aus. Zudem verkürzte sich die Latenzzeit zwischen dem Durchströmen des Wehrs am Ende des Stauraums und der optischen Transportmessung im Rückführungssystem deutlich auf ≈ 1 min je nach Transportfracht.



Abbildung 18: Sedimentfang vor (links) und nach Umbau (rechts)

Zu 8: Sedimentzirkulation mit Messung des Sedimentaustrags

Sediment, das sich am Ende der Lochblechbarriere sammelte, wurde dort über eine Tauchpumpe mit einem konstanten Förderstrom entnommen und über eine Rohrleitung mit hoher Geschwindigkeit zurück nach oberstrom gepumpt und über die Sedimentzugabe mit stark verlangsamter Geschwindigkeit wieder in den Versuchsstand eingespült. Kurz nach der Tauchpumpe durchströmte das Sediment-Wasser-Gemisch eine Messeinrichtung zur Quantifizierung des Sedimentaustrags am Wehr. Dazu wurde das Sediment-Wasser-Gemisch in einen 1 cm hohen und 60 cm breiten Spalt zwischen zwei übereinander installierten Glasplatten geleitet, von unten beleuchtet und von oben durch eine handelsübliche Industriekamera beobachtet. Über eine kalibrierte Trübungsmessung wurde so die Sedimenttransportrate kontinuierlich bestimmt. Über die bekannte Transportzeit bis zur Sedimentzugabe war auch die Zugabe in die Mobilisationsstrecke zeitlich genau bekannt. Eine detaillierte Beschreibung der Sedimenttransportmessung folgt in Kapitel 0.

Zu 9: Deckenkamera für Verlaufskontrolle

Neben der Erfassung der Sohltopographie mit Hilfe des Laserscanners wurde eine Deckenkamera über der Messstrecke installiert, die es ermöglichte, einen wesentlichen Teil (12 m Länge, gesamte Stauraumbreite) der vom Laserscanner vermessenen Sohle kontinuierlich zu erfassen (siehe Abbildung 19). Während mit dem Laserscanner nur diskontinuierlich und, aufgrund der Rotationsdauer des Laserkopfes während der Messung, nicht per Definition instantan gemessen werden konnte, wurden mit der Deckenkamera alle 15 Sekunden während der gesamten Versuchsdauer Fotos erzeugt. Diese ermöglichten im Nachhinein als Zeitrafferfilm eine sehr gute Prozesskontrolle. Darüber hinaus konnten die teilweise redundanten Informationen über die Sohlage zum Abgleich mit den Laserscandaten genutzt und zusätzliche Informationen zur Breitenentwicklung der Sohle gewonnen werden.



Abbildung 19: Deckenkamera, Beispielaufnahme während Betrieb

2.5.2. Optimierter Versuchsstand für morphologische Untersuchungen

Nach umfangreichen Entwicklungs- und Optimierungsarbeiten an allen Komponenten des Versuchsstands sowie der messtechnischen Infrastruktur stand für die physikalischen Untersuchungen zum hydro-morphologischen Geschehen in den Laborstauräumen mit ihren sehr hohen Anforderungen an die Versuchsdurchführung, Datenerfassung und Messgenauigkeit ein ideal angepasster Versuchsstand zur Verfügung, der nach dem Wissen der Autoren in dieser Form weltweit einmalig ist. Abbildung 20 erläutert diesen Versuchsstand anhand eines schematischen Längsschnitts: Die Fließrichtung ist von links nach rechts, der Wasserspiegel ist

blau eingezeichnet und die bewegliche Sohle ist orange dargestellt. Tabelle 9 dient der Erläuterung der Ziffern aus Abbildung 20. Für die Untersuchungen am gekrümmten Stauraum wurde außer der Geometrie des Flusslaufs und der Position zweier Druckpegel nichts am hier vorgestellten Versuchsschema verändert.

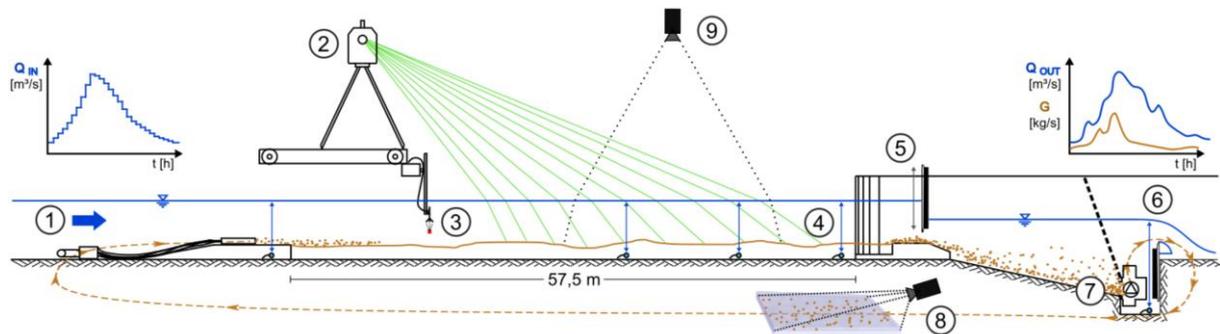


Abbildung 20: Schematischer Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand

Tabelle 9: Erläuterungen zum schematischen Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand

#	Bezeichnung
1	Zuflussregelung und Sedimentzugabe
2	Sohlvermessung mittels Laserscanning
3	Geschwindigkeitsmessung mittels ADV
4	Wasserspiegelüberwachung mittels Druckpegelsonden
5	Stauregelung mittels automatischer Schützregulierung
6	Abflusskontrolle über Messwehr
7	Sedimentzirkulation
8	Sedimenttransportmessung
9	Deckenkamera für Verlaufskontrolle

Abbildung 21 zeigt den Versuchsstand in drei unterschiedlichen Zuständen: Zunächst den geraden Stauraum trocken mit eben abgezogener Sohle vor Versuchsbeginn, dann denselben Stauraum im laufenden Betrieb und abschließend den gekrümmten Stauraum mit vollentwickelten Sohlstrukturen nach Versuchsende.

Abbildung 22 zeigt maßstabsgetreue Planunterlagen von Draufsichten auf die Versuchsstände. Links ist der gesamte Stauraumbereich zu sehen inklusive Anströmsituation oberstrom (unten im Bild) und Wehrbauwerk unterstrom (oben im Bild). Der Stauraumabschnitt mit der gekrümmten Fließstrecke ist strichliert eingezeichnet. Rechts ist die Messstrecke vergrößert abgebildet, also der Bereich, in dem die Sohle sowohl mittels Laserscanning als auch mit der Deckenkamera aufgezeichnet wurde. In diesem Fall ist der gerade Stauraumabschnitt im Bereich der gekrümmten Fließstrecke strichliert und zusätzlich sind relevante Abmessungen und

Kurvenradien mit angegeben. Der gekrümmte Stauraum wurde gegenüber dem geraden Stauraum nur im Bereich der Messstrecke verändert, konkret zwischen 5 m und 19 m oberhalb des Sperrenbauwerks. Die Zulaufstrecke weiter oberstrom blieb unverändert. Die Krümmung des gekrümmten Stauraums betrug 1,1 (die Mittellinie durch den gekrümmten Stauraum hatte die 1,1-fache Länge der direkten Verbindung zwischen Anfangs- und Endpunkt des gekrümmten Abschnitts) und lag damit im Mittelfeld der als gekrümmt definierten Stauräume (vgl. Tabelle 7 zur Gruppierung der Stauräume nach Krümmung).



Abbildung 21: Ansichten Versuchsstand: „Gerader Stauraum“ vor Versuchsbeginn (oben), „Gerader Stauraum“ während Betrieb (Mitte), „Gekrümmter Stauraum“ nach Versuchsende (unten)

Abbildung 23 zeigt einen schematischen Querschnitt durch den Stauraum, der mit diesen Abmessungen sowohl im gesamten geraden als auch im gekrümmten Stauraum vorhanden war. Geringfügige Abweichungen in der Breite von bis zu ± 2 cm traten nur entlang der Kurvenstrecke auf, die entgegen den Planunterlagen baulich nicht kontinuierlich gekrümmt umgesetzt werden konnte, sondern mit segmentweise geraden Abschnitten von 110 cm Länge an der im Stauraum liegenden Ufersegmentunterkante. Diese minimalen Abweichungen hatten keinen sichtbaren Einfluss auf das Strömungsgeschehen. An Stößen zwischen zwei Ufersegmenten, an denen plötzliche Veränderungen des Uferwinkels im Bereich von bis zu $\pm 16^\circ$ auftraten, wurden keine derartig starken Turbulenzstrukturen beobachtet, die sich

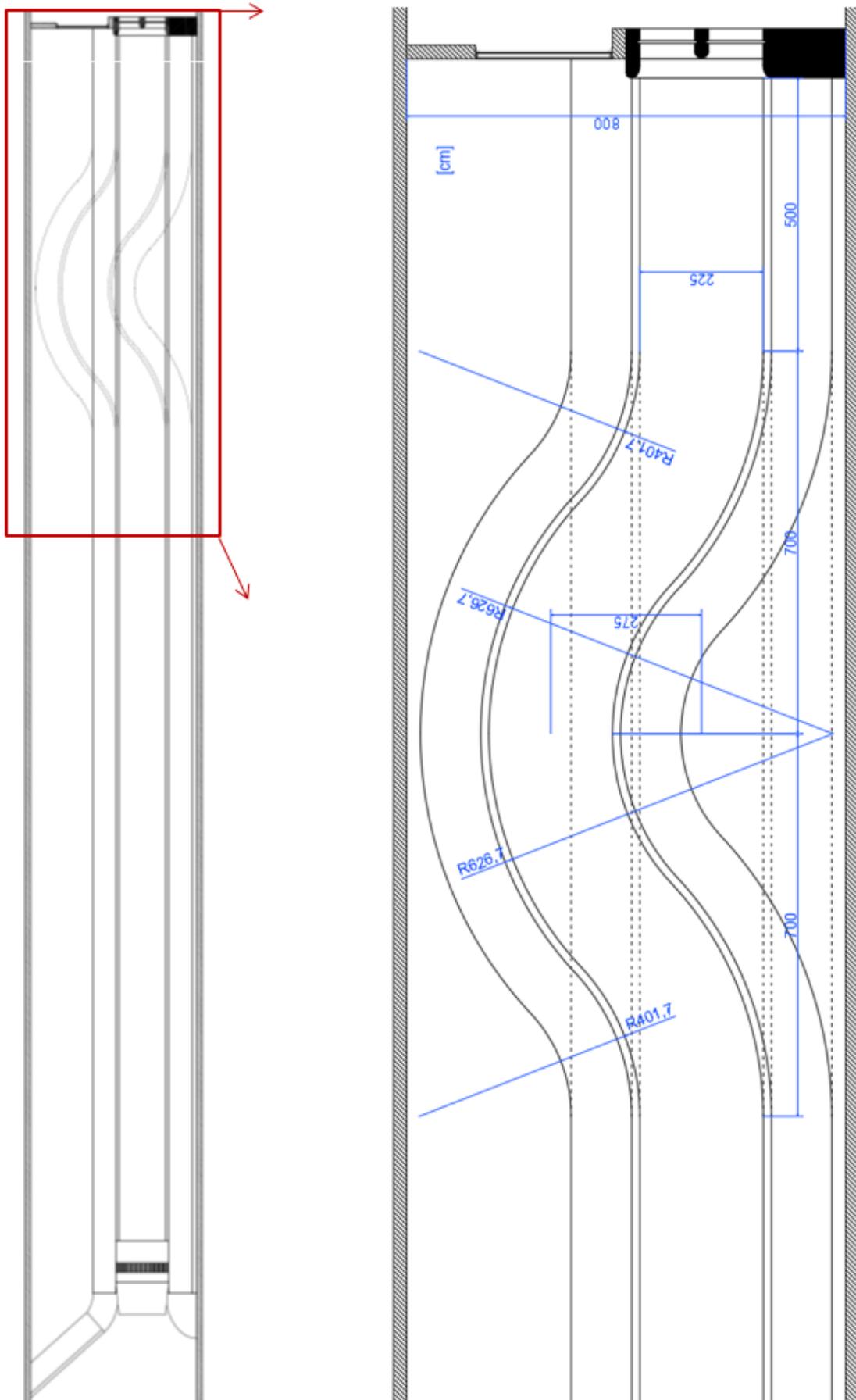


Abbildung 22: Planunterlagen Versuchsstand, Draufsicht gesamt (links), Draufsicht Messstrecke (rechts)

sichtbar auf das diese Stellen passierende Sediment ausgewirkt hätten. Weiter sind in Abbildung 23 die 3 betrachteten Pegelstände des Referenzpegels für die Stauregelung im Stauraum gezeigt (blaue Linien), zusammen mit den jeweiligen Staurenbreiten an der Wasseroberfläche sowie der Ausgangslage der Sohle vor Versuchsbeginn (braune Linie). Die Kote 00,00 entsprach der Höhe des Zugabepodests oberstrom des Stauraums und des Wehrbodens am Ende des Stauraums: auf diese Höhe wurde die Sohle für alle Versuche als Anfangszustand eben abgezogen. Die Mächtigkeit der erodierbaren Granulatsohle zu Versuchsbeginn war somit auf 15 cm festgelegt und lag damit unter Berücksichtigung des Maßstabs 1:40 am oberen Ende der aus Beprobungen bekannten Mächtigkeiten von Sandablagerungen in den Innstauräumen. Weitere Details hierzu folgen in Kapitel 4.

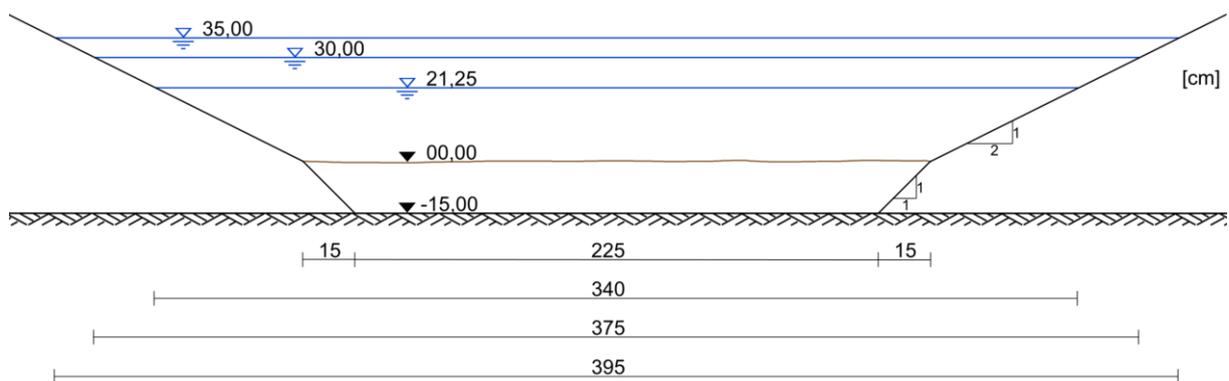


Abbildung 23: Querschnitt durch den Stauraum mit Ausgangssohlhöhe und drei untersuchten Pegelständen, schematisch

Übertragung der Staurenbreite auf den Laborversuch

In Abschnitt 0 wurde erläutert, dass für alle Versuche ein geometrischer Maßstab von 1:40 angenommen wurde. Auf Höhe der Ausgangssohle entsprach das einer Naturbreite 102 m und je nach Pegelstand einer Naturbreite an der Wasseroberfläche von 136 m bis 158 m. Diese Breiten lagen im Bereich des Mittelwerts der gewichteten mittleren Breiten für den oberen Inn von 151 m (vgl. Tabelle 5). Die im unteren Inn vorhandenen Staurenbreiten (gewichteten mittleren Breite von 333 m) wurden hauptsächlich aus den folgenden zwei Gründen nicht abgebildet:

- Transportkapazität der Sedimentrezirkulation (doppelte Breite \approx doppelte Transportfracht)
- Nachrangigkeit der morphologischen Breitenentwicklung für die Untersuchungsziele

Die Untersuchungen der morphologischen Prozesse in den Stauräumen des unteren Inns war dennoch möglich. Selbst die größten in den Naturstauräumen auftretenden Sohlstrukturen haben deutlich geringere Abmessungen (etwa eine Größenordnung) als die mittlere Staurenbreite. Davon ausgehend wurde die Annahme getroffen, einer größeren Staurenbreite als im oberen Inn keine weiteren maßgeblichen Zusatzeinflüsse auf die morphologischen Prozesse

zuzusprechen als eine Erhöhung der transportierten Sedimentfracht. Die hydraulischen Parameter Fließtiefe und Abfluss waren von dieser Annahme nicht betroffen.

Für die Übertragung der Hydraulik auf die Stauräume im Laborversuch wurde der (breiten-) spezifische Abfluss in den jeweiligen Stauräumen verwendet, für die auch die Naturdaten vorlagen (Details hierzu folgen im nächsten Abschnitt, Kapitel 0) und damit der Gesamtabfluss für die Versuche entsprechend der vorhandenen Stauraumbreite umgerechnet. Randeinflüsse im Bereich der geneigten Ufer wurden durch dieses Vorgehen teilweise überrepräsentiert (Verringerung der erforderlichen Breite der beweglichen Sohle gegenüber den gleichbleibenden, festen Ufern), allerdings zeigten die morphologischen Vorversuche, dass sich Randeinflüsse nicht weiter als maximal 25 cm von der Ufersegmentunterkante in die Stauraummitte bemerkbar machten und die Geschwindigkeitsverteilung in der Versuchsstrecke weiterhin korrekt abgebildet wurde. Weitere Details hierzu und zu den durchgeführten Versuchen folgen in Kapitel 4.

Übertragung des Stauraumlängsgefälles auf den Laborversuch

Die Stauraumsohle wurde vor Versuchsbeginn mittels eines am großen Messwagen montierten Abziehschildes eben präpariert. Über die Längsneigung der Fahrschienen des Messwagens konnte promillegenaue ein Sohlängsgefälle installiert werden. Anfängliche Planungen sahen vor, diese Möglichkeit zur Installation unterschiedlicher Anfangssohlängsneigungen zu nutzen, allerdings zeigte sich in Vorversuchen, dass dieses Vorgehen das Transportgeschehen mehr durch die zusätzlich vorhandene Masse an zum Transport zur Verfügung stehenden Granulats beeinflusste als durch die Startlängsneigung. In Abhängigkeit des Fließzustandes stellte sich in den Stauräumen in allen Versuchen mit der Zeit von selbst ein Gleichgewichtslängsgefälle ein. Dieses wurde im Nahbereich (etwa 10-15 m) der Sedimentzugabe, deren Höhe in der Regel nicht an dieses Gleichgewichtsgefälle angepasst wurde, zwar tatsächlich beeinflusst, allerdings zeigten Vergleichsuntersuchungen mit einer höhenangepassten Sedimentzugabe keine nennenswerten Unterschiede im Bereich der Messstrecke. Das vorhandene Volumen an transportfähigem Sohlmaterial als zusätzliche Variable für die Entwicklung der Stauraumsohle einzuführen, wurde aus Gründen der komplexen hydro-morphologischen Zusammenhänge in den Laborversuchen vermieden. Weitere Details hierzu folgen in Kapitel 4.

Übertragung der Fließtiefe in den Stauräumen auf den Laborversuch

Die Fließtiefe in den Stauräumen war per Definition nicht bekannt, da sie sich, abhängig von der konstant in Bewegung befindlichen Stauraumsohle, lokal und zeitlich ständig veränderte. Diesem Umstand wurde mit einem Extremwertvergleich begegnet und bekannte Fließtiefen

an den Stauwurzeln der Stauräume (Ende der freien Fließstrecke und erwartungsgemäß niedrigste Fließtiefen im jeweiligen Stauraum) den Fließtiefen vor den Wehrfeldern beziehungsweise über dem Wehrboden gegenübergestellt (maximal mögliche Fließtiefe, wenn Stauraum endverlandet) (siehe Tabelle 10). Es wurden zudem für einzelne Stauräume Sohlpeilungen der Kraftwerksbetreiber ausgewertet, wobei sich kein so einheitliches Bild zeigte, als dass daraus Referenzwerte hätten abgeleitet werden können. Für die Stauregelung wurde deshalb die Fließtiefe über Wehrboden als Referenzwert genommen und analog dem Vorgehen in den Innstauräumen ein Regelpegel oberstrom der Flusssperre auf diese Fließtiefe festgelegt. Die Fließtiefen im Stauraum konnten sich dann abhängig von den hydraulischen Bedingungen selbst einstellen. Für die Versuche wurden für den oberen und den unteren Inn jeweils zwei Fließtiefen festgelegt: eine minimal und eine maximal zu erwartende Fließtiefe H_{\min} und H_{\max} (in Tabelle 10 farblich markiert). Diese wurden mit dem geometrischen Maßstab von 1:40 skaliert und sind in Tabelle 11 aufgelistet (farbige Markierungen gemäß Tabelle 10).

Tabelle 10: Fließtiefen in den Innstauräumen

		Fließtiefe an Stauwurzel bei HQ2013	Fließtiefe über Wehrboden bei Stauziel
		[m]	[m]
Oberer Inn	GOE	4,04	15,00
	GNU	5,20	12,00
	IRI	5,63	9,50
	IFE	6,87	10,00
	IWG	5,25	9,00
	ITK	5,37	10,00
	IGI	6,53	9,00
	INO	7,04	8,50
	ICH	5,01	9,30
	ITM	7,49	8,50
Unterer Inn	GBS	6,61	14,25
	GEF	9,23	12,00
	GEO	6,40	13,50
	GSN	6,13	13,50
	GPI	7,20	14,00

Tabelle 11: Fließtiefen in den Laborversuchen

	Oberer Inn	Unterer Inn
H_{\min}	21,25 cm	30,00 cm
H_{\max}	30,00 cm	35,00 cm

2.6. Hydrologie

Neben den drei geometrischen Leitparametern wurde als vierter Leitparameter „Abfluss und Form der Hochwasserwelle“ definiert. Zur Auswahl der Wellen für den Laborversuch wurden für die Pegel Wasserburg (kurz: WB) und Passau-Ingling (kurz: PI) jeweils alle zwölf in den Teilprojekten A und B identifizierten Ereignisse miteinander verglichen. Grundlage für die Auswahl der 12 Wellen war, dass die Ereignisse jeweils einem HQ_{30} , HQ_{100} , HQ_{300} und $HQ_{1.000}$ an einem der Pegel Wasserburg, Passau und Burghausen entsprechen. Dabei sollten möglichst alle mit den Eigenschaften einer Welle verbundenen Prozesse erfasst werden. Die zur Bewertung herangezogenen Kriterien sind in Tabelle 12 aufgelistet.

Tabelle 12: Bewertungskriterien für die Wellenauswahl

#	Bewertungskriterium
1	Minimale oder maximale Abflussveränderung pro Stunde
2	Scheitelabfluss
3	Wellenvolumen
4	Wellenform
5	Wellendauer
6	Jährlichkeit

2.6.1. Analyse der Hochwasserwellen

In Abbildung 24 und Abbildung 25 sind jeweils alle zwölf identifizierten Ereignisse abgebildet. Die Legende zu den Abbildungen wird am Beispiel der Abbildung 24 erläutert: Die Bezeichnung „ HQ_{0030} BG (event 0076)“ beschreibt ein Hochwasserereignis am Pegel Wasserburg, das am Pegel Burghausen (BG) eine Jährlichkeit von 30 hat und in Teilprojekt A als Event mit Nummer 0076 definiert wurde. Am betrachteten Pegel erzeugt das Hochwasserereignis normalerweise nicht dieselbe Ganglinie und auch nicht dieselbe Jährlichkeit wie am Event-Pegel, zumindest solange die beiden Pegel nicht identisch sind. Die am unteren Ende der Legende stehenden Einträge ohne Eventnummer markieren die Jährlichkeiten am Pegel Wasserburg oder am Pegel Passau-Ingling für Abbildung 25. Weil der Pegel Burghausen für die Untersuchungen in Teilprojekt F keine direkte Bedeutung hat, wurde er im Folgenden nicht weiter berücksichtigt.

Abbildung 26 und Abbildung 27 zeigen Analysen der Hochwasserwellen für den Pegel Wasserburg. In Abbildung 26 wird die jeweils größte Abflussänderung im ansteigenden und im abfallenden Ast jeder Welle abgebildet und dem zugehörigen Scheitelabfluss gegenübergestellt. Änderungen im ansteigenden Ast sind als positive Werte aufgetragen, Änderungen im abfallenden Ast als negative Werte. Zur besseren Sichtbarkeit sind die Wertepaare mit einer

dünnen Linie verbunden und die Scheitelabflüsse als nicht ausgefüllte Symbole abgebildet. In Abbildung 27 ist das Wellenvolumen aller zwölf Wellen am Pegel Wasserburg dem jeweils zugehörigen Scheitelabfluss gegenübergestellt. In Abbildung 28 und Abbildung 29 sind die gleichen Analysen für den Pegel Passau-Ingling dargestellt.

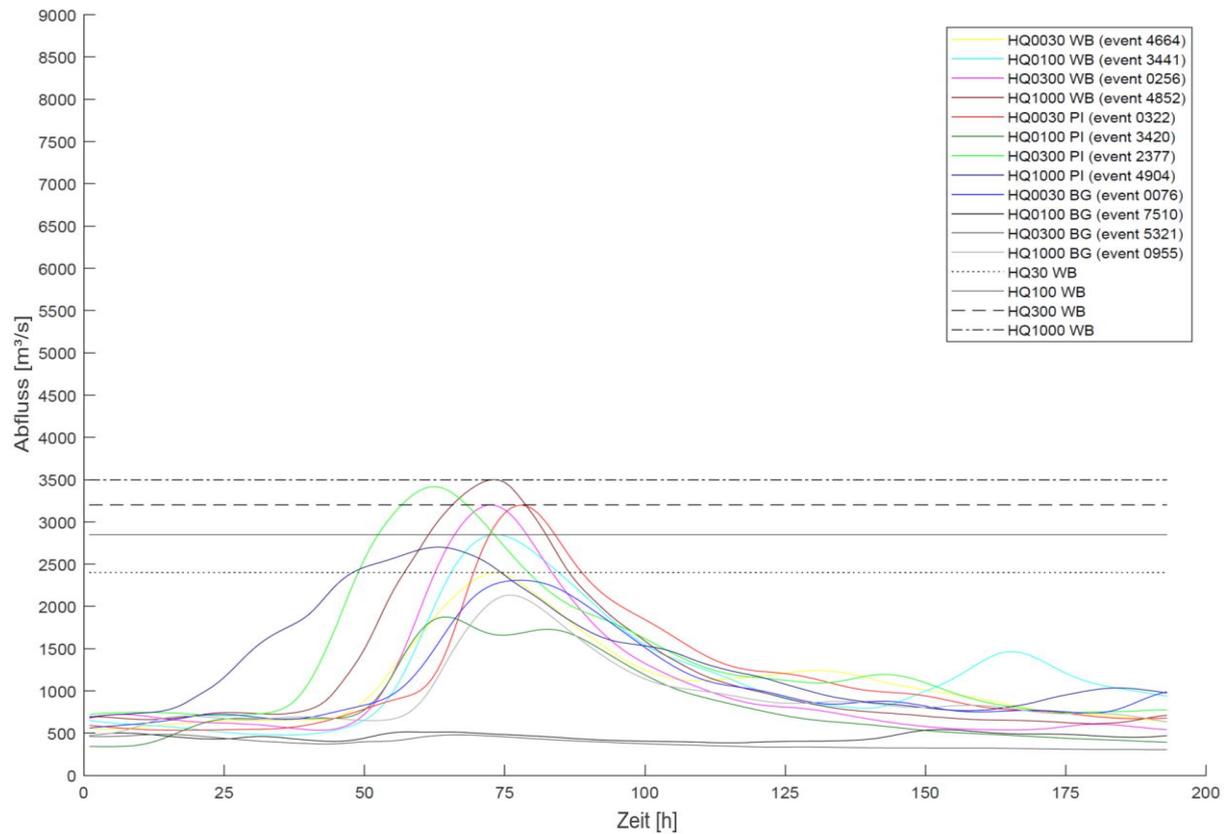


Abbildung 24: Wellenauswahl für den Pegel Wasserburg gemäß Teilprojekt A

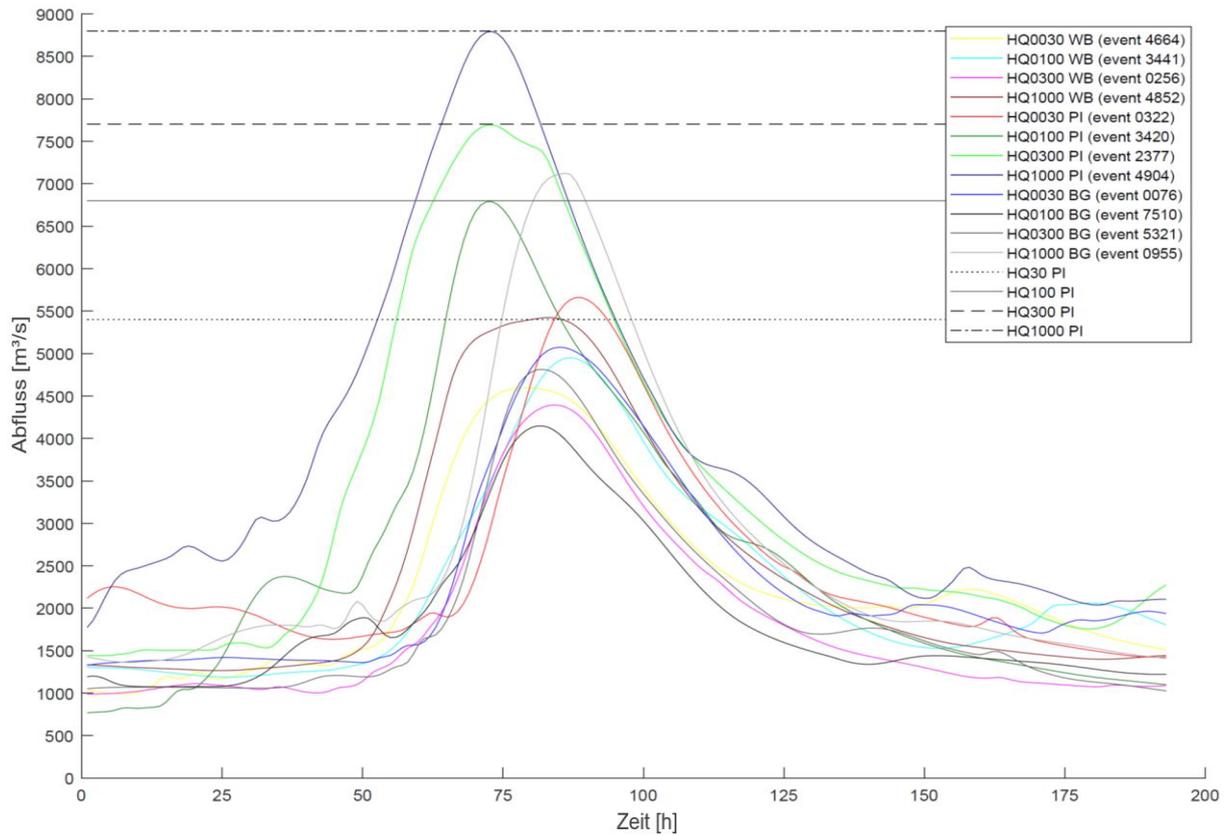


Abbildung 25: Wellenauswahl für den Pegel Passau-Ingling gemäß Teilprojekt A

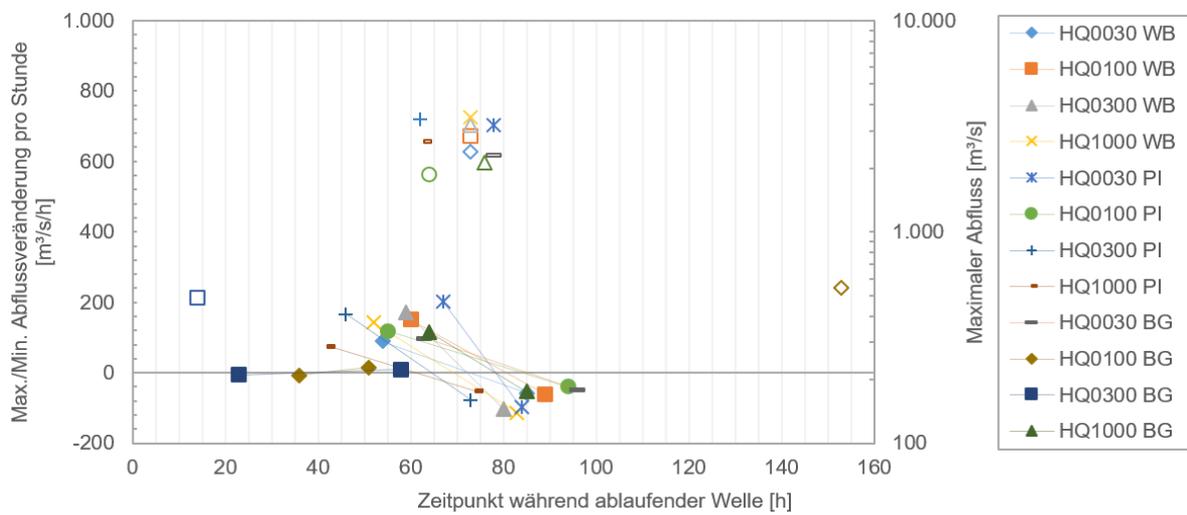


Abbildung 26: Maximale/minimale Abflussveränderung pro Stunde und Scheitelabfluss für den Pegel Wasserburg

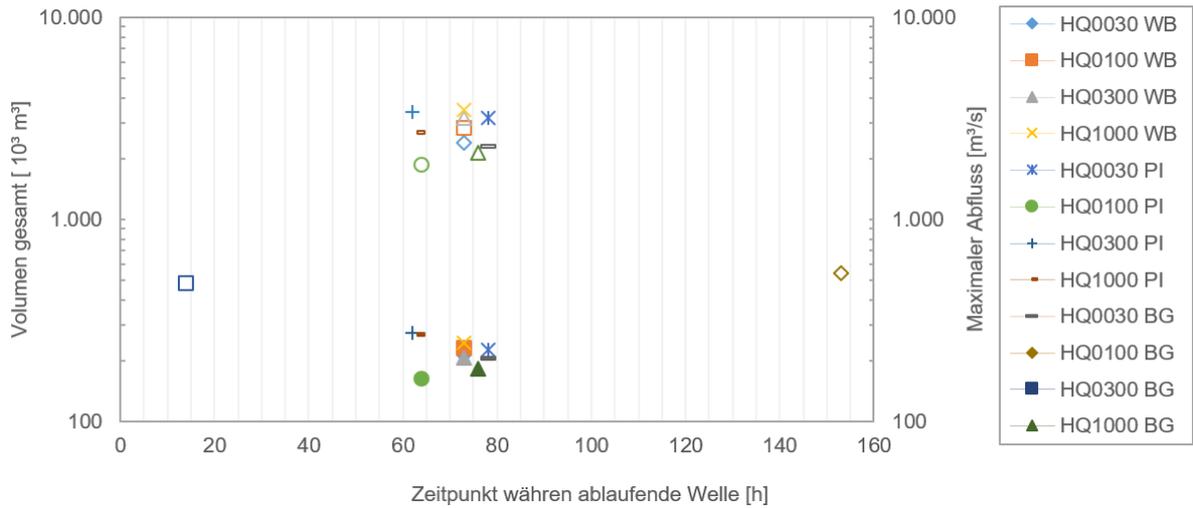


Abbildung 27: Wellenvolumen und Scheitelabfluss für den Pegel Wasserburg

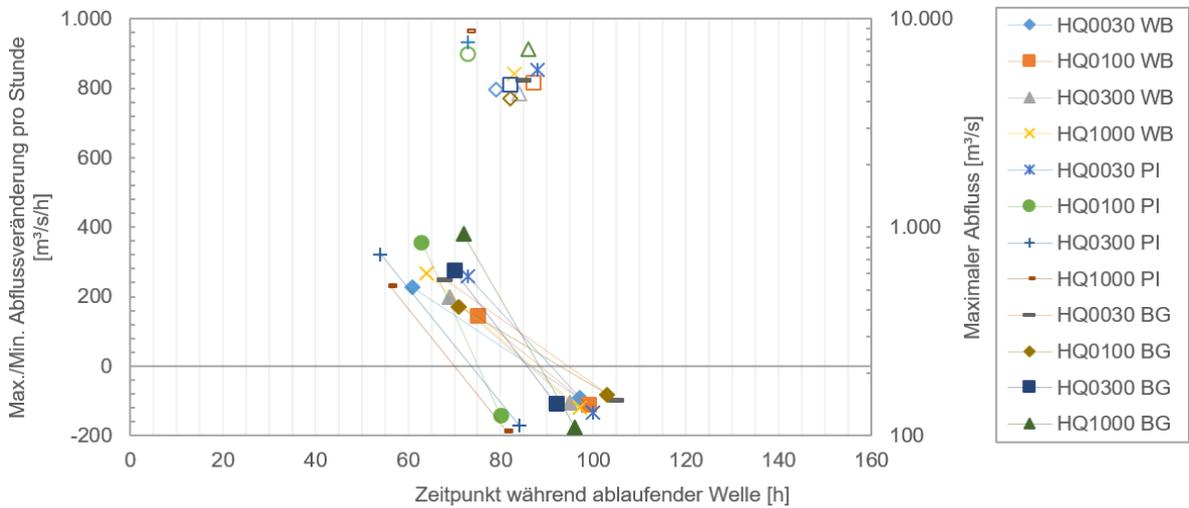


Abbildung 28: Maximale/minimale Abflussveränderung pro Stunde und Scheitelabfluss für den Pegel Passau-Ingling

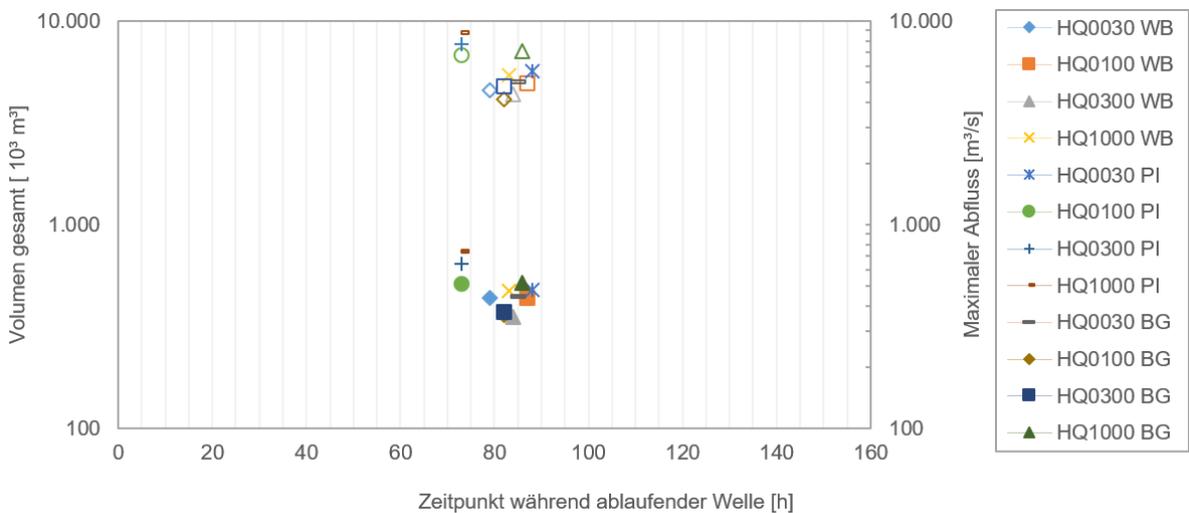


Abbildung 29: Wellenvolumen und Scheitelabfluss für den Pegel Passau-Ingling

2.6.2. Auswahl der Hochwasserwellen für den Laborversuch

Auf Basis der zuvor erläuterten Kriterien wurden vier Hochwasserwellen für den Laborversuch ausgewählt. In Tabelle 13 sind die Eigenschaften der ausgewählten Wellen zusammengefasst. Abbildung 30 zeigt diese Auswahl grafisch und hat dabei denselben Aufbau wie die beiden Abbildungen zur Wellenauswahl der Teilprojekte A und B (Abbildung 24 und Abbildung 25). Die beiden höheren Wellen waren Ereignisse am Pegel Passau-Ingling, die beiden niedrigeren Wellen Ereignisse am Pegel Wasserburg. Die vier Wellen wurden so ausgewählt, dass sie die variierenden Charakteristika der insgesamt 24 Wellen bestmöglich wiedergeben. Insbesondere weil im Laborversuch alle Wellen mit derselben Stauraum- und Wehrgeometrie untersucht wurden, wurde bei der Wellenauswahl besonderes Augenmerk auf die Wellenform gelegt.

Tabelle 13: Eigenschaften der ausgewählten Wellen

Event	3420	4852	4904	0076
Farbe	grün	braun	dunkelblau	blau
Linientyp	strichliert	punktiert	voll	strichpunktiert
Pegel	PI	PI	WB	WB
Jährlichkeit WB	-	1000	<100	30
Jährlichkeit PI	100	30	1000	-
Jährlichkeit BG	-	-	-	30
Beschreibung	lange Dauer, Vorwelle, steiler An- und Ablauf	mittlere Dauer, steiler An- und Ablauf und Plateau im Scheitelbereich	lange Dauer, flacher An- und Ablauf	kurze Dauer, mittlerer An- und flacher Ablauf

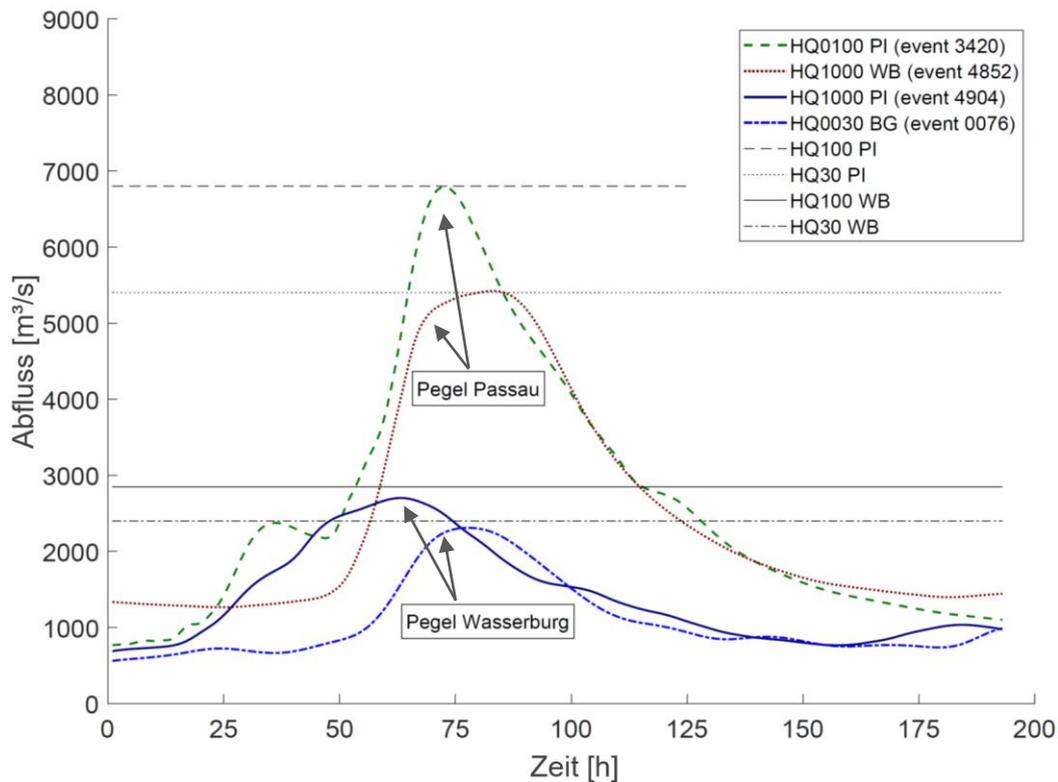


Abbildung 30: Wellenauswahl für den Laborversuch

3. Entwicklung von Mess- und Steuertechnik

In diesem Kapitel werden maßgebliche Eigenentwicklungen für den Betrieb des physikalischen Versuchsstands und die Messdatenerfassung während der Laborversuche beschrieben. Die Bewältigung der Mess- und Steueraufgaben war nicht alleine mit konventionellen, am Markt verfügbaren Lösungen möglich. Es wurden deshalb eigene Lösungen entwickelt, am Versuchsstand implementiert und während der Laborversuche erfolgreich eingesetzt. Die in den Abschnitten 0 und 0 beschriebenen Messverfahren werden in diesem Bericht nur in kurzer Form vorgestellt. Ausführliche Erläuterungen finden sich in den im jeweiligen Abschnitt referenzierten Veröffentlichungen zu den Messverfahren.

3.1. Steuerung des Versuchsstands

Aufgrund der großen Abmessungen des Versuchsstands und der Vielzahl an verschiedenen (Mess-) Daten, die gleichzeitig an mehreren Orten entlang des Laborstauraums aufgenommen oder verarbeitet wurden (3D-Scan der Sohle, Geschwindigkeitsmessungen, Wasserstände, Zuflussganglinien usw.) musste der Versuchsstand so weit möglich automatisiert werden. Es wurde dazu ein drahtloses Sensornetzwerk eingerichtet, über welches die Daten von Sensoren des Versuchsstandes empfangen und Befehle an die Aktoren (z. B. für die Stauregelung)

gesendet werden konnten. Das modulare, mobil ansteuerbare Sensornetzwerk ermöglichte große Flexibilität bei Anpassungen der Versuchsinfrastruktur und in der Handhabung der Datenverarbeitung. Tabelle 14 listet die Bestandteile der Versuchsstandtechnik kurz auf, ohne jedoch auf Einzelheiten einzugehen, und Abbildung 31 zeigt dieses Netzwerk schematisch.

Tabelle 14: Bestandteile der Messtechnik im Versuchsstand

#	Erklärung
1	Knoten des Sensornetzes: An jeden Knoten konnten ein oder mehrere Module angeschlossen werden. Diese Module konnten z. B. Signale von Sensoren digitalisieren oder Befehle empfangen und daraufhin Steuersignale ausgeben
2	Sensoren: z. B. für Wasserstand oder Temperatur Aktoren: z. B. Stellantriebe, Motorsteuergeräte oder Verfahrenrichtungen
3	Raspberry PI Gateway: Schnittstelle zwischen den Daten der Knoten des Sensornetzes und einem Steuerprogramm. Zudem Bereitstellung von externen Sensordaten und Kommunikation mit der Zuflussteuerung
4	Zuflussteuerung: Schnittstelle zur Pumpensteuerung
5	Sedimenttransportmessung: Schnittstelle zu eigenständiger Messeinheit
6	Zentrales Steuerprogramm: Kontrolle aller Sensoren und Aktoren (entwickelt in Python)
7	Mobile Datenüberwachung: Zugriff auf wichtige Messgrößen von einem beliebigen mobilen Gerät

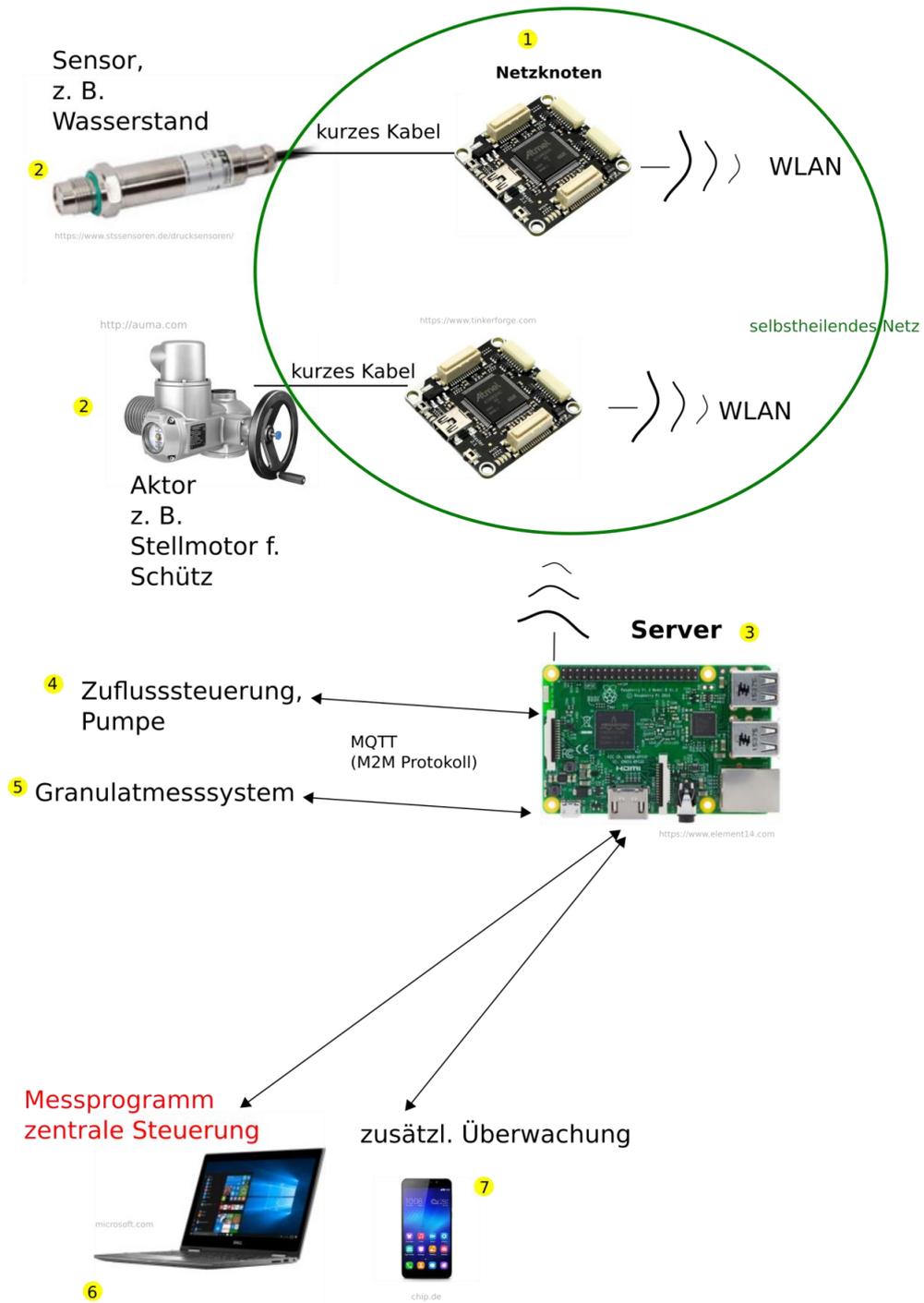


Abbildung 31: Bestandteile der Messtechnik im Versuchsstand

3.2. Sohlvermessung mittels Laserscanning

Folgende Anforderungen wurden an das Messverfahren gestellt, mit dem die Sohltopografie des physikalischen Versuchs dreidimensional erfasst werden sollte:

- Messung der Sohltopografie im laufenden Betrieb (also nicht entwässert)
- Berührungslose Messung, um die Strömung nicht zu beeinträchtigen
- Möglichst schnelle, flächige Erfassung der Sohle
- Möglichst hohe räumliche Auflösung

Um dies zu ermöglichen, wurde eigens ein Messverfahren entwickelt, bei dem ein handelsüblicher terrestrischer Laserscanner (Puls-Laufzeit-Laserscanner im sichtbaren grünen Wellenlängenbereich (532 nm)) während des Versuchsbetriebs durch die Wasseroberfläche misst, um bei strömenden Abflussbedingungen die Flusssohle des wassergefüllten Stauraums flächig zu vermessen. Eine Messung dauerte, abhängig vom zu scannenden Ausschnitt und der gewünschten Messpunktdichte, wenige Minuten.

Die so erzeugten Punktwolken, die durch Brechung an der Wasseroberfläche und Rückstreuung unter Wasser verzerrt waren, wurden durch ein kalibriertes Postprocessing entzerrt und Störungen eliminiert, sodass Messgenauigkeiten der Einzelmessungen bei Fließtiefen bis zu 0,9 m im Bereich der Kornrauheit erreicht wurden. Durch Ausgleichsrechnung konnten diese Fehler für flächige Betrachtungen der erfassten Flusssohle dann noch weitgehend kompensiert werden. Dieser Vorgang war für die in Teilprojekt F durchgeführten Untersuchungen jedoch nicht erforderlich, weil keine derart hochaufgelösten Oberflächen benötigt wurden.

Der gesamte Messprozess erstreckte sich über drei Phasen: Stationierung über räumliche Festpunkte, Scannen der Sohltopografie und Monitoring der Umgebungsparameter. Die Minimaldauer eines Messprozesses betrug im geraden Stauraum unter einer Minute. Der terrestrische Laserscanner zeichnete dabei radial vom fixierten Standpunkt auf dem Messwagen ausgehend linienweise die Höhe der Flusssohle auf. Folgende Einschränkungen ergaben sich aus dem Messverfahren:

- Klares Wasser für hohe Intensitäten der reflektierten Laserpulse erforderlich (Indikator: Sichtbarkeit mit bloßem Auge)
- Geringe Toleranz gegenüber Oberflächenwellen, die die unvermeidbare Unruhe der Wasseroberfläche überschreiten
- Keine großen Sohländerungen während der Messung, um den Charakter einer Momentaufnahme zu behalten

3.2.1. Auswahl des Sohlmessverfahrens

Nach umfangreicher Recherche zeigte sich, dass kein geeignetes kommerzielles Messsystem für eine großflächige Unterwasservermessung unter diesen Randbedingungen existierte. Zunächst wurden deshalb alle gängigen Verfahren, mit denen eine dreidimensionale Erfassung von Objektoberflächen möglich ist, in Betracht gezogen. Es wurden Vorversuche mit Photogrammetrie- und Ultraschallsystemen durchgeführt. Im Folgenden wird kurz auf ausgewählte Systeme und deren Eignung eingegangen.

Hochfrequenz Multibeam Ultraschallgeräte wie etwa das ARIS System von Sound Metrics waren einerseits schlicht zu groß, um die Strömung nicht zu stören, andererseits wäre die Messzeit für die Aufnahme der Sohle des gesamten Versuchs durch den eingeschränkten Blickwinkel des Geräts zu lang gewesen. Medizinische Ultraschallsysteme besitzen Schallköpfe mit Abmessungen von wenigen Zentimetern. Daher wurde untersucht, inwieweit sich diese Gerätetypen prinzipiell für die Messaufgabe eignen. Es zeigte sich in Versuchen, dass die Geräte nicht bis in die erforderlichen Wassertiefen messen konnten. Außerdem besaßen solche Geräte keine Schnittstellen, um zu den für den Untersuchungszweck nötigen Daten zu gelangen.

Bei photogrammetrischen Verfahren (3D-Rekonstruktion von Oberflächen aus Fotos des Objekts aus verschiedenen Blickwinkeln) muss zwischen Anwendungen unterschieden werden, bei denen die Aufnahmen entweder unter Wasser oder durch die Wasseroberfläche gemacht werden. Erstere Methode war ungeeignet, da die Strömung beeinträchtigt worden wäre und die Gesamtaufnahme wegen des eingeschränkten Blickwinkels zu lange dauern würde. Bei Aufnahmen durch die Wasseroberfläche war die Rekonstruktion nur so lückenhaft möglich, dass sich die Ergebnisse als nicht brauchbar erwiesen.

Laserscanner nehmen mehrere Zehntausend Punkte pro Sekunde auf: damit eignen sie sich für eine schnelle Erfassung von 3D-Oberflächen. Ein Gerät im grünen Wellenlängenbereich besitzt sehr gute Durchdringungseigenschaften in Wasser und kann somit prinzipiell auch Objekte unter Wasser erfassen. Mit dem Gerät wurde auf gewöhnliche Weise ein Scan des physikalisch modellierten Flussabschnitts durchgeführt und die durch Brechung und Rückstreuung verzernte Punktwolke anschließend mit einem selbst entwickelten Programm rückgerechnet. Dazu musste während des Versuchs die Wasserhöhe im Bezug zum Scanner erfasst werden. Das Verfahren „Laserscanning durch Wasser“ erfüllte die genannten Anforderungen von allen betrachteten Verfahren am besten und wurde daher für die geplanten Untersuchungen ausgewählt.

3.2.2. Entwicklung des Sohlmessverfahrens

Im Rahmen einer Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Geodäsie der Technischen Universität München wurden zunächst Versuche mit einer Totalstation (später Laserscanner) durchgeführt, mit denen herausgefunden werden sollte, inwieweit diese terrestrischen Vermessungsgeräte für die beschriebene Messaufgabe eingesetzt werden können. Da mit diesem Verfahren zum Zeitpunkt der Bearbeitung kaum Erfahrungen bei Wassertiefen > ungefähr 30 cm vorhanden waren, wurde es nötig, dessen Genauigkeit, Verlässlichkeit und Grenzen detailliert zu untersuchen.

Erste Versuche zeigten, dass bei sorgfältiger Modellierung des Strahlengangs des Lasers eine gute Rekonstruktion der beim Luft-Wasser-Übergang des Laserstrahls verzerrten Punkte möglich war. Die Eindringtiefe des Lasers war für die Zwecke ausreichend, solange das Wasser eine geringe Trübung aufwies. Dazu wurden eine etwa 30 cm x 30 cm große, rund 5 cm hohe Kiesaufschüttung mit einer Leica Total Station MS50 durch 50 cm tiefes Wasser aufgezeichnet. Die Aufschüttung ist in den folgenden Abbildungen jeweils rechts zu sehen. In Abbildung 32 sind ein Scan im trockenen (rot) und ein Scan unter Wasser (grün) abgebildet, von denen die grüne Punkt看ke aufgrund der Veränderung des Strahlengangs an der Luft-Wasser-Grenze gut sichtbar verschoben und verzerrt ist. Abbildung 33 zeigt diese Unterwasser-Punkt看ke bei korrekter Modellierung des Strahlengangs in blau. Durch das Einlaufen des Wassers ergaben sich leichte erosionsbedingte Abweichungen im Bereich der Spitzen des Hügels.

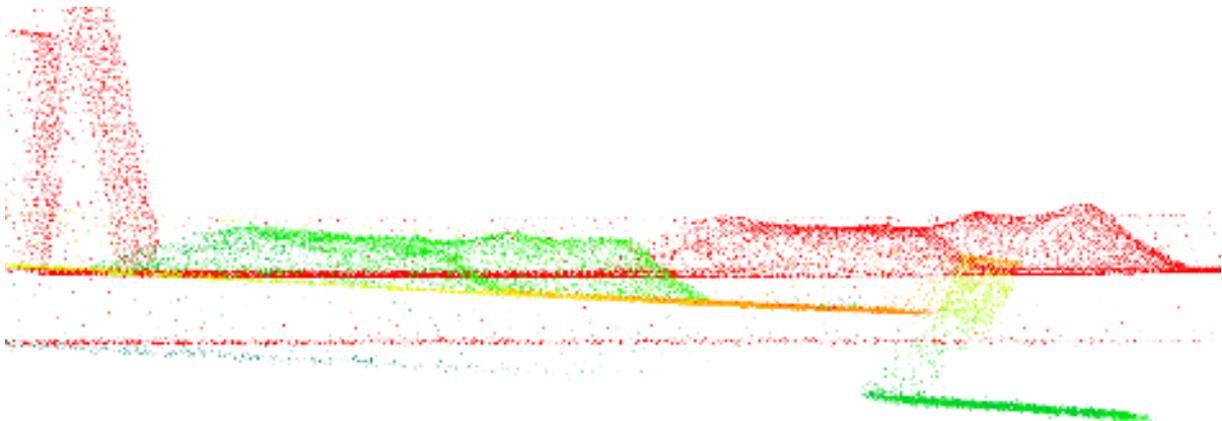


Abbildung 32: Durch Wasser verzerrte Punkte (grün) im Vergleich mit der Referenz (rot).

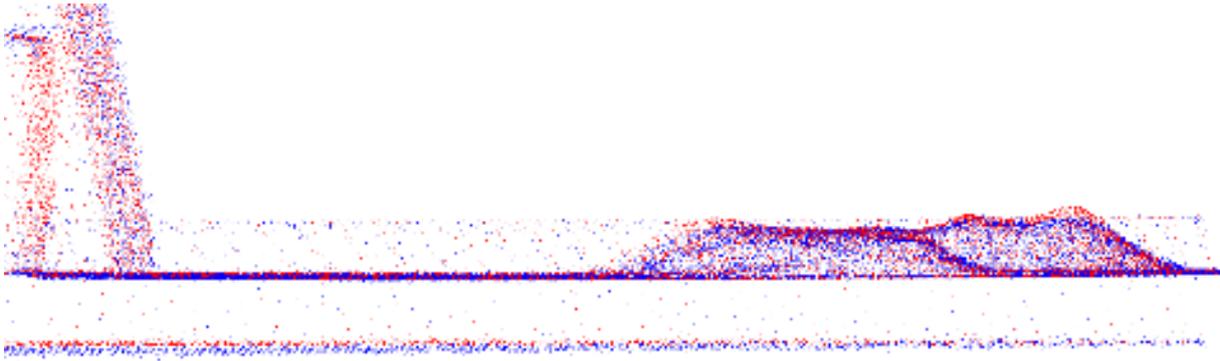


Abbildung 33: Durch Modellierung des Strahlengangs des Lasers rückgerechnete Punkte (blau) im Vergleich mit der Referenz (rot).

In Abbildung 34 ist die scheinbare Lage eines aufgenommenen Punktes ρ_{uw}, z_{uw} dargestellt. Nach der Korrektur der Brechung nach Snellius ist die wahre Position durch ρ_{korr}, z_{korr} gegeben. Im Rahmen einer Masterarbeit in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Geodäsie der TU München wurde das Brechungs-Korrekturmodell so erweitert, dass neben der Brechung noch weitere Effekte (hauptsächlich aus Rückstreuung) berücksichtigt und so die Genauigkeit vor allem bei Wassertiefen > 10 cm verbessert werden konnte. Bei geringeren Wassertiefen spielen die zusätzlichen Effekte nur eine untergeordnete Rolle. Für Details und ergänzende Untersuchungen wird auf Schlagenhauer et al. (aktuell im Reviewprozess) verwiesen.

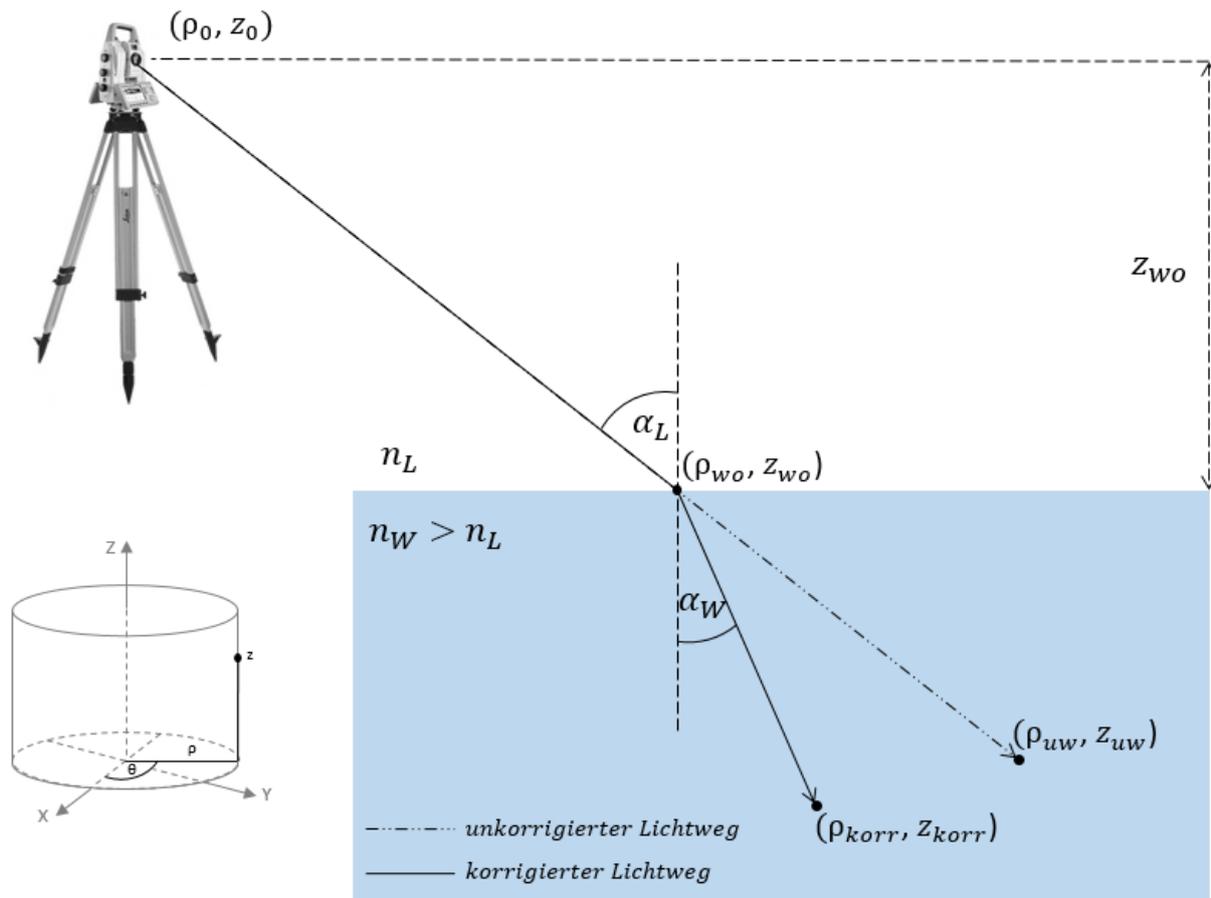


Abbildung 34: Geometrie der TLS Korrektur für Unterwasserpunkte nach *Smith et al. 2012*

3.2.3. Auswirkungen des Sohlmessverfahrens auf den Versuchsbetrieb

Die Auswahl des Messsystems zur Erfassung der Sohltopographie der Laboruntersuchungen machte zusätzliche Infrastrukturmaßnahmen an der VAO erforderlich. Um in der Folienhalle zuverlässig mit klarem Wasser arbeiten zu können, musste die bisherige Wasserversorgung von Durchlaufbetrieb auf ein geschlossenes Kreislaufsystem umgestellt werden. Das natürliche Wasser aus der Isarüberleitung, mit dem die Folienhalle vorher versorgt wurde, ist starken Schwankungen des Schwebstoff- und Feinpartikelgehalts unterworfen, sodass daraus ein nicht kalkulierbares Betriebsrisiko für die Erfassung der Sohltopographie entstanden wäre.

Weiter entstanden durch das Laserscanning zusätzliche Anforderungen an die Beschaffenheit der für die Laboruntersuchungen benötigten, industriell hergestellten Ersatzmaterialien. Hohe Absorptions- und Transmissionsgrade wirkten sich hier nachteilig auf die Qualität der Sohlvermessung aus. Eine Überprüfung der Ersatzmaterialien auf ihre Eignung für die Sohlvermessung mit Laserscanning wurde damit maßgeblich für die Materialwahl.

3.3. Sedimenttransportmessung

Neben der zeitlich diskreten Vermessung der Sohltopografie wurde ein Messverfahren entwickelt, mit dem es vergleichsweise kostengünstig möglich war, kontinuierliche Messungen des Feststofftransports durchzuführen und somit Informationen über den Verlauf des Sedimentaustrags aus dem Stauraum zu erhalten. Das Messverfahren war robust gegen Spitzenwerte und hatte bei der Bestimmung der Transportfracht einen Messfehler von unter 5 % der Gesamtfracht.

Im Kern des Verfahrens stand ein kameraoptischer Grauwertabgleich von Einzelbildern einer handelsüblichen Industriekamera, die Verteilungen von Feststoffpartikeln (hier: Kunststoffgranulat) in einer Flüssigkeit abbildeten, als diese das sogenannte Messfenster durchströmten. Für jedes Kamerabild (Bildfrequenz 10 Hz) wurde mit Hilfe des Grauwertabgleichs und einer zuvor eingemessenen Kalibrierungskurve erst die Konzentration des Feststoffs in der Flüssigkeit zu einem diskreten Zeitpunkt bestimmt und daraus die Transportrate abgeleitet. Über zeitliche Integration mehrerer aufeinanderfolgender Bilder konnte dann die Transportfracht ermittelt werden. Abbildung 35 zeigt den Aufbau des Messsystems schematisch.

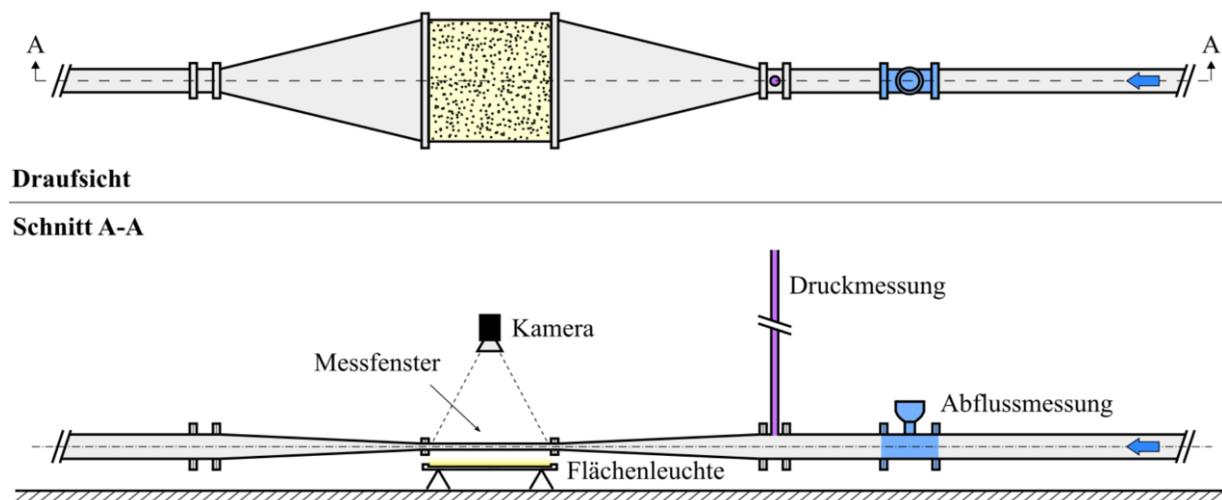


Abbildung 35: Optisches Messsystem in Draufsicht und Längsschnitt, schematisch (modifiziert nach Schäfer et al. 2019)

Das aus dem Sedimentfang gepumpte Granulat-Wasser-Gemisch musste mit hoher Geschwindigkeit nach oberstrom transportiert werden, um sämtliches in der Rohrleitung vorhandene Granulat in Volldurchmischung zu halten. Bei Volldurchmischung konnte davon ausgegangen werden, dass im Messfenster immer die tatsächliche Granulatkonzentration gemessen wurde und keine Verzögerungen beim Massentransport in der Rohrleitung stattfanden. Anhand von kontinuierlichen Abfluss- und Druckmessungen wurde der Betriebszustand für das Messverfahren eingestellt und konstant gehalten.

Da das Messverfahren auf einem empirischen Ansatz basierte, konnte von der Spanne der gemessenen Grauwerte der Einzelbilder nicht unmittelbar auf eine bestimmte Partikelanzahl geschlossen werden, wie das bei einer echten Partikelverfolgung oder dem Partikelzählen möglich wäre. Stattdessen wurde ein Zusammenhang zwischen Grauwert und Partikelkonzentration durch Kalibriermessungen hergestellt, um daraus den jeweiligen Feststofftransport abzuleiten. Abbildung 36 zeigt links den Blick der Industriekamera auf das Messfenster und rechts den Kalibrierzusammenhang für die Transportmessung des grauen Polystyrol-Granulats.

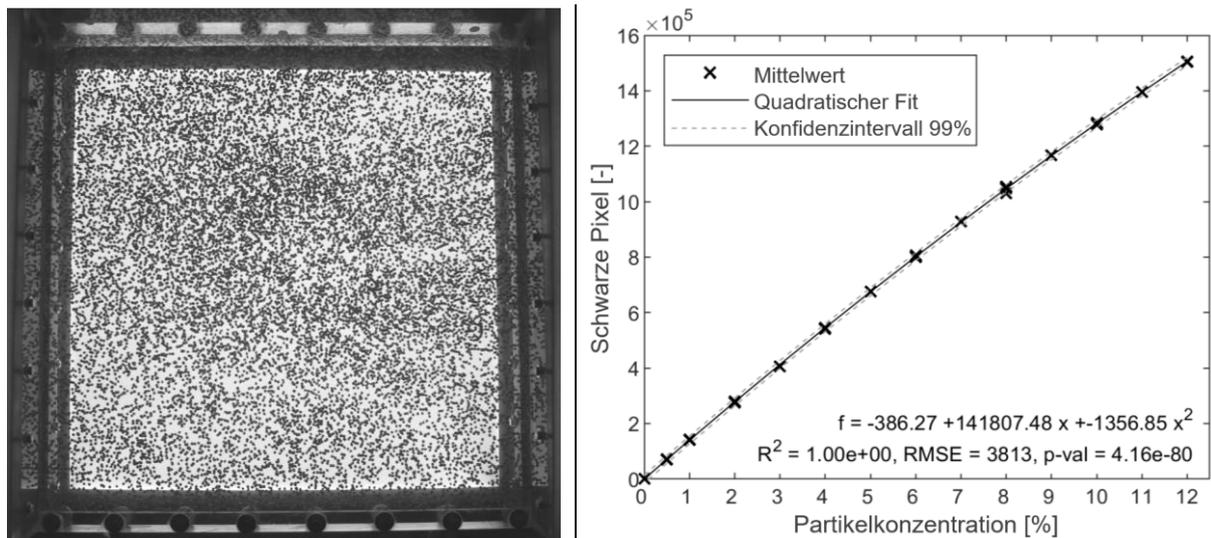


Abbildung 36: Sedimenttransportmessung, Kamerabild des Messfensters (links), Kalibrierfunktion (rechts (modifiziert nach Schäfer et al. 2019))

Für die Kalibrierung wurde das Messsystem in einem geschlossenen Kreislauf betrieben. Über einen festen Zeitraum von jeweils 5 Minuten wurde der Grauwert für eine definierte Granulatkonzentration aufgezeichnet. Bei jeder weiteren Messung wurde die Granulatkonzentration gegenüber der vorigen Messung um ein definiertes Maß (zumeist 1 Vol-%) erhöht und nach einer Übergangszeit bis zum Erreichen einer guten Durchmischung mit der erhöhten Konzentration erneut gemessen. Dieser gesamte Prozess wurde 4-mal wiederholt. Auf diesem Wege konnte ein gesichert kalibrierter Bereich der Einzelmessung bis 12 % Granulatkonzentration erreicht und mit Hilfe von Validierungsmessungen auf bis zu 20 % extrapolierbar gemacht werden. Der absolute Messfehler lag dabei unter 5 % der gemessenen Transportfracht. Für das genaue Vorgehen bei der Kalibrierung sowie zur Funktionsweise des Messverfahrens wird auf Schäfer et al. (2019) verwiesen.

Im Nachgang aller durchgeführten Hauptmessungen des Laborversuchs wurden zur Kontrolle der Langzeitstabilität des Kalibrierzusammenhangs zwei Validierungsmessungen durchgeführt, bei denen jeweils eine bekannte Menge Granulat über einen kurzen Zeitraum direkt vor

die Tauchpumpe im Sedimentfang zugegeben wurde. Die Zugaberate wurde dabei so variiert, dass möglichst das gesamte Spektrum der in den Versuchen aufgetretenen Transportraten über einen gewissen Zeitraum abgedeckt wurde. Bei beiden Messungen konnte eine sehr hohe Messgenauigkeit erreicht (Messfehler auf die Gesamtmasse: 1,4 % auf 1.083 kg oder 2,3 % auf 1.108 kg) und die Langzeitstabilität der Messergebnisse über alle durchgeführten Versuche bestätigt werden. Abbildung 37 zeigt den Verlauf der Transportrate für eine der beiden Validierungsmessung.

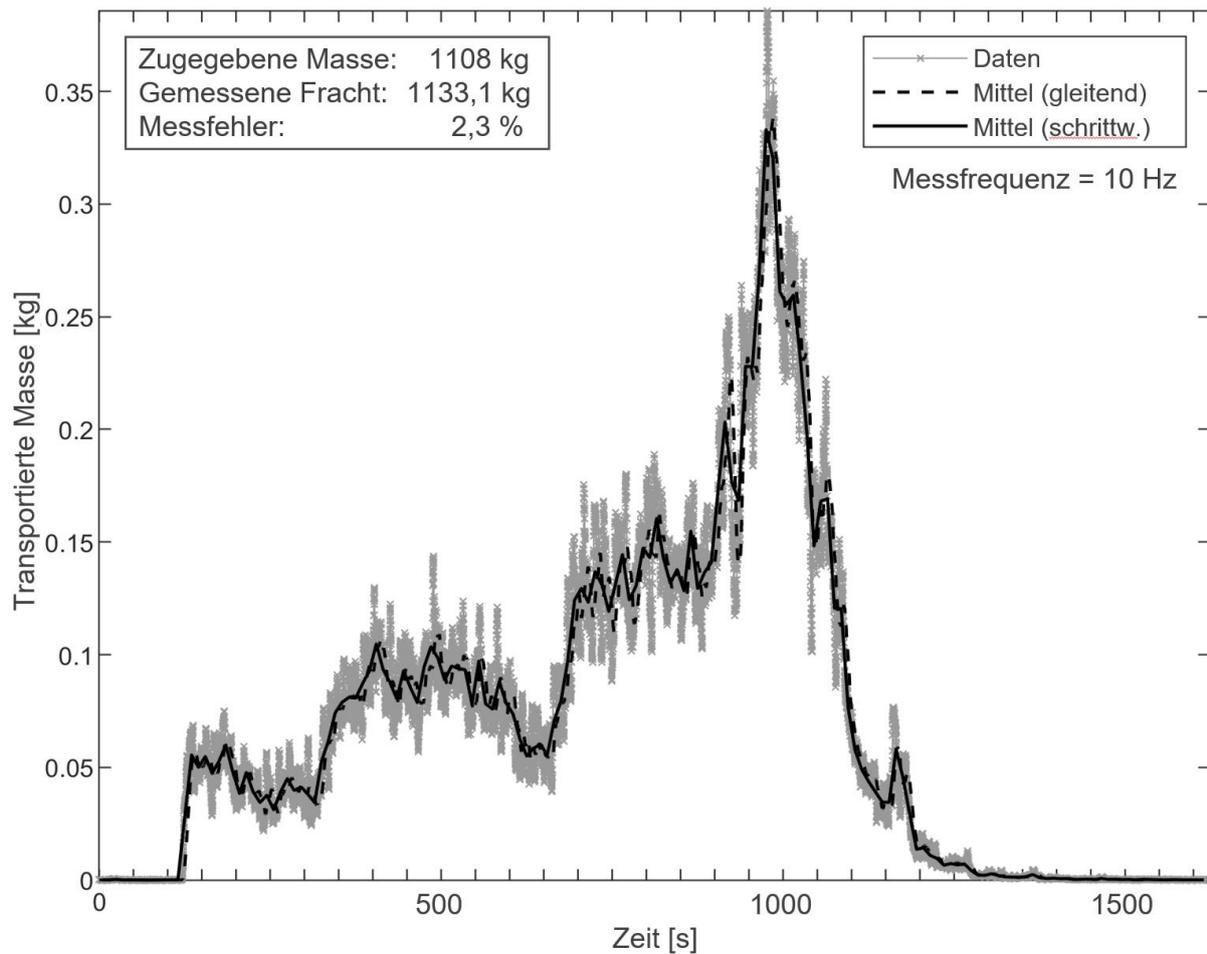


Abbildung 37: Validierungsmessung für die Langzeitstabilität des Kalibrierzusammenhangs

3.4. Fließgeschwindigkeitsmessung

Zur Messung der Fließgeschwindigkeiten kamen zwei sog. ADV-Sonden unterschiedlichen Typs zum Einsatz (ADV = Acoustic Doppler Velocimetry). Die Sonden arbeiten mit akustischen Signalen im 10-MHz-Bereich und liefern punktuelle dreidimensionale Geschwindigkeitsmessungen in turbulenten Strömungen. Ultraschallsender und -empfänger sind räumlich getrennt angeordnet und zeigen nach innen auf die ADV-Messzelle (siehe Abbildung 38 links), man spricht von einem bistatischen Dopplerverfahren. Mit einer Messfrequenz von bis zu 200 Hz

können mit Hilfe der ADV-Sonden auch sehr geringe Geschwindigkeitsfluktuationen gemessen werden. Die Messgenauigkeit der Einzelmessung liegt laut Herstellerangaben im Bereich von ± 2 cm/s (Nortek AS 2017).

In Abbildung 38 rechts sind die beiden ADV-Sonden der Fa. Nortek im Versuchsstand dargestellt. Die Sonde mit seitlich ausgerichtetem Sondenkopf trägt die Bezeichnung Vectrino+ und wurde im Versuchsstand zur Messung der mittleren Fließgeschwindigkeiten eingesetzt. Die Sonde mit abwärts gerichtetem Messkopf trägt die Bezeichnung Vectrino Profiler und wurde im Versuchsstand zur Messung der sohnnahen Fließgeschwindigkeiten eingesetzt.

Der Vectrino Profiler weist gegenüber gewöhnlichen ADV-Sonden eine Besonderheit auf: Es können über die Tiefe verteilt in einem Bereich von etwa 3 cm mehrere Messwerte als Geschwindigkeitsprofil aufgezeichnet werden. Auf diese Weise können Informationen über den Geschwindigkeitsverlauf in Sohlhöhe gewonnen werden. Der sog. Sweet spot in Abbildung 38 links kennzeichnet den Bereich der höchsten Messgenauigkeit entlang des Messprofils.

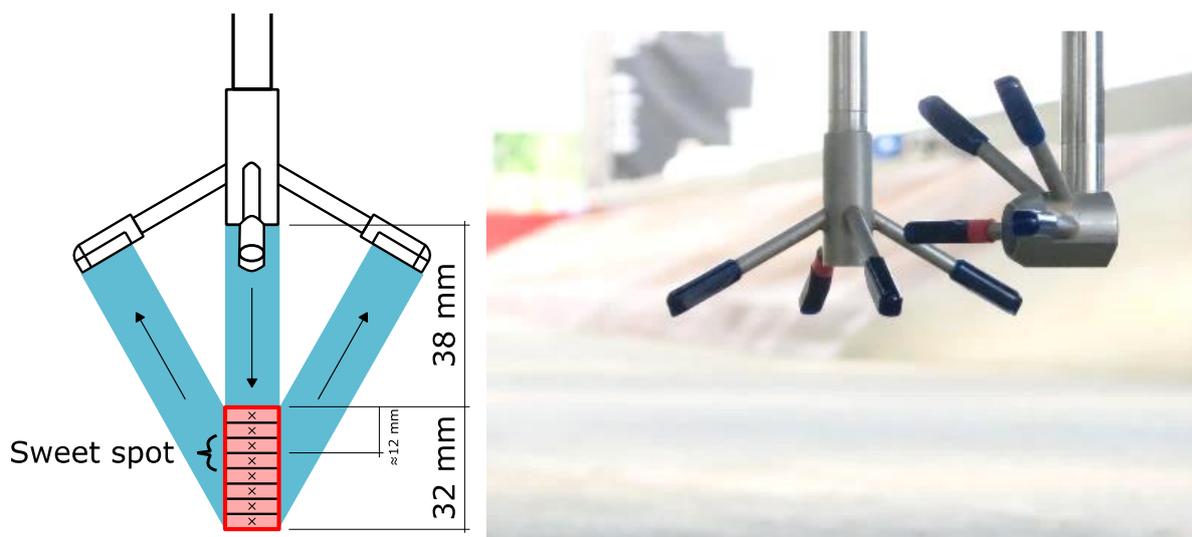


Abbildung 38: links: Funktionsprinzip Vectrino Profiler, rechts: Vectrino Profiler und Vectrino+ am Versuchsstand ohne Wasser

Die ADV-Sonden waren höhenverstellbar am Messschlitten eines Linearantriebs fixiert, der die gesamte Breite des Versuchsstands überspannte. Über eine automatisierte Steuerung positioniert der Linearantrieb die ADV-Sonden an definierten Messpunkten und konnte so Geschwindigkeits-Querprofile erzeugen. Die Höhe der ADV-Sonde für die mittleren Fließgeschwindigkeiten wurde im Vorfeld einer Messung festgelegt und dann für alle Messungen konstant gehalten. Die absolute Fließtiefe schwankte zwar aufgrund der sich kontinuierlich verändernden Sohlhöhe, allerdings war der Wasserspiegel aufgrund der Stauregelung konstant und eine Abschätzung der mittleren Fließgeschwindigkeit trotz der variierenden Sohlagen möglich.

Die ADV-Sonde für die sohnahen Geschwindigkeitsmessungen musste in der Höhe variiert werden, um bei jeder Messung etwa denselben Abstand zur beweglichen Sohle zu haben. Um diese Positionierung zuverlässig und kontinuierlich vorzunehmen, wurde noch eine automatische Positioniervorrichtung für die Höhe der sohnahen ADV-Sonde ergänzt.

Automatische Positionierung der sohnahen ADV-Sonde

Das Verfahren zur automatischen Positionierung der sohnahen ADV-Sonde über der Sohle bestand aus den folgenden drei Teilen:

- Messung der Distanz zur Sohle mit Laser-Triangulations-Sensor
- Korrektur der Lichtbrechung an der Phasengrenze Luft-Wasser
- Linearführung mit Zahnstange und Schrittmotor zur Positionierung der ADV-Sonde knapp oberhalb der Sohle

Um die sohnahen Fließgeschwindigkeiten messen zu können, war es erforderlich, die Geschwindigkeitsmesssonde vor jeder Messung in einem definierten Abstand über der räumlich variablen Granulatsohle zu positionieren. Auf dem Schlitten, der quer zur Hauptströmungsrichtung verfuhr und an dem die ADV-Sonden fixiert waren, wurde dazu ein Laserdistanzmessgerät angebracht. Dessen Messlotrechte verlief ganz nah neben der Lotrechten, in welcher der ADV-Sondenkopf höhenverstellt wurde. Abbildung 39 zeigt hierzu eine Schemaskizze.

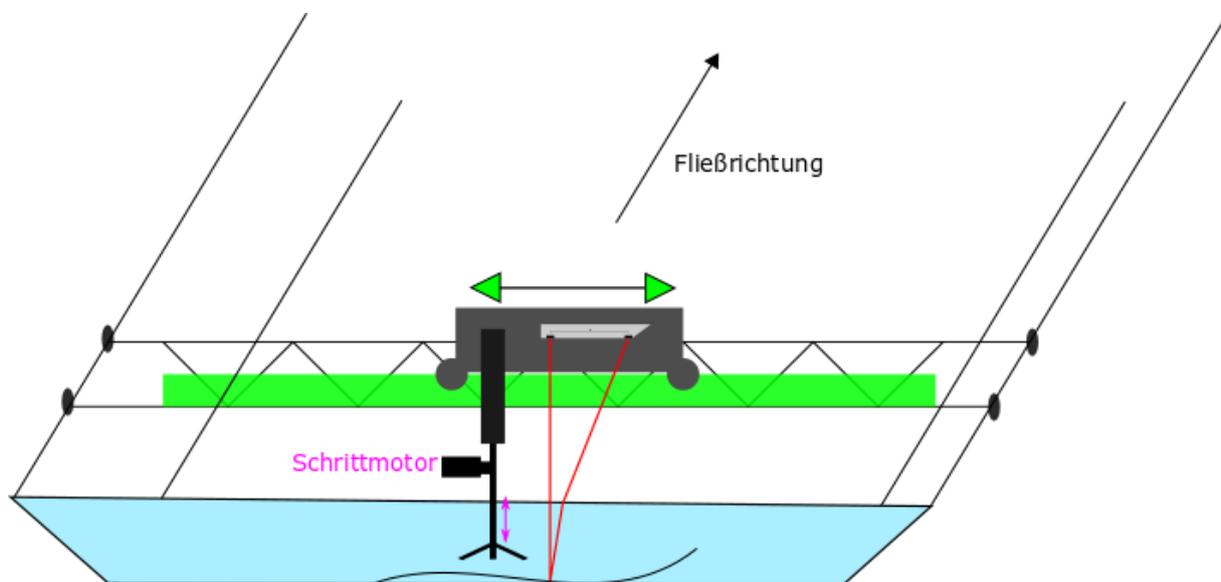


Abbildung 39: Automatische Positioniervorrichtung am Versuchsstand, Schemaskizze

Weil Sender und Empfänger des Laserdistanzmessgerätes räumlich getrennt voneinander positioniert waren, musste auch bei diesem Verfahren, ähnlich dem Laserscanning, jedoch stark vereinfacht, eine Brechkorrektur vorgenommen werden, basierend auf dem Brechungsgesetz von Snellius. Als Eingangsgrößen wurden die vom Messgerät angezeigte Distanz (zu

diesem Zeitpunkt noch fehlerbehaftet), der Basisabstand zwischen Laserdiode und Empfänger sowie die Höhe des Distanzmessgerätes über der Wasseroberfläche h_w benötigt. Die Wasseroberfläche wurde dabei über den jeweils nächstliegenden Drucksensor im Stauraum ermittelt. Der Brechungsindex von Wasser wurde konstant zu 1,33 angenommen. Abbildung 40 zeigt diese Zusammenhänge grafisch.

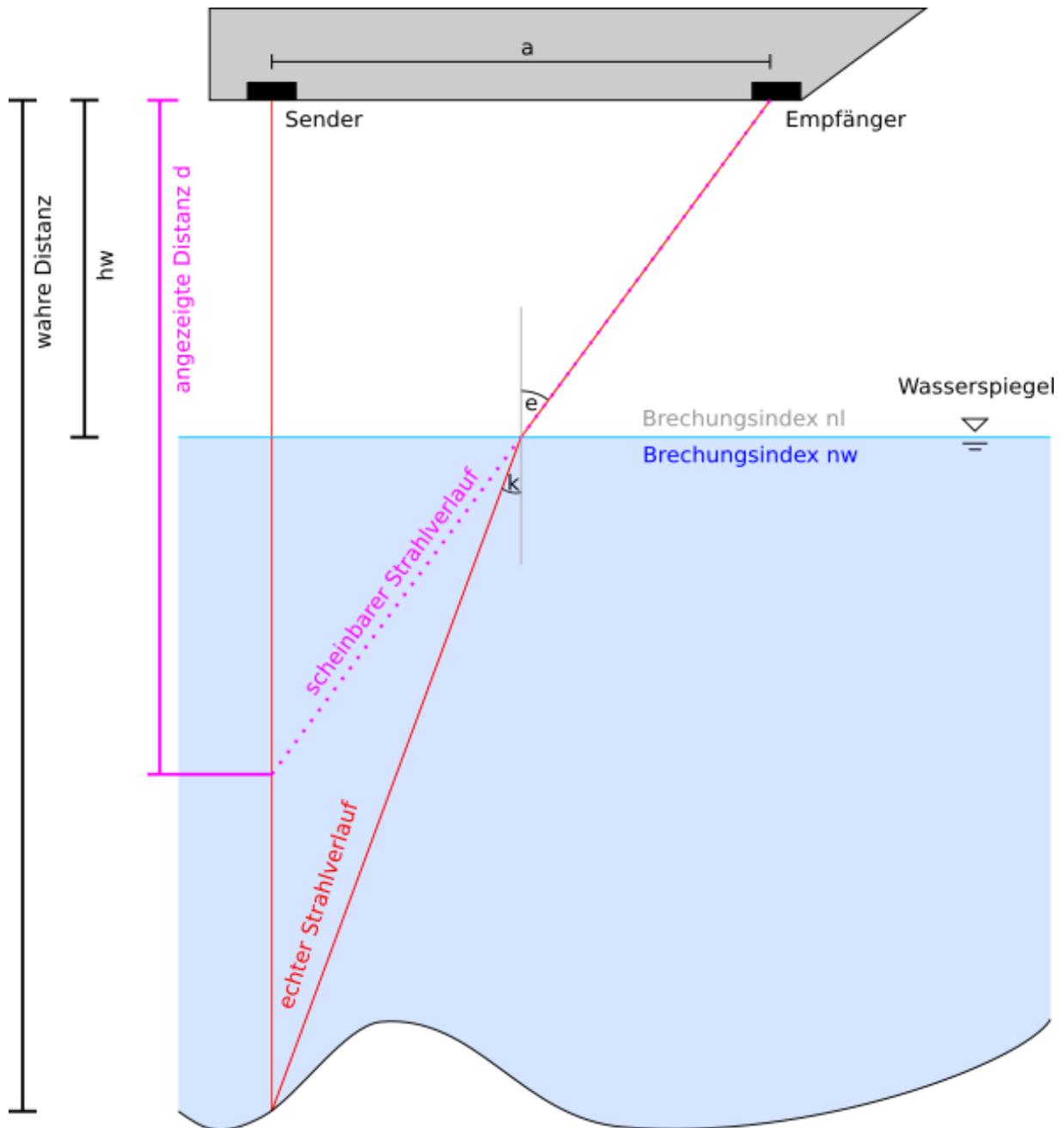


Abbildung 40: Funktionsprinzip der Distanzmessung mittels Laser-Triangulation

Die wahre Distanz berechnete sich zu:

$$d_{\text{korr}} = h_w + \frac{\left(a * \left(1 - \frac{h_w}{d} \right) \right)}{\tan * \left(\sin^{-1} \left(\sin \left(\tan^{-1} \left(\frac{a}{d} \right) * \frac{n_l}{n_w} \right) \right) \right)} \quad (6)$$

d_{korr}	... wahre Distanz	[m]
h_w	... Abstand Sender-Wasseroberfläche	[m]
a	... Abstand Sender-Empfänger	[m]
d	... angezeigte Distanz	[m]
n_l	... Brechungsindex Luft	[-]
n_w	... Brechungsindex Wasser	[-]

Das vorgestellte Messsystem wurde wie die gesamte Mess- und Steuertechnik mit Tinkerforge®-Modulen aufgebaut und in das MQTT-Nachrichtensystem der Steuerung des Versuchsstands integriert. MQTT-Nachrichten kamen bereits zur Steuerung beim Verfahren der ADV-Sonden in horizontaler Richtung zum Einsatz. Diese Informationen wurden nun ebenfalls genutzt, um die Distanz der ADV-Sonde über der Sohle zu regeln oder in der Zieltiefe zu verharren, solange mit der ADV-Sonde eine Messung durchgeführt wurde.

4. Durchführung des physikalischen Laborversuchs

Dieses Kapitel erläutert die Abläufe bei der Durchführung der physikalischen Laborversuche sowie den Umgang mit den erzeugten Messdaten. Zunächst wird das Versuchskonzept vorgestellt und die geplanten Messungen sowie die Vorgehensweise beschrieben. Im Anschluss daran werden die Prozesse vor, während und nach einem durchzuführenden Laborversuch erläutert. Abschließend werden die erzeugten Messdaten analysiert und Auswertungen derselben gezeigt. Alle Ergebnisse beziehen sich immer auf den Laborversuch, wenn nicht an anderer Stelle explizit darauf hingewiesen wird.

4.1. Konzeption der Laborversuche

In den Laborversuchen sollte ein möglichst breites Spektrum an hydro-morphologischen Zuständen in den Laborstauräumen erzeugt und vermessen werden. Dazu wurde stufenweise in drei Versuchsphasen vorgegangen: Zunächst wurde Verständnis über die morphologischen Prozesse erarbeitet, um im Anschluss daran Effekte variierender hydraulischer Bedingungen zu analysieren, die über die zuvor erläuterten Hochwasserwellen für den Laborversuch erzeugt wurden. Zuletzt wurde der Einfluss der Stauraumkrümmung bewertet.

Phase 1: stationär

Versuche im geraden Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

Phase 2: instationär (Ganglinien)

Versuche im geraden Stauraum mit Hochwasserwellen bei Stauzielregelung

Phase 3: stationär

Versuche im gekrümmten Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

Dieses dreistufige Vorgehen wurde nötig, weil sich im Laufe der zahlreichen Voruntersuchungen eine hohe Sensibilität des Versuchsstands auf Abflussänderungen und die dadurch erforderlichen Stauregelungsvorgänge am Wehr zeigte. Ursprünglich waren ausschließlich Untersuchungen zur Reaktion der Stauraumsohle auf hydraulisch instationäre Vorgänge geplant, deren alleinige Aussagekraft mit Blick auf die sich überlagernden Prozesse von instationären Strömungsverhältnissen und zeitlich nicht linearen Reaktionen der Stauraumsohle jedoch stark eingeschränkt gewesen wäre. Mit den vorhandenen Möglichkeiten der messtechnischen Aufzeichnung wäre es darüber hinaus nicht möglich gewesen, alle relevanten hydraulischen und morphologischen Prozesse einzeln und ohne Beeinflussung durch einen oder mehrere weitere Prozesse in dem erforderlichen hochgenauen Maße zu dokumentieren.

Folgende Parameter hatten einen maßgeblichen Einfluss auf die Stauraumsohle:

- Geschwindigkeitsverteilung, abhängig von:
 - o Abfluss (je geringer, desto weniger turbulente Geschwindigkeitsverteilung)
 - o Fließtiefe (je geringer, desto turbulenter Geschwindigkeitsverteilung)
 - o Abstand zum festen Ufer (je geringer, desto größerer Randeinfluss)
- Stauzielregelung, abhängig von:
 - o Abfluss (je geringer, desto größere Wirkung eines einzelnen Regelschritts)
 - o Fließtiefe (je geringer, desto größere Wirkung eines einzelnen Regelschritts)
 - o Genauigkeit der Fließtiefenmessung
 - o Zuflussregelung (je genauer, desto besser für Stauzielregelung)
- Sedimentzugabe, abhängig von:
 - Fließgeschwindigkeit (je größer, desto mehr Sedimentaustrag → Kreislaufführung!)
 - Stauzielregelung (je stabiler, desto geringere Schwankungen bei der Transportfracht)

Durch eine Reduktion der Komplexität in Phase 1, bei der sowohl die Zuflussregelung als auch die Stauregelung abgestellt waren, wurde es möglich, ein besseres Verständnis über die einzelnen ablaufenden und an der Sohlentwicklung beteiligten Prozesse und ihre Interaktion zu gewinnen. Die oben aufgelisteten Einflüsse auf die Stauraumsohle reduzierten sich dadurch wie folgt:

- Geschwindigkeitsverteilung, abhängig von:
 - o Abfluss (je geringer, desto weniger turbulente Geschwindigkeitsverteilung)
 - o Fließtiefe (je geringer, desto turbulenter Geschwindigkeitsverteilung)
 - o Abstand zum festen Ufer (je geringer, desto größerer Randeinfluss)
- Sedimentzugabe, abhängig von:
 - Fließgeschwindigkeit (je größer, desto mehr Sedimentaustrag → Kreislaufführung!)

Kontrollierbaren Einfluss auf die Entwicklung der Stauraumsohle hatten demzufolge nur noch die Fließtiefe und die Wasserspiegellage und der Abstand zum festen Ufer, der für die Betrachtung der Stauraumsohle im Längsschnitt aber ebenfalls konstant war und demnach keinen relevanten Einfluss hatte. Die gewünschte Wasserspiegellage am Referenz- oder Regelpegel wurde zu Beginn jedes Versuchs, und somit über der Startsohle, durch eine entsprechende Schützöffnung des Sperrenbauwerks eingestellt und dann im Verlauf des Versuchs nur noch beobachtet. Auf diese Weise konnten Veränderungen der Stauraumsohle direkt in Beziehung zur Fließtiefe und zur Transportfracht gesetzt werden.

Während bei den Untersuchungen mit stationären Abflüssen die Komplexität reduziert werden musste, konnte sie im Gegenzug bei den instationären Versuchen in Phase 2 erhöht werden. Anstatt einer zwischenzeitlich geplanten stufenweisen, quasi-stationären Ganglinie konnte mit voll instationären Ganglinien gearbeitet und der kleinstmögliche Zeitschritt gewählt werden, den das Zusammenspiel von Zufluss- und Stauregelung erlaubte: etwa 4:45 min zwischen zwei Abflussschritten (Details hierzu folgen in Abschnitt 4.1.2). Auf diese Weise konnten Transportprozesse der Ganglinie zeitlich und hydraulisch zugeordnet werden und bildeten ein reales Hochwasserereignis plausibel ab.

Für den gekrümmten Stauraum der Phase 3 wurden aus mehreren Gründen nur stationäre Versuche durchgeführt. Zum einen war der instationäre Betrieb des gekrümmten Stauraums durch stärkere Schwankungen am Regelpegel erschwert, wodurch die Stauregelung in Kombination mit den Abflussschwankungen aus der Zuflussregelung vermehrt Schwierigkeiten hatte, für einen konstanten Wasserstand zu sorgen. Zum anderen mussten die stationären Versuche wesentlich länger betrieben werden als im geraden Stauraum, bis die Sohle ein dynamisches Gleichgewicht erreicht hatte, weil die Umlagerungsprozesse in den nur langsam durchströmten Anlandungsbereichen entsprechend langsamer voranschritten. Um dennoch eine reduzierte Variante einer Hochwasserwelle in den numerischen Modellen testen zu können, wurde der Versuchsstand zwischen den Versuchen nicht entwässert und die Sohle nicht abgezogen. Zudem wurde auf der Sohle des höchsten stationären Abflusses ein weiteres Mal der niedrigste Abfluss eingestellt, um den Einfluss der Startsohle auf das morphologische Geschehen bewerten zu können.

4.1.1. Versuchsprogramm

In Tabelle 15 sind ausgewählte Hochwasserjährlichkeiten für die Pegel Wasserburg und Passau-Ingling gelistet. Abgestimmt auf die charakteristischen Hochwasserwellen wurden daraus Abflusswerte von fünf Jährlichkeiten ausgesucht und für das Versuchsprogramm der Laborversuche mit stationären Abflüssen verwendet (siehe hierzu Tabelle 16).

In Phase 1 der Laborversuche wurde der gerade Stauraum nur unter konstanten hydraulischen Bedingungen untersucht. Ziel war es, ein hydro-morphodynamisches Gleichgewicht im Stauraum zu erzeugen, bei dem sich die bewegliche Sohle im zeitlichen Mittel nicht mehr veränderte. Dazu wurde jeder hydraulische Zustand so lange betrieben, bis alle Messgrößen statistisch stabile Mittelwerte lieferten. Insbesondere wurde hier die Entwicklung des Wasserspiegellängsgefälles und der gemessene Sedimenttransport in der Sedimentrezirkulation beobachtet sowie die Fortbewegungsgeschwindigkeit der Transportkörper. Als Referenzpegel für alle Versuche diente Pegel P_5rb (vgl. hierzu Abbildung 53 und Abbildung 54 im noch folgenden Abschnitt 4.4) 5 m oberstrom des Wehrs.

In Tabelle 16 sind alle Versuche für die Untersuchungen in Phase 1 aufgelistet. Es sind dort sowohl die Naturwerte als auch die für den Laborversuch umgerechneten Werte zu sehen, bei denen bereits eine Breitenanpassung des Stauraums für die maßstäbliche Umrechnung der Abflüsse berücksichtigt ist. Die in Abschnitt 2.5.2 bereits beschriebenen jeweils zwei Fließtiefen für den oberen und den unteren Inn wurden als Lastfälle a und b für H_{\min} und H_{\max} definiert. Für den Abfluss zu HQ_{100} am unteren Inn konnte nur Lastfall b (H_{\max}) erfolgreich durchgeführt werden; für den noch höheren Abfluss zu HQ_{300} konnte keiner der beiden Lastfälle untersucht werden. Trotz der umfassenden Umbauten und Optimierungen des Versuchsstands während der Voruntersuchungen überstiegen die Sedimenttransportfrachten in diesen drei Versuchen die Kapazität des Sedimentfangs oder der Sedimentrezirkulation. In der Folge mussten die betroffenen Versuche abgebrochen werden und Messdaten konnten nicht wie geplant erhoben werden.

Tabelle 15: Ausgewählte Hochwasserjährlichkeiten für die Pegel Wasserburg und Passau-Ingling

Hochwasserjährlichkeiten

Quellen: www.gkd.bayern.de/de/fluesse/abfluss/inn
www.hnd.bayern.de

Bezugsdatum: 18.07.2019

Hauptwerte Wasserburg		Hauptwerte Passau-Ingling	
Abflüsse (1965 - 2014)		Abflüsse (1921 - 2013)	
MQ	357 m ³ /s	MQ	741 m ³ /s
MHQ	1470 m ³ /s	MHQ	3000 m ³ /s
Hochwasser Jährlichkeit (HQ _T)		Hochwasser Jährlichkeit (HQ _T)	
HQ ₂	1500 m ³ /s	HQ ₂	3000 m ³ /s
HQ ₅	1750 m ³ /s	HQ ₅	3700 m ³ /s
HQ ₁₀	2000 m ³ /s	HQ ₁₀	4300 m ³ /s
HQ ₂₀	2200 m ³ /s	HQ ₂₀	4900 m ³ /s
HQ ₅₀	2600 m ³ /s	HQ ₅₀	6000 m ³ /s
HQ ₁₀₀	2850 m ³ /s	HQ ₁₀₀	6800 m ³ /s
Zusatzwerte, erhalten von: Bayerisches Landesamt für Umwelt			
HQ ₃₀	2400 m ³ /s	HQ ₃₀	5400 m ³ /s
HQ ₃₀₀	3200 m ³ /s	HQ ₃₀₀	7700 m ³ /s
HQ ₁₀₀₀	3500 m ³ /s	HQ ₁₀₀₀	8800 m ³ /s

Tabelle 16: Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 1 – konstante Abflüsse (Phase 1)

Natur #	Oberer Inn (WB)		Unterer Inn (PI)		Labor #	Oberer Inn (WB)		Unterer Inn (PI)	
	Jährlichkeiten	Q _N	Jährlichkeiten	Q _N		Jährlichkeiten	Q _{LV}	Jährlichkeiten	Q _{LV}
1	HQ ₂	1500 m ³ /s	HQ ₂	3000 m ³ /s	1	HQ ₂	101,7 l/s	HQ ₂	180,8 l/s
2	HQ ₁₀	2000 m ³ /s	HQ ₁₀	4300 m ³ /s	2	HQ ₁₀	135,5 l/s	HQ ₁₀	259,1 l/s
3	HQ ₃₀	2400 m ³ /s	HQ ₃₀	5400 m ³ /s	3	HQ ₃₀	162,7 l/s	HQ ₃₀	325,4 l/s
4	HQ ₁₀₀	2850 m ³ /s	HQ ₁₀₀	6800 m ³ /s	4	HQ ₁₀₀	193,2 l/s	HQ ₁₀₀ *	409,7 l/s
5	HQ ₃₀₀	3200 m ³ /s	HQ ₃₀₀	7700 m ³ /s	5	HQ ₃₀₀	216,9 l/s	HQ ₃₀₀	464,0 l/s
#	Lastfälle		Lastfälle		#	Lastfälle		Lastfälle	
a	H _{min}	8.5 m	H _{min}	12.0 m	a	H _{min}	0,2125 m	H _{min}	0,3000 m
b	H _{max}	12.0 m	H _{max}	14.0 m	b	H _{max}	0,3000 m	H _{max}	0,3500 m

*) nur Lastfall b

In Phase 2 konnten dann auf Basis der Erkenntnisse aus Phase 1 die vier charakteristischen Hochwasserwellen im geraden Stauraum abgefahren werden. Tabelle 17 ist ähnlich aufgebaut wie Tabelle 16 und zeigt diesen Teil des Versuchsprogramms. Anders als zuvor ist die Eventnummer zur Unterscheidung der Hochwasserwellen angegeben. Wie schon zuvor bei den konstanten Abflüssen konnte für Event 3420, also das HQ₁₀₀ für den unteren Inn, kein Versuch für Lastfall a, also die niedrige Fließtiefe, durchgeführt werden. Vereinfachend wurde keine Pegelsteuerung entsprechend einer Wehrbetriebsordnung vorgenommen.

Tabelle 17: Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 2 – Hochwasserwellen (Phase 2)

<i>Natur</i> Event	Oberer Inn (WB)		Unterer Inn (PI)		<i>Labor</i> Event	Oberer Inn (WB)		Unterer Inn (PI)	
	Jährlichkeiten	Q _{N,max}	Jährlichkeiten	Q _{N,max}		Jährlichkeiten	Q _{L,V,max}	Jährlichkeiten	Q _{L,V,max}
0076	ca. HQ ₃₀	2309,5 m ³ /s			0076	ca. HQ ₃₀	156,5 l/s		
4904	ca. HQ ₁₀₀	2702,6 m ³ /s			4904	ca. HQ ₁₀₀	183,2 l/s		
4852			ca. HQ ₃₀	5423,5 m ³ /s	4852			ca. HQ ₃₀	326,8 l/s
3420			ca. HQ ₁₀₀	6789,2 m ³ /s	3420			ca. HQ ₁₀₀ *	409,1 l/s
#	Lastfälle		Lastfälle		#	Lastfälle		Lastfälle	
a	H _{min}	8,5 m	H _{min}	12,0 m	a	H _{min}	0,2125 m	H _{min}	0,3000 m
b	H _{max}	12,0 m	H _{max}	14,0 m	b	H _{max}	0,3000 m	H _{max}	0,3500 m

*) nur Lastfall b

In Phase 3 der Laborversuche wurde die Stauraumgeometrie verändert und die gekrümmte Messstrecke eingebaut. Hier sollten die durch Querströmungs- und Umlenkungseffekte entstehenden typischen Sohlstrukturen in Kurven untersucht und deren Auswirkungen auf den Betrieb der Stauräume bewertet werden. Tabelle 18 listet die dazu durchgeführten Versuche.

Tabelle 18: Versuchsprogramm gekrümmter Stauraum (Phase 3)

<i>Natur</i> #	Oberer Inn (WB)		<i>Labor</i> #	Oberer Inn (WB)	
	Jährlichkeiten	Q _N		Jährlichkeiten	Q _{L,V}
1	HQ ₂	1500 m ³ /s	1	HQ ₂	101,7 l/s
2	HQ ₃₀	2400 m ³ /s	2	HQ ₃₀	162,7 l/s
3	HQ ₃₀₀	3200 m ³ /s	3	HQ ₃₀₀	216,9 l/s
4	HQ ₂	1500 m ³ /s	4*	HQ ₂	101,7 l/s
	Lastfall			Lastfall	
a	H _{min}	8,5 m	a	H _{min}	0,2125 m

*) Startsohle 4 = Endsohle 3

Für den gekrümmten Stauraum wurden wesentlich weniger Versuche durchgeführt, was neben zuvor erläuterten operativen Hindernissen auf einen geringeren zusätzlichen Erkenntnisgewinn mit Blick auf die Untersuchungsziele zurückzuführen ist. Dynamisch ablaufende Prozesse während einer Hochwasserwelle wurden im geraden Stauraum durch die Vielzahl an Versuchen detailliert abgebildet. Sie fanden in den gekrümmten Stauräumen genauso statt, lediglich mit anderer Gewichtung. Dieser Vergleich war für die Bewertung der numerischen Berechnungsergebnisse jedoch nicht essentiell und wurde demzufolge nicht durchgeführt. Tabelle 19 fasst alle durchgeführten Versuche zusammen und ordnet sie nach der Höhe des Abflusses oder Scheitelabflusses und der Größe der Fließtiefe. Hellblaue Einfärbung signalisiert darin Zugehörigkeit zum oberen Inn (Ereignisse am Pegel Wasserburg (WB)) und gelb Zugehörigkeit zum unteren Inn (Ereignisse am Pegel Passau-Ingling (PI)). Deutlich wird hier die Überschneidung der Versuche für die Fließtiefe 0,30 m, die sowohl als H_{max} für WB als auch als H_{min} für PI genutzt wurde.

Tabelle 19: Hydraulische Zustände in den Laborversuchen im Überblick

Event	Q [l/s]	Lastfälle H [m]		
		0,2125	0,30	0,35
HQ _{2,WB}	101,7	(1)(3)	(1)	
HQ _{10,WB}	135,5	(1)	(1)	
HQ _{30,WB}	162,7	(1)(2)(3)	(1)(2)	
HQ _{2,PI}	180,8		(1)	(1)
HQ _{100,WB}	193,2	(1)(2)	(1)(2)	
HQ _{300,WB}	216,9	(1)(3)	(1)	
HQ _{10,PI}	259,1		(1)	(1)
HQ _{30,PI}	325,4		(1)(2)	(1)(2)
HQ _{100,PI}	409,7			(1)(2)
	WB	(1) = Gerader Stauraum, stationär (Phase 1)		
	PI	(2) = Gerader Stauraum, Ganglinie (Phase 2)		
		(3) = Gekrümmter Stauraum, stationär (Phase 3)		

4.1.2. Übertragung der Hochwasserwellen auf den Laborversuch

Für die Umrechnung der Wellen wurde der Naturabfluss mit der Abflussmaßstabszahl Q_r skaliert

$$Q_r = L_r^{5/2} \quad (7)$$

Q_r ... Abflussmaßstabszahl [-]

und das Ergebnis dann mit dem Verhältnis der im Versuch vorhandenen Stauraumbreite und der aus der Skalierung der Naturbreite erforderlichen Breite $r_B = B_{vorh,LV}/B_{erf,LV}$ weiter reduziert (die vorhandene Breite war in beiden Stauräumen WB und PI größer als die verfügbare im Laborversuch). Auf diese Weise konnten unterschiedlich breite Naturstauräume mit einem gleichbleibenden Stauraumquerschnitt im Laborversuch betrachtet werden (zur Erläuterung siehe auch Abschnitt 2.5.2; exakte Werte sind weiter unten in diesem Abschnitt in Tabelle 20 und Tabelle 21 gelistet).

Für die so skalierte Welle wurde dann die querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit bestimmt, bei der die kritische Sohlschubspannung erreicht war, also Sedimenttransport im Versuchsstand einsetzte (bekannt aus Voruntersuchungen). Die Bereiche im An- und Ablauf der zu untersuchenden Welle, bei denen niedrigere Fließgeschwindigkeiten auftraten, wurden nicht betrachtet und von der Ganglinie abgeschnitten, um Zeit einzusparen (vgl. Abbildung 41).

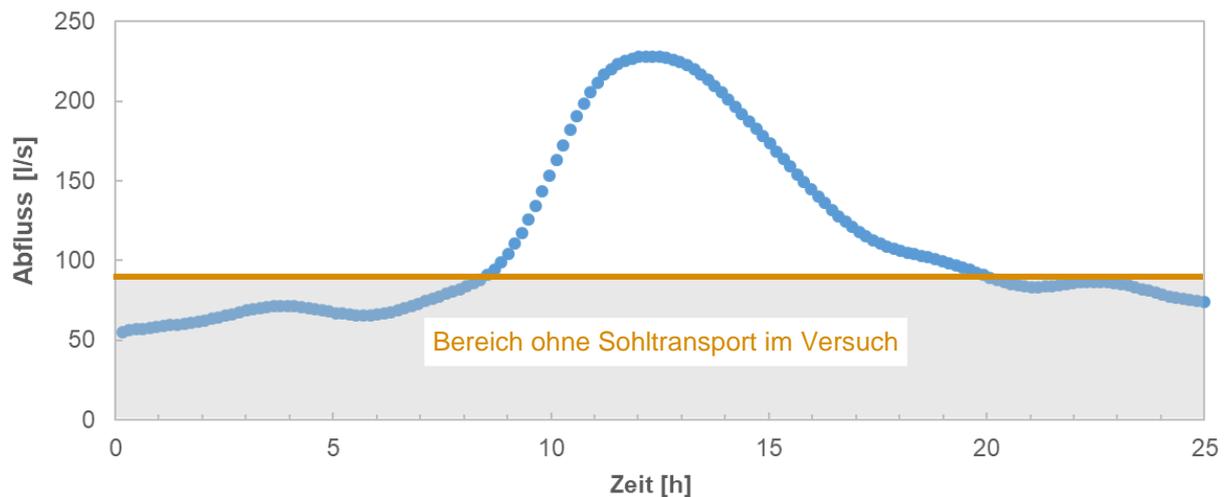


Abbildung 41: Vorbereitung einer Welle für den Laborversuch

Der transportrelevante Teil der Hochwasserwelle wurde dann nochmals verfeinert, sodass keine zu großen Abflussstufen vorhanden waren, um einerseits Schwankungen bei den Regelvorgängen sowohl der Zufluss- als auch der Stauregelung zu reduzieren und andererseits keine zusätzlichen Erosions- oder Sedimentationsprozesse durch zu große plötzliche Veränderungen der Strömungsgeschwindigkeit zu provozieren. Die 1-Stunden-Werte der ausgewählten Ganglinie wurden dazu erst linear in 30-Minuten-Werte interpoliert und wie folgt für den Laborversuch skaliert:

$$t_r = \sqrt{L_r} \quad (8)$$

t_r ... Zeitmaßstabszahl [-]

Für $L_r = 40$ ergab sich damit $t_r = 6,32$ und somit ein zeitlicher Abstand zwischen zwei Abflussstufen von etwa 4:45 min für ein 30-Minuten-Intervall der Naturganglinie. Eine weitere Halbierung der Abflussintervalle wurde nicht vorgenommen, weil sich diese nachteilig auf die Stabilität der Stauregelung auswirkte. Diese musste Schwankungen in dem je nach Stauziel insgesamt 300 bis 400 m³ großen Wasservolumen des Versuchsstands kompensieren, indem sich die träge Reaktion des großen Wasserkörpers und die verhältnismäßig kurzfristigen Veränderungen der Zuflussregelung gegenüberstanden.

In Abbildung 42 ist ein Ausschnitt der Welle aus Abbildung 41 zur Erläuterung aufbereitet, konkret die Zeit zwischen 1 und 3 Stunden nach Beginn des transportrelevanten Teils der betreffenden Welle, was ungefähr der Zeit zwischen 10 und 12 Stunden in Abbildung 41 entspricht. Die blaue Linie entspricht der Regelvorgabe für die Zuflussregelung, die orange Linie dem kontinuierlichen Verlauf der Welle, der angenähert werden sollte. In der praktischen Um-

setzung lag die blaue Linie an jedem Punkt um den konstanten Sockelabfluss der Sedimentrückführung niedriger. Dieser Sockelabfluss betrug in allen Versuchen 17 l/s und wurde durch die Sedimentrezirkulation permanent zur Verfügung gestellt. Geringfügige Abflussschwankungen durch die variable Sedimentfracht betragen bis zu -2,5 l/s bei Transportspitzen und konnten regelungstechnisch nicht kompensiert werden. Auf den Gesamtabfluss im Versuchsstand gesehen betragen diese kurzfristigen Schwankungen unter 1% und wurden die Pegelstände betreffend über die Stauregelung abgefangen.

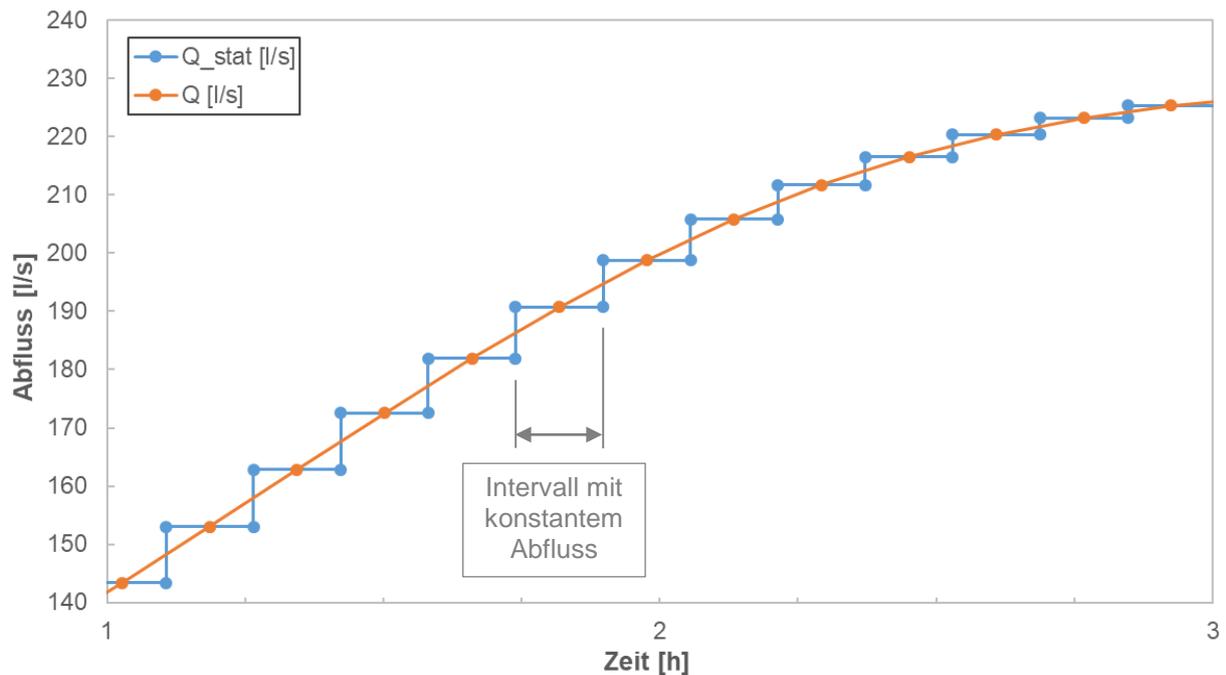


Abbildung 42: Instationäre und quasi-stationäre Welle für den Laborversuch

In Abbildung 43 werden alle acht in Phase 2 der Laborversuche abgefahren Ganglinien gezeigt. Jede der vier charakteristischen Wellen ist dabei zweimal vertreten, allerdings mit unterschiedlicher Dauer, weil aufgrund der unterschiedlichen Fließtiefen (je Stauraum eine minimal und eine maximal zu erwartende Fließtiefe H_{min} und H_{max}) auch der Transportbeginn variierte und die Wellen deshalb unterschiedlich stark auf ihren transportrelevanten Abschnitt gekürzt wurden. Die insgesamt drei verschiedenen Fließtiefen (vgl. Abbildung 23 und Tabelle 11), die auf die acht Ganglinien verteilt waren, sind an den unterschiedlich hohen Anfangsabflüssen zu erkennen. Zudem wurden sie farblich gruppiert:

- zwei blaue Linien: Stauziel 21,25 cm
- vier grüne Linien: Stauziel 30,00 cm
- zwei rote Linien: Stauziel 35,00 cm

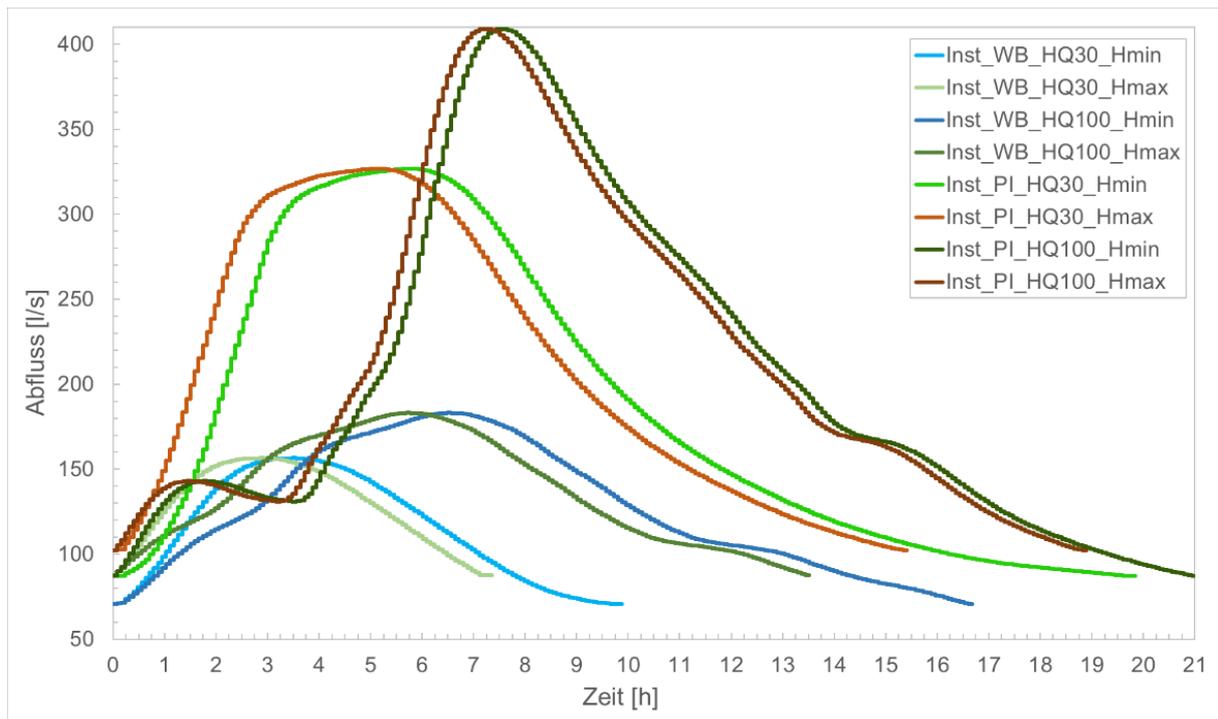


Abbildung 43: Ganglinien für die Laborversuche

Maßgebliche Parameter zu den Versuchen aus Phase 2, also den instationären Versuchen im geraden Stauraum, werden in Tabelle 20 für den Lastfall H_{\min} und in Tabelle 21 für Lastfall H_{\max} gezeigt (farbige Markierungen der Fließtiefe gemäß Tabelle 10).

Tabelle 20: Parameter zu Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 2 bei Lastfall H_{min}

Beschreibung	Parameter	Einheit	Lastfall H _{min}			
			Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3	Szenario 4
Eventnummer		[-]	0076	4904	4852	3420
Event-Pegel		[-]	BG	PI	WB	PI
Event-Jährlichkeit		[-]	30	1000	1000	100
Betrachteter Pegel		[-]	WB	WB	PI	PI
Betrachteter Pegel, Jährlichkeit		[-]	<30	<100	>30	100
Längenmaßstab	M _L	[-]	40	40	40	40
Fließtiefe am Wehr bei Stauziel, Natur	H _{S,N}	[m]	8,5	8,5	12	12
Fließtiefe am Wehr bei Stauziel, Laborversuch	H _{S,LV}	[m]	0,2125	0,2125	0,3000	0,3000
Uferneigung, h:b	m	[-]	0,50	0,50	0,50	0,50
Mittlere Stauraumbreite bei Stauziel, Natur	B _{mean,N}	[m]	198,30	198,30	246,00	246,00
Erforderliche Stauraumbreite bei Stauziel, Laborversuch	B _{erf,LV}	[m]	4,96	4,96	6,15	6,15
Vorhandene Stauraumbreite bei Stauziel, Laborversuch	B _{vorh,LV}	[m]	3,40	3,40	3,75	3,75
Verhältnis B _{vorh,M} /B _{erf,M}	r _B	[-]	0,69	0,69	0,61	0,61
Breite der Startsohle, Laborversuch	B _{S,LV}	[m]	2,55	2,55	2,55	2,55
Mindesteinbauhöhe erodierbares Sediment	h _{sed}	[m]	0,15	0,15	0,15	0,15
Sohllängsneigung bei Versuchsbeginn	S _{ini}	[%]	0	0	0	0
Dauer zwischen zwei Abflussmessungen, Natur	Δt _{ΔQ,N}	[h]	1,0	1,0	1,0	1,0
Dauer zwischen zwei Abflussmessungen, Laborversuch	Δt _{ΔQ,LV}	[min]	04:44,6	04:44,6	04:44,6	04:44,6
Abfluss Granulatrückführung	Q _{Gran}	[l/s]	17	17	17	17
Basisabfluss, Laborversuch	Q _{Base,LV}	[l/s]	71	71	87	87
Scheitelabfluss, Laborversuch	Q _{max,LV}	[l/s]	156,5	183,2	326,8	409,1
Basisabfluss, Natur	Q _{Base,N}	[m³/s]	1042	1042	1447	1447
Scheitelabfluss, Natur	Q _{max,N}	[m³/s]	2309,5	2702,6	5423,5	6789,2

Tabelle 21: Parameter zu Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 2 bei Lastfall H_{max}

Beschreibung	Parameter	Einheit	Lastfall H _{max}			
			Szenario 5	Szenario 6	Szenario 7	Szenario 8
Eventnummer		[-]	0076	4904	4852	3420
Event-Pegel		[-]	BG	PI	WB	PI
Event-Jährlichkeit		[-]	30	1000	1000	100
Betrachteter Pegel		[-]	WB	WB	PI	PI
Betrachteter Pegel, Jährlichkeit		[-]	<30	<100	>30	100
Längenmaßstab	M _L	[-]	40	40	40	40
Fließtiefe am Wehr bei Stauziel, Natur	H _{S,N}	[m]	12	12	14	14
Fließtiefe am Wehr bei Stauziel, Laborversuch	H _{S,LV}	[m]	0,3000	0,3000	0,3500	0,3500
Uferneigung, h:b	m	[-]	0,50	0,50	0,50	0,50
Mittlere Stauraumbreite bei Stauziel, Natur	B _{mean,N}	[m]	198,30	198,30	246,00	246,00
Erforderliche Stauraumbreite bei Stauziel, Laborversuch	B _{erf,LV}	[m]	4,96	4,96	6,15	6,15
Vorhandene Stauraumbreite bei Stauziel, Laborversuch	B _{vorh,LV}	[m]	3,75	3,75	3,95	3,95
Verhältnis B _{vorh,M} /B _{erf,M}	r _B	[-]	0,76	0,76	0,64	0,64
Breite der Startsohle, Laborversuch	B _{S,LV}	[m]	2,55	2,55	2,55	2,55
Mindesteinbauhöhe erodierbares Sediment	h _{sed}	[m]	0,15	0,15	0,15	0,15
Sohllängsneigung bei Versuchsbeginn	S _{ini}	[%]	0	0	0	0
Dauer zwischen zwei Abflussmessungen, Natur	Δt _{ΔQ,N}	[h]	1,0	1,0	1,0	1,0
Dauer zwischen zwei Abflussmessungen, Laborversuch	Δt _{ΔQ,LV}	[min]	04:44,6	04:44,6	04:44,6	04:44,6
Abfluss Granulatrückführung	Q _{Gran}	[l/s]	17	17	17	17
Basisabfluss, Laborversuch	Q _{Base,LV}	[l/s]	87	87	102	102
Scheitelabfluss, Laborversuch	Q _{max,LV}	[l/s]	156,5	183,2	326,8	409,1
Basisabfluss, Natur	Q _{Base,N}	[m³/s]	1447	1447	1614	1614
Scheitelabfluss, Natur	Q _{max,N}	[m³/s]	2309,5	2702,6	5423,5	6789,2

Für die insgesamt acht Versuchsszenarios können in Tabelle 20 und Tabelle 21 alle relevanten Informationen nachgelesen werden. Die dort enthaltenen Informationen haben, abgesehen von die Ganglinie betreffenden Werten, auch für die anderen Versuche mit stationären Abflüssen Gültigkeit. Alle Versuche wurden von einer ebenen Startsohle ohne Längs- oder Querneigung begonnen.

4.2. Versuchsdurchführung

Der Ablauf aller Versuche wurde weitestgehend vereinheitlicht. Unterschiede ergaben sich hauptsächlich bei der Versuchsdauer: in Abhängigkeit der erforderlichen Entwicklungsdauer für die dynamische Gleichgewichtssohle bei den stationären Versuchen oder der Länge der Ganglinie bei den instationären Versuchen. Das Erreichen der dynamischen Gleichgewichtssohle wurde während des laufenden Versuchs anhand der Bewegungsgeschwindigkeit der Transportkörper und dem gleitenden Mittel der gemessenen Sedimenttransporte beurteilt. Sobald sich eine konstante Bewegungsgeschwindigkeit eingestellt hatte, wurde der Versuch solange kontrolliert betrieben, bis ein theoretischer Transportkörper mit der gemessenen Bewegungsgeschwindigkeit die 1,5-fache Stauraumlänge zurückgelegt hatte. Im Anschluss erfolgten die Hauptmessungen. Auf diese Weise konnten verfälschende Einflüsse aus der ebenen Startsohle oder anfänglichen Fließtiefenschwankungen ausgeschlossen werden. Die Abläufe der Versuche gliederten sich wie folgt:

Ablauf eines stationären Versuchs:

1. Vorbereiten der Startsohle
2. Einwässern des Versuchsstands
3. Anfahren des Versuchs mit Abfluss unterhalb des Transportbeginns
4. Inbetriebnahme der Sedimentrezirkulation
5. Versuchsstart mit Erhöhung auf konstanten Zielabfluss
6. Einregulieren der Schützpositionen bis Stauziel konstant
7. Entwicklungsphase der dynamischen Gleichgewichtssohle
8. Messung von Sohltopographie und Fließgeschwindigkeiten
9. Versuchsstopp und Entwässern

Ablauf eines instationären Versuchs:

- 1.- 4. analog stationärem Versuch
5. Versuchsstart mit Erhöhung auf Startabfluss der Ganglinie
6. Automatische Regelung der Schützposition auf Stauziel
7. Entwicklung der Sohle abhängig von der Ganglinie
8. Messung von Sohltopographie und Fließgeschwindigkeiten

9. Versuchsstopp und Entwässern

Tabelle 22 zeigt alle Parameter, die während der Versuchsdurchführung aufgezeichnet wurden. Die Abtastrate oder Frequenz der jeweiligen Messwerte variierte dabei aufgrund der verfügbaren Informationen der verschiedenen Messgeräte und der Notwendigkeit ihrer Informationsdichte.

Tabelle 22: Erfasste Messwerte: kontinuierlich (links), bedarfsorientiert/diskontinuierlich (rechts) unterteilt nach stationären und instationären Versuchen

Kontinuierlich gemessen		Bedarfsorientiert gemessen		
Parameter	Rate [Hz]	Parameter	Rate [Hz]	
			stationär	instationär
Zufluss (oberstrom)	$\leq 1/2$			
Abfluss (unterstrom)	1	Umgebungstemperatur	60^{-1}	900^{-1}
Fließtiefe (an 7 Positionen)	1	Umgebungsluftdruck	60^{-1}	900^{-1}
Wassertemperatur	1	Sohltopografie (Laserscanning)	60^{-1}	900^{-1}
Schützstellung	1	Fließgeschwindigkeiten (ADV)	10^{-1}	10^{-1}
Sedimenttransportrate	10	Stauraumfoto (Deckenkamera)	15^{-1}	15^{-1}

Zu 1.: Vorbereiten der Startsohle

Vor jedem Versuch wurde eine glatte Sohle ohne Sohlängsgefälle im gesamten Stauraum erzeugt. Das Sohlmaterial wurde dazu auf Niveau des Zugabepodests oberstrom des Stauraums (gleiche Höhe wie der Wehrboden) eingebracht und von dort in Fließrichtung bis zum Wehrboden eben abgezogen. Dazu wurde der bereits beschriebene Messwagen verwendet, an dem für diese Arbeit ein nivelliertes Abziehschild installiert war (siehe Abbildung 44). Dieses zeitaufwendige Vorgehen erzeugte für jeden Versuch gleiche Anfangsbedingungen. Eine Variation der Sohlängsneigung fand im Rahmen der Voruntersuchungen statt (vgl. Abschnitt 2.5.2), wurde dann aber nicht weiterverfolgt.



Abbildung 44: Vorbereiten der Stauraumsohle für den Versuch

Zu 2.: Einwässern des Versuchsstands

Das leichte Polystyrolgranulat hatte mit $1,05 \text{ g/cm}^3$ eine Dichte, die nur unwesentlich größer als die von Wasser mit rund $1,00 \text{ g/cm}^3$ war. Insbesondere während des Einstauvorgangs, bei dem sich der Versuchsstand langsam von unten füllte, sorgte die Oberflächenspannung des ansteigenden Wassers für aufschwimmende Partikel, weil die nah an der Sohloberfläche liegenden, trockenen Granulatkörner einfach angehoben wurden. Diesem Prozess wurde mit der Installation einer Beregnungsanlage entgegengewirkt, die während des mehrstündigen Einstauvorgangs einerseits die Partikel befeuchtete und andererseits den Effekt der Oberflächenspannung durch permanente „Störung“ der Wasseroberfläche reduzierte. Einen Eindruck des Versuchsstands im Sprühnebel des Beregnungsanlage vermittelt Abbildung 45. Durch das beschriebene Vorgehen konnte eine Einbaulage der Sohle im Bereich von $\pm 2 \text{ mm}$ sichergestellt werden.



Abbildung 45: Einstau des Versuchsstands mit Beregnung

Zu 3.: Anfahren des Versuchs mit Abfluss unterhalb des Transportbeginns

War das Stauziel erreicht, wurde der Abfluss im Versuchsstand langsam gesteigert bis auf einen Wert, der gerade noch keine Sedimentbewegungen erzeugte. Dies war erforderlich, um den Abstand bis zum Ziel- oder Startabfluss möglichst gering zu halten. Währenddessen wurden die verschiedenen Messgeräte gestartet.

Zu 4.: Inbetriebnahme der Sedimentrezirkulation

Die Sedimentrückführung musste aus betrieblichen Gründen (Entlüftung) langsam in Betrieb genommen und auf ihren Betriebsabfluss von 17 l/s hochgefahren werden. Der Prozess dauerte etwa 15 Minuten und in dieser Zeit wurde noch kein Sediment rezirkuliert, da im Stauraum noch kein Transport stattfand.

Zu 5.: Versuchsstart mit Erhöhung auf konstanten Zielabfluss beziehungsweise auf Startabfluss der Ganglinie

Sobald alle Systeme startbereit waren, wurden die diversen Datenaufzeichnungsprogramme gestartet und dann über das Steuerprogramm entweder der konstante Abfluss eingestellt oder die Versuchsganglinie gestartet. Dieser Vorgang dauerte möglichst kurz (wenige Minuten je nach Abflussdifferenz zwischen Transportbeginn und Zielabfluss), um Zwischenzustände zu vermeiden.

Zu 6.: Einregulieren der Schützpositionen beziehungsweise automatische Regelung

Während bei den instationären Versuchen die automatische Stauregelung die Überwachung des Stauraums übernahm, wurde für die stationären Versuche die Schützposition manuell auf

einen zuvor eingemessenen Öffnungswert eingestellt und dann nur noch innerhalb der ersten halben Stunde geringfügig manipuliert, um Restabweichungen des Wasserstands am Regelpegel im Millimeterbereich zu korrigieren. Danach blieb die Schützposition so wie alle anderen Regelgrößen im Versuchsstand unverändert, um die Entwicklung des dynamischen Gleichgewichtszustands nicht zu stören.

Zu 7.: Entwicklung der Sohle unter verschiedenen hydraulischen Bedingungen

In dieser Phase wurde der Versuchsstand wie geplant betrieben und die Entwicklung der Stauraumsohle stand im Mittelpunkt. Im Falle der stationären Versuche dauerte diese Phase je nach Versuch bis zu 40 Stunden für den geraden und bis zu 73 Stunden für den gekrümmten Stauraum. Die Dauer der instationären Versuche war über die Länge der Ganglinien vorgegeben, wurde in der Regel jedoch zum Ende hin verkürzt: Wenn die Sedimenttransportrate stabil gegen Null tendierte, wurde der Versuch beendet, auch wenn die Ganglinie noch nicht vollständig durchgelaufen war. Gegenüber der glatten Startsohle hatte die Endsohle mit morphologischen Strukturen einen höheren Transportwiderstand, sodass dort bereits schon bei höheren Abflüssen kein Transport mehr stattfand.

In den folgenden Abbildungen werden die wichtigsten Komponenten des Versuchsstands im Betrieb gezeigt. In Abbildung 46 sieht man die Sedimentzugabe bei mittlerer Zugaberate. Über die 34 Röhren wurde das Sediment gleichmäßig in die Strömung über dem Zugabepodest geleitet, das im gezeigten Zustand fast vollständig überdeckt war. Das zugegebene Sediment wurde direkt von der Strömung gleichmäßig abtransportiert.



Abbildung 46: Sedimentzugabe im Betrieb

Am rechten Bildrand in Abbildung 46 zeichnet sich bereits die Bildung einer ersten Sohlstruktur ab. Die Distanz von der Sedimentzugabe bis zur Bildung der ersten Sohlstrukturen variierte abhängig von Abfluss, Fließtiefe und aktueller Sedimentzugaberate in einem Bereich von etwa 1 m bis 10 m. Eine Eintiefung der Sohle direkt unterstrom des Podests trat nur dann auf, wenn die auf natürliche Weise schwankende Zugaberate die Transportkapazität der Strömung für einige Zeit unterschritt. Dabei traten dann keine abrupten Höhenveränderungen auf, sondern es bildete sich ein kontinuierlicher Übergang vom Zugabepodest in eine flache Mulde aus, die sich wieder auffüllte, wenn die Zugaberate wieder ausreichend hoch angestiegen war.

In Abbildung 47 ist der gekrümmte Stauraum während eines Versuchs zu sehen, indem sich unterschiedlich große Sohlstrukturen sichtbar überlagerten. In der Kurve kam es zu typischen Anlandungs- und Erosionszonen in den Innen- und Außenbereichen.

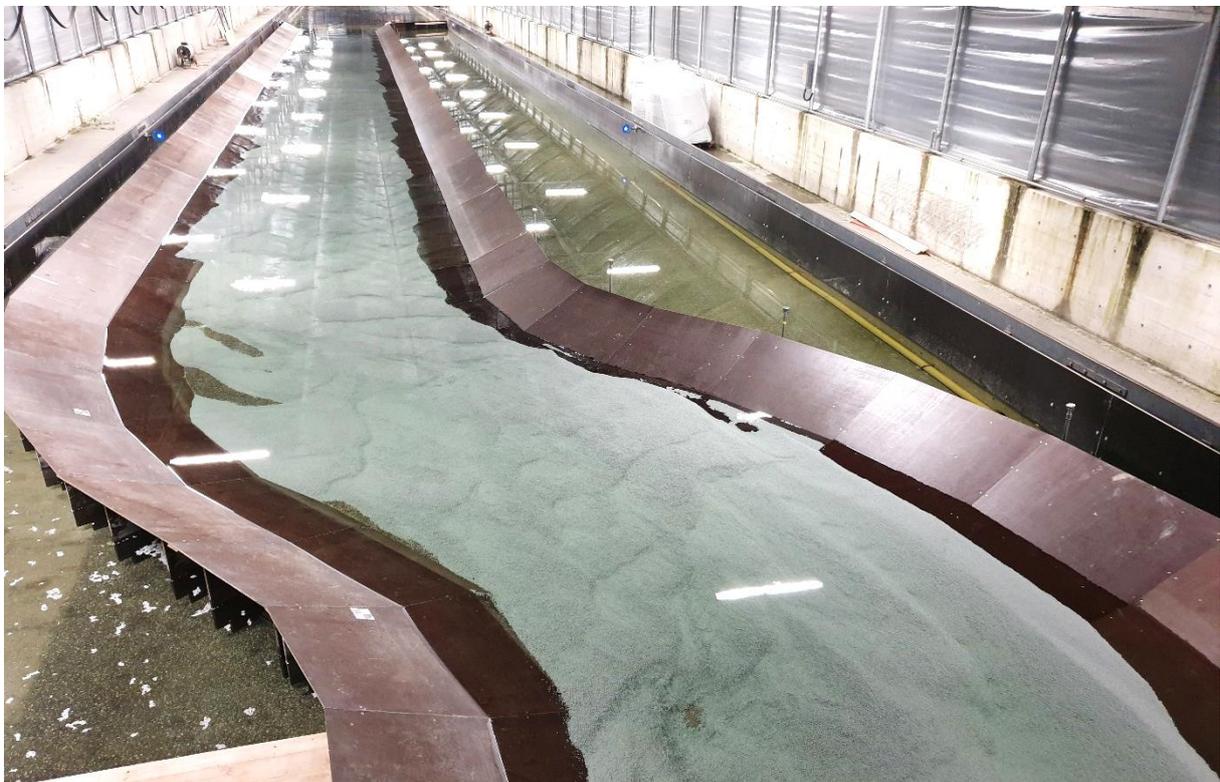


Abbildung 47: Gekrümmter Stauraum mit Transportkörpern während eines Versuchs

Abbildung 48 zeigt den Sedimentfang im Betrieb: einströmendes Granulat ist am oberen linken Bildrand deutlich zu erkennen. Es glitt entlang der schräggestellten Lochblechbarriere (oben im Bild) in Richtung der Förderpumpe im spitzen Winkel der beiden Lochbleche (rechts, nicht im Bild). Der Spülstrahl (sichtbar im linken unteren Bildabschnitt) verhinderte die Bildung von Granulatinseln in Rückströmungsbereichen des Sedimentfangs. In Abbildung 49 ist der Aufbau der Sedimenttransportmessung zu sehen. Das im von unten angeleuchteten Messfenster

durchströmende Granulat wurde von der am oberen linken Bildrand zu sehenden Industriekamera 10-mal pro Sekunde fotografiert und somit hochgenau überwacht.



Abbildung 48: Sedimentfang im Betrieb



Abbildung 49: Sedimenttransportmessung im Betrieb

Abbildung 50 zeigt den Messwagen mit dem zur Sohlvermessung genutzten terrestrischen Laserscanner, der für ein bestmögliches Messergebnis so hoch wie möglich und deshalb zwischen den Verstrebungen der Hallendecke montiert wurde. Das war insofern unproblematisch, weil der Laserscanner alle Messungen eines Versuchs von einer festen Position aus durchführte. Zum Verfahren des Messwagens wurde er abmontiert. Unten am Messwagen sieht man die Halterungen der beiden unter Wasser messenden ADV-Sonden.



Abbildung 50: Sohlvermessung mittels Laserscanning auf dem Messwagen und Geschwindigkeitsmessung mittels ADV unter dem Messwagen im Betrieb

Zu 8.: Messung von Sohltopographie und Fließgeschwindigkeiten

Phase 1: Gerader Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

- Nach Erreichen der dynamischen Gleichgewichtssohle wurde für 60 bis 80 Minuten (je nach morphologischer Erfordernis) jede Minute eine Messung der Sohltopografie durchgeführt. Der Laserscan selbst dauerte dabei etwa 45 Sekunden, weitere rund 10 Sekunden wurden geräteintern für die Steuerung und Datenverarbeitung benötigt.
- Direkt im Anschluss an die Sohlvermessung wurde für 60 Minuten alle 10 Sekunden eine 5-sekündige Geschwindigkeitsmessung mit 25 Hz Messfrequenz beider ADV-Sonden aufgezeichnet und daraus jeweils ein Mittelwert bestimmt. Die ADV-Sonden waren dabei in der Stauraummitte positioniert: Eine ADV-Sonde maß konstant bei $0,6 \cdot h$ bezogen auf die Wassertiefe h im Stauraum vor Versuchsbeginn, die andere ADV-Sonde wurde für jede Einzelmessung automatisch auf eine Messhöhe von 2 cm über der Sohle positioniert.

Eine Aufzeichnung von Geschwindigkeitsquerprofilen wurde nur für den gekrümmten Stauraum vorgenommen.

Phase 2: Gerader Stauraum mit Hochwasserwellen bei Stauzielregelung

- Während der gesamten Dauer der Hochwasserwelle wurden alle 15 Minuten zwei Laserscans im Abstand von je 1 Minute durchgeführt. Der gescannte Ausschnitt war derselbe wie in Phase 1, deshalb war auch die Scandauer gleich.
- Anders als in Phase 1 wurde während der gesamten Dauer der Hochwasserwelle alle 10 Sekunden eine 5-sekündige Geschwindigkeitsmessung mit 25 Hz Messfrequenz beider ADV-Sonden in der Stauraummitte mit denselben Höheneinstellungen wie in Phase 1 durchgeführt.

Phase 3: Gekrümmter Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

- Nach Erreichen der dynamischen Gleichgewichtssohle wurde für 180 Minuten alle 3 Minuten eine Messung der Sohltopografie durchgeführt. Der Laserscan selbst dauerte dabei etwa 160 Sekunden, weitere rund 15 Sekunden wurden geräteintern für die Steuerung und Datenverarbeitung benötigt. Die längere Messdauer war mit dem wesentlich größeren Scanbereich begründet.
- Direkt im Anschluss an die Sohlvermessung wurde an 5 Punkten über die Stauraumbreite für jeweils 30 Minuten alle 10 Sekunden eine 5-sekündige Geschwindigkeitsmessung mit 25 Hz Messfrequenz beider ADV-Sonden aufgezeichnet und daraus jeweils ein Mittelwert bestimmt. Die Höheneinstellungen der ADV-Sonden waren gleich wie in den zuvor durchgeführten Versuchen.

Unabhängig von der Versuchsphase erzeugte die Deckenkamera bei allen Versuchen alle 15 Sekunden ein Foto der Messstrecke. Abbildung 51 zeigt die zur jeweiligen Stauraumgeometrie gehörenden Scanbereiche für die Sohlvermessung.

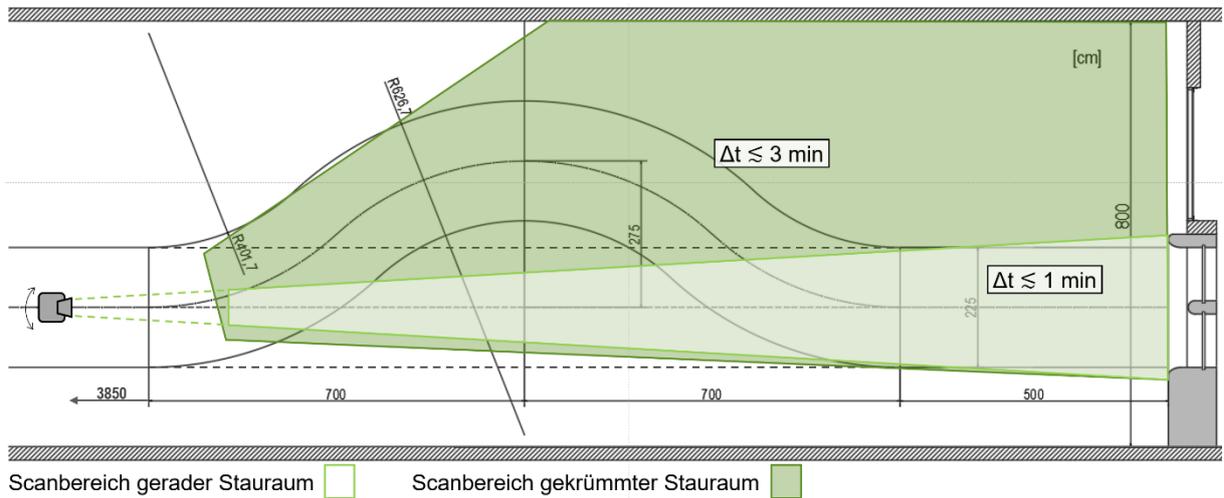


Abbildung 51: Scanbereiche für die Sohlvermessung

Zu 9.: Versuchsstopp und Entwässern

War die Hochwasserwelle abgelaufen oder alle erforderlichen Messungen an der Gleichgewichtssohle durchgeführt, wurde der Versuch in kurzer Zeit angehalten (Abfluss gestoppt, Wehr geschlossen) und der Versuchsstand sehr langsam über seitliche Drainageröhre entwässert. Die Sohltopografie blieb so weitgehend erhalten, Umlagerungen auf Kornebene und teilweises Abrutschen von steilen Transportkörperfronten konnten dabei aber nicht vermieden werden. Vergleichende Scans der entwässerten Sohle ohne Brechung an der Phasengrenze Wasser-Luft waren so möglich, allerdings ließen die Sohlveränderungen durch den Entwässerungsvorgang einen exakten Vergleich mit einem Scan vor dem Entwässern nicht zu. Abbildung 52 zeigt einen Sohlausschnitt nach einem Versuch mit hoher morphologischer Aktivität vor und nach der Entwässerung. Im entwässerten Zustand sieht man rissartige Strukturen im Bereich der Transportkörperkrone sowie eine geglättete Dünenfront, die auf die zuvor beschriebenen Rutschungen zurückzuführen sind.



Abbildung 52: Sohlstruktur nach Ende eines Versuchs: vor Entwässerung (links) und danach (rechts)

4.3. Umgang mit Messdaten

In jedem Versuch wurde eine Vielzahl hochgenauer, zeitlich hoch aufgelöster Messdaten erzeugt. Die Daten wurden in die folgenden fünf Bereiche aufgeteilt:

1. Druckpegel
2. Granulat
3. Laserscanning
4. ADV / Laserdistanz
5. Deckenkamera

Im Rahmen der Bearbeitung des Teilprojekts F war es aufgrund der sehr großen Datenmengen nicht möglich, die Daten aller eingesetzten Messverfahren vollständig und im Detail auszuwerten. Der Fokus wurde auf die Daten in den Bereichen 1 – 3 gelegt und diese an sinnvoller Stelle durch Stichproben der Daten aus den Bereichen 4 – 5 ergänzt.

4.4. Messergebnisse

Die Ergebnisse der Laborversuche werden getrennt für die drei Versuchsphasen vorgestellt. Die Lage der Druckpegel werden für die beiden Stauraumkonfigurationen in Abbildung 53 und Abbildung 54 gezeigt. Darin enthalten sind bereits die farblichen Zuordnungen der Pegel, die dann in den folgenden Ergebnisabbildungen verwendet wurden. Die verwendeten Zahlen geben den Abstand des jeweiligen Pegels vom Wehr entlang der Flussachse an. Der Zusatz „rb“ kennzeichnet Pegel, die nicht in die Sohle im Bereich der Stauraumstrecke integriert waren, sondern in Standrohre, die in die feste rechte Uferberandung eingebaut waren. Dies ermöglichte eine genauere, vom morphologischen Geschehen weniger stark beeinflusste Messung des Wasserstands.

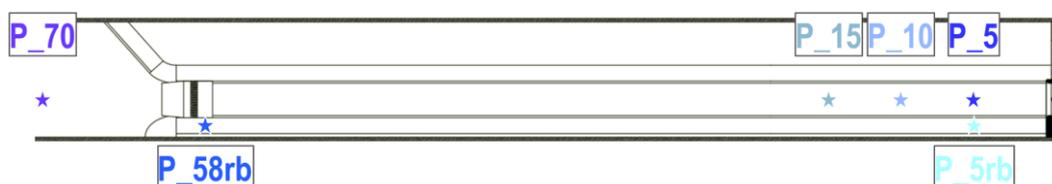


Abbildung 53: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserstandsmessung, gerader Stauraum

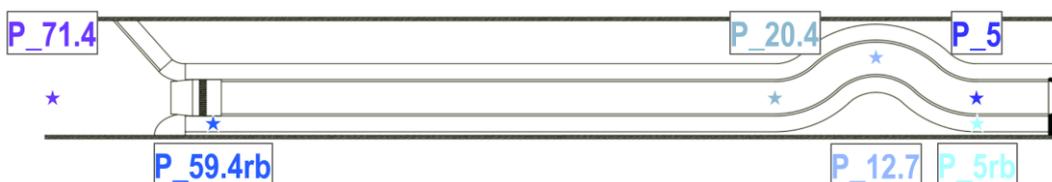


Abbildung 54: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserstandsmessung, gekrümmter Stauraum

Wenn im Folgenden Abbildungen auf der Abszisse eine Referenz zur Staurlänge aufweisen, bezieht diese sich immer auf den Staurlängenmeter 0,0 am Übergang von beweglicher Sohle zum festen Wehrrücken. Weiterhin beziehen sich die meisten exemplarisch gezeigten Ergebnisauswertungen auf denselben Lastfall: WB_HQ30_Hmin.

4.4.1. Phase 1: Gerader Staurlängenmeter mit konstanten hydraulischen Bedingungen

Sedimenttransport

Abbildung 55 zeigt den Verlauf der Messwerte des Sedimenttransports während der gesamten Versuchslaufzeit. Abgebildet sind die tatsächlichen Messwerte (G_{raw}), die mit einer Frequenz von 10 Hz aufgezeichnet wurden sowie ein gleitender Mittelwert (G_{mov}) mit einer Fenstergröße von 60 Messwerten (etwa 6 Sekunden). Anhand dieses gleitenden Mittelwerts lässt sich die Fluktuation des Sedimenttransports nachvollziehen, der direkt von den im Staurlängenmeter vorhandenen Sohlstrukturen abhing. Wurde gerade die Front eines Transportkörpers durch das Wehr gespült, stieg die Transportrate steil an; kam ein Transportkörperrücken durch das Wehr, sank sie langsam ab.

In Abbildung 56 wird der letzte Abschnitt des Verlaufs aus Abbildung 55 gezeigt (die Zeitachse in Abbildung 56 beginnt mit dem Start der Laserscanmessungen), weil in diesem Zeitfenster zuerst die Sohlvermessung und dann die Fließgeschwindigkeitsmessung durchgeführt wurde. Ergänzend sind dort noch die Verläufe der Wasserspiegellagen (WL) an den Staurlängenpegeln gezeigt sowie der Abfluss (Q). Der Sedimenttransport scheint während der abgebildeten rund 160 Minuten eine geringfügig fallende Tendenz zu haben. Dies war jedoch nicht durch eine tatsächliche Instationarität begründet, sondern durch die Lage des Ausschnitts auf der Zeitachse, der durch den Beginn der Sohlvermessung festgelegt war. Die zeitlich deutlich längere Aufzeichnung der Transportrate in Abbildung 55 ordnet deren temporäre Dynamik in einen größeren Kontext und zeigt die Quasi-Stationarität der Transportrate während der Messung. Die zufälligen Transportschwankungen waren auf die fortwährende Umlagerung und Neubildung der Sohlstrukturen im Staurlängenmeter zurückzuführen.

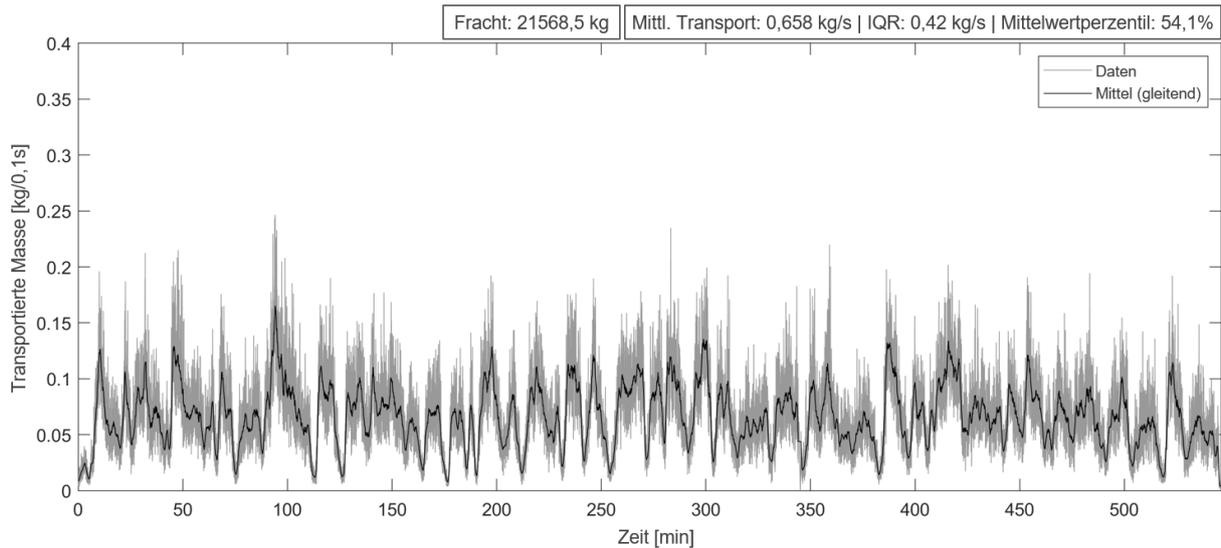


Abbildung 55: Sedimenttransportverlauf während des gesamten Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin

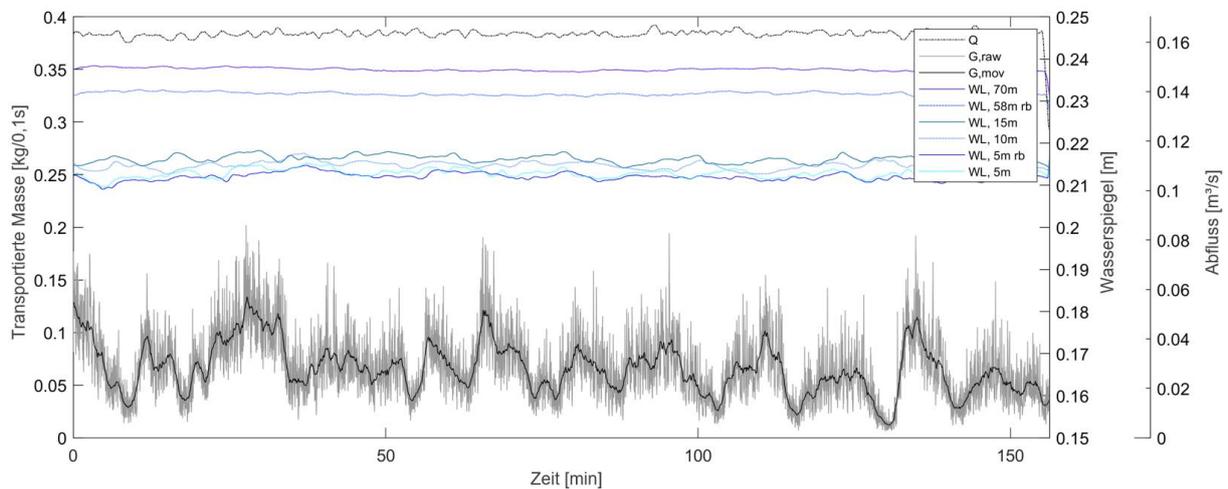


Abbildung 56: Sedimenttransportverlauf mit Abfluss und Pegelständen während Sohl- und Geschwindigkeitsmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin

In Abbildung 57 wird exemplarisch die Verteilung der Messwerte zweier stationärer Versuche gezeigt. Es wird darin sichtbar, dass nicht in allen Fällen eine Normalverteilung der Messwerte vorlag und der Mittelwert in solchen Fällen zumeist höher lag als der Median. Um die tatsächlich gemessene Fracht zu bestimmen, wurden die tatsächlichen Messwerte oder der gleitende Mittelwert verwendet und für Vergleiche von Verteilungen je nach Fragestellung der Mittelwert oder der Median (in diesen Fällen als solche gekennzeichnet).

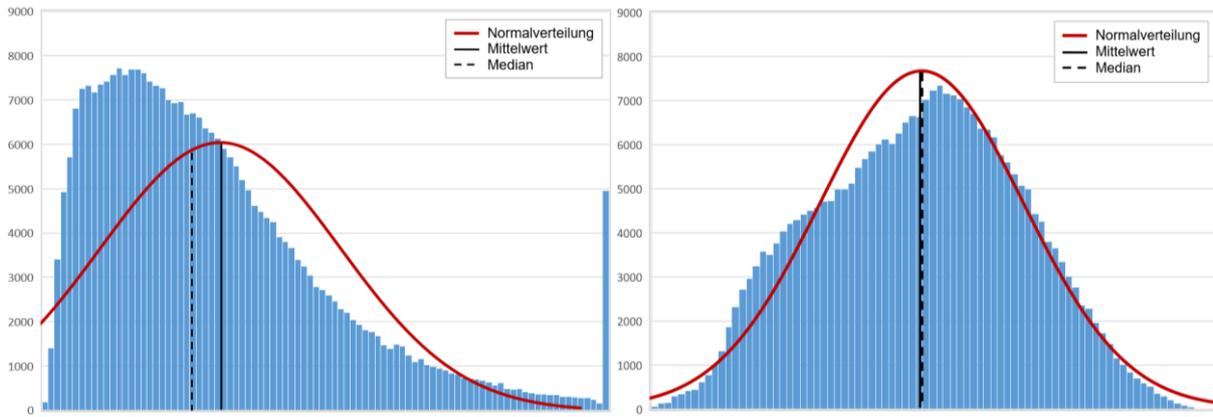


Abbildung 57: Verteilungen von Messdaten der Sedimenttransportmessung (exemplarisch): Stat_WB_HQ30_Hmax (links), Stat_PI_HQ30_Hmin (rechts)

Als nächstens werden die mittleren Transportraten aller Versuche und ihre Interquartilsabstände (die Spanne der mittleren 50 % aller Messwerte) miteinander verglichen und zuerst der mittleren Fließgeschwindigkeit gegenübergestellt (Abbildung 58) und danach der Mittelwertperzentile (dem Prozentwert, den der Mittelwert bezogen auf die Gesamtheit aller Messwerte einnimmt), als Maß für die Symmetrie der Messwertverteilung (Abbildung 59).

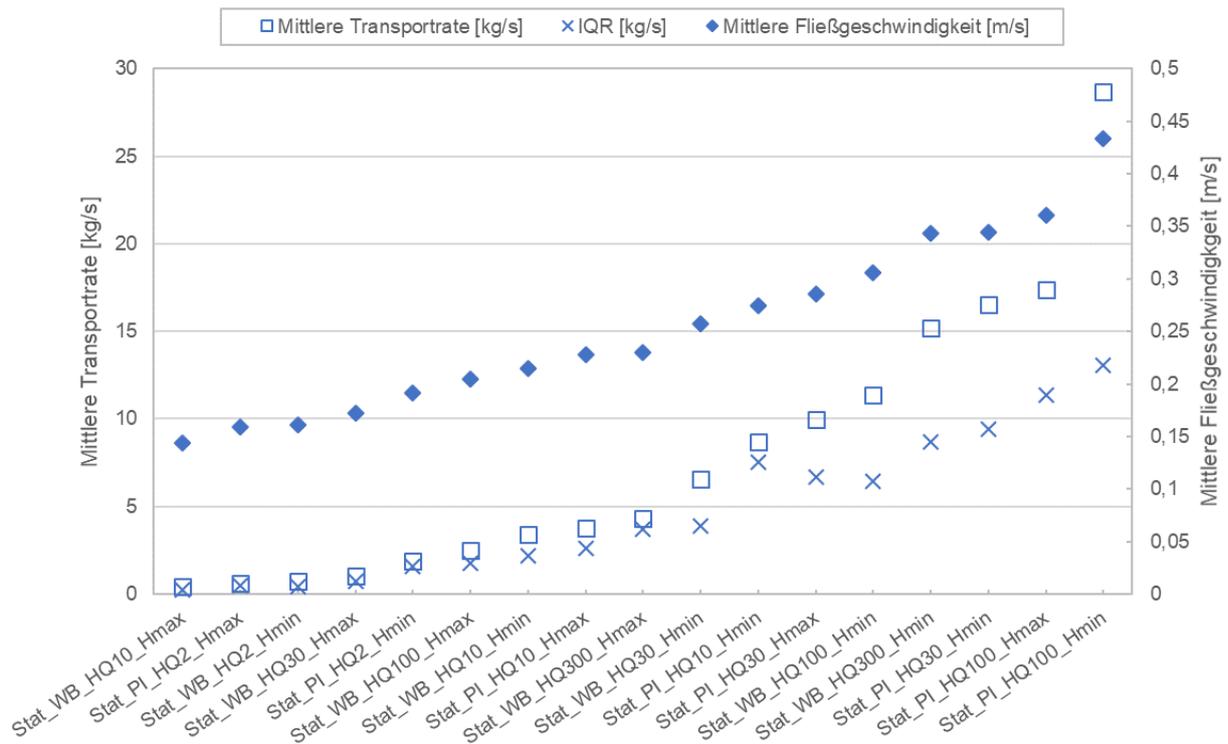


Abbildung 58: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR) gegenüber mittlerer Fließgeschwindigkeit, Phase 1: gerade-stationär

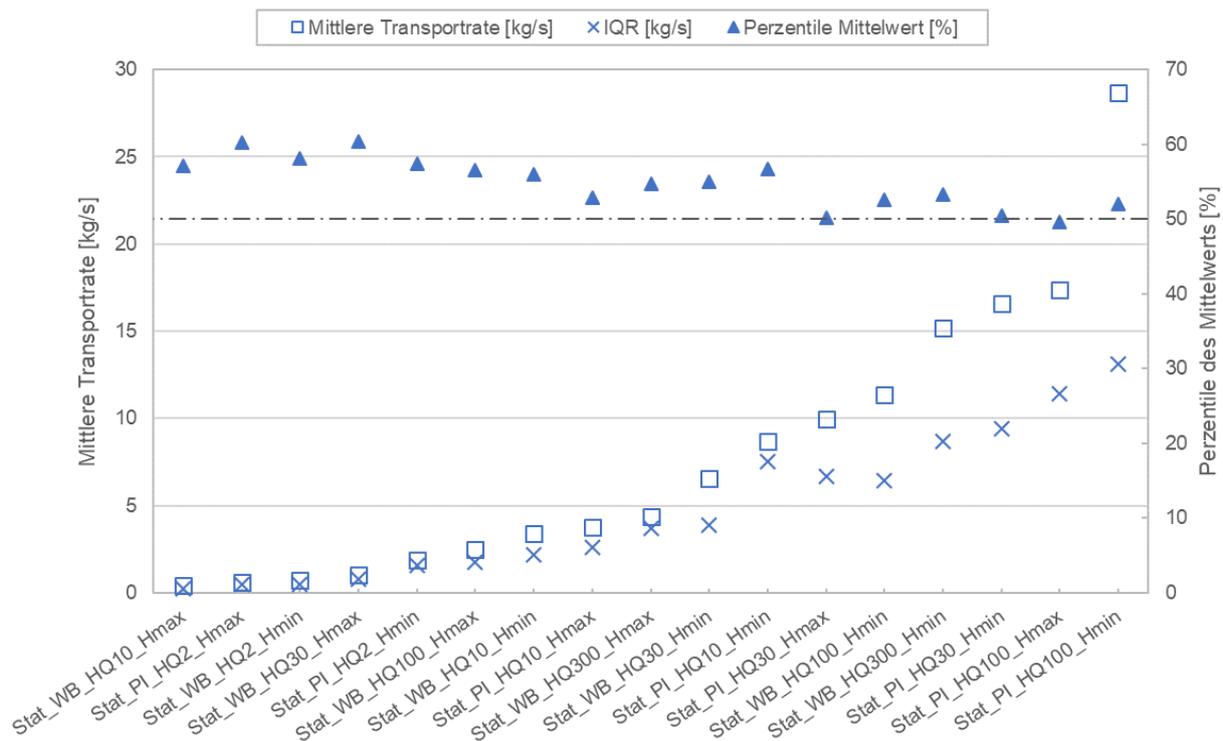


Abbildung 59: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR) gegenüber Mittelwertperzentile, Phase 1: gerade-stationär

Mit zunehmender Fließgeschwindigkeit wurde eine Annäherung aller Messwerte eines Versuchs in Richtung einer Normalverteilung beobachtet (entspricht Mittelwertperzentile bei 50 %), was den Zusammenhang mit der Geschwindigkeit von Sohltransportprozessen im Stauraum herstellt. Je schneller diese Prozesse stattfanden, desto häufiger wurden die gesamte Bandbreite an Messwerten aufgezeichnet. Bemerkenswert daran ist, dass bei höheren Fließgeschwindigkeiten aufgrund der schneller ablaufenden Sohltransportprozesse auch die Messdauer deutlich verkürzt wurde, was der Entwicklung aus Abbildung 59 eigentlich entgegenlief.

In Abbildung 60 wird der Einfluss einer größeren erodierbaren Sohldicke gezeigt. In zwei Versuchen war dazu im gesamten Stauraum (inkl. des Zugabepodests) die Sohle von 15 cm auf 18 cm erhöht worden, um den Einfluss von mehr Sohlmaterial auf die sich entwickelnden Sohlstrukturen zu bewerten. Es zeigte sich eine Abnahme der mittleren Transportrate, weil sich insgesamt höhere Transportkörper ausbildeten, was wiederum den Transportwiderstand der Sohle erhöhte. Dieser Effekt hat für die Innstauräume insofern eine Relevanz, als dass sich bei geringer Mächtigkeit von Sandablagerungen diese tendenziell schneller bewegen als bei tieferer Lage der nächsten stabileren Sohlschicht. Über Interaktionseffekte unterschiedlicher Bodenklassen kann hier keine Aussage gemacht werden, da nur mit einer Kornklasse gearbeitet wurde.

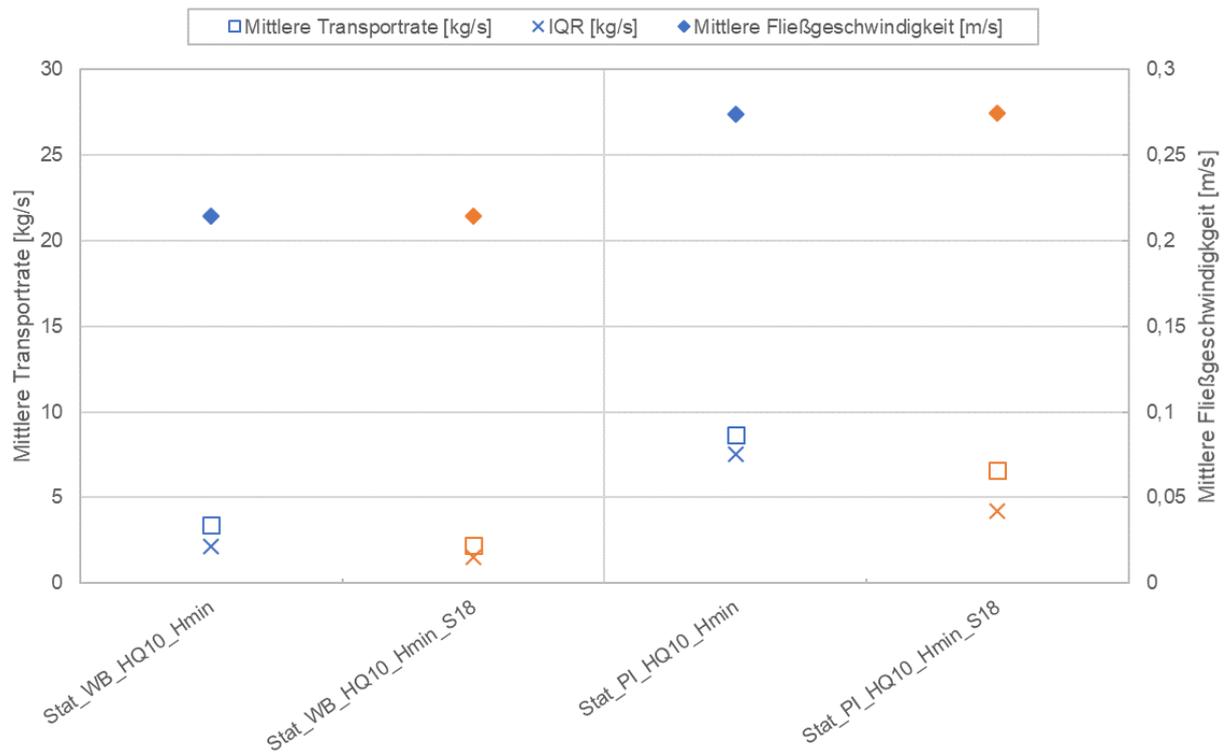


Abbildung 60: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR), Einfluss der Einbauhöhe der Sohle auf die Transportrate

Sohltopografie

Die Punktwolken der Laserscanmessungen zur Analyse der Sohltopografie wurden in drei Längsschnitten ausgewertet (siehe Abbildung 61): In der Stauraummitte (0,00 m, Nr. 2), 25 cm orografisch links davon (-0,25 m, Nr. 1) und 25 cm orografisch rechts davon (+0,25 m, Nr. 3). Auf diese Längsschnitte wird in den folgenden Abbildungen häufig Bezug genommen.

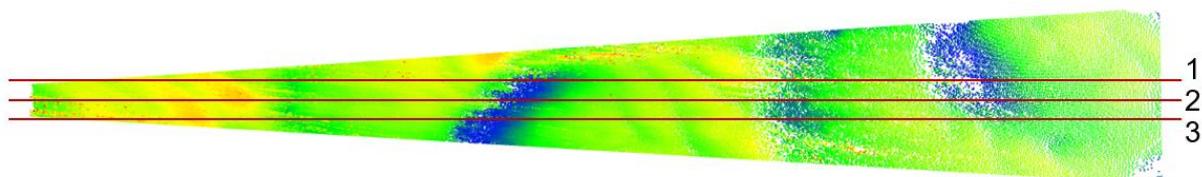


Abbildung 61: Sohlscan mit Lage der drei ausgewerteten Längsschnitte in der Stauraummitte

In Abbildung 62 werden die drei beschriebenen Längsschnitte durch die Punktwolke eines Scans gezeigt. Es zeigen sich darin insbesondere zwei Merkmale: Zum einen war trotz der nur geringen Abstände von jeweils 2 cm quer zur Fließrichtung (Breite der beweglichen Sohle gesamt: 2,55 m) zwischen den Längsschnitten die Dreidimensionalität der Sohlstrukturen gut sichtbar. Zum anderen zeigte sich nicht überall eine eindeutige Lage der Sohloberfläche. Um diese für weitere Auswertungen zu identifizieren, wurde die Punktwolke bereinigt, die Lage der

Sohle über einen Schwerpunktansatz ermittelt und Ausreißer über einen Nachbarschaftsvergleich entfernt. Das Ergebnis dieses Vorgangs ist in Abbildung 63 zu sehen, worin die gelbe Linie die identifizierte Sohloberfläche im jeweiligen Längsschnitt abbildet. Abbildung 64 zeigt die Sohle aus Perspektive der Deckenkamera etwa zur Hälfte der Scandauer des zuvor gezeigten Scan 21. Mit Hilfe der gezeigten Querschnitte lässt sich die Sohllage in den beiden vorigen Abbildungen nachvollziehen und besser einordnen.

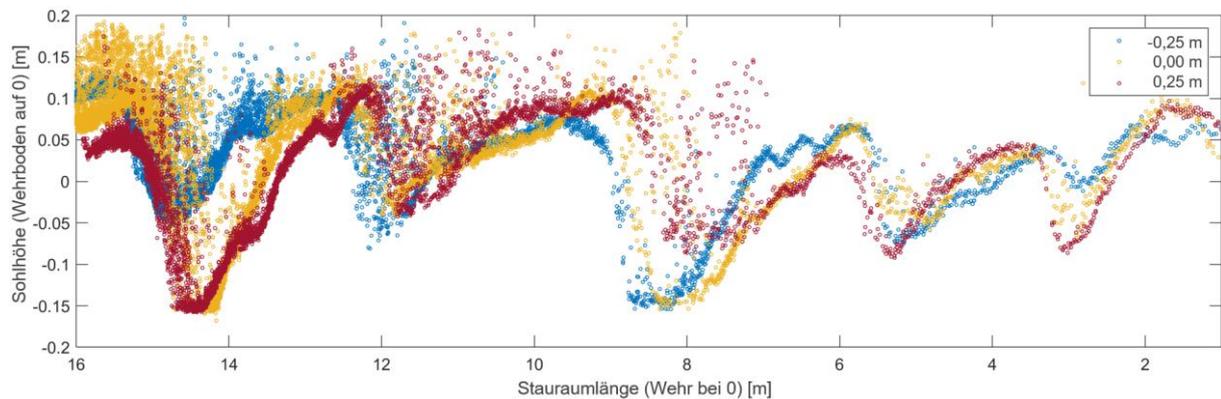


Abbildung 62: Längsschnitte 1, 2 und 3 durch die brechungsbereinigte Punktwolke, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21

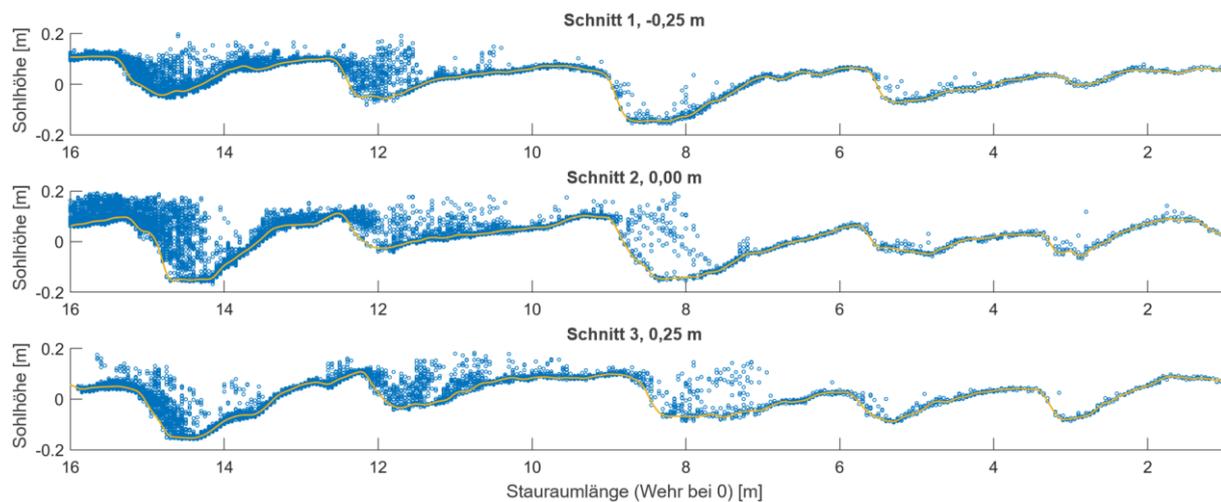


Abbildung 63: Genäherte Lage der Sohloberfläche in den 3 Längsschnitten, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21

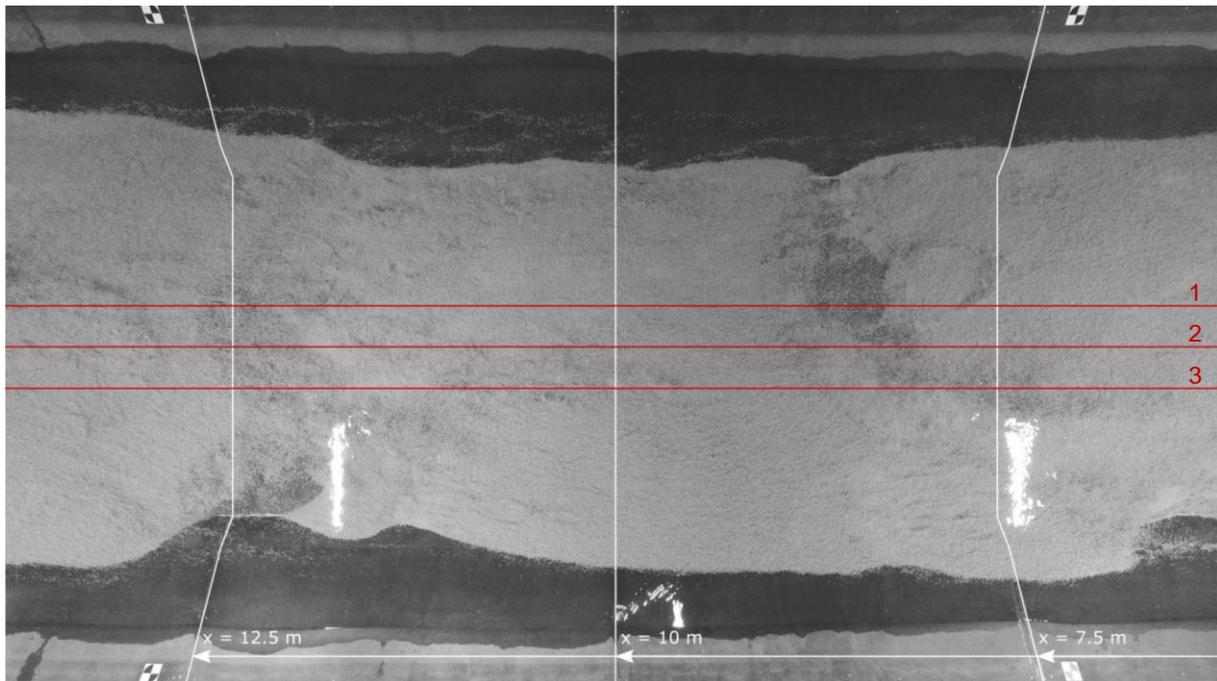


Abbildung 64: Foto der Deckenkamera mit Positionsmarken und Längsschnitten, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21

In Abbildung 65 wird die Analyse der Sohlängsneigung in der Messstrecke aus den Laserscandaten gezeigt. Die Darstellung zeigt auf der Abszisse unterschiedlich große Messwertefenster, die genutzt wurden, um aus den darin enthaltenen Messwerten eine mittlere Sohlängsneigung zu bestimmen. Das größte Messfenster war 14 m (von Staurationmeter 2,0 bis 16,0). Die kleineren Messfenster wurden mit einem Versatz von jeweils 0,5 m an allen möglichen Stellen innerhalb des größten Messfensters von 14 m positioniert und an jeder Stelle ein Mittelwert gebildet. Die Anzahl der ermittelten Werte je Messfenster wuchs also mit kleiner werdendem Messfenster. Es zeigte sich eine sehr hohe Fluktuation der ermittelten mittleren Sohlängsneigung abhängig von Größe und Position des Messfensters, was auf die relativ große Höhenausprägung der Sohlstrukturen bei einer relativ kurzen Länge des gemessenen Staurationabschnitts zurückzuführen war. Im Ergebnis wurde der Median aller ermittelten Sohlängsneigungen verwendet und in Abbildung 66 (links) über den zeitlichen Verlauf dargestellt. Positive Werte markierten darin Sohlängsgefälle in Fließrichtung. Abbildung 66 (rechts) zeigt den zugehörigen Verlauf der Wasserspiegellage über den Stauration während der Messdauer, aus dem das Energieliniengefälle des jeweiligen Versuchs sowie dessen Schwankungen abgeleitet werden konnten.

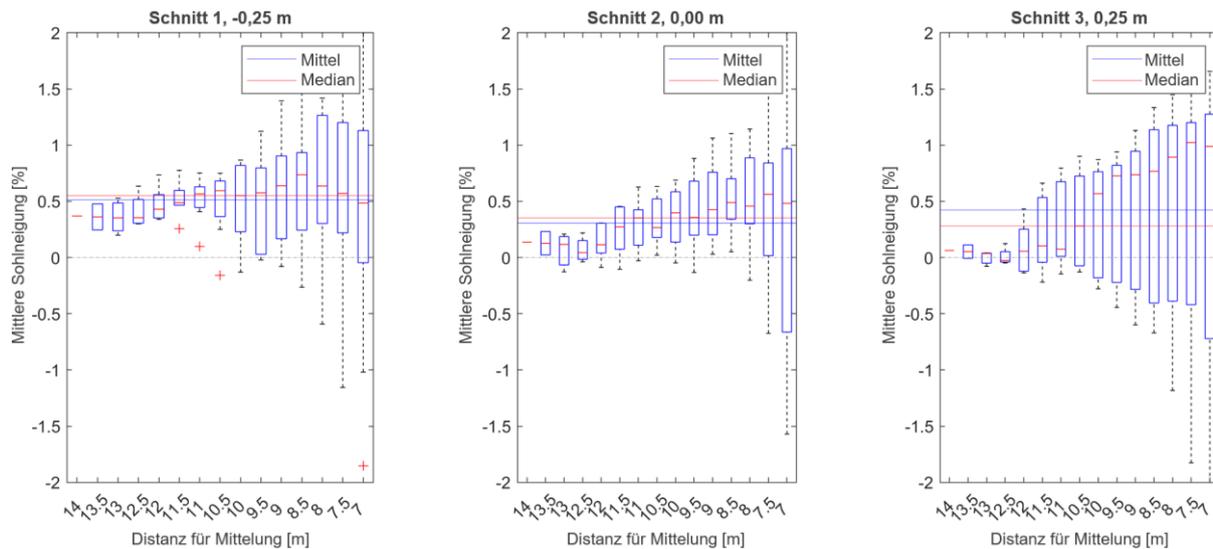


Abbildung 65: Analyse der Sohllängsneigung in der Messstrecke, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21

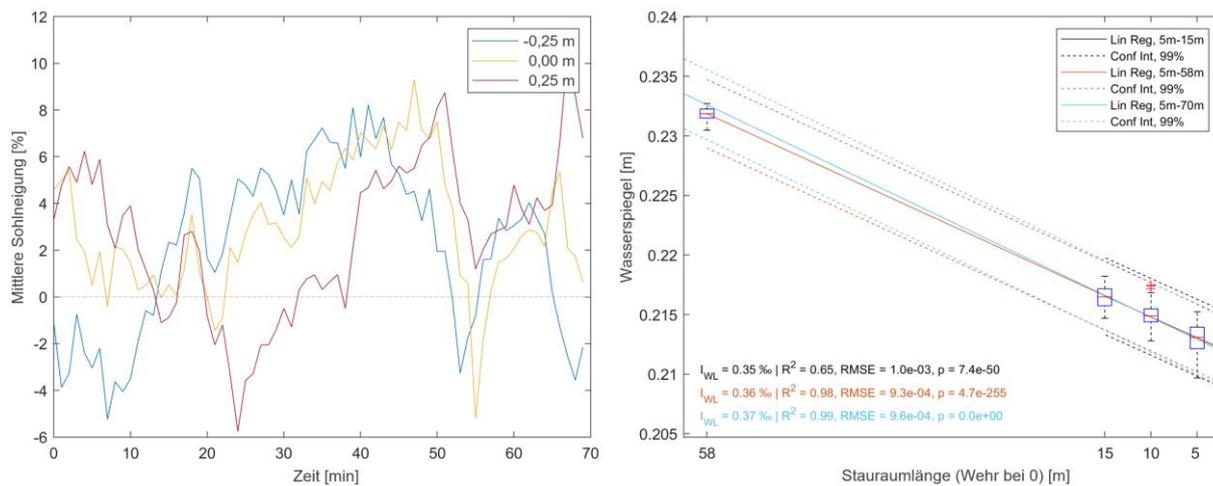


Abbildung 66: Zeitlicher Verlauf der mittleren Sohllängsneigung in der Messstrecke (links), Wasserspiegellagen im Stauraum und Schwankungen je Pegel (rechts), Stat_WB_HQ30_Hmin

In Abbildung 67 wurden die Sohllagen aus Abbildung 63 analysiert und mit Hilfe einer Zero-Crossing-Analyse zuerst trendbereinigt, also das Längsgefälle entfernt, und dann Transportkörperhoch- und -tiefpunkte detektiert, die im Folgenden als Dünenkronen und -täler bezeichnet wurden. Diese Auswertung wurde für alle 60 - 80 Scans je Versuch durchgeführt und aus den Abständen zwischen Dünenkronen und -tälern wurden Dünenlängen und -höhen ermittelt, die alle zusammen und normiert auf die mittlere Dünenlänge in Abbildung 68 aufgetragen sind. Mit Hilfe einer Hauptkomponentenanalyse wurden für die dortige Punktwolke ihre Hauptachsen identifiziert und das Verhältnis der Dünenhöhen und -längen über ihre Eigenwerte als Maß für die Varianz mit wenigen Zahlen beschreibbar gemacht. Auf diese Weise ließen sich die Sohlstrukturen aller Versuche mit Hilfe weniger statistischer Größen vergleichen. Dasselbe Vorgehen konnte dann verwendet werden, um auch die Sohlstrukturen der numerischen Simulationen auszuwerten.

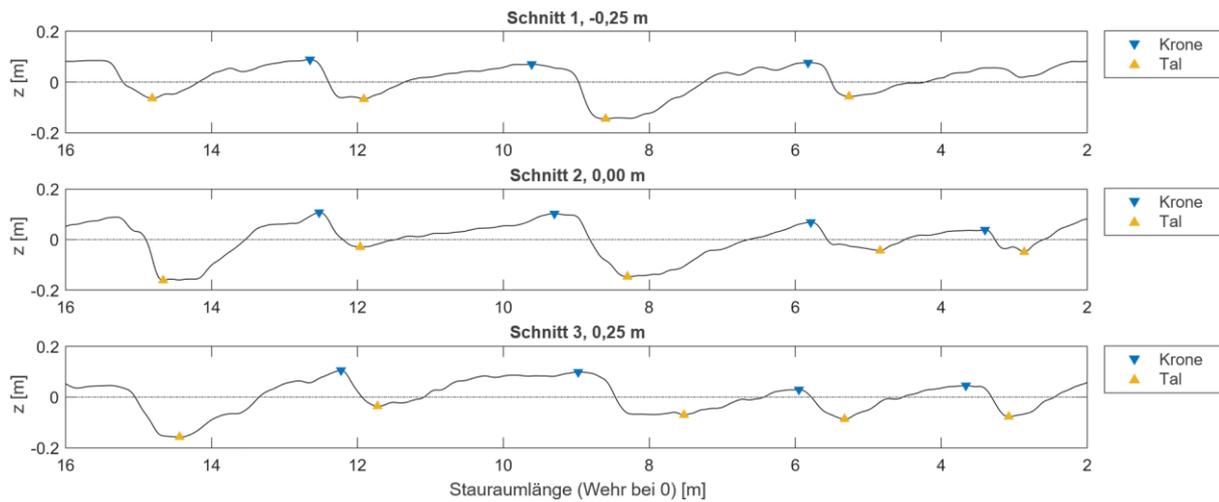


Abbildung 67: Detektion von Sohlstrukturen in den Längsschnitten, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21

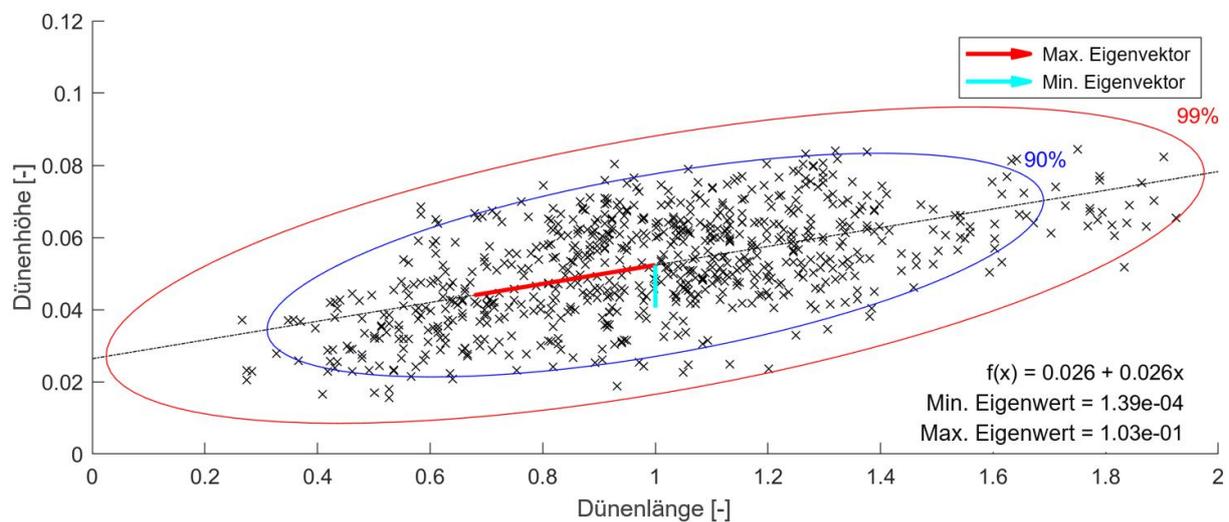


Abbildung 68: Analyse der gefundenen Sohlstrukturen während eines Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin

In Abbildung 69 sind mittlere Dünenabmessungen im Verhältnis zur jeweiligen mittleren Fließgeschwindigkeit im Stauraum aufgetragen. Anhand der logarithmischen Trendlinien lässt sich ablesen, dass Dünenhöhe und -länge mit der Fließgeschwindigkeit ansteigen, dabei allerdings gegen einen Maximalwert konvergieren. Wird die Fließgeschwindigkeit zu hoch, beginnt verhältnismäßig abrupt der Übergang zum oberen Abflussregime mit Abflachen der Dünen bis hin zum ebenen Bett und Antidünen. In den Laborversuchen konnte dieser Übergang zwar angenähert, aber aufgrund der limitierten Transportkapazität der Sedimentrezirkulation nicht erreicht werden.

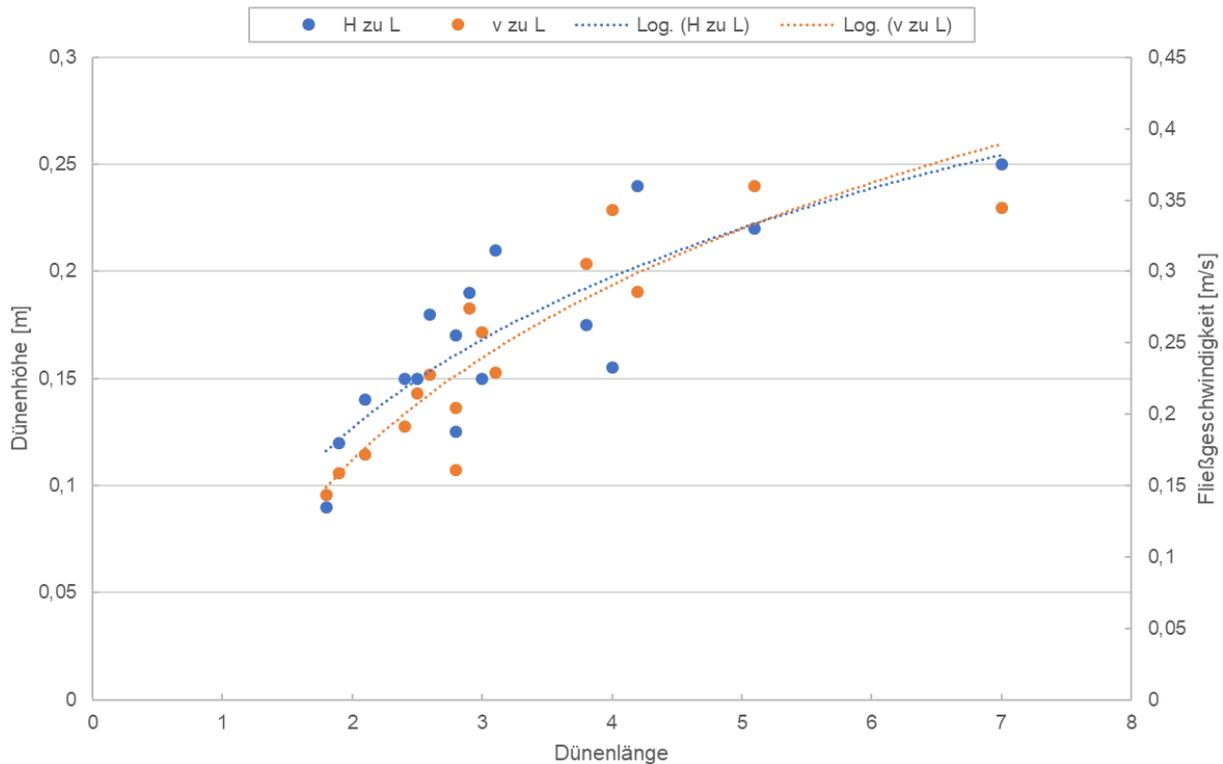


Abbildung 69: Mittlere Dünenabmessungen und zugehörige Fließgeschwindigkeiten

4.4.2. Phase 2: Gerader Stauraum mit Hochwasserwellen bei Stauzielregelung

Sedimenttransport

Analog zur Darstellung in Phase 1 zeigt Abbildung 70 den Verlauf der Messwerte des Sedimenttransports, der Wasserstände an den Stauraumpegeln und den Abfluss, anders als in Abbildung 56 jedoch für die gesamte Versuchslaufzeit. Anhand der unterschiedlichen Verläufe der Pegel kann die Zu- und Abnahme des Wasserspiegelgefälles im Stauraum unter der Hochwasserwelle nachvollzogen werden. Für die Schwankungen der Abflusskurve zeichnete die Zuflussregelung verantwortlich, für die keine bessere Dämpfung erreicht werden konnte. Diese Schwankungen wirkten sich auch mit Differenzen von bis zu ± 3 mm auf die Wasserspiegel aus. Auf die Sohle hatten diese Schwankungen ebenfalls Auswirkungen, weshalb die Versuche in Phase 1 ohne Zuflussregelung durchgeführt wurden (was für konstante Zuflussbedingungen auch nicht erforderlich war). Während der Hochwasserwelle dominierten allerdings die kontinuierlichen Abflussänderungen aus der Ganlinie, sodass die zusätzlichen Schwankungen aus der Zuflussregelung auf die andauernden Umlagerungsprozesse der Sohle nur einen untergeordneten Einfluss hatten.

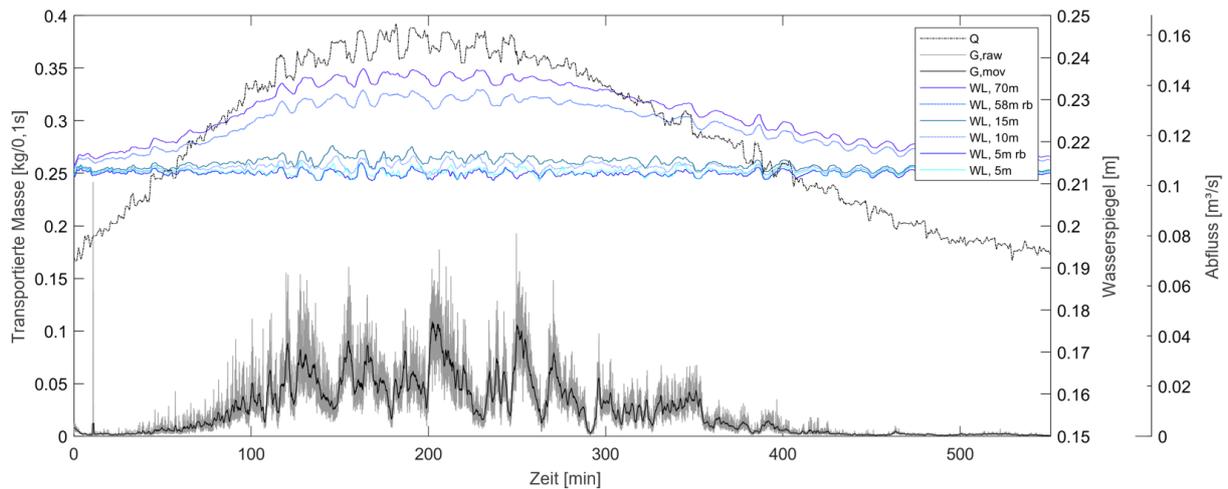


Abbildung 70: Sedimenttransport und Pegelstände während der Ganglinie, Inst_WB_HQ30_Hmin

Bemerkenswert ist, dass die Maximalwerte des gleitenden Mittelwerts der Transportrate für den stationären Versuch bei Lastfall WB_HQ30_Hmin bis zu 25 % größer waren als während der Hochwasserwelle (vgl. Abbildung 56 und Abbildung 70). Deren Scheitelabfluss war etwa 4 % niedriger als der Abfluss bei HQ₃₀, analog dazu die mittlere Fließgeschwindigkeit. Bezogen auf den transportwirksamen Abflussanteil, also den Anteil oberhalb des Bewegungsbeginns des Sediments, betrug dieser Unterschied rund 10 %. Die mittlere Transportrate in den 90 Minuten vor Erreichen des Wellenscheitels lag mit etwa 0,575 kg/s etwa 13 % unter dem Wert von 0,658 kg/s im dynamischen Gleichgewichtszustand. Berücksichtigt man, dass die Fließgeschwindigkeit quadratisch in die Sohlschubspannung eingeht (z. B. bei Verwendung der Strickler-Gleichung zur rechnerischen Bestimmung des Energieliniengefälles) und dass die Sohlschubspannung in gängigen Schwellenwertformeln zur quantitativen Bestimmung des Sedimenttransports ihrerseits zumeist mit Werten > 1 potenziert wird, lässt sich in einer sehr konservativen Rechnung ableiten: Bei 4 % niedrigerer Fließgeschwindigkeit müsste die Sedimenttransportrate im dynamischen Gleichgewichtszustand mindestens $4^2 = 16$ % niedriger sein (realistische Werte bei Nutzung z. B. der Transportformel nach Meyer-Peter und Müller liegen zwischen -20 und -25 %). Tatsächlich war die Sedimenttransportrate nur rund 13 % niedriger, was im Umkehrschluss auf eine erhöhte Transportkapazität im instationären Versuch in den 90 Minuten vor Erreichen des Wellenscheitels schließen lässt.

In Abbildung 71 wurde anhand von 30-minütigen Mittelwerten des Sedimenttransports die soeben diskutierte Reaktion der Sohle auf die Hochwasserwelle grafisch analysiert. Je größer der Unterschied zwischen zwei benachbarten Intervallen war, desto stärker veränderte sich in dieser Zeit die Sedimenttransportrate. Anhand dieser Darstellung lässt sich die erwartete Hysterese bei der Transportrate nachvollziehen. Im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle stieg die Transportrate innerhalb kurzer Zeit stark an (Bereich um 100 min in Abbildung 71) und

veränderte sich danach trotz noch weiter steigendem Abfluss im Mittel kaum noch. Im abfallenden Ast waren die Transportraten bezogen auf den Abfluss dann niedriger (Bereich um 300 min in Abbildung 71). Der starke Anstieg der Transportrate war auf die verhältnismäßig abrupt einsetzenden großräumigen Umlagerungen der Sohle zurückzuführen. Je mehr sich die für Strömungsverhältnisse im Bereich des Wellenscheitels charakteristische Sohle ausbildete, desto höher wurde ihr Strömungswiderstand, der sich insbesondere bei wieder sinkendem Abfluss bemerkbar machte (bei konstant gehaltenem Wasserstand im Stauraum sank analog die Fließgeschwindigkeit). Die insgesamt größeren Transportkörper sorgten zwar für stärkere temporäre Schwankungen bei der Messung der Transportrate, reduzierten aber deren Mittelwert bei ansonsten gleichen Strömungsverhältnissen. Diese Effekte überlagern sich in Abbildung 71, was die optische Identifizierung der beschriebenen Hysterese erschwert.

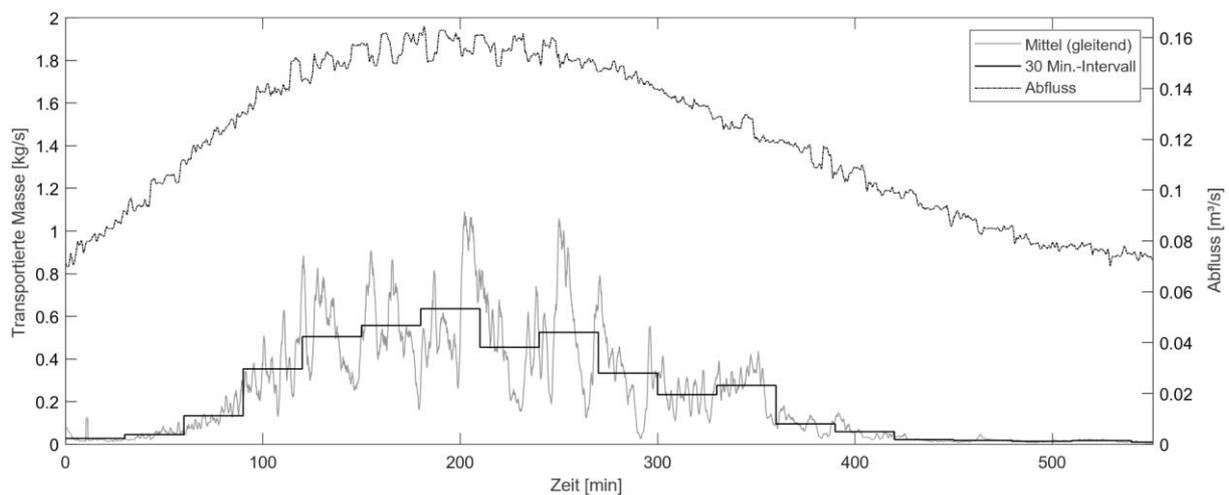


Abbildung 71: Verlaufsanalyse Sedimenttransport über Abfluss, Inst_WB_HQ30_Hmin

Der zeitliche Verlauf der mittleren Sohlängsneigung sowie das Wasserspiegelgefälle während der Hochwasserwelle ist in Abbildung 72 zu sehen. Positive Werte markieren darin wieder Sohlängsgefälle in Fließrichtung. Wie schon bei den stationären Versuchen in Phase 1 fluktuiert auch hier die Sohlängsneigung stark abhängig von den temporär vorhandenen Sohlstrukturen aufgrund des zur Analyse der mittleren Sohlängsneigung ungünstigen Verhältnisses von Höhenausprägung der Sohlstrukturen und Länge der Messstrecke.

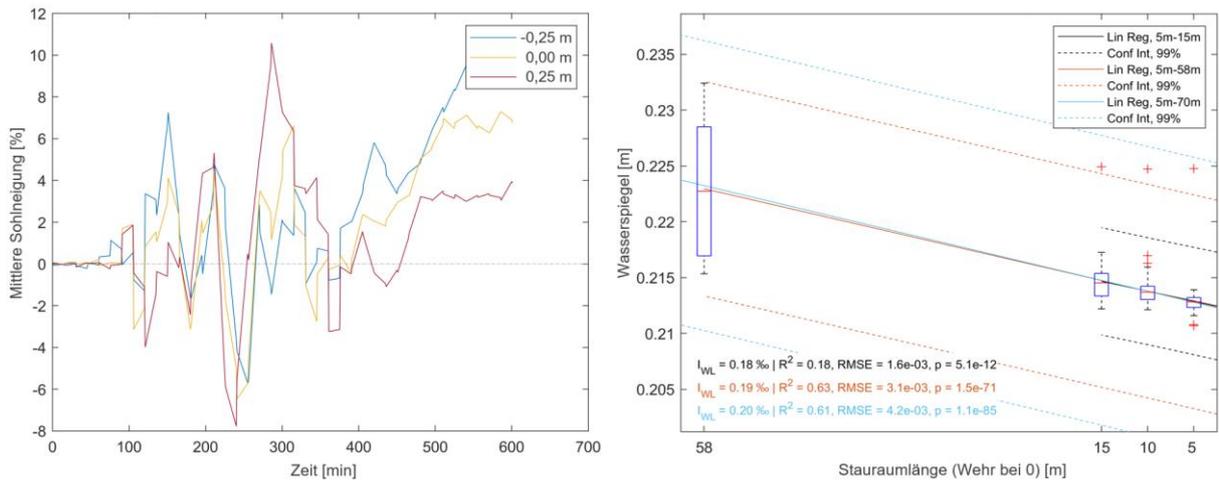


Abbildung 72: Zeitlicher Verlauf der mittleren Sohlängsneigung in der Messstrecke während der Ganglinie, Inst_WB_HQ30_Hmin

Abbildung 73 stellt, in Anlehnung an Abbildung 59, die mittleren Transportraten aller Ganglinienversuche und ihre Interquartilsabstände (die Spanne der mittleren 50 % aller Messwerte) ihren Mittelwertperzentilen (als Maß für die Messwertverteilung) gegenüber.

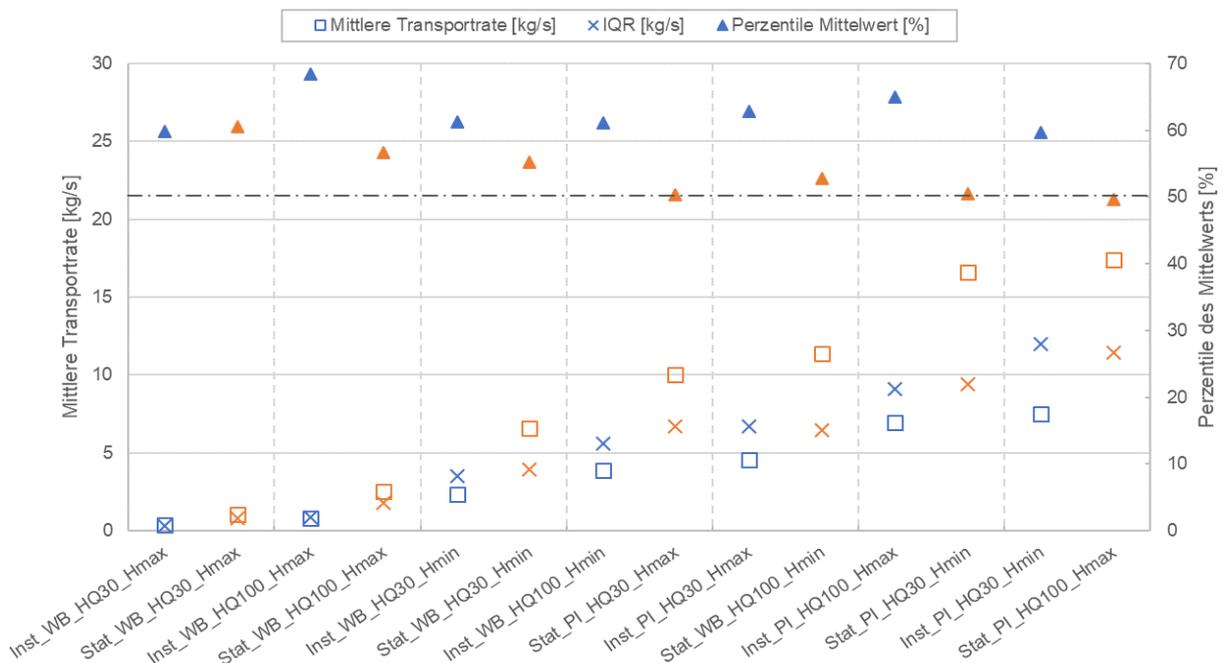


Abbildung 73: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR) gegenüber Mittelwertperzentile, Vergleich Phase 1: gerade-stationär und Phase 2: gerade-instationär

Zusätzlich sind in Abbildung 73 die Werte der stationären Versuche des zugehörigen Abfluss-szenarios mitabgebildet (orange). Es zeigt sich, was erwartet werden konnte: Die mittlere Transportrate lag für die Ganglinienversuche deutlich unter den Vergleichswerten aus den stationären Versuchen und die Messwerte waren weniger normalverteilt.

4.4.3. Phase 3: Gekrümmter Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

Sedimenttransport

Bei der Auswertung des Sedimenttransports für die stationären Versuche im gekrümmten Stauraum wurde analog zu Abschnitt 4.4.1 vorgegangen. In Abbildung 74 ist dazu der Sedimenttransportverlauf für den gesamten Versuch abgebildet und in Abbildung 75 während der Sohl- und Geschwindigkeitsmessungen.

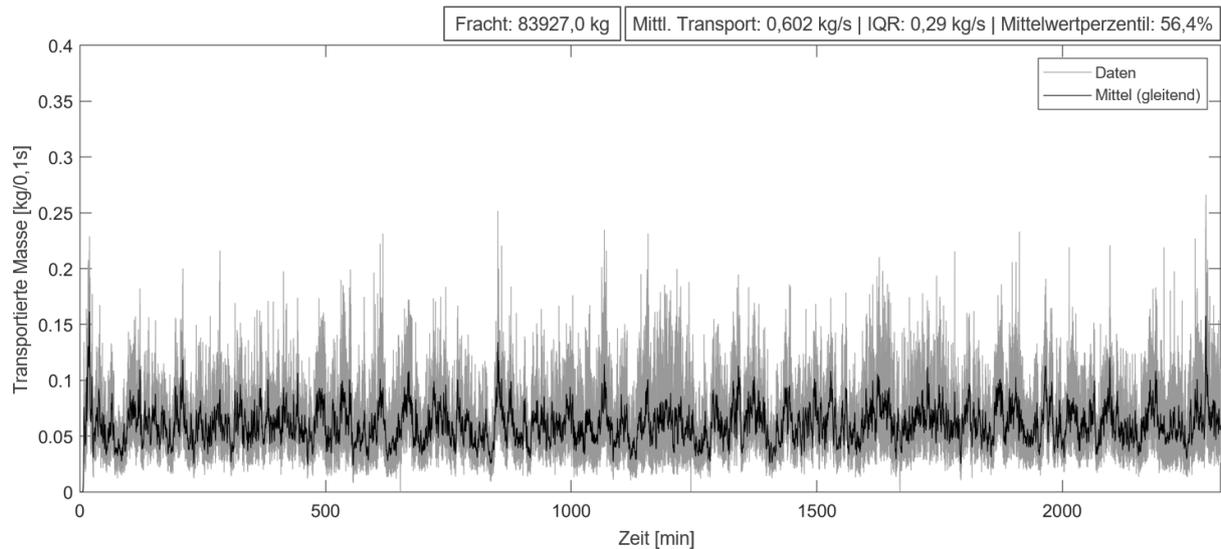


Abbildung 74: Sedimenttransportverlauf während des gesamten Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

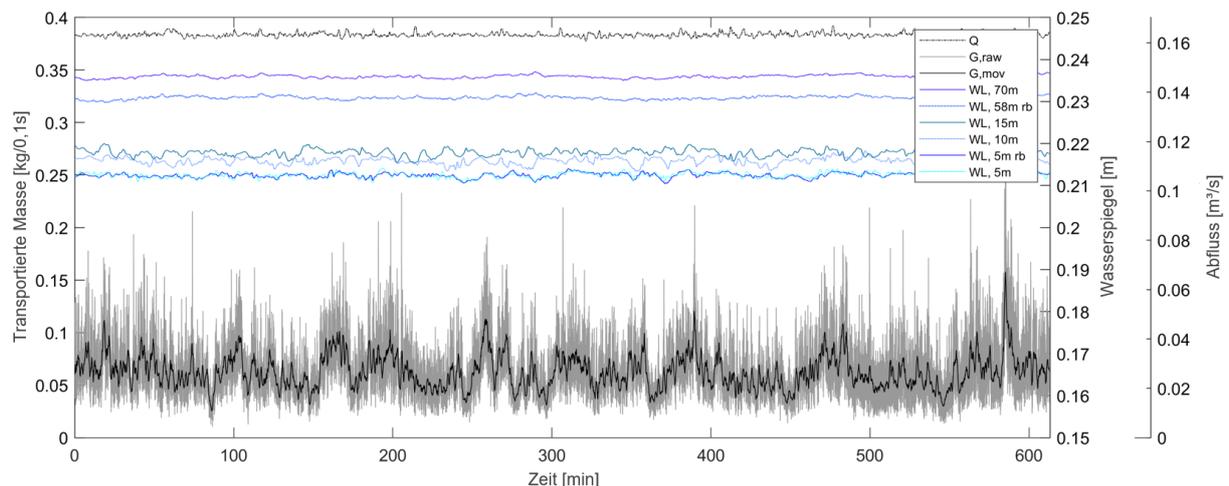


Abbildung 75: Sedimenttransportverlauf mit Abfluss und Pegelständen während Sohl- und Geschwindigkeitsmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

Es zeigte sich ein sehr ähnliches Bild betreffend die Art und Größe der Transportschwankungen, allerdings wird in Abbildung 76 deutlich, dass die mittleren Transportraten bei den stationären Versuchen im gekrümmten Stauraum niedriger waren als im geraden Stauraum und sich diese Differenzen mit zunehmender Fließgeschwindigkeit vergrößerten. Dies war auf die

großräumigen Anlandungsbereiche oder Gleitufer auf den Innenseiten der Kurven in der gekrümmten Messstrecke zurückzuführen, durch die Material quasi dauerhaft aus dem aktiven morphologischen Geschehen entnommen wurde und somit weniger Material für Umlagerungsprozesse zur Verfügung stand.

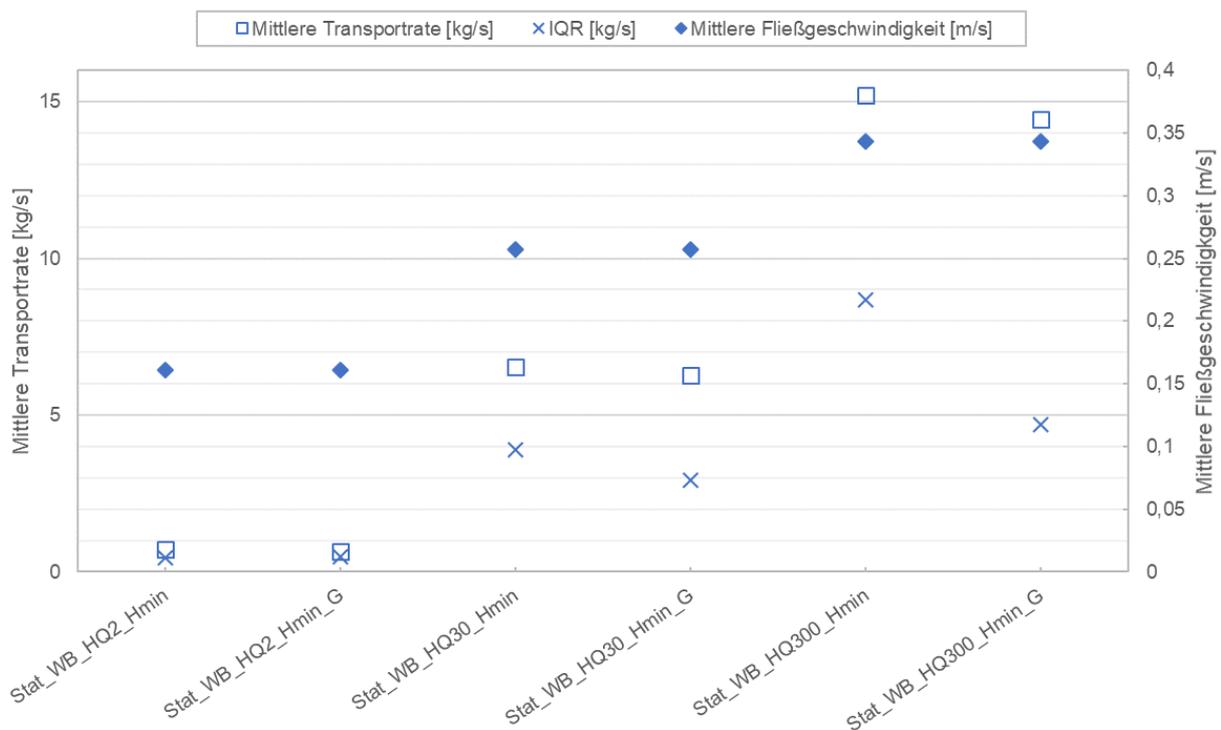


Abbildung 76: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR), Vergleich Phase 1: gerade stationär und Phase 3: gekrümmt stationär

In Abbildung 77 wird zusätzlich der Effekt der Anfangssohle auf die Transportrate gezeigt. Der Zustand „Stat_WB_HQ2_Hmin_G_S“ beschreibt den Versuch, bei dem im Vergleich zu „Stat_WB_HQ2_Hmin_G“ (= stationärer Versuch mit HQ₂ bezogen auf den Pegel Wasserburg und niedriger Fließtiefe im gekrümmten Stauraum) nicht von der glatten Sohle, sondern von der Endsohle des Versuchs „Stat_WB_HQ300_Hmin_G“ gestartet wurde. Dadurch sollte bewertet werden, in welchem Maße Umlagerungsprozesse nach einem Extremhochwasser durch kleinere Hochwasser stattfinden (HQ₂ entsprach etwa MHQ). Es zeigte sich eine gut 10 % höhere mittlere Transportrate für die Versuche mit der Startsohle nach HQ₃₀₀, was darauf schließen lässt, dass bereits bei niedrigen Abflüssen und ausreichend viel Zeit die Extremsohle umgelagert wird. Dies war auch in den Laserscanmessungen zu erkennen.

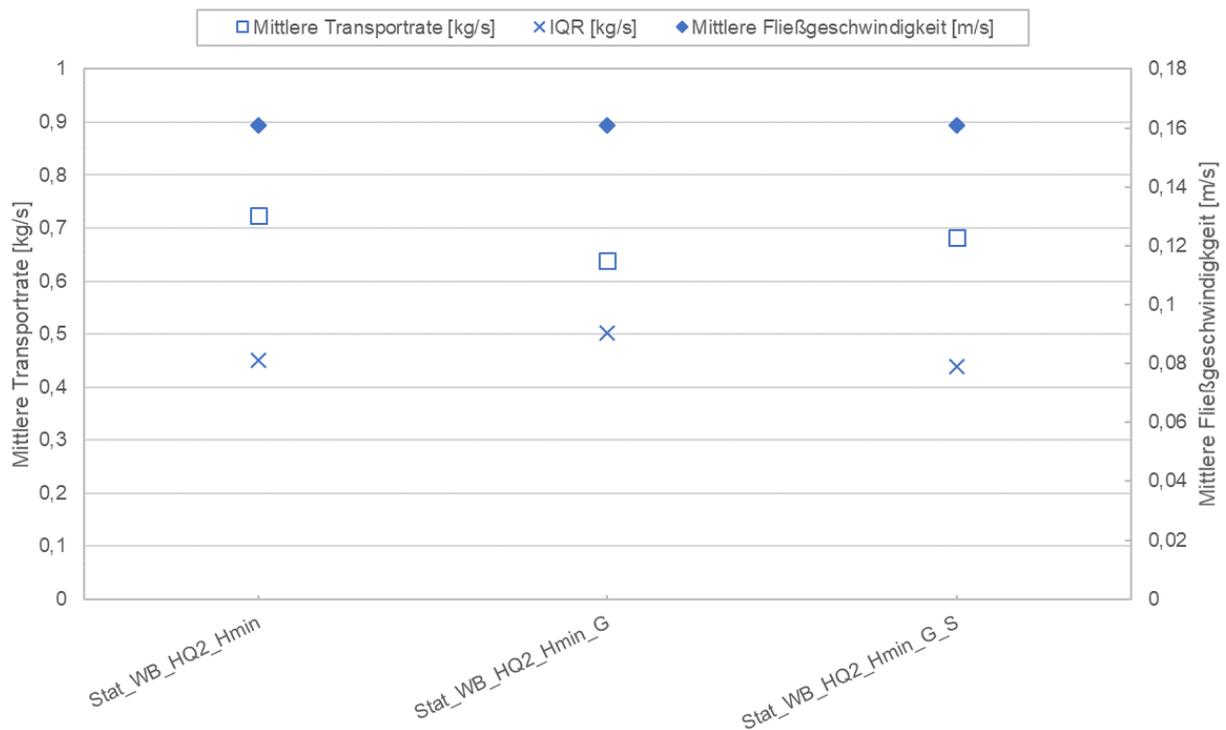


Abbildung 77: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR), Vergleich Phase 1: gerade stationär und Phase 3: gekrümmt stationär, Einfluss der Startsohle

Sohltopografie

Bei der Aufzeichnung der Sohltopografie der Versuche im gekrümmten Stauraum musste anders vorgegangen werden als im geraden Stauraum. Die größere Breite der Messstrecke in Kombination mit dem radial messenden Laserscanner ließen es nicht zu, instantan aufgezeichnete Sohlängsschnitte entlang der Flussachse zu erzeugen. Da in der gekrümmten Messstrecke jedoch auch andere hydro-morphologische Prozesse dominierten, wäre dieses Vorgehen nicht unbedingt zielführend gewesen. Die Messstrecke wurde deshalb vollflächig und mit leicht verringerter Auflösung vermessen, was anstatt unter einer Minute in knapp 3 Minuten möglich war. Über einen Zeitraum von mindestens 3 Stunden wurde alle 3 Minuten ein Scan erzeugt, sodass mit den entstandenen 60+ Scans eine gute Basis für eine statistische Auswertung der Sohle möglich war. Abbildung 78 und Abbildung 79 zeigen diese Auswertungen.

In Abbildung 78 wurde die mittlere Sohle über einen Messzeitraum von 3 Stunden berechnet. Die dicke schwarze Linie markiert darin den Verlauf der Breite der Startsohle auf Höhe des Wehrbodens beziehungsweise 15 cm über dem festen Boden des Versuchsstands. Sohlhöhen sind anhand der Farbskala und den Isolinien zu erkennen. In Abbildung 79 ist der Interquartilsabstand (die Spanne der mittleren 50 % aller Messwerte) an jedem Punkt im Stauraum abgebildet. Er bildet für diese Form der Darstellung ein besseres Maß für die Schwankungsbreite der Sohlhöhe als die Standardabweichung, weil diese weniger Werte erfasst und zudem

eine Normalverteilung der Messwerte voraussetzt, die für die Lage der Sohlhöhen in der gekrümmten Messstrecke nicht gegeben war. Es zeigten sich in den beschriebenen Abbildungen deutlich die bereits erwähnten Anlandungs- und Erosionsbereiche an den Streich- und Prallufeln (siehe Abbildung 78) und Bereiche hoher morphologischer Aktivität zwischen den Anlandungsbereichen mit einem Maximum am Kurveneingang (siehe Abbildung 79).

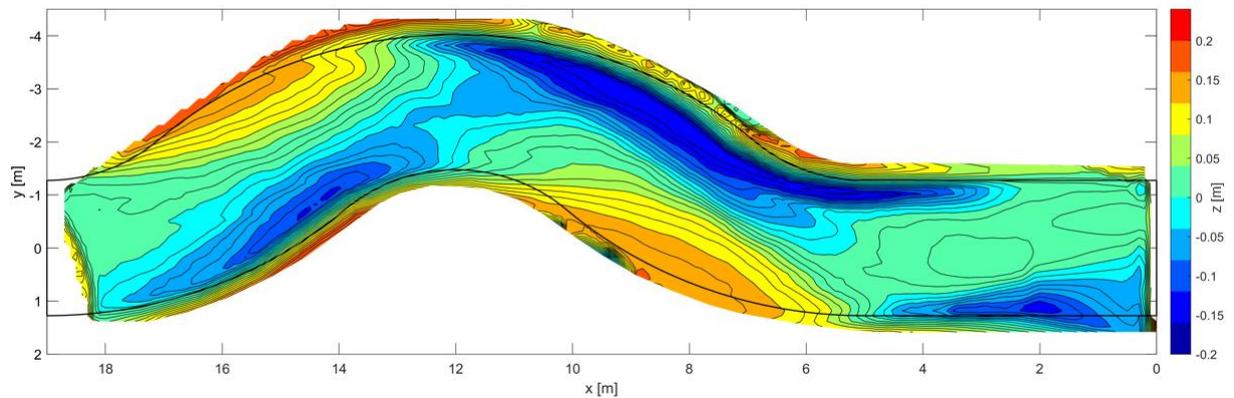


Abbildung 78: Mittlere Sohle über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

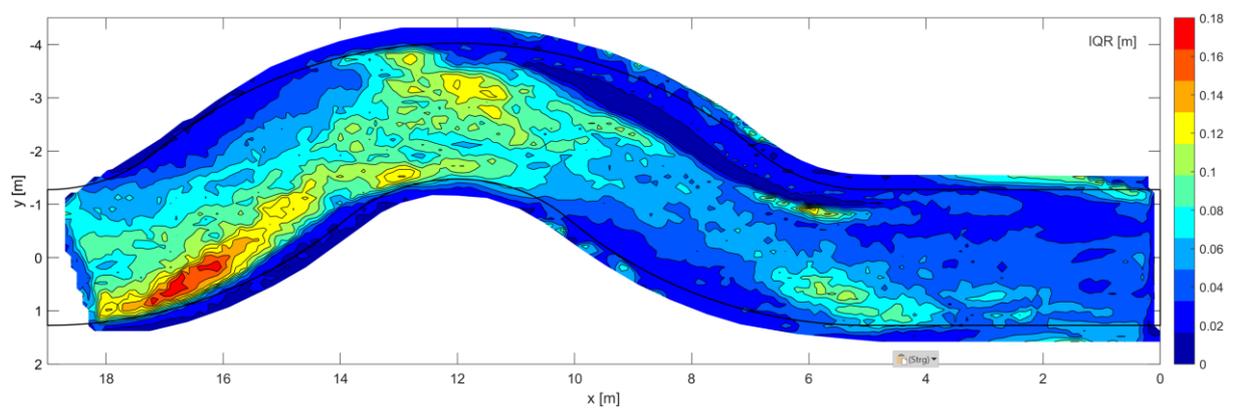


Abbildung 79: IQR über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

5. Erstellung der numerischen Modelle der Laborstauräume

In diesem Kapitel werden die Netzerstellung und die anschließende Sensitivitätsanalyse der zur numerischen Modellierung der Laborstauräume verwendeten Programme vorgestellt. HYDRO_AS-2D mit HYDRO_FT-2D und TELEMAC-2D/3D mit SISYPHE werden in diesem Kapitel zusammen behandelt, weil dort auch projektunspezifische Erkenntnisse erarbeitet werden konnten, die von den Simulationsergebnissen unabhängig sind. Ab Kapitel 6 wird nur noch TELEMAC-2D/3D mit SISYPHE behandelt.

5.1. Netzerstellung

Die Erstellung der numerischen Modelle umfasste, ähnlich der Erstellung und Optimierung des physikalischen Versuchsstands, mehrere Schritte. Es wurde eine Vielzahl an Voruntersuchungen durchgeführt, um ein qualitativ hochwertiges Netz zu erstellen. Die Netzauflösung wurde dafür so bestimmt, dass bei einer weiteren Netzverfeinerung keine maßgeblichen Unterschiede zwischen den Berechnungsergebnissen mehr auftraten und kein relevanter Genauigkeitszugewinn mehr zu erzielen war. Auf dieser Grundlage sollten die Untersuchungsziele bearbeitet werden, ohne durch Einflüsse aus der Netzbeschaffenheit verfälscht oder in irgendeiner Weise beeinflusst zu werden. Aus diesem Grund, und um eine direkte Vergleichbarkeit aller Untersuchungen zu ermöglichen, sollte für alle numerischen Modelle dasselbe Netz oder mindestens dieselben Netzparameter verwendet werden. Es sollte dazu ein Netz erzeugt werden, auf dessen Basis sowohl die 2D als auch 3D-Berechnungen im geraden und gekrümmten Stauraum durchgeführt werden konnten. Der wesentliche Unterschied zwischen den Netzen für HYDRO_AS-2D und TELEMAC-2D bestand in der Elementform. Das HYDRO_AS-2D-Netz war rechteckig strukturiert, das TELEMAC-2D-Netz dreieckig unstrukturiert. Alle Netze basierten auf den Abmessungen des Versuchsstands Folienhalle und diese wurden ohne Anpassungen in die Modelle übernommen.

Entgegen anfänglicher Überlegungen wurde nicht der gesamte Versuchsstand modelliert, sondern nur der Bereich ab der Sedimentzugabe bei Stauraummeter 58,5 bis unmittelbar vor das Wehr bei Stauraummeter 0,0. Dies war einerseits wesentlich wirtschaftlicher, andererseits die einzige Möglichkeit, die Netze in HYDRO_AS-2D und TELEMAC-2D direkt vergleichbar zu machen: In der verwendeten Version von TELEMAC-2D (v8p0r0) war keine Möglichkeit vorgesehen, Randbedingungen innerhalb des Berechnungsnetzes zu definieren. Parameter wie Abfluss, Fließtiefe und Sedimentzugabe konnten deshalb nur am Rand des Berechnungsnetzes festgelegt werden. Aufgrund der bekannten Aufteilung des Versuchsstands in der Folien-

halle befand sich die Sediment- beziehungsweise Granulatzugabe am Anfang des abgebildeten Stauraums und somit deutlich unterstrom des Wasserzulaufs in den Versuchsstand. Den Bereich des Versuchsstands, der letztlich numerisch abgebildet wurde, zeigt Abbildung 80.

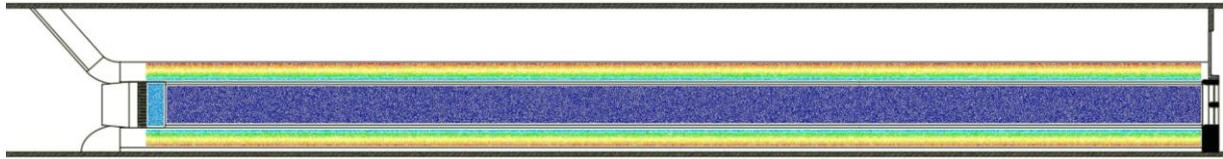


Abbildung 80: Draufsicht Versuchsstand Folienhalle mit dem auf die Anforderungen von TELEMAC-2D zugeschnittenen Berechnungsnetz ab der Sedimentzugabe

5.1.1. Netzerstellung für HYDRO_AS-2D

Für HYDRO_AS-2D wurde nur ein Netz für den geraden Stauraum erstellt. Das Netz basierte auf 3D-Koordinaten, also in der x-y-Ebene liegenden Punkten, denen dann Eigenschaften zugewiesen werden konnten, eine davon die jeweilige Höhe z . Die Elementgröße war ein entscheidender Faktor unter anderem für die Modellgenauigkeit, weil über sie indirekt die Untergrenze für die räumliche Auflösung hydraulischer und morphologischer Phänomene festgelegt wurde. Um zeitgleich die Rechendauer im Blick zu behalten, wurde zunächst ein grobes Netz entworfen und schrittweise verfeinert. Einen guten Kompromiss aus Genauigkeit und Rechenzeit lieferte eine Elementlänge von 12,5 cm, weshalb diese Konfiguration für die weiteren Untersuchungen beibehalten wurde. Abbildung 81 zeigt das in HYDRO_AS-2D verwendete Netz des geraden Stauraums.

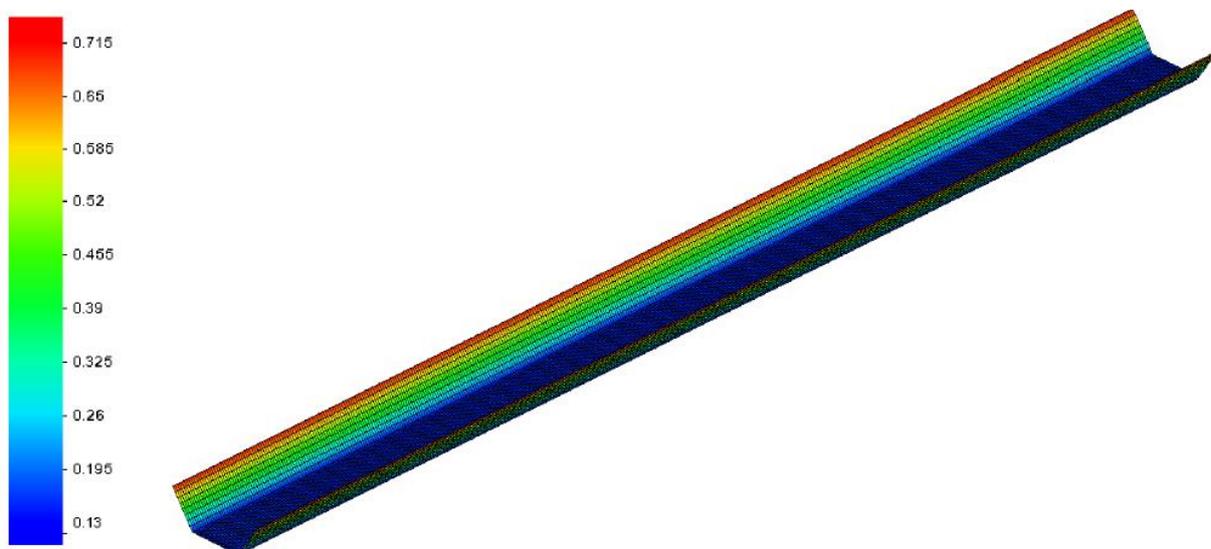


Abbildung 81: Netzkonfiguration für den geraden Stauraum in HYDRO_AS-2D

Bei einem Vergleich des zuvor beschriebenen Modells des geraden Stauraums mit einem Modell des gesamten Versuchsstands (siehe Abbildung 82) wurde der Einfluss des wesentlich größeren Wasservolumens bei Berechnung des gesamten Versuchsstands bewertet. Es

zeigte sich, dass bei stationären Verhältnissen keine Wasserspiegeldifferenzen auftraten und die Verkürzung des numerischen Modells gegenüber dem Versuchsstand ohne Genauigkeitsverlust möglich war. Bei instationären Verhältnissen konnten jedoch nicht mehr alle im Versuchsstand auftretenden Prozesse fehlerfrei abgebildet werden. Eine Veränderung des Zuflusses führte im Versuchsstand zu niedrig-periodischen Schwall- und Sunkwellen, die optisch nicht wahrnehmbar waren, aber über die Druckpegel zur Fließtiefmessung aufgezeichnet und an die Stauzielregelung weitergegeben wurden. Die Fließtiefe veränderte sich allerdings nicht direkt mit der Anpassung der Schützöffnung am Wehr, sondern mittelbar über die Zu- oder Abnahme des Wasservolumens im gesamten Versuchsstand, die ihrerseits beeinflusst wurde von Größe und Geschwindigkeit der Zuflussveränderung.

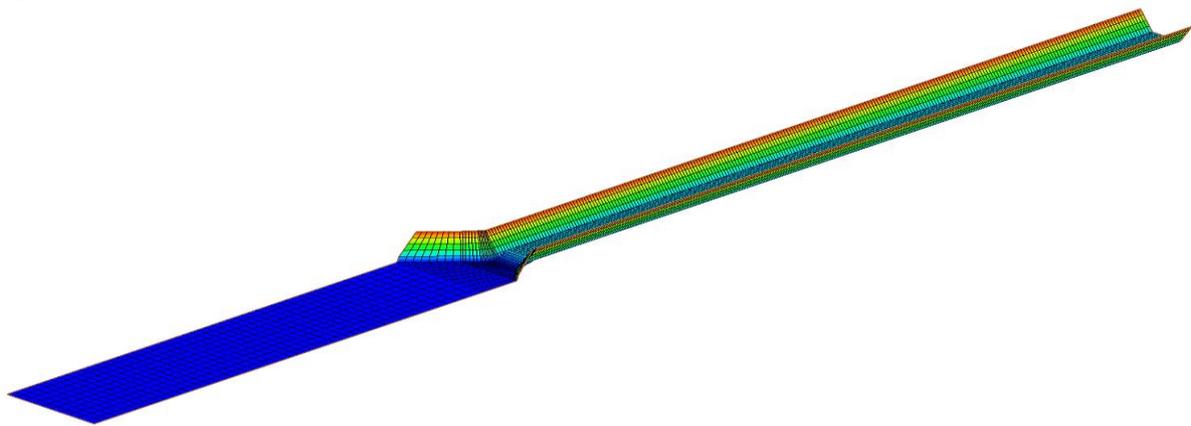


Abbildung 82: Netzkonfiguration für den gesamten Versuchsstand in HYDRO_AS-2D

Im gegenüber dem gesamten Versuchsstand verkürzten numerischen Berechnungsnetz (vgl. Abbildung 80) traten diese Vorgänge, sofern sie räumlich oder zeitlich aufgelöst werden konnten, in anderer Gewichtung auf. Das Wasservolumen war gegenüber dem Versuchsstand reduziert, der Einfluss von Schwall- und Sunkwellen aufgrund des geringeren Volumens und der höheren Fließgeschwindigkeiten innerhalb des Stauraums gegenüber der tieferen und breiteren Zulaufstrecke erhöht. Da es sich bei den auftretenden Schwankungen jedoch um Veränderungen im Bereich von wenigen Millimetern in der Wasserspiegellage handelte, waren die Einflüsse dieser Schwankungen im Besonderen auf die Sohlentwicklung sehr gering und es konnten keine relevanten Unterschiede festgestellt werden.

5.1.2. Netzerstellung für TELEMAC-2D und TELEMAC-3D

Genau wie das HYDRO_AS-2D-Netz basierte das Netz in TELEMAC-2D auf xyz-Koordinaten der festen Berandung. TELEMAC-3D verwendete dieses Netz als Basis-Netz zusammen mit einer Zusatzinformation: der Anzahl der vertikalen Layer (Ebenen). Das Minimum betrug hier 2, was dann einem Layer an der Sohle des Modells und einem Layer an der Wasseroberfläche

entsprach. Jeder weitere Layer wurde abhängig von den gewählten Einstellungen zur Verteilung der Layer zwischen diesen beiden äußeren Layern angeordnet und verfeinerte die vertikale Netzauflösung.

Nachdem im Projektverlauf, basierend auf Zwischenergebnissen in Teilprojekt E, festgelegt wurde, dass keine weiteren Untersuchungen mit HYDRO_AS/FT-2D mehr durchgeführt werden würden, wurde bei den Netzen in TELEMAC nicht länger auf eine explizite Vergleichbarkeit zu den zuvor definierten Netzen in HYDRO_AS-2D geachtet, sondern rein auf die Vergleichbarkeit zwischen TELEMAC-2D und TELEMAC-3D Wert gelegt. Bei der Durchführung der in Abschnitt 5.2 im Folgenden vorgestellten Sensitivitätsanalyse, die zeitlich vor der angesprochenen Entscheidung in Teilprojekt E stattfand, war die Vergleichbarkeit der Netze allerdings gegeben. Einen Überblick über die Netzeigenschaften der Netze für die Sensitivitätsanalyse gibt Tabelle 23. In Tabelle 24 sind die Eigenschaften der für die Vergleichsberechnungen mit dem Laborversuch verwendeten Netze in TELEMAC-2D aufgelistet, auf die in der Folge genauer eingegangen wird.

Tabelle 23: Eigenschaften der für die Sensitivitätsanalyse verwendeten Netze in HYDRO_AS-2D und TELEMAC-2D

Netzeigenschaften	HYDRO_AS-2D	TELEMAC-2D
Elementform	viereckig	dreieckig
Elementanzahl	16264	16611
Knotenanzahl	16731	8709
Mittl. Elementfläche [m ²]	0,0156	0,0153
Netzfläche [m ²]	254,13	254,13

Tabelle 24: Eigenschaften der für die Vergleichsberechnungen mit dem Laborversuch („gerade“ und „gekrümmt“) verwendeten Netze in TELEMAC-2D

Netzeigenschaften	gerade	gekrümmt
Elementform	dreieckig	dreieckig
Elementanzahl	63504	65037
Knotenanzahl	32389	33141
Mittl. Elementfläche [m ²]	0,0044	0,0044
Mittl. innere Kantenlänge [m]	0,104	0,104
Netzfläche [m ²]	277,9	284,5

Für größtmögliche Vergleichbarkeit sollten für die 2D- und 3D-Modelle dieselben Netze verwendet werden. Diese Forderung führte dazu, dass das 2D-Netz insbesondere für den geraden Stauraum wesentlich feiner aufgelöst war, als dies für die erreichbare Genauigkeit in den 2D-Simulationen erforderlich gewesen wäre. Gegenüber der Sensitivitätsanalyse musste die

Netzaufösung dazu noch geringfügig erhöht werden auf eine mittlere innere Kantenlänge von 10,4 cm. Die Größe der maßgeblichen Sohlstrukturen in den Laborversuchen sowie deren Gradienten bildeten dazu die Grundlage. Im Laufe der Laborversuche zeigten sich teils starke Neigungen an den Transportkörperfronten, die auch im numerischen Modell abgebildet werden sollten. Diese Neigungen waren wesentlich stärker als die Krümmungen im Bereich der Kurve oder die geneigten Ufer dies erforderlich gemacht hätten und im Vorfeld abgeschätzt wurden.

Das Netz wurde mit dem Triangle Mesh Generator erstellt (Shewchuk 1996) und dabei auf eine möglichst zufällige Struktur des unstrukturierten Dreiecksnetzes geachtet, um der Bildung unrealistischer Sohlfurchen vorzubeugen, die in TELEMAC-2D bei in Fließrichtung ausgerichteten, hintereinanderliegenden Netzknoten auftreten können. Die verwendeten Netze zeigt Abbildung 83.

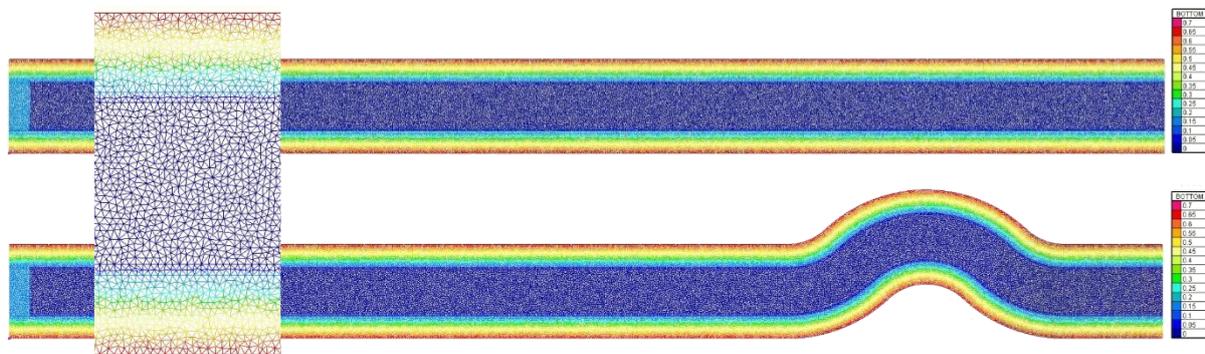


Abbildung 83: Netzkonfiguration für den geraden (oben) und gekrümmten (unten) Stauraum in TELEMAC-2D

5.2. Sensitivitätsanalyse

In Vorbereitung auf die Vergleichsberechnungen mit dem physikalischen Laborversuch in Oberrach wurden umfangreiche Studien zur Sensitivität der numerischen Modelle auf einzelne physikalische wie auch numerische Parameter angefertigt. Die Sensitivitätsanalyse wurde für die gekoppelten hydro-morphodynamischen Modelle durchgeführt und basiert im Wesentlichen auf einer am Lehrstuhl eingereichten Masterarbeit (Kern 2019). Eine Sensitivitätsanalyse für die Hydrodynamik alleine wurde nicht durchgeführt und auf die vielen Vorkenntnisse zu hydrodynamischer Modellierung am Lehrstuhl sowie in der Literatur zurückgegriffen.

Soweit möglich wurde mit Standardeinstellungen gearbeitet, weil diese i.d.R. hohe numerische Stabilität bei effizienter Berechnung gewährleisten. Die Modelleinstellungen werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt. Weiter wurde die vergleichende Sensitivitätsanalyse nur für die 2D-Programme durchgeführt. Einerseits wurde SISYPHE in der 3D-Modellierung mit TELEMAC-3D genauso verwendet wie in TELEMAC-2D; Erkenntnisse konnten diesbezüglich also übertragen werden. Andererseits bestand keine direkte Vergleichbarkeit zwischen 2D-

und 3D-Modellen aufgrund der unterschiedlichen Abbildung von Turbulenz und Sohlrauheit. Weil zum Zeitpunkt der Sensitivitätsanalyse die Geometrie des gekrümmten Stauraums noch nicht definiert und dieser noch nicht gebaut war, wurde die Sensitivitätsanalyse nur mit den Netzen des geraden Stauraums durchgeführt.

Für den in diesem Abschnitt durchgeführten Vergleich von HYDRO_AS/FT-2D und TELEMAC-2D/SISYPHE wurden alle drei verfügbaren Transportformeln verwendet, die in HYDRO_FT-2D verfügbar waren: Meyer-Peter Müller, Ackers-White und Engelund-Hansen. Eine Sandformel, z. B. nach den Ansätzen von Van Rijn, war in HYDRO_FT-2D nicht implementiert, weshalb keine Vergleiche dazu durchgeführt werden konnten. Die verglichenen Parameter wurden aufgrund ihres geschätzten Einflusses auf die Modellsensitivitäten, der Vergleichbarkeit der Modelle untereinander und Empfehlungen in der Literatur sowie früheren Studien ausgewählt.

Eine darüberhinausgehende Analyse für in TELEMAC-2D/SISYPHE einstellbare Parameter wurde im Rahmen der Modellkalibrierung für TELEMAC-2D/SISYPHE in Abschnitt 6 durchgeführt; sie wird aber in diesem Bericht nicht explizit vorgestellt. Aufgrund der Vielzahl der in TELEMAC-2D/SISYPHE auswählbaren Transportgleichungen und physikalischen wie numerischen Modelleinstellungen war eine Sensitivitätsanalyse im selben Maße wie für den Vergleich zwischen HYDRO_AS/FT-2D und TELEMAC-2D/SISYPHE einerseits nicht im Aufgabenumfang von Teilprojekt F enthalten und andererseits auch nicht mit den vorhandenen Ressourcen durchführbar.

5.2.1. Vorgehensweise bei der Sensitivitätsanalyse

Ausgehend von einer Reihe von Eingangsfaktoren (z. B. Randbedingungen, Gleichungen und Erfahrungswerten) berechnet ein numerisches Modell verschiedene Zielgrößen. Eine allgemeine, analytische Formulierung dieses Zusammenhangs ist durch Gleichung (9) gegeben, wobei die Zielgröße als Funktion einer Reihe von Eingangsfaktoren beschrieben werden kann. Bei dynamischen Modellen, bei denen partielle Differentialgleichungen über einen räumlich-diskreten Bereich gelöst werden, werden diese Zielgrößen nicht über ihren gesamten Bereich, sondern an bestimmten charakteristischen Orten (z. B. Netzknoten) und Zeitpunkten (z. B. vordefinierte Zeitschritte) untersucht. (Pianosi et al. 2016)

$$Y = G(\vec{x}) = g(x_1, x_2, \dots, x_M) \quad (9)$$

Y	... Zielgröße	[]
\vec{x}	... Eingangsfaktoren	[]
G	... Antwortfunktion	[]

Die Sensitivitätsanalysen wurden mit einem lokalen OAT-Ansatz („One At a Time“) durchgeführt. Die Implementierung ist einfach und die Methode rechnerisch günstig, da nur wenige Modellläufe erforderlich sind. Unter Bezugnahme auf Gleichung (9) wurde eine Referenzeinstellung für die Antwortfunktion G festgelegt, für die jede der Eingangsvariablen den für sie als ideal angenommenen Wert beziehungsweise die bestmögliche Schätzung erhielt. Dann wurde jeder der Parameter zweimal variiert, jeweils um einen positiven und negativen Schritt, während die anderen Parameter fixiert blieben (Saltelli 1999, Hall et al. 2009). Der sogenannte Sensitivitätsindex S_i wurde durch die partiellen Ableitungen der Antwortfunktion G in Abhängigkeit von einer Änderung der Eingangsfaktoren berechnet (Gleichung (10)).

$$S_i(\vec{x}) = \frac{\partial G}{\partial x_i} \quad (10)$$

Da die Antwortfunktion G nicht bekannt war, wurde sie durch finite Differenzen (Pianosi et al. 2016) approximiert (Gleichung (11)).

$$S_i(x) = \frac{G(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_i + \Delta_i, \dots, \bar{x}_M) - G(\bar{x}_1, \dots, \bar{x}_i, \dots, \bar{x}_M)}{\Delta_i} \quad (11)$$

Um den Einfluss der Einheiten von Parametern zu entfernen, wurden die Ableitungen mit einem Skalierungsfaktor multipliziert (Norton 2015, Hamby 1994) (siehe Gleichung (12)). Dieser Skalierungsfaktor ist das Verhältnis eines Parameterwertes x_i zur Referenz-Modellantwort Y.

$$S_i(\vec{x}) = \frac{\partial G}{\partial x_i} \frac{x_i}{Y} \quad (12)$$

Diese normierte Sensitivität ermöglichte einen Vergleich der Indizes durch Proportionen anstelle von absoluten Werten. Der skalare Sensitivitätsindex SI nutzt den Median des Vektors $S_i(x)$ (Gleichung (13)). Dieser fasst die Sensitivitäten einer Anzahl von Parametern in einem einzigen numerischen Wert zusammen. Durch die Berücksichtigung des Medians anstelle des arithmetischen Mittels waren Extremwerte weniger einflussreich.

$$SI = \text{median}(S_i(\bar{x}))$$

(13)

Das gewählte Vorgehen (lokales OAT-Verfahren) brachte folgende Einschränkungen mit sich: die aus der Sensitivitätsanalyse abgeleiteten Erkenntnisse können ihre Gültigkeit verlieren, wenn man sich zu weit vom Referenzszenario entfernt (Saltelli 1999, Hamby 1994). Zudem könnte S_i nicht-linear mit ∂x_i variieren und von Parameterinteraktionen abhängen (Norton 2015). In diesen Fällen repräsentieren die berechneten Sensitivitäten möglicherweise nicht mehr die tatsächliche Sensitivität der Zielgröße gegenüber Änderungen der Eingabe (Hall et al. 2009).

Zunächst wurde für jedes Modell ein Referenzszenario definiert. Dies beinhaltete die Festlegung von konstanten Eingangsfaktoren und Basiswerte für Parameter, die der Sensitivitätsanalyse unterzogen werden sollten. Konstante Parameter waren z. B. Randbedingungen und modellspezifische numerische Einstellungen. Ziel der Sensitivitätsanalysen waren die Sensitivitäten der Sedimenttransportmodelle, weshalb nur die gekoppelten Modelle untersucht wurden und hydrodynamische Sensitivitäten somit nicht aus den dargestellten Ergebnissen abgeleitet werden können.

Als obere Modellrandbedingung wurde ein konstanter Durchfluss von 325,4 l/s über die Breite des benetzten Umfangs des Gerinnes vorgegeben und am unteren Modellrand ein konstanter Wasserstand von 30 cm über der Höhe der Startsohle von 15 cm. Dies entsprach den Bedingungen von Versuch Stat_WB_HQ30_Hmin. Dieser hohe Lastfall wurde ausgewählt, um sicherzugehen, dass die Geschwindigkeiten und Schubspannungen groß genug waren, um hydraulische und morphodynamische Prozesse zu aktivieren, die die Bildung verschiedener Typen von Sohlformen induzieren könnten. In allen Versuchen wurde mit einer Gleichgewichtsohle gearbeitet und dazu abhängig von der verwendeten Transportformel die erforderliche konstante Zugabe iterativ ermittelt.

Eine Auswertung im Hinblick auf ein reines Erosionsmodell ohne Sedimenteintrag wurde verworfen, um die einzelnen Parametervariationen unter konstanten Transportbedingungen und zeitlich unabhängig beurteilen zu können. Die vorgeschriebene Durchflussrate (je nach Modell in [m³/s] oder [kg/s] angegeben) wurde dazu so gewählt, dass ein Gleichgewichtszustand erreicht wurde: Sedimenteintrag und -austrag sollten dafür in der gleichen Größenordnung liegen, Restabweichungen befanden sich im niedrigen Prozentbereich. Zusätzlich wurde noch das Sedimentvolumen berücksichtigt: Die Massenbilanz aus Summe von Erosion und Deposition sollte gegen Null gehen.

5.2.2. Sensitivitätsanalyse - Einstellungen für die Hydrodynamik

Einstellungen in HYDRO_AS-2D

Die Simulationen wurden über einen Zeitraum von 10 Abflussstunden durchgeführt. Bei Erfüllung der CFL-Stabilitätskriterien mit einer CFL-Zahl von ≤ 1 setzte das Modell den internen Zeitschritt auf 0,032214 Sekunden. Die Materialrauheiten zeigt Abbildung 84, globale Modellparameter sind in Tabelle 25 gelistet.

Material	k_{st}
Sediment	50
Ufer	80
Podest	40

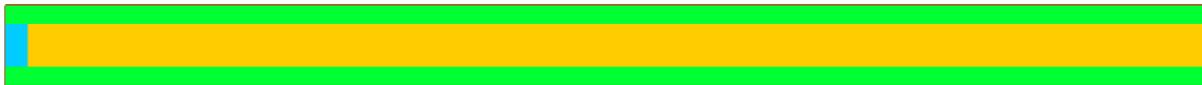


Abbildung 84: Materialrauheiten im HYDRO_AS-2D-Modell

Tabelle 25: Globale Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse im HYDRO_AS-2D-Modell

Parameter	Wert	Definition
t [s]	36000	Simulationszeit
H_{min} [m]	0,001	minimale Wassertiefe
v_{max} [m/s]	15	Maximale erlaubte Geschwindigkeit
A_{min} [m ²]	0,01	Minimale erlaubte Elementgröße
c_{μ} [-]	0,6	Viskositätskoeffizient
CFL	1	Courant-Friedrichs-Lewy-Zahl

Einstellungen in TELEMAC-2D

Für Finite-Elemente-Methoden (FEM), die implizite oder semi-implizite Diskretisierung nutzen, sind CFL-Zahlen größer als eins prinzipiell erlaubt. In diesem Fall führt die Software bei Bedarf automatisch Zwischenzeitschritte aus, um die CFL-Stabilitätsbedingung zu erfüllen. Um die Rechenzeit möglichst zu reduzieren, wurde ein Zeitschritt von 0,15 Sekunden gewählt (etwa 4,5-mal größer als der in HYDRO_AS-2D intern gewählte Zeitschritt), was im Mittel zu CFL-Zahlen um den Wert 1 führte. Für 10 Abflussstunden waren dann 240.000 Zeitschritte nötig. Die Materialrauheiten wurden analog zu den Einstellungen für HYDRO_AS-2D gewählt (siehe Tabelle 25 und Abbildung 84, globale Modellparameter sind in Tabelle 26 gelistet).

Tabelle 26: Globale Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse im TELEMAC-2D-Modell

Parameter	Wert	Definition
LAW OF BOTTOM FRICTION	3	Gesetz für Sohlreibung
TURBULENCE MODEL	3	Turbulenzmodell
TREATMENT OF THE LINEAR SYSTEM	2	Wellengleichung
FREE SURFACE GRADIENT COMPATIBILITY	0,9	Oberflächenoszillationen
VELOCITY PROFILES	1;4	Geschwindigkeitsprofil an offenen Modellrändern
SCHEME FOR ADVECTION OF VELOCITIES	14	Advektionsverfahren für Geschwindigkeiten
SCHEME FOR ADVECTION OF K-EPSILON	14	Advektionsverfahren für k-ε
TIDAL FLATS	YES	Berücksichtigung von trockenen Flächen
OPTION FOR THE TREATMENT OF TIDAL FLATS	1	Umgang mit trockenen Flächen
OPTION FOR THE DIFFUSION OF VELOCITIES	1	Umgang mit numerischer Diffusion
SOLVER	1	Gleichungslöser
CONTINUITY CORRECTION	YES	Masseerhaltung bei vorgegebener Wassertiefe
IMPLICITATION FOR VELOCITY	1	Stabilitätsparameter
IMPLICITATION FOR DEPTH	1	Stabilitätsparameter
MASS-LUMPING ON VELOCITY	1	Beschleunigungsparameter
MASS-LUMPING ON H	1	Beschleunigungsparameter

5.2.3. Sensitivitätsanalyse - Einstellungen für die Morphologie

Die folgenden Parameter waren hauptsächlich von den Eigenschaften des Sediments abhängig und wurden in den Modellen gleichermaßen implementiert. Der durchschnittliche Korndurchmesser wurde hier noch mit 4,0 mm angegeben, weil die hochgenaue Vermessung mittels CAMSIZER noch nicht stattgefunden hatte. Die Dichte des Granulats wurde mit 1050 kg/m³ angegeben und die Porosität wurde auf 0,37 gesetzt. Für die Anfangseinstellung wurde angenommen, dass nur Geschiebetransport stattfindet, weil dies die überwiegend beobachtete Transportform im Laborversuch war. Zusätzlich wurden bei der Sensitivitätsanalyse auch Gesamttransportformeln getestet. Die Geschiebetransportrate wurde mit der Transportformel nach Meyer-Peter und Müller (MPM) berechnet, die in beiden Sedimenttransportmodellen implementiert war. Nach der Originalgleichung von Meyer-Peter und Müller (1948) wurde dem kritischen Shields-Parameter θ_{cr} ein Wert von 0,047 zugeordnet. Der lineare Transport-Skalierungsfaktor k_F (HYDRO_FT-2D) wurde zu 1 und das Pendant dazu, der MPM-Koeffizient α_{MPM} (SISYPHE), zu 8 gesetzt. Auf diese Weise wurde die ursprüngliche Form der Gleichung beibehalten. In beiden Modellen wurde für den inneren Reibungswinkel γ_{cr} beziehungsweise $\Phi = 25^\circ$ angesetzt. Die globalen Parameter, wie sie in den Sedimenttransportmodulen implementiert waren, sind in Tabelle 27 zusammengefasst.

Tabelle 27: Globale Modellparameter für die Sedimenttransportmodule während der Sensitivitätsanalyse

Parameter in HYDRO_FT-2D	Wert	Parameter in SISYPHE	Wert
d_i [mm]	4	SEDIMENT DIAMETERS	0,004
Sedimentdichte ρ_s [kg/m ³]	1050	SEDIMENT DENSITY	1050
Porosität	0,37	NON COHESIVE BED POROSITY	0,37
Transport	GS1	BED LOAD	YES
	Geschiebe, Einkorn	SUSPENSION	NO
Stofftransportformel	MPM	BED-LOAD TRANSPORT FORMULA	1
Kritischer Shields Parameter θ_{cr}	0,047	SHIELDS PARAMETER	0,047
Skalierung der Transportrate k_f	1	MPM COEFFICIENT	8
Innerer Reibungswinkel Φ	25	SEDIMENT SLIDE	YES
Kritische Böschungsneigung γ_{cr}	25	FRICITION ANGLE OF THE SEDIMENT	25

5.2.4. Sensitivitätsanalyse – Untersuchte Parameter

Einstellungen in HYDRO_AS-2D und HYDRO_FT-2D

Tabelle 28 zeigt die Parameter, die während der Sensitivitätsanalyse untersucht wurden. Sie wurden aufgrund ihres geschätzten Einflusses auf die Sensitivitäten, der Vergleichbarkeit der Modelle untereinander und Empfehlungen in der Literatur und früheren Studien (Beckers et al. 2018, Mendoza et al. 2017, Khorram und Ergil 2010) ausgewählt.

In HYDRO_FT-2D wurden zusätzlich die Sensitivitäten des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} und des Transport-Skalierungsfaktors k_F bei Einsatz von Gesamttransportformeln berechnet. In jeder Referenzeinstellung wurde die jeweilige Transportgleichung verwendet, wobei über den Sedimenteintrag Gleichgewichtsbedingungen hergestellt wurden. Dies ermöglichte den Vergleich der Sensitivitäten von θ_{cr} und k_F gegenüber verschiedenen Transportformeln. Die Bereiche der Parameter wurden wie für das Geschiebeszenario gewählt. Sie sind in Tabelle 29 angegeben.

Tabelle 28: Untersuchte Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse in HYDRO_FT-2D

Modul	Kategorie	Parameter	Symbol	Basiswert	Δx_i	Referenz für Δx_i	
HYDRO_AS-2D	Physikalisch/Empirisch	Gesamtrauheit Uferelemente	k_{st}	80	60	100	Kalibrierung
		Gesamtrauheit Sediment		50	30	70	Kalibrierung
	Numerisch	Wirbelviskositätsfaktor	c_μ	0,6	0,3	0,9	Modulhandbuch
		Konstante Viskosität	ν_0	0	0,1	0,25	Modulhandbuch
HYDRO_FT-2D	Physikalisch	Innerer Reibungswinkel	Φ	25	15	35	Sedimenteigenschaft
		Porosität	η_p	0,37	0,3	0,45	Sedimenteigenschaft
	Numerisch	Turbulente Schmidt-Zahl	Sc_t	0,7	0,5	1	Modulhandbuch
		Beschleunigungsfaktor	SCFG	1	2	3	Literatur
	Physikalisch/Empirisch	Sohlrauheit Uferelemente	k'_{st}	40	10	70	Kalibrierung
		Sohlrauheit Sediment		50	20	60	Kalibrierung
	Empirisch	Querneigungskoeffizient	$c_{f\theta}$	0	0,85	1,7	Modulhandbuch
Kritischer Shields Parameter		θ_{cr}	0,047	0,03	0,06	Literatur	
Skalierung der Transportrate		k_f	1	0,5	1,5	Literatur	
		Gesamttransportgleichung	FT	GS1		AW, EH, MPM	

Tabelle 29: Zusätzliche Parameter für die Gesamttransportformeln während der Sensitivitätsanalyse in HYDRO_FT-2D

Transport	Transportformel	Parameter	Symbol	Basiswert	Δx_i	
Gesamt-transport	Ackers-White	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03	0,06
		Skalierung der Transportrate	k_f	1	0,5	1,5
	Engelund-Hansen	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03	0,06
		Skalierung der Transportrate	k_f	1	0,5	1,5
	Meyer-Peter Müller	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03	0,06
		Skalierung der Transportrate	k_f	1	0,5	1,5

Einstellungen in TELEMAC-2D und SISYPHE

Für die mit SISYPHE durchgeführte Sensitivitätsanalyse wurde neben den in Tabelle 30 gelisteten physikalischen Parametern eine zusätzliche Parametergruppe eingeführt. Dies war nötig, weil diese nicht den physikalischen Wert eines Parameters verändern, sondern eine Option für den Umgang mit bestimmten Prozessen oder einer Variablen aktivieren oder deaktivieren. Zu diesen selektiven Parametern gehörten unter anderem die Implementierung von Turbulenz und Korrekturansätze für Größe und Richtung des Sedimenttransports. Hier gibt der Wert des Parameters z. B. ein Turbulenzmodell an. Eine Normierung auf den Referenzwert war in diesem Fall nicht zielführend. Daher wurden die Sensitivitätsindizes (SI) der selektiven Parameter nur mit einer Normierung auf den Ausgangswert berechnet. Die abgeleiteten SI konnten so jedoch nicht mit den SI der anderen Parameter verglichen werden. Die Parameter und ihre Werte sind in Tabelle 31 angegeben.

Wie bei HYDRO_FT-2D wurden auch bei SISYPHE verschiedene Transportformeln berücksichtigt. Bei der Betrachtung der Gesamtfracht wurden die Geschiebetransportraten mit der MPM-Formel ermittelt und Schwebstoff wurde durch verschiedene ergänzende Formeln berücksichtigt. Tabelle 32 zeigt, mit welchen Formeln die Sensitivitäten von θ_{cr} und α_{MPM} untersucht wurden. Um einen Vergleich zwischen den berechneten Sensitivitäten zu ermöglichen, wurde auch hier jede Formel in Bezug auf den Sedimenteintrag ihres Gleichgewichtszustandes betrachtet.

Tabelle 30: Untersuchte Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse in SISYPHE

Modul	Kategorie	Parameter	Symbol	Basiswert	Δx_i		Referenz für Δx_i
TELEMAC-2D	Physikalisch/Empirisch	Rauheit Uferelemente	k_{st}	80	60	100	Kalibrierung
		Rauheit Sediment		50	30	70	Kalibrierung
SISYPHE	Physikalisch	Innerer Reibungswinkel	Φ	25	15	35	Sedimenteigenschaft
		Porosität	n_p	0,37	0,3	0,45	Sedimenteigenschaft
	Numerisch	Morphologischer Faktor	-	1	5	10	Literatur
	Empirisch	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03	0,06	Literatur
		Skalierung der Transportrate	α_{MPM}	8	4	12	Literatur
		Transportkorrekturfaktor	β	1,3	0,7	2	Literatur

Tabelle 31: Selektive Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse in SISYPHE

Modul	Parameter	Basiswert	Option	Beschreibung	
TELEMAC-2D	TURBULENCE MODEL	3	1	Konstante Viskosität-Modell	
			2	Elder-Modell	
			4	Smagorinski-Modell	
SISYPHE	BED ROUGHNESS PREDICTION	NO	YES	Sohle als mit Riffeln bedeckt angenommen	
	SECONDARY CURRENTS	NO	YES	Korrektur der Geschiebetransportintensität	
	SEDIMENT SLIDE	YES	NO	Maximaler Reibungswinkel bleibt erhalten	
	SKIN FRICTION	0	1	Schubspannung aufgrund von Reibung	
			2	Riffel werden berücksichtigt	
	SLOPE EFFECT	YES	NO	Korrektur der Geschiebetransportrichtung	
	FORMULA FOR SLOPE EFFECT	1	2	Formel von Soulsby	
	FORMULA FOR DEVIATION	1	2	1	Formel von Talmon et al.
				2	Formel von Einstein-Brown
				3	Formel von van Rijn
				4	Formel von Wilcock and Crowe
	SUSPENDED LOAD	NO		1	Formel von Zyserman-Fredsoe
2				Formel von Bijker	
3				Formel von Van Rijn	
4				Formel von Soulsby und van Rijn	

Tabelle 32: Transportformeln und -parameter während der Sensitivitätsanalyse in SISYPHE

Transport	Transportformel	Parameter	Symbol	Basiswert	Δx_i
Geschiebe-transport	Meyer-Peter Müller	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
	van Rijn	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
Gesamt-transport	Ackers-White	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
		Skalierung der Transportrate	k_f	1	0,5 1,5
	Engelund-Hansen	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
		Skalierung der Transportrate	k_f	1	0,5 1,5
Schwebstoff-transport	Zyserman-Fredsoe	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
		MPM-Koeffizient	α_{MPM}	8	4 12
	Bijker	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
		MPM-Koeffizient	α_{MPM}	8	4 12
	van Rijn	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
		MPM-Koeffizient	α_{MPM}	8	4 12
	Solusby und van Rijn	Kritischer Shields Parameter	θ_{cr}	0,047	0,03 0,06
		MPM-Koeffizient	α_{MPM}	8	4 12

5.2.5. Sensitivitätsanalyse – Ergebnisse für die Hydrodynamik

In Bezug auf die Verarbeitungszeit war HYDRO_AS-2D etwa 50 % schneller als TELEMAC-2D. Die zusätzliche Rechenzeit wurde teilweise auf das gewählte Turbulenzmodell zurückgeführt. Das in TELEMAC-2D implementierte k- ϵ Turbulenzmodell erforderte das Lösen von zwei zusätzlichen Gleichungen. Ein Testlauf mit einem einfachen Modell mit konstanter Viskosität reduzierte die Berechnungszeit in TELEMAC-2D um etwa zwei Drittel. Im Gegenzug wurde in TELEMAC-2D bereits nach etwa 25 Minuten Stationarität erreicht, in HYDRO_AS-2D nach etwa 90 Minuten. Tabelle 33 listet ausgewählte Zielgrößen für beide Modelle.

Tabelle 33: Vergleich ausgewählter Zielgrößen für die hydrodynamischen Modelle

Zielgröße	HYDRO_AS-2D	TELEMAC-2D	Differenz [%]
Rechenzeit [min]	32	60	87,5
Dauer bis stationär [min]	90	25	-72,2
Wasservolumen [m ³]	51,94	52,15	0,4
Wasserspiegelgefälle [%]	0,023	0,026	13,0
Max. Wassertiefe [m]	0,312	0,314	0,6
Mittl. Wassertiefe [m] mit $h_{\min} > 0.001$	0,246	0,231 0,254	-6,1 3,3
Max. Geschwindigkeit [m/s]	0,414	0,360	-13,0
Mittl. Geschwindigkeit [m/s] mit $h_{\min} > 0.001$	0,307	0,287 0,316	-6,5 2,9
Mittl. Froude-Zahl [-] mit $h_{\min} > 0.001$	0,175	0,228 0,171	0,3 -2,3

5.2.6. Sensitivitätsanalyse – Ergebnisse für die Morphologie

Das gekoppelte Lösen von Advektions-/Diffusions- und Transportgleichungen war mit SISYPHE im Vergleich zu HYDRO_FT-2D mehr als doppelt so schnell. Allerdings verwendete SISYPHE einen größeren Zeitschritt (vgl. 5.2.2). Um den Gleichgewichtszustand mit ausgeglichenen Zu- und Abflüssen zu erreichen, war die erforderliche Sedimentzugabe in HYDRO_FT-2D etwa 70 % höher als in SISYPHE. Gleichgewicht in HYDRO_FT-2D wurde nach knapp 3 Stunden erreicht, in SISYPHE nach etwa 10 Stunden. Diese und weitere Werte sind in Tabelle 34 aufgelistet.

Ausgewählte Parameter wurden zudem im Querschnitt 5 m oberstrom des Modellendes (die Definition der Stauraumlänge war nur für die Sensitivitätsanalyse aufsteigend in Fließrichtung und somit umgekehrt zu den Darstellungen in den anderen Abschnitten, weil dies den Vergleich der beiden numerischen Programme erleichterte) und im Längsschnitt (mittig) durch den Stauraum abgebildet (siehe Abbildung 85, Abbildung 86 und Abbildung 87).

Tabelle 34: Vergleich ausgewählter Zielgrößen für die morphodynamischen Modelle

Zielgröße	HYDRO_FT-2D	SISYPHE	Differenz [%]
Rechenzeit [min]	127	50	-60,6
Dauer bis stationär [h]	2,75	10	263,6
Sedimentzugabe [kg/s]	1,042	0,6163	-40,9
Sedimentfracht [m ³]	35,73	21,13	-40,9
Wasserspiegelgefälle [%]	0,023	0,025	8,7
Max. Eintiefung [cm]	-0,37	-5,62	1418,9
Max. Auflandung [cm]	0,87	5,42	523,0
Mittl. Veränderung der Sohlhöhe [mm]	0	0	0,0
Mittl. Veränderung der Geschwindigkeit [cm/s]	0	0	0,0
Mittl. Veränderung des Wasserspiegels [mm]	-0,1	-0,3	200,0

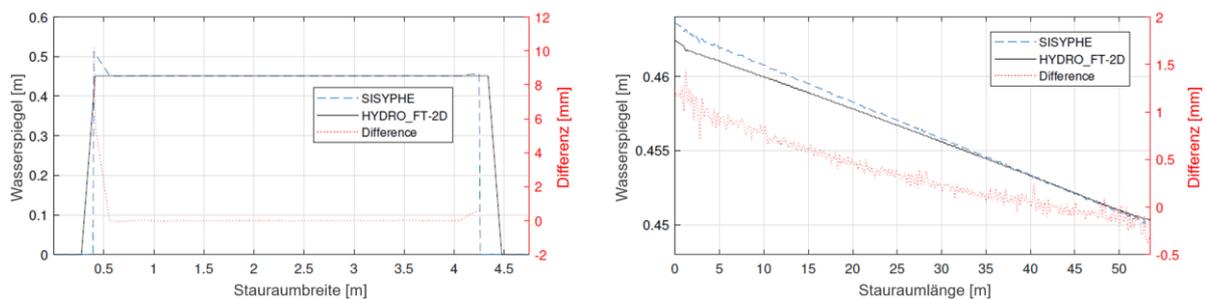


Abbildung 85: Vergleich der Wasserspiegel bei Gleichgewicht für die morphodynamischen Modelle in Querschnitt (links) und Längsschnitt (rechts)

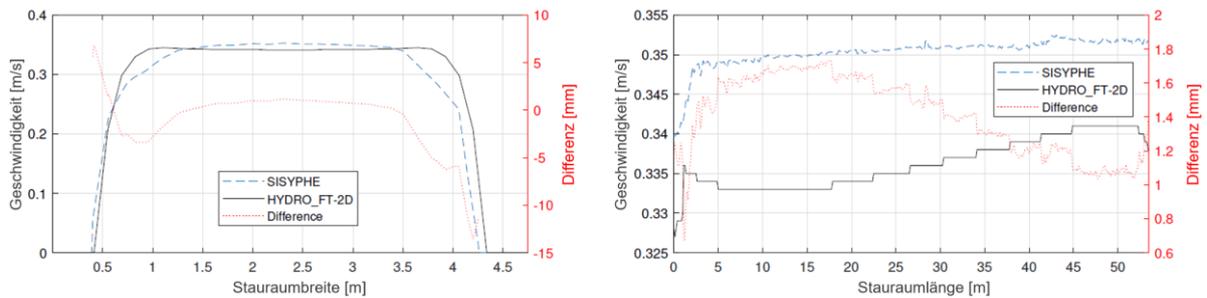


Abbildung 86: Vergleich der Fließgeschwindigkeiten bei Gleichgewicht für die morphodynamischen Modelle in Querschnitt (links) und Längsschnitt (rechts)

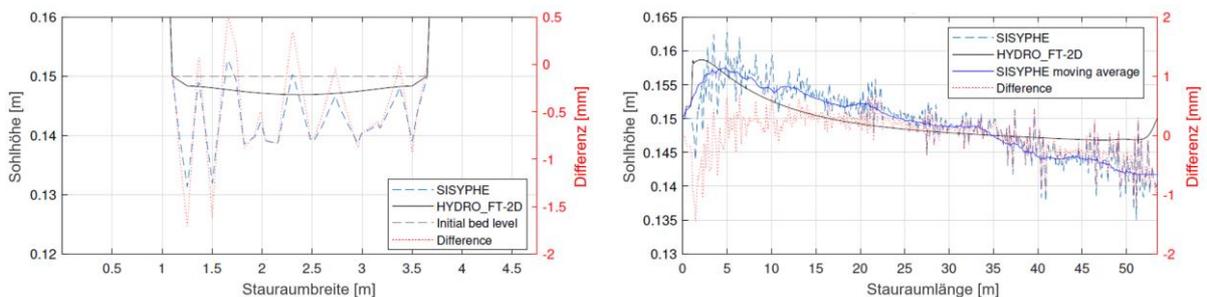


Abbildung 87: Vergleich der Sohlagen bei Gleichgewicht für die morphodynamischen Modelle in Querschnitt (links) und Längsschnitt (rechts)

5.2.7. Sensitivitätsanalyse - Ergebnisse für HYDRO_AS-2D und HYDRO_FT-2D

Geschiebetransport

Die Gesamtrauheit des Sediments beeinflusste die Ergebnisse stark. In Abbildung 88 (links) sind die Sohlenhöhen für erhöhte und verringerte Rauheit gegenüber dem Referenzscenario angegeben. Durch Verringern des Strickler-Beiwerts nahm die Rauheit zu, was zu starker Erosion führte (Eintiefungen vergrößerten sich um etwa Faktor 10). Umgekehrt hob sich die Sohle aufgrund von Ablagerungen im gesamten Stauraum für eine Erhöhung des Strickler-Beiwerts. Der jeweilige Verlauf des Sensitivitätsindex ist in Abbildung 88 (rechts) dargestellt.

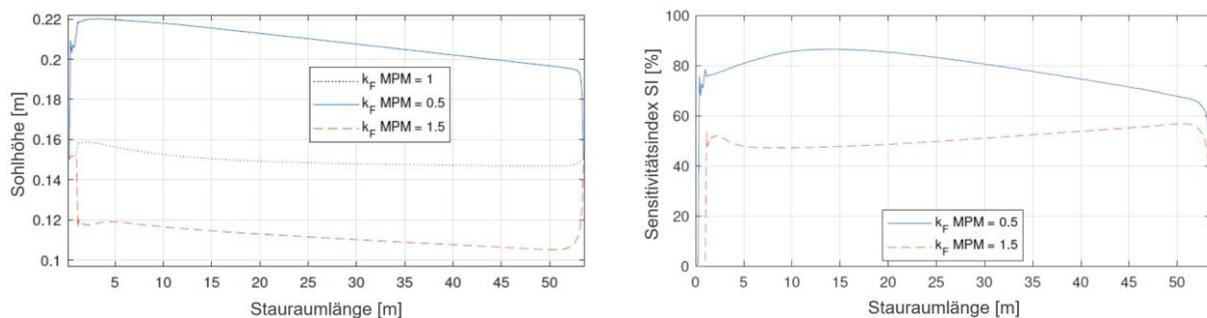


Abbildung 88: Einfluss des Transport-Skalierungsfaktors $k_{f,MPM}$ über den Längsschnitt in HYDRO_FT-2D: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

Insgesamt waren alle Ergebnisse symmetrisch zur Mittellinie. Querschnittsänderungen entlang der freien Oberfläche waren von sehr geringer Größenordnung. Die Wasseroberfläche wies keine Gradienten quer zur Fließrichtung auf. Obwohl die Sohle am Auslauf nicht fixiert war, schien die Sohlhöhe auf dem anfänglichen Sohniveau fixiert zu sein, da für alle Simulationen eine Höhe von 0,15 m ermittelt wurde. Die Sensitivitätsindizes für alle durchgeführten Parametervariationen finden sich in Abbildung 89 und Abbildung 90.

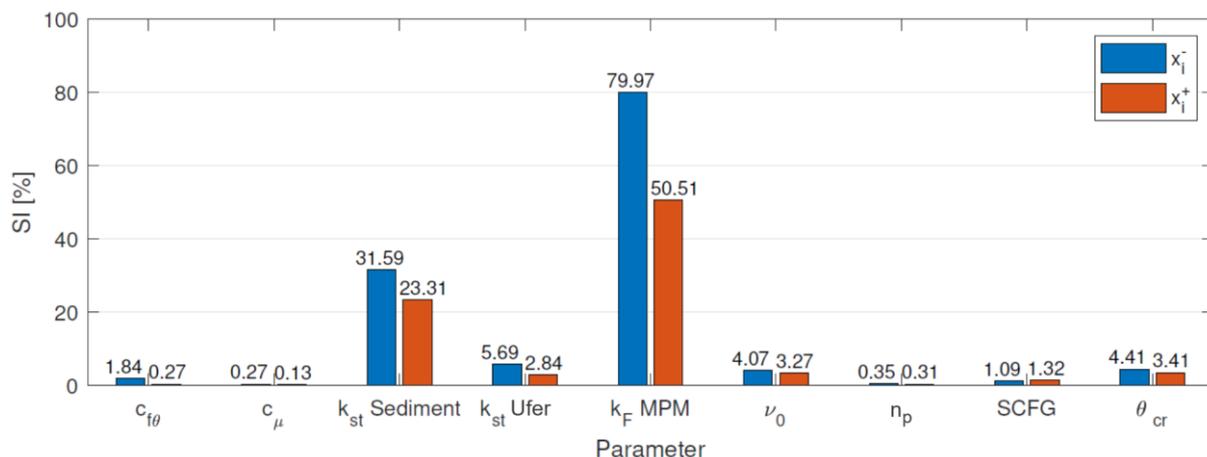


Abbildung 89: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt auf Eingangsparameter in HYDRO_FT-2D

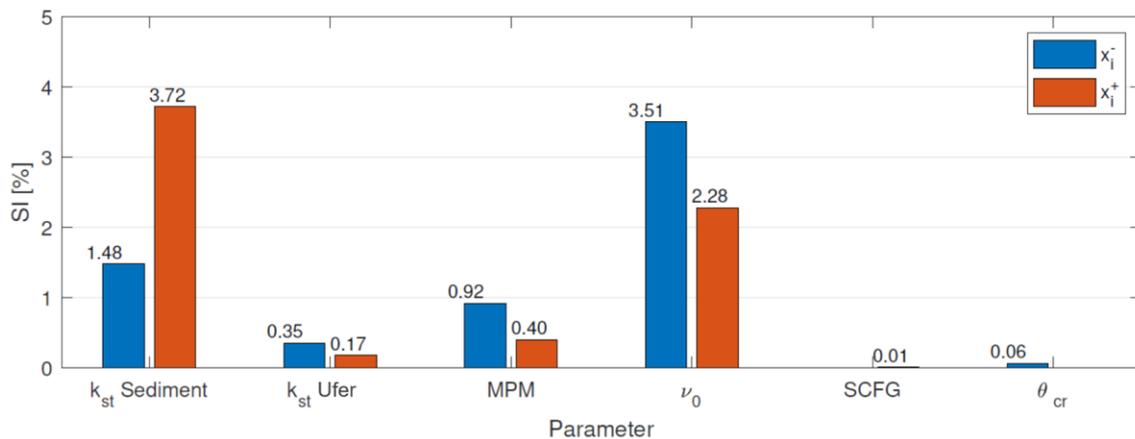


Abbildung 90: Sensitivitäten der Wasserspiegel im Längsschnitt auf Eingangsparameter in HYDRO_FT-2D

Das Anfangsvolumen der erodierbaren Sohle betrug 18,9 m³. Änderungen an den Eingabeparametern führten zu Erosionen und Ablagerungen, die das Sedimentvolumen veränderten. Die Gesamtdifferenzen am Ende der zehnstündigen Simulationen sind in Abbildung 91 dargestellt; Parameter ohne Einfluss wurden nicht abgebildet. Negative Werte zeigen Erosion an, positive Werte Ablagerung von Sedimenten. Die Proportionen der volumetrischen Differenzen stimmten erwartungsgemäß mit den Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt überein.

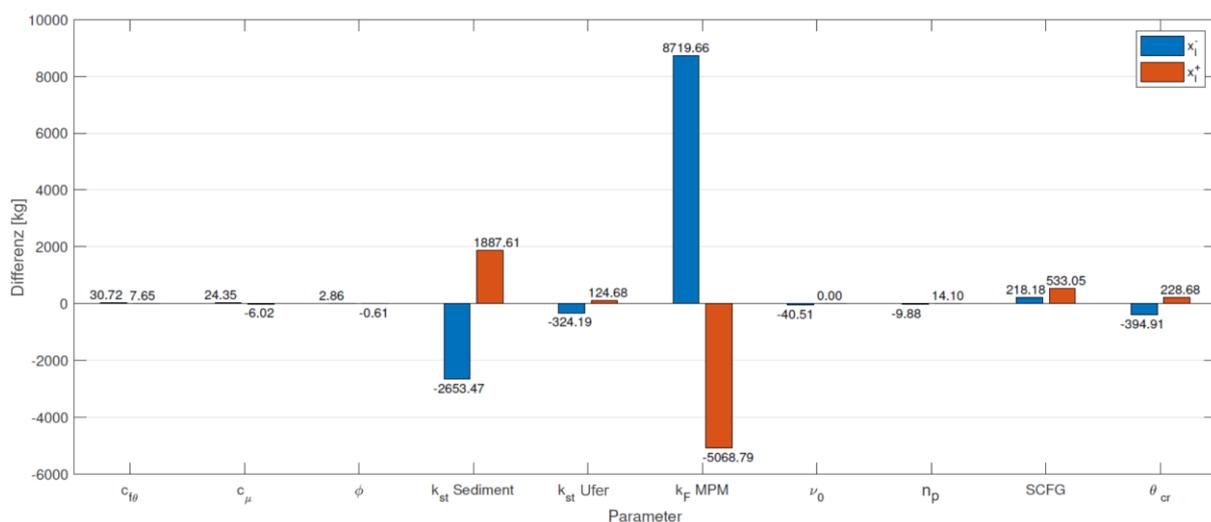


Abbildung 91: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der Eingangsparameter in HYDRO_FT-2D

Gesamttransport

Die Modelle mit Gesamttransportformeln reagierten deutlich empfindlicher auf den Transport-Skalierungsfaktor k_F (siehe Abbildung 92 für die Transportformel von Engelund-Hansen) als auf den kritischen Shields-Parameter θ_{cr} . Wie erwartet, war für die Gesamttransportformeln von Ackers-White sowie Engelund-Hansen die Sensitivität gegenüber θ_{cr} sehr gering (Abbildung 93 (links)). Dennoch ermittelte Sensitivitäten waren auf die Formel von Schmutz (2003)

zurückzuführen, die programmintern zum Einsatz kam, wenn der Querneigungskoeffizient c_{f0} manuell auf null gesetzt wurde (was dem Referenzszenario entsprach). Weiter reagierte das Modell mit der MPM-Gesamttransportformel sensitiver auf den kritischen Shields-Parameter als das Modell, das nur Geschiebetransport berücksichtigte. Die Sensitivitäten für k_F waren deutlich höher sowie insgesamt homogener für die untersuchten Transportformeln (Abbildung 93 (rechts)). Die Gesamtdifferenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle am Ende der zehnstündigen Simulationen, abhängig von Parametervariationen für k_F und θ_{cr} , sind in Abbildung 94 zu sehen.

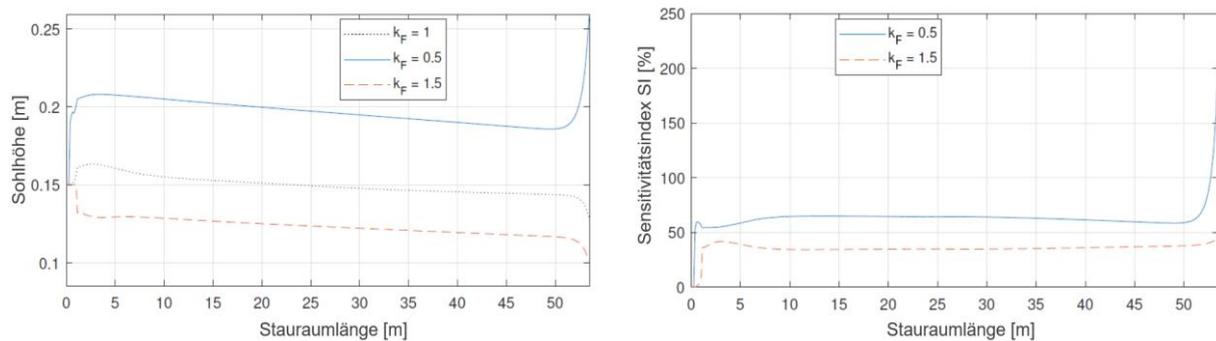


Abbildung 92: Einfluss des Transport-Skalierungsfaktors $k_{f,EH}$ über den Längsschnitt in HYDRO_FT-2D: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

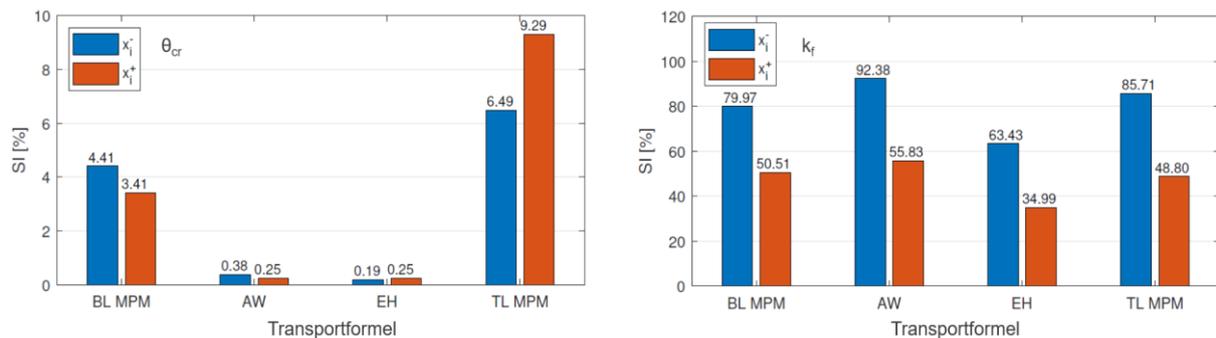


Abbildung 93: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt für Gesamttransportformeln in HYDRO_FT-2D, θ_{cr} (links) und k_f (rechts)

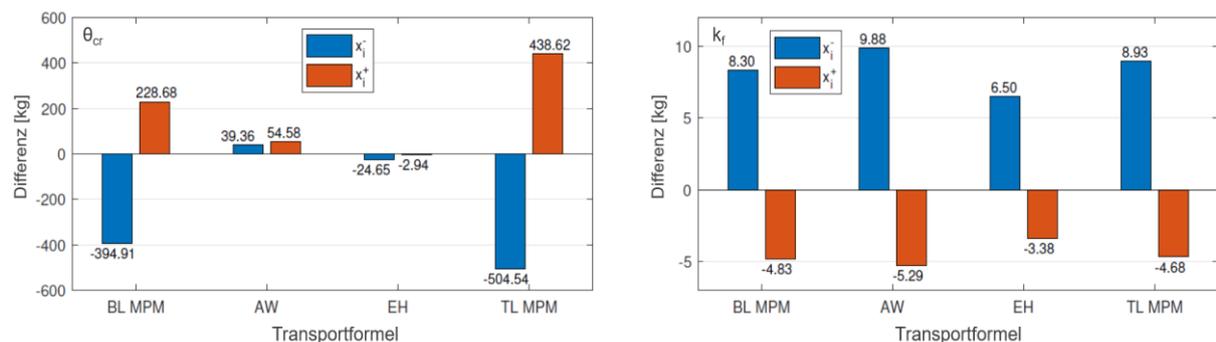


Abbildung 94: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle für Gesamttransportformeln in HYDRO_FT-2D, θ_{cr} (links) und k_f (rechts)

5.2.8. Sensitivitätsanalyse - Ergebnisse für TELEMAC-2D und SISYPHE

Geschiebetransport

Die Rauheit des Sediments erwies sich als der sensitivste Parameter und hatte einen großen Einfluss auf die Berechnung der Hydrodynamik und des Sedimenttransports (siehe Abbildung 95). Für erhöhte Sohlrauheit erodierte das Bett nach einiger Zeit vollständig, was sich anteilig auch in höheren Wasserständen und niedrigeren Fließgeschwindigkeiten widerspiegelte. Ein höherer Strickler-Beiwert bewirkte eine Abnahme der Sedimenttransportrate und eine deutliche Aufandung der Sohle im Längsprofil um im Mittel acht Zentimeter gegenüber dem Referenzszenario. Der Einfluss einer Veränderung des kritischen Shields-Parameters wird in Abbildung 96 sichtbar, der Einfluss der MPM-Koeffizienten in Abbildung 97.

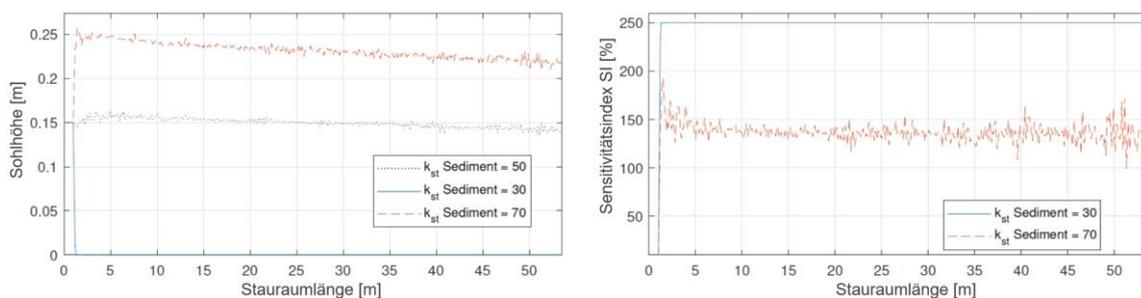


Abbildung 95: Einfluss der Gesamtrauheit des Sediments k_{st} über den Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

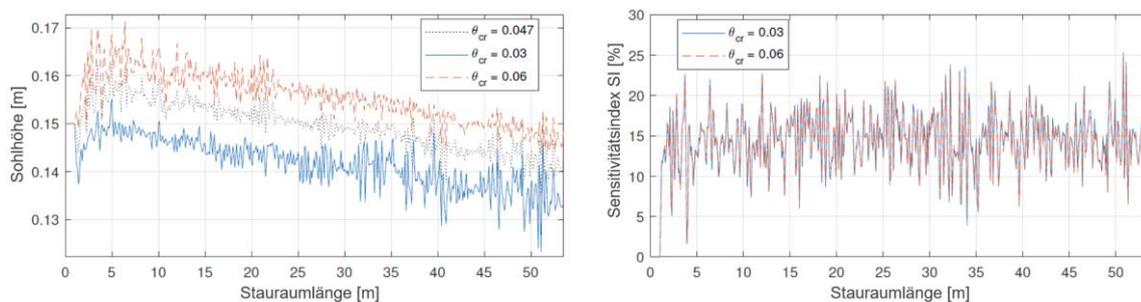


Abbildung 96: Einfluss des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} über den Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

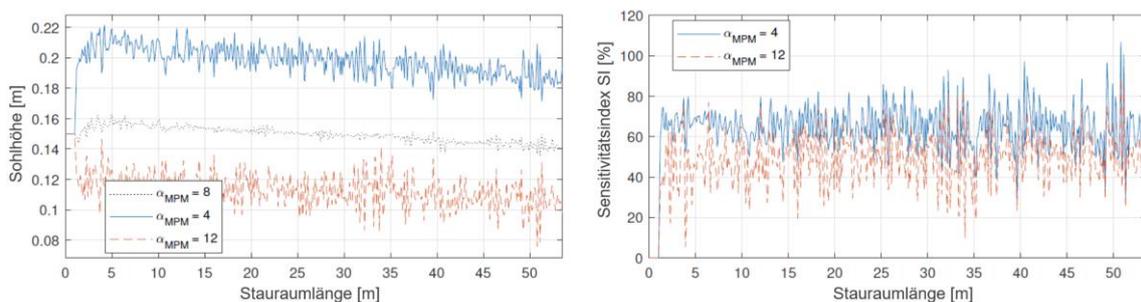


Abbildung 97: Einfluss des MPM-Koeffizienten α_{MPM} über den Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

Der Einfluss einer Veränderung des kritischen Shields-Parameters war bei der MPM-Formel geringer und richtungsunabhängig, was sich in gleichen Sensitivitätsindizes für eine Erhöhung und eine Verringerung von θ_{cr} zeigte (vgl. Abbildung 96). Der Koeffizient α_{MPM} wird als Skalierungsfaktor der MPM-Transportformel verwendet. In SISYPHE wurde die Sensitivität des Parameters im gleichen Intervall wie in HYDRO_FT-2D untersucht. Mit einem verringerten MPM-Koeffizienten nahm der Geschiebetransport linear ab und die Sedimentation zu (vgl. Abbildung 97).

Für die Sohlhöhe war die Rauheit des Sediments der sensitivste Parameter. Danach folgten in absteigender Sensitivität der MPM-Koeffizient, der kritische Shields-Parameter und die Rauheit der Ufer (siehe Abbildung 98). Der Korrekturfaktor β zeigte kaum eine wahrnehmbare Sensitivität. Bezogen auf die Wasserstände erwies sich der MPM-Koeffizient als der empfindlichste Parameter, allerdings waren hier alle Sensitivitäten im Vergleich zur Sohlhöhe wesentlich geringer. Insgesamt reagierten die Sohlhöhen am sensitivsten; Wasserstände waren am wenigsten sensitiv (vgl. Abbildung 99).

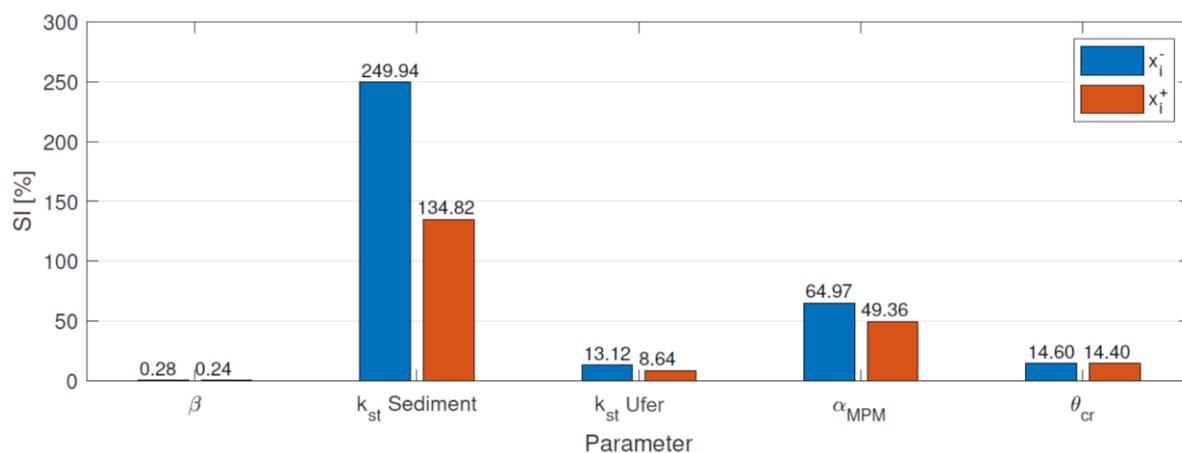


Abbildung 98: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt auf Eingangsparameter in SISYPHE

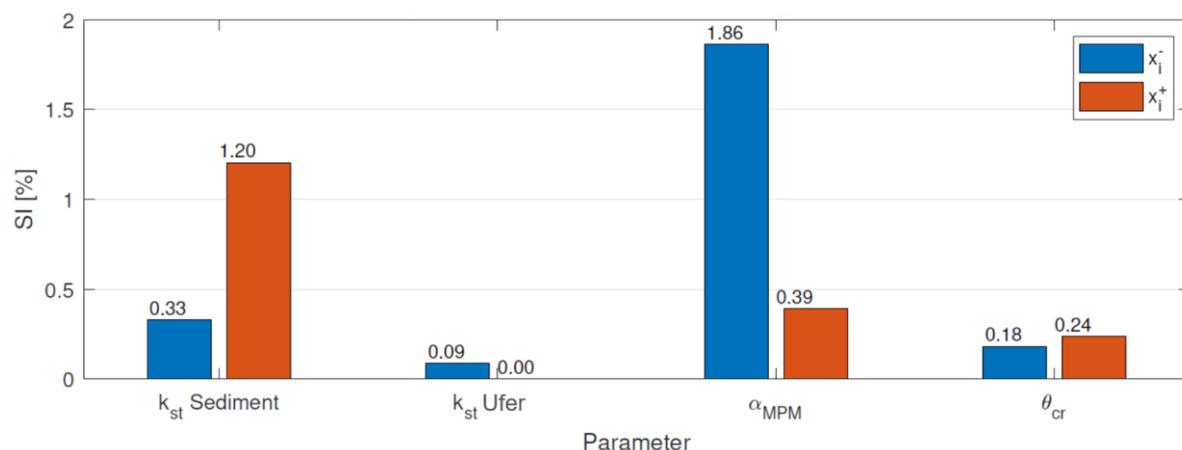


Abbildung 99: Sensitivitäten der Wasserspiegel im Längsschnitt auf Eingangsparameter in SISYPHE

Bei der Sensitivitätsanalyse für die selektiven Parameter zeigte sich ein weitgehend homogenes Bild mit insgesamt niedrigen Sensitivitäten (vgl. Abbildung 100, Tabelle 35 erläutert die verwendeten Kürzel der selektiven Parameter). Die Deaktivierung der Option Slope Effect erwies sich dabei als sensitivster selektiver Parameter und führte zu erhöhter Erosion mit ausgeprägter Bildung von Riffeln an der Sohloberfläche (siehe Abbildung 101).

Tabelle 35: Abkürzungen für selektive Parameter in SISYPHE

Selektive Parameter	Abkürzung
Turbulence model 1	TM 1
Turbulence model 2	TM 2
Turbulence model 4	TM 4
Secondary currents	SC
Sediment slide	SS
Skin friction correction	SFC 1 SFC 2
Slope effect	SE NO
Slope effect magnitude correction	SE MC
Slope effect direction correction	SE DC

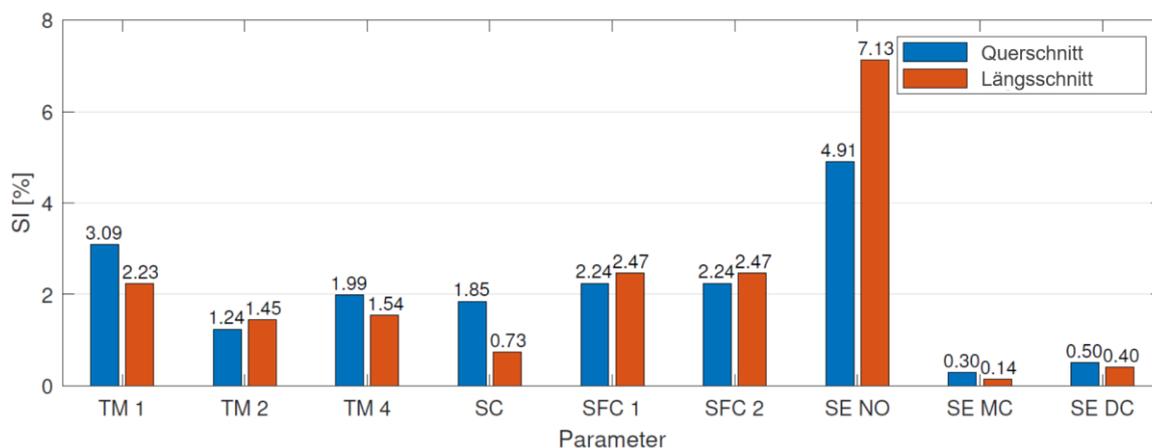


Abbildung 100: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt auf selektive Parameter in SISYPHE

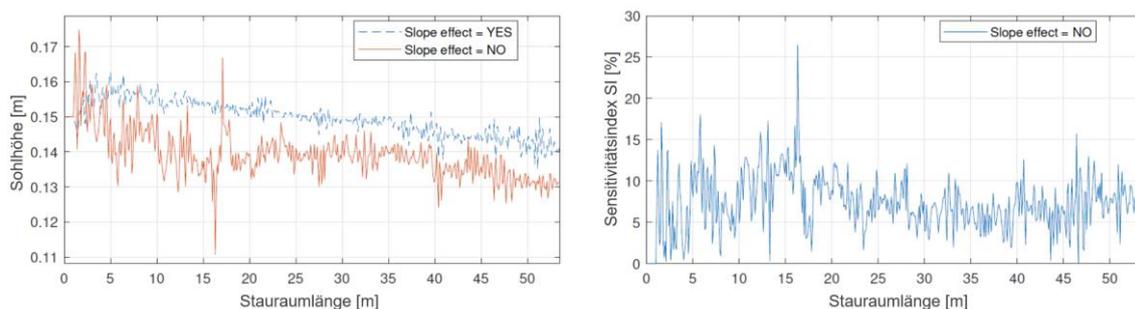


Abbildung 101: Einfluss der Option Slope Effect im Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

Die Gesamtdifferenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle am Ende der zehnstündigen Simulationen abhängig von den Parametervariationen für beide Parametergruppen zeigen Abbildung 102 und Abbildung 103.

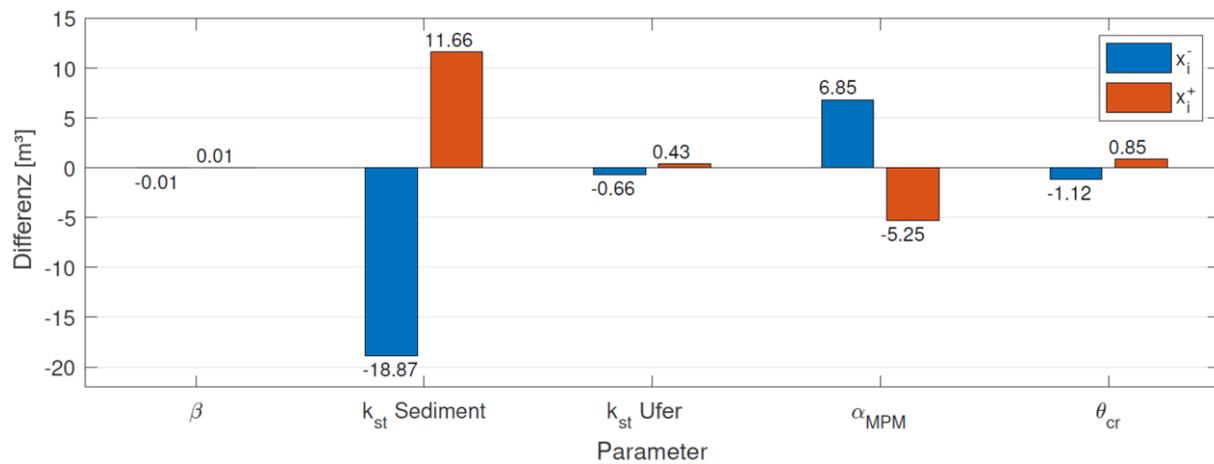


Abbildung 102: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der Eingangsparameter in SISYPHE

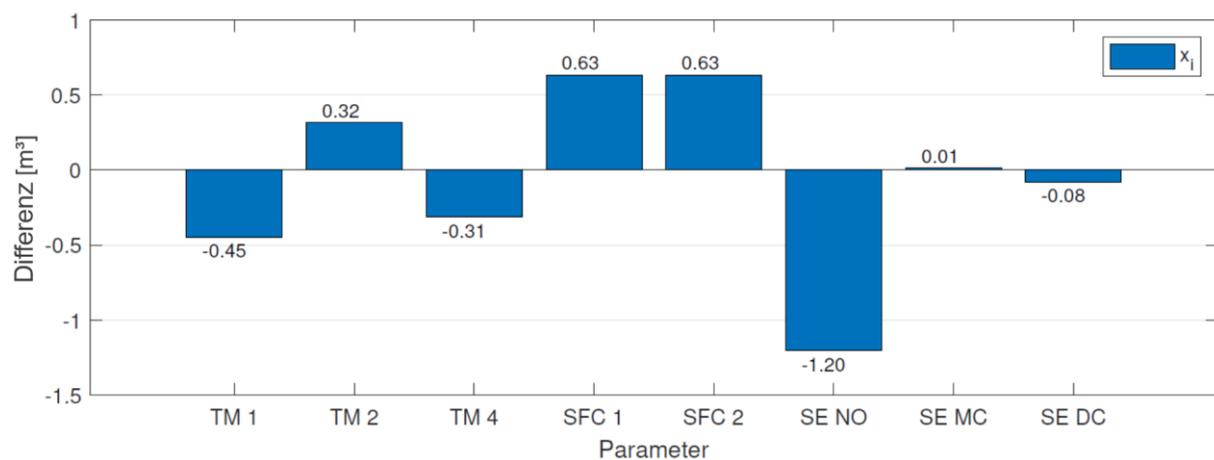


Abbildung 103: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der selektiven Parameter in SISYPHE

Gesamttransport

Insgesamt stiegen die Sensitivitäten von θ_{cr} an, wenn Schwebstofftransport berücksichtigt wurde, abgesehen von den Gesamttransportformeln nach Ackers-White (AW) oder Engelund-Hansen (EH) (vgl. Abschnitt 5.2.7). Dies war für Sohlhöhen, Geschwindigkeiten und Wasserstände gleichermaßen der Fall. Die Sensitivitäten waren bei den Schwebstoffformeln zumeist höher für den unteren kritischen Shields-Wert: Dies war auf die nichtlineare Berücksichtigung von θ_{cr} in den Transportformeln zurückzuführen. Für den kritischen Shields-Parameter θ_{cr} wurden die höchsten Sensitivitäten bei Verwendung der Geschiebeformel nach van Rijn (vR) gemessen (siehe Abbildung 104 (links)). Betreffend den MPM-Koeffizienten α_{MPM} wurden die

höchsten Sensitivitäten für die Modelle berechnet, die den kombinierten Ansatz von Geschiebe- und Schwebstoffformeln von MPM beziehungsweise Bijker (B) anwendeten. Für die anderen kombinierten Ansätze sowie die Gesamttransportformeln nach Ackers-White (AW) und Engelund-Hansen (EH) waren die berechneten SI denen der Geschiebetransportformel von MPM ähnlich und die Unterschiede zwischen dem oberen und unteren MPM-Wert verhältnismäßig gering (vgl. Abbildung 104 (rechts)).

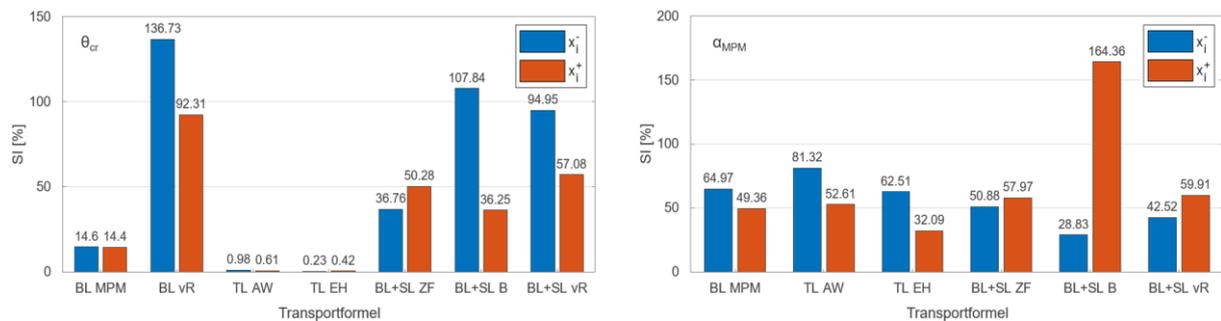


Abbildung 104: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt für Gesamttransportformeln in SISYPHE, θ_{cr} (links) und α_{MPM} (rechts)

Im Vergleich zu den Berechnungen mit der Formel nach Meyer-Peter und Müller im vorausgegangenen Abschnitt reagierte die Geschiebetransportformel nach van Rijn wesentlich sensibler auf Veränderungen des kritischen Shields-Parameters (siehe Abbildung 105). Dies ist war darauf zurückzuführen, dass die Transportrate nicht proportional auf Änderungen von θ_{cr} reagiert. Die Differenz zwischen θ und θ_{cr} wird dort durch θ_{cr} geteilt und mit 2,1 potenziert, während bei MPM Differenz zwischen θ und θ_{cr} mit 1,5 potenziert wird.

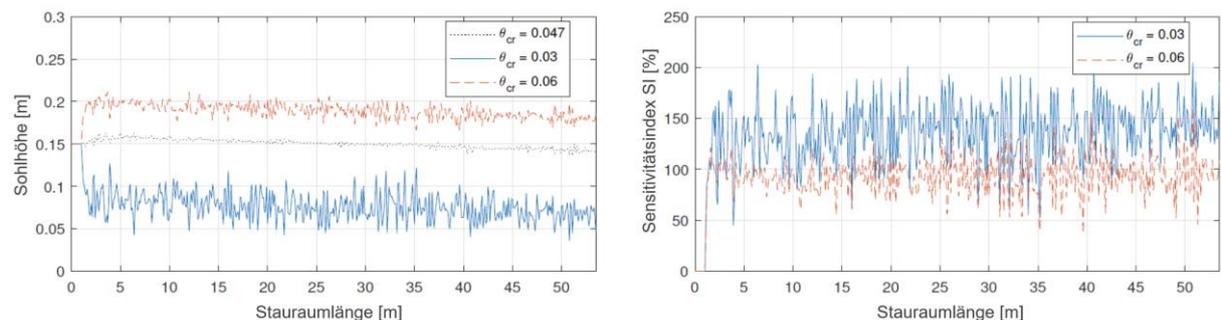


Abbildung 105: Einfluss des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} über den Längsschnitt in SISYPHE bei der Geschiebetransportformel nach van Rijn: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

Der kombinierte Transportansatz mit den Geschiebe- und Schwebstofftransportformeln von van Rijn lieferte dazu insgesamt geringere Sensitivitäten, die aufgrund der stärkeren Gefälleveränderung über die Stauraumlänge jedoch variabel waren (siehe Abbildung 106). Weil die hier vorgestellte Sensitivitätsanalyse jedoch das Ziel hatte, die Programme HYDRO_AS/FT-

2D und TELEMAC/SISYPHE zu vergleichen, wird an dieser Stelle nicht auf die weiteren, nur in SISYPHE verfügbaren Transportansätze eingegangen.

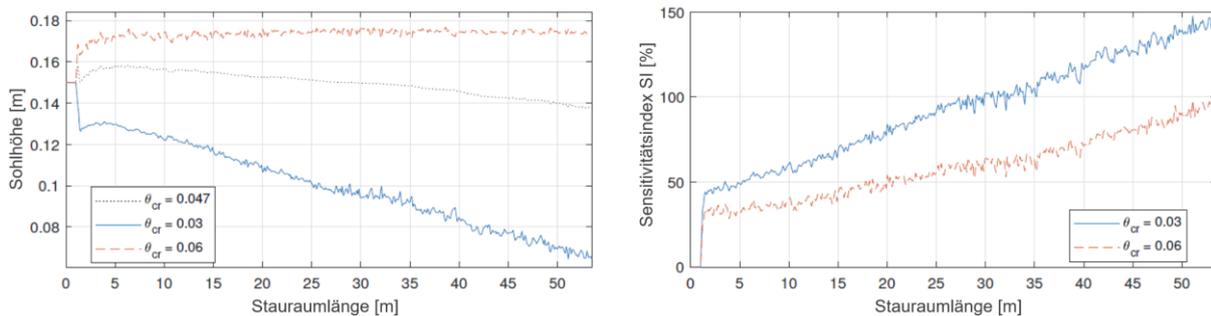


Abbildung 106: Einfluss des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} über den Längsschnitt in SISYPHE bei der Kombination von Geschiebe- und Schwebstofftransportformeln nach van Rijn: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)

5.2.9. Sensitivitätsanalyse – Vergleichende Gegenüberstellung

Der Vergleich der Sensitivitäten fand mit der Geschiebeformel von MPM statt und berücksichtigte die folgenden Parameter, die in beiden Modellen gleichermaßen untersucht wurden:

- Gesamtrauheit des Sediments $k_{st,Sediment}$
- Gesamtrauheit der Holzplatten $k_{st,Holz}$
- Transport-Skalierungsfaktor k_F beziehungsweise MPM-Koeffizient α_{MPM}
- Morphodynamischer Beschleunigungsfaktor SCFG beziehungsweise Morphologischer Faktor MF
- Porosität n_p
- Kritischer Shields-Parameter θ_{cr}

Die ermittelten Sensitivitäten wurden in Netzdiagrammen dargestellt. Diese erleichterten den Vergleich der Sensitivitäten verschiedener Parameter zwischen den Modellen. Jeder Parameterwert wurde dazu auf einer eigenen Achse dargestellt, wobei die maximale und minimale Sensitivität die Grenzen der Achse definierten. Dadurch visualisieren die Diagramme die Sensitivität jedes Modells gegenüber einem Parameter. Die Rangfolge kann aus diesen Darstellungen jedoch nicht direkt abgeleitet werden, da die Skalierung auf jeder Achse unterschiedlich ist. In der Legende der Diagramme unterscheiden FT und SIS das numerische Modell; das jeweilige Vorzeichen markiert die Erhöhung oder Absenkung eines Parameters gegenüber dem Referenzwert. Parameter, bei denen der berechnete SI für beide Modelle Null war, wurden nicht mit aufgenommen.

Abbildung 107 zeigt die beschriebenen Netzdiagramme für die Sensitivitäten der beiden morphodynamischen Modelle im Längsschnitt für die Reaktion der Sohlhöhe und des Wasserspiegels. SISYPHE zeigte dabei eine höhere Sensitivität gegenüber Rauheitsparametern und dem

kritischen Shields-Parameter. Sensitivitäten gegenüber dem Transport-Skalierungsfaktor, der Porosität und dem morphologischen Faktor waren geringer, während für HYDRO_FT-2D der Transport-Skalierungsfaktor maßgeblich war.

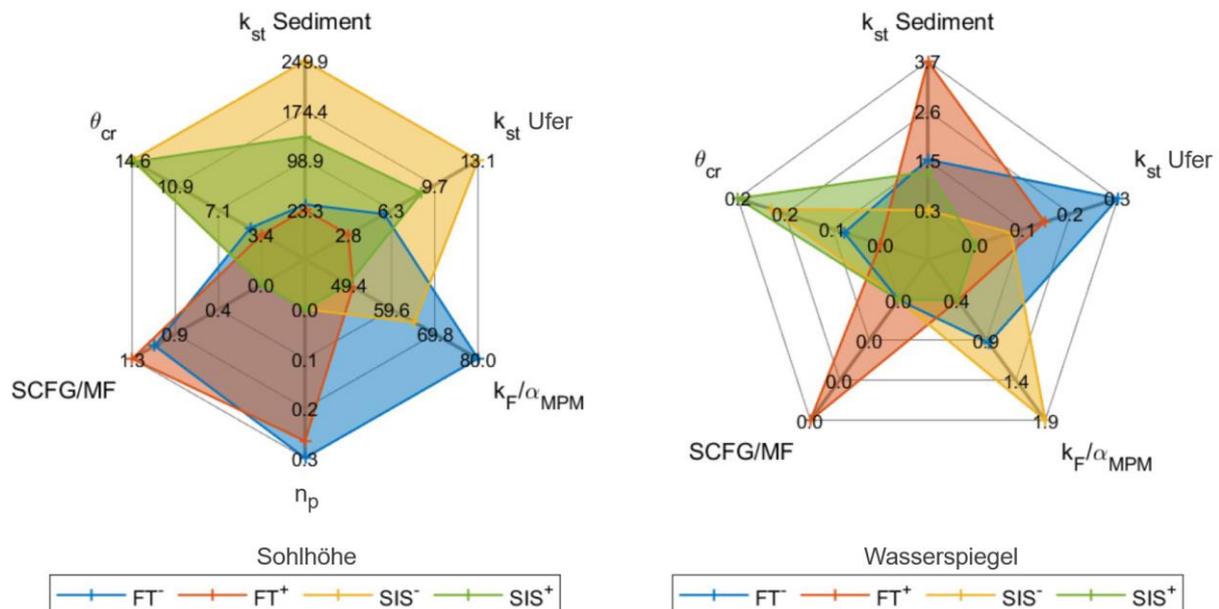


Abbildung 107: Vergleich der Sensitivitätsindizes im Längsschnitt für die morphodynamischen Modelle: Sohlhöhe (links), Wasserspiegel (rechts)

Abbildung 108 gibt die absoluten Unterschiede zwischen End- und Anfangssedimentvolumen für jeden Parameter an. Da die Ergebnisse in m³ angegeben wurden, handelt es sich hierbei um ein absolutes Maß und nicht um eine Sensitivität. Während SISYPHE keine Volumenabweichung gegenüber dem Reibungswinkel und der Porosität zeigte, berechnete HYDRO_FT-2D volumetrische Unterschiede. Erosion und Ablagerung betrug jedoch nur wenige Kilogramm. Mit SISYPHE waren die berechneten Differenzen für die Rauheitsparameter und den kritischen Shields-Parameter maßgeblich, bei HYDRO_FT-2D ergaben sich für den Transport-Skalierungsfaktor die höchsten Abweichungen.

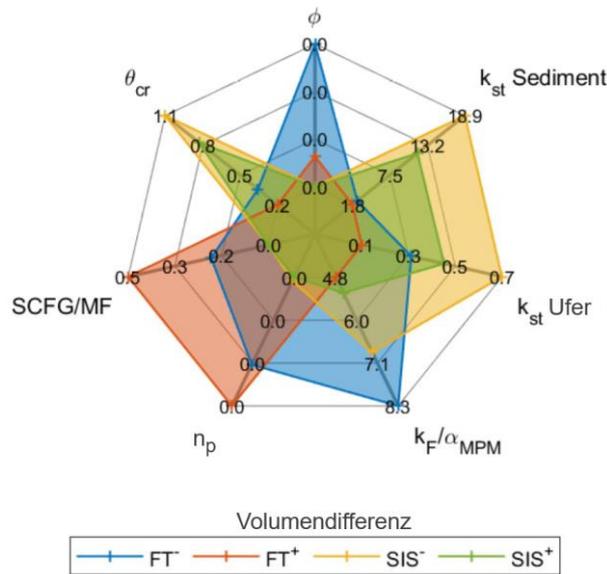


Abbildung 108: Vergleich der Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der Eingangsparameter für die morphodynamischen Modelle

5.2.10. Schlussfolgerungen zur Sensitivitätsanalyse

Die Vereinfachungen, die mit der zweidimensionalen tiefengemittelten Strömungssimulation einhergehen, waren nicht in der Lage, die zu erwartenden Eigenschaften der Sohle darzustellen, deren Bildung durch vertikale Komponenten des Geschwindigkeitsvektors bestimmt wird. Sohländerungen beschränkten sich zumeist auf eine universelle Änderung der Größenordnungen und nicht auf eine lokale Umlagerung von Sedimenten. Die Symmetrie der Berechnungsergebnisse zur Stauraumlängsachse in HYDRO_FT-2D deutete darauf hin, dass lokale Turbulenz mit dem implementierten Modell nicht ausreichend abgebildet wurde. Mit SISYPHE wurden unabhängig von den untersuchten Sensitivitäten räumlich fluktuierende Sohlen mit häufig wechselnden lateralen und transversalen Gradienten beobachtet. Dies deutet darauf hin, dass die Struktur des Berechnungsnetzes und die räumliche Diskretisierung einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Ergebnisse hatten. Die berechneten Wasserstände zeigten eine geringe Sensitivität auch gegenüber Parametern, die starke Erosion oder Sedimentation verursachten.

Der verwendete Ansatz zur Beurteilung der Modellsensitivitäten erwies sich als wertvoller Prozess bei der Kalibrierung der numerischen Modelle und beim Verständnis der Zusammenhänge zwischen den Eingangsparametern und Zielgrößen. Die Schwäche des Ansatzes war seine Lokalität (beschränkte Gültigkeit bei zu großer Entfernung vom Referenzszenario), die eine Analyse von Parameterwechselwirkungen nicht erlaubte. Dies zeigte sich exemplarisch für den kritischen Shields-Parameter: Da der Parameter in mehreren Gleichungen auftauchte (MPM-Transportformel, Querneigungskoeffizientengleichung von Schmautz (2003)), beinhaltete die berechnete Sensitivität von θ_{cr} auch die Sensitivität des Querneigungskoeffizienten.

Daher kann die berechnete Sensitivität nicht exklusiv auf einen Eingangsfaktor zurückgeführt werden und ein Ausklammern der Effekte von Parameterinteraktionen könnte zu falschen Schlussfolgerungen führen.

6. Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen

Im folgenden Kapitel werden die Kalibrierungs- und Validierungsberechnungen in TELEMAC-2D und TELEMAC-3D, jeweils mit dem Sedimentmodul SISYPHE gekoppelt, vorgestellt. Für die Vergleichsberechnungen wurden alle Randbedingungen direkt aus dem physikalischen Laborversuch übernommen und im numerischen Modell ohne Veränderungen abgebildet: Die Laborversuche wurden 1:1 nachgerechnet, Ähnlichkeitsannahmen wurden nicht gemacht. Eine alleinige Betrachtung der Hydrodynamik wurde, sofern durchgeführt, im vorangegangenen Kapitel behandelt. Die Einordnung der Ergebnisse in einen breiteren Kontext findet im darauffolgenden Abschnitt 7 statt.

6.1. Vergleichsberechnungen mit TELEMAC-2D/SISYPHE

Als Basisszenario für die Einstellung des numerischen Modells wurde, wie auch bei der Vorstellung der Ergebnisse des Laborversuchs, der Versuch Stat_WB_HQ30_Hmin verwendet. Auf dessen Sohle und Wasserspiegellagen wurden alle Parameter hin optimiert und dann mit anderen Versuchen validiert. Aufbauend auf den Ergebnissen der umfassenden Sensitivitätsanalyse und in Abstimmung mit dem Vorgehen in Teilprojekt E wurden folgende Parameter für die Berechnungen mit dem 2D-Modell verwendet:

Anders als in Teilprojekt E wurde bei den numerischen Berechnungen nur Geschiebetransport berücksichtigt und dafür auf den Ansatz nach Meyer-Peter und Müller zurückgegriffen. Eine ausführliche Diskussion dieses Sachverhalts folgt in Abschnitt 7.2. Um ausreichend Sedimenttransport im Modell zu erhalten, musste die Transportleistung mithilfe des MPM-Koeffizienten α_{MPM} gegenüber der Standardeinstellung in SISYPHE etwa verdoppelt werden. Dies wurde als angemessen akzeptiert, weil die empirische Transportformel für gröberes Material mit einer für Flusssedimente üblichen Trockenrohddichte von etwa 2,6 - 2,7 g/cm³ ermittelt wurde, während das PS-Granulat nur eine Trockenrohddichte von 1,05 g/cm³ hatte. Weiterhin wurde zur Ermittlung der Sohlrauheit der Ansatz nach Nikuradse verwendet, der die Rauheitshöhe k_S nutzt. Der Shields-Parameter θ_{cr} blieb unverändert bei 0,047.

Tabelle 36: Modelleinstellungen in TELEMAC-2D und SISYPHE für die Vergleichsberechnungen

TELEMAC-2D		
Parameter	Wert	Kommentar
TIME STEP	0.07	[s]
COUPLING PERIOD FOR SISYPHE	1	
LAW OF BOTTOM FRICTION	5	Nikuradse
FRICTION COEFFICIENT	0.012	3*d _m
SECONDARY CURRENTS	YES	
TIDAL FLATS	YES	
SISYPHE		
Parameter	Wert	Kommentar
BED-LOAD TRANSPORT FORMULA	1	Meyer-Peter/Müller
MPM COEFFICIENT	14 - 16	
SHIELDS PARAMETERS	0.047	
SECONDARY CURRENTS	YES	
BED ROUGHNESS PREDICTION	YES	
SEDIMENT SLIDE	YES	
FRICTION ANGLE OF THE SEDIMENT	25	
SLOPE EFFECT	YES	
FORMULA FOR SLOPE EFFECT	1	Koch/Flokstra
FORMULA FOR DEVIATION	2	Talmon

6.1.1. 2D-Vergleichsberechnungen zu Phase 1: Gerader Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

Trotz extensiver Untersuchungen, in denen nochmals die Transportformeln variiert und Skalierungsfaktoren angepasst wurden, konnten für den geraden Stauraum keinerlei Sohlstrukturen erzeugt werden. Auch Störkörper im Einlauf, Startsohlen mit vorgegebenen Transportkörpern sowie variable Sedimentzugaben waren nicht geeignet, Sohlstrukturen zu erzeugen, die über großflächige Sohlerhöhungen oder -absenkungen im Bereich von 1 bis 2 cm hinausgingen. Auf eine Darstellung dieser Resultate wird an dieser Stelle verzichtet, auf den Umgang mit ihnen in Abschnitt 7.2.1 eingegangen.

6.1.2. 2D-Vergleichsberechnungen zu Phase 2: Gerader Stauraum mit Hochwasserwellen bei Stauregelung

Durch die Vorgabe von Hochwasserwellen bei konstant gehaltenem Wasserstand am Wehr veränderten sich die Strömungsverhältnisse einerseits stark während der Simulationen, andererseits wurde durch die variable Zugabe von Sediment eine weitere Variable eingeführt, was

dazu führte, dass sich die Stauraumsohle stärker veränderte als unter konstanten hydraulischen Bedingungen. Allerdings traten auch hier keine lokalen, zeitlich und räumlich variablen Sohlstrukturen auf.

In Abbildung 109 sind Längsschnitte durch die Stauraumsohle zu verschiedenen Zeitpunkten (unterscheidbar durch unterschiedliche farbliche Hinterlegung) während der Hochwasserwelle abgebildet. Darin ist eine wenige Zentimeter hohe Front zu erkennen, die über einen Zeitraum von rund 30 Minuten durch den Stauraum wandert und dabei abflacht. Sie war auf eine starke Zunahme der Sedimentzugabe am oberen Modellrand in Kombination mit einer Abflusssteigerung durch die Ganglinie entstanden. Es ist deutlich zu erkennen, dass keine kleinräumigen Sohlstrukturen entstanden, die den im Laborversuch beobachteten Sohlstrukturen ähneln würden.

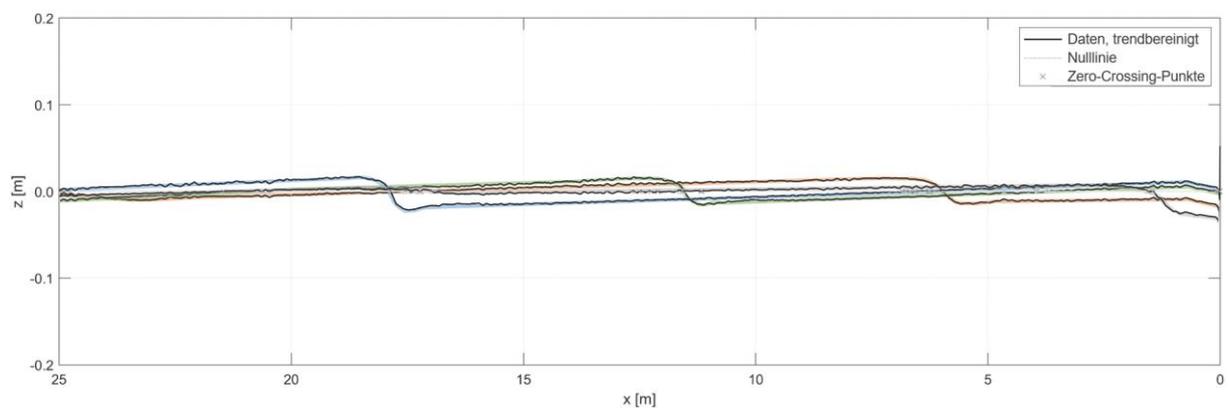


Abbildung 109: Längsschnitte der Sohle zu verschiedenen Zeitpunkten (farbig gekennzeichnet) während der 2D-Simulation, Inst_WB_HQ30_Hmin

6.1.3. 2D-Vergleichsberechnungen zu Phase 3: Gekrümmter Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

Anders als im geraden Stauraum bildete die Sohle während der Simulationen des gekrümmten Stauraums unter konstanten hydraulischen Bedingungen dreidimensionale Sohlstrukturen im Bereich der gekrümmten Messstrecke. Abbildung 110 zeigt hierzu einen Vergleich der simulierten Sohle mit der mittleren Sohle aus dem Laborversuch (vgl. Abbildung 78).

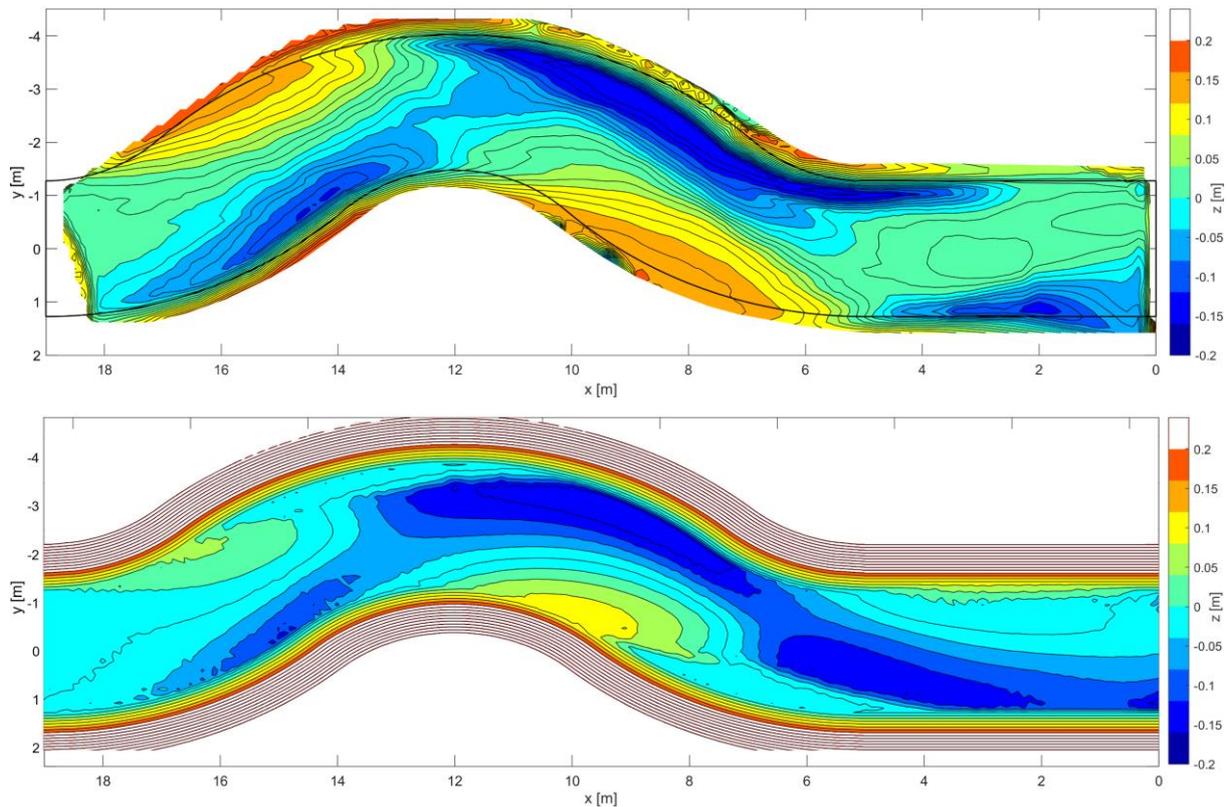


Abbildung 110: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben) und 2D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

Die Entstehung der dreidimensionalen Sohlstrukturen war auf die Nutzung parametrisierter Sekundärströmungen in TELEMAC-2D sowie in SISYPHE zurückzuführen, die Umlagerungen vom festen Ufer in die Stauroaummitte hin bewirkten und bei denen sich dieses Material dann andernorts wieder ablagerte. Die dabei entstandenen Sohlstrukturen bildeten die tatsächliche Sohle aus dem Laborversuch jedoch nur näherungsweise ab. Zudem wies die simulierte Sohle keinerlei zeitliche Variabilität auf: Die Sohlstrukturen bildeten sich zu Beginn der Simulation aus der glatten Startsohle und blieben dann unverändert. Um zu überprüfen, wie sich die Sohle im gekrümmten Stauroaum unter einer Hochwasserwelle verhält, wurde die Ganglinie Inst_WB_HQ30_Hmin über knapp 10 Stunden von ebener Startsohle aus simuliert und mit der Endsohle dieser Simulation dieselbe Ganglinie mit derselben Sedimentzugabe erneut über die volle Zeit simuliert und dieser Vorgang noch ein drittes Mal wiederholt (siehe Abbildung 111).

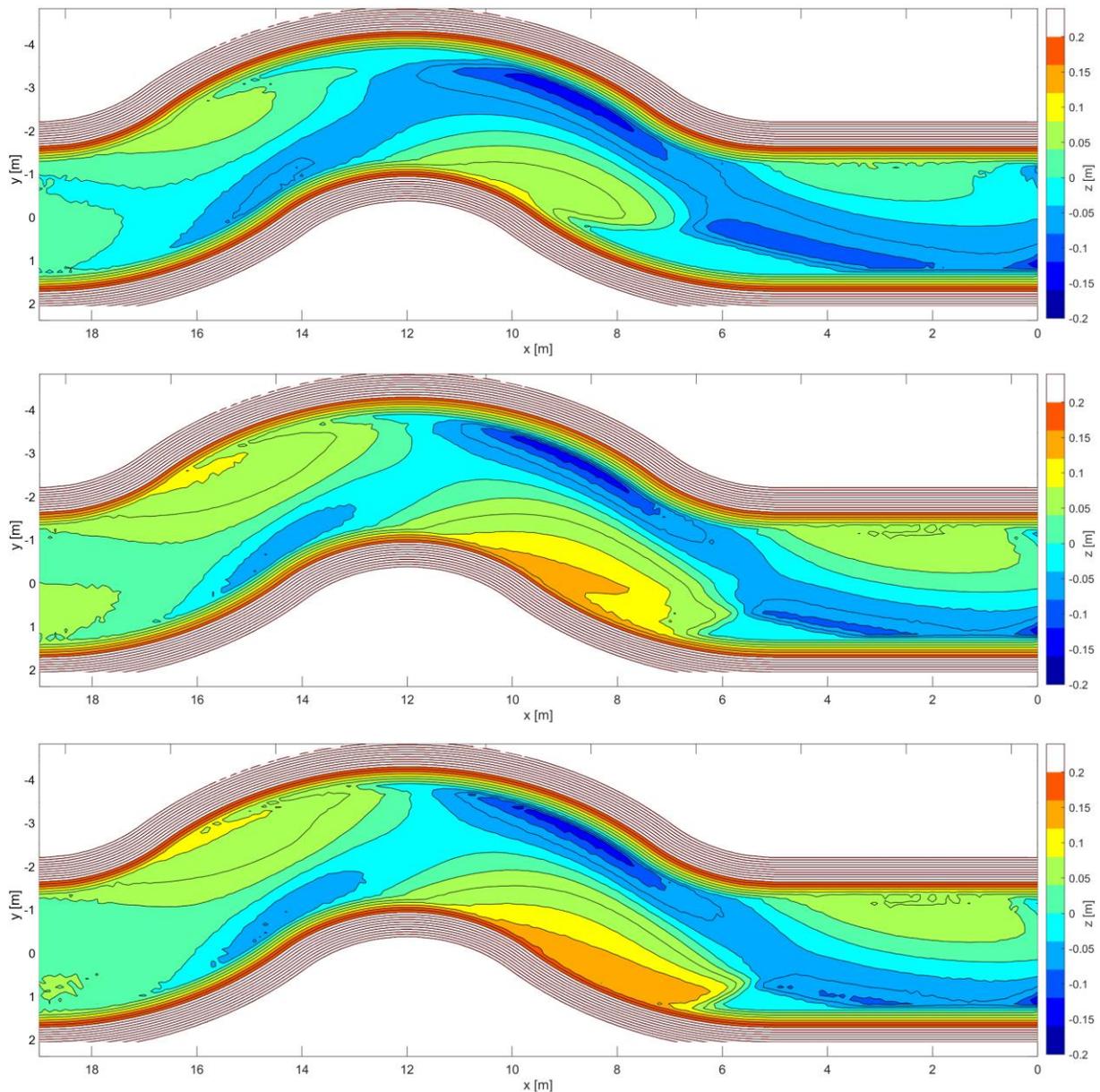


Abbildung 111: Mittlere Sohle im 2D-Modell bei Ganglinie Inst_WB_HQ30_Hmin: nach Start von glatter Sohle (oben), nach Start von Endsohle oben (Mitte), nach Start von Endsohle Mitte (unten)

So konnte gezeigt werden, dass sich die Sohle im numerischen Modell in der zweiten und dritten Simulation kaum mehr umlagerte und sich auf diese Weise auch unter stark instationären Bedingungen mit der Zeit eine höchste, räumlich stabile Modellsohle entwickelte. Diese konnte erst dann wieder mobilisiert werden, als die Sedimentzugabe deutlich reduziert wurde und sich die Anlandungsbereiche langsam wieder abbauten. Abbildung 112 zeigt analog zu Abbildung 79 die Interquartilsabstände als Maß für die Schwankungsbreite der Sohlhöhe während der jeweiligen Simulation ab und verdeutlicht die zuvor beschriebene Stabilisierung der Sohle mit der Zeit.

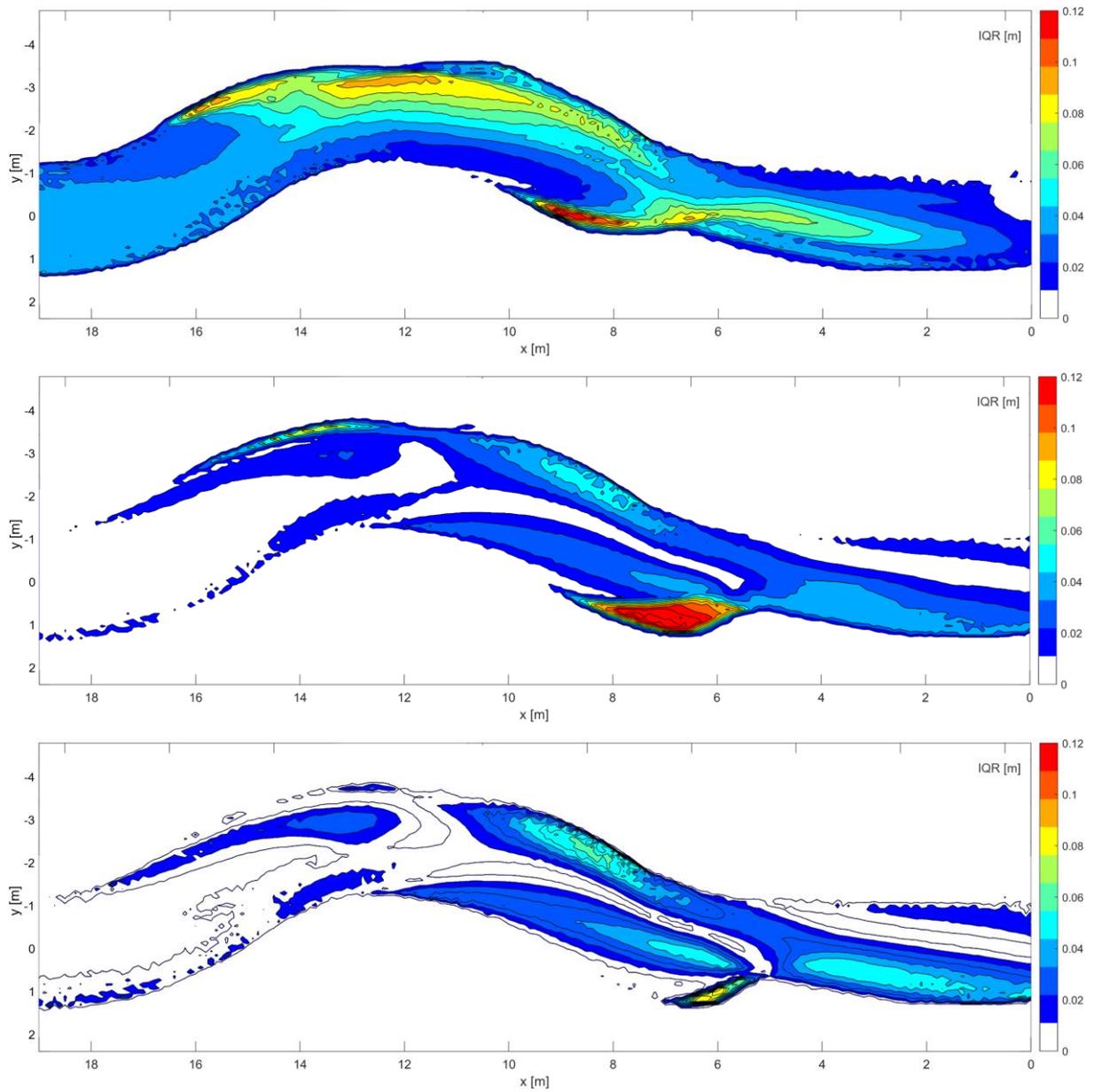


Abbildung 112: IQR im 2D-Modell bei Ganglinie Inst_WB_HQ30_Hmin: nach Start von glatter Sohle (oben), nach Start von Endsohle oben (Mitte), nach Start von Endsohle Mitte (unten)

6.2. Vergleichsberechnungen mit TELEMAC-3D/SISYPHE

Nachdem das 2D-Modell nur in sehr eingeschränktem Maße die zeitlich und räumlich hochvariable Sohle des Laborversuchs abzubilden in der Lage war, wurde im 3D-Modell ebenfalls als Basisszenario der Versuch Stat_WB_HQ30_Hmin verwendet. Für die 3D-Modellierung lag jedoch keine so umfassende Sensitivitätsanalyse wie für die 2D-Modellierung vor, sodass zur Wahl der Transportformel und der Verteilung der vertikalen Layer, also der Auflösung des 3D-Netzes in vertikaler Richtung, weitere umfangreiche, zeitintensive Voruntersuchungen durchgeführt werden mussten. Im Folgenden werden die besten Ergebnisse vorgestellt, verbunden mit dem Hinweis, dass diese nicht alle Möglichkeiten der verwendeten Software TELEMAC-3D optimal ausschöpfen, weil dies im Rahmen der Bearbeitung von Teilprojekt F nicht möglich war. Tabelle 37 listet maßgebliche Parameter für die Berechnungen mit dem 3D-Modell. Die Einstellungen für SISYPHE blieben gegenüber dem 2D-Modell gleich.

Tabelle 37: Modelleinstellungen in TELEMAC-3D für die Vergleichsberechnungen

TELEMAC-3D		
Parameter	Wert	Kommentar
TIME STEP	0.01	[s]
COUPLING PERIOD FOR SISYPHE	1	
NUMBER OF HORIZONTAL LEVELS	5 - 13	
LAW OF BOTTOM FRICTION	5	Nikuradse
FRICTION COEFFICIENT	0.012	3*d _m
TIDAL FLATS	YES	
TURBULENCE MODELS	3	k-ε
NON-HYDROSTATIC VERSION	YES	
SCHEME OPTIONS FOR ADVECTION	4	LIPS
IMPLICITATIONS	1	
SOLVERS	7	GMRES

Der Rechenaufwand für die 3D-Simulationen lässt sich wie folgt angeben: auf 168 CPU-Kernen des LRZ Linux Clusters benötige eine Abflussstunde rund 4,5 h Prozessorzeit für 6 Layer und rund 5 h Prozessorzeit für 7 Layer. Der Rechenaufwand für jede weitere Abflussstunde blieb annähernd konstant. Im Vergleich zu einem leistungsstarken Einzelplatz-PC mit acht physischen Kernen konnte durch die Nutzung des Linux Clusters eine Beschleunigung im Bereich einer Größenordnung (etwa Faktor 20) erzielt werden.

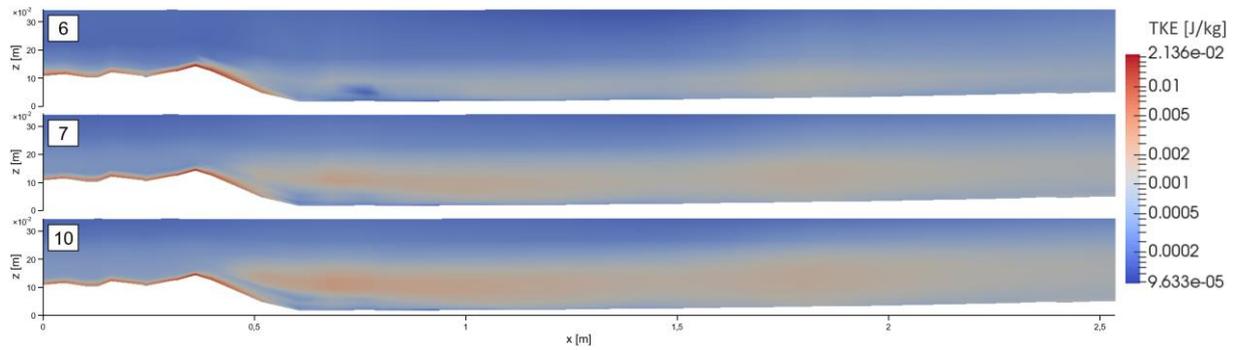


Abbildung 114: TKE abhängig von der Anzahl der vertikalen Layer, zweiter Layer bei 1,3 % der Wassertiefe: 6 Layer (oben), 7 Layer (Mitte), 10 Layer (unten)

In Abbildung 115 ist ein Längsschnitt durch die Sohle im Bereich der Messstrecke und zum Vergleich die in Abschnitt 4.4.1 gezeigte Sohle aus der Laserscanmessung zu sehen. Räumlich und zeitlich variable Dünenstrukturen sind zu erkennen, allerdings stimmten Längen und Höhen nicht mit der Laserscanmessung der Sohle aus dem Laborversuch überein. Deutlicher wird diese Diskrepanz in Abbildung 116, wo analog zu Abbildung 68 alle identifizierten Transportkörper aufgetragen sind. Es zeigt sich in beiden Abbildungen, dass die numerisch erzeugten Transportkörper zu lang und zu flach waren.

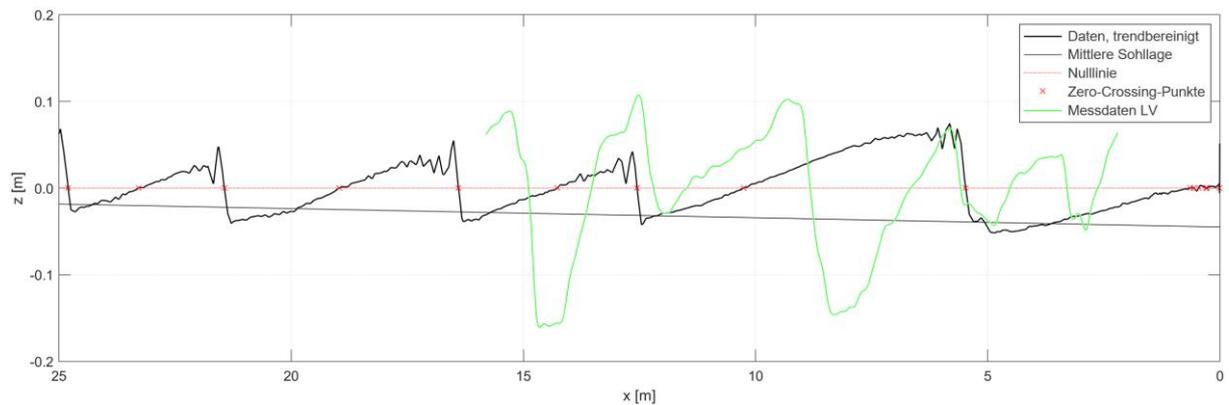


Abbildung 115: Sohlstrukturen in den Längsschnitten der 3D-Simulation im Vergleich mit der Sohle im Laborversuch (Scan 21, Schnitt 2), Stat_WB_HQ30_Hmin

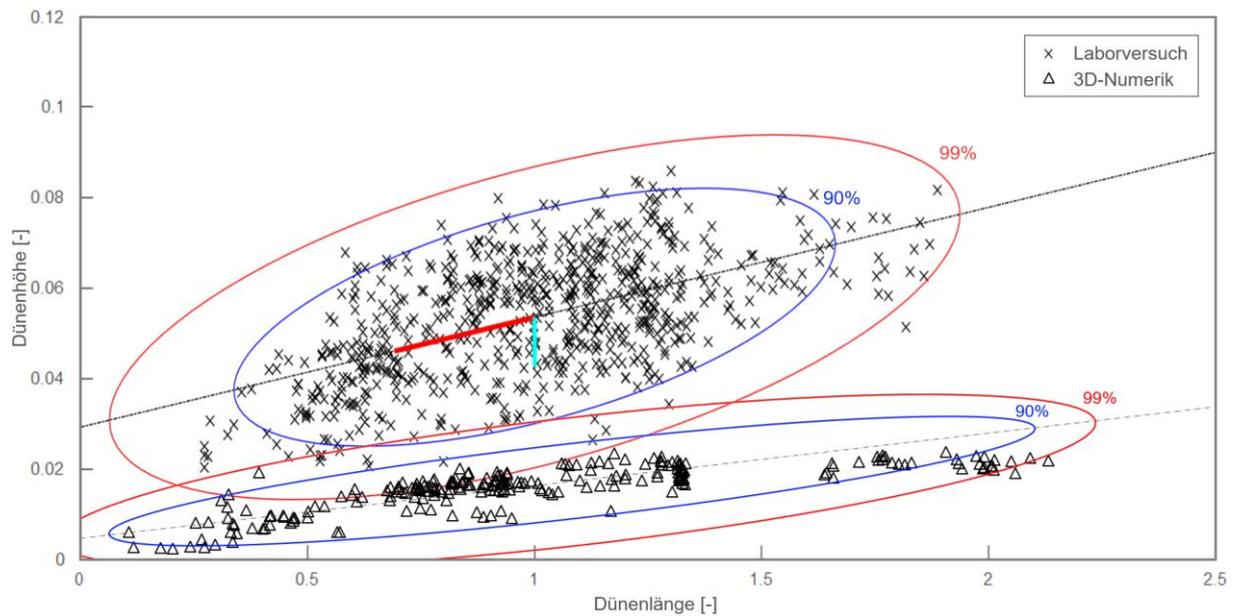


Abbildung 116: Vergleich der Sohlanalysen aus Längsschnitten zwischen 3D-Simulation und Laborversuch, Stat_WB_HQ30_Hmin

Im Vergleich mit einem größeren Abfluss (siehe Abbildung 117) zeigte sich die in den Laborversuchen beobachtete Tendenz von mit der Fließgeschwindigkeit zunehmenden Längenabmessungen der Transportkörper teilweise. Während die Höhen leicht zunahmen, war für die Längen keine eindeutige Aussage möglich.

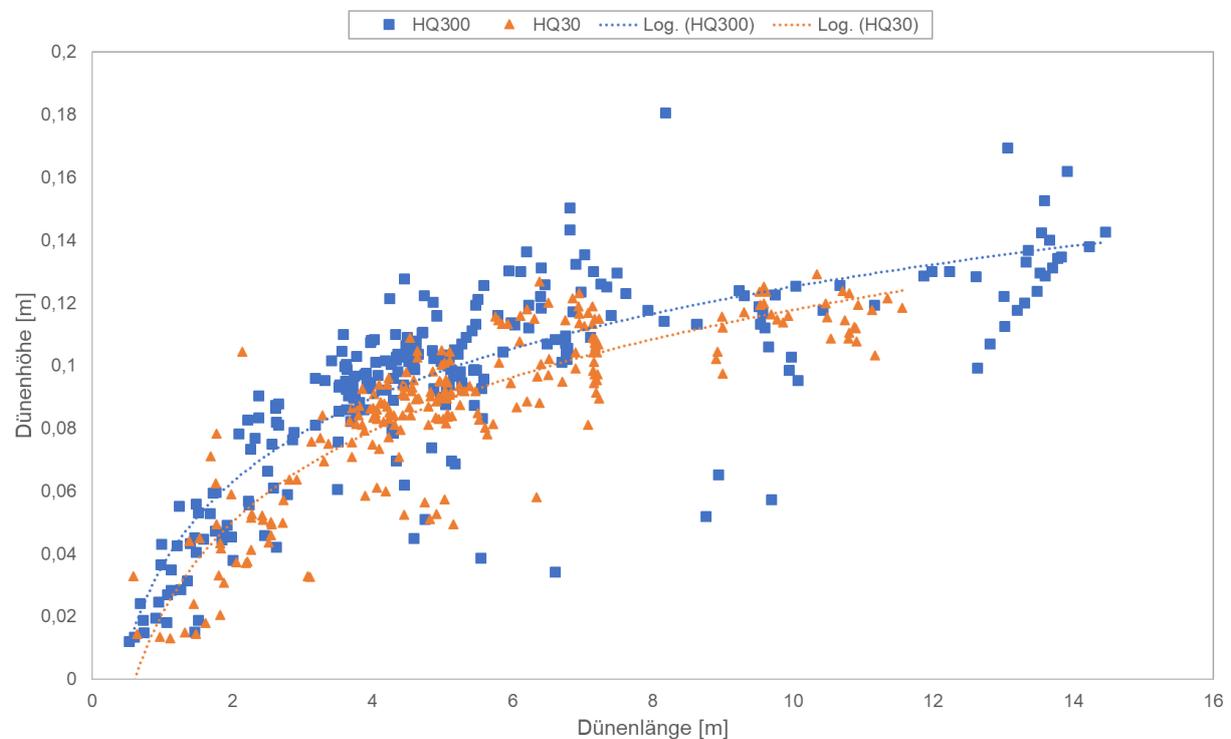


Abbildung 117: Dünenlängen und -höhen der 3D-Simulationen von Stat_WB_HQ30_Hmin und Stat_WB_HQ300_Hmin

6.2.2. 3D-Vergleichsberechnungen zu Phase 3: Gekrümmter Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

In Abbildung 118 und Abbildung 119 wird die simulierte Sohle aus dem 3D-Modell im gekrümmten Stauraum mit den Messwerten aus dem Laborversuch verglichen. Anders als im 2D-Modell wurde die Lage der Anlandungsbereiche besser abgebildet, deren Höhe entsprach den Messwerten jedoch nur näherungsweise. Ebenfalls sind in der Darstellung der Interquartilsabstände zur Beurteilung der Sohlaktivität deutliche Unterschiede zu erkennen. Positiv ist hier, dass die gleiche Spanne der Interquartilsabstände abgedeckt wurde, allerdings stimmte deren Lage nicht gut überein. Hierfür gab es zwei Ursachen: Zum einen war das 3D-Modell, wie bereits erwähnt, nicht abschließend optimiert. Abweichungen können also mit hoher Wahrscheinlichkeit darauf zurückgeführt werden. Zum anderen war die simulierte Versuchsdauer im vorliegenden Fall mit 2 Stunden kürzer als der über 3 Stunden aufgezeichnete Datensatz aus dem Laborversuch.

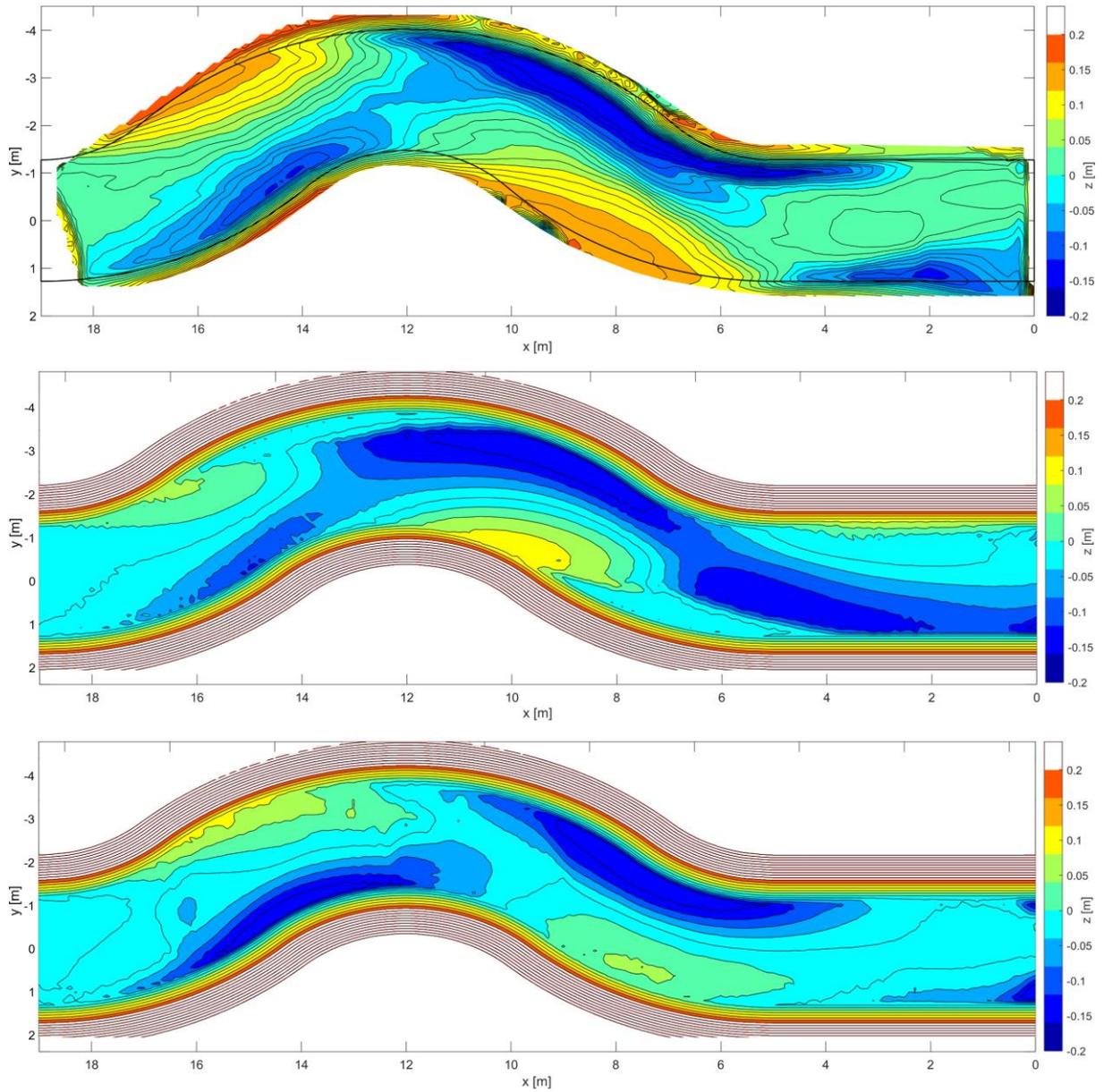


Abbildung 118: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben), 2D-Modell (Mitte) und 3D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

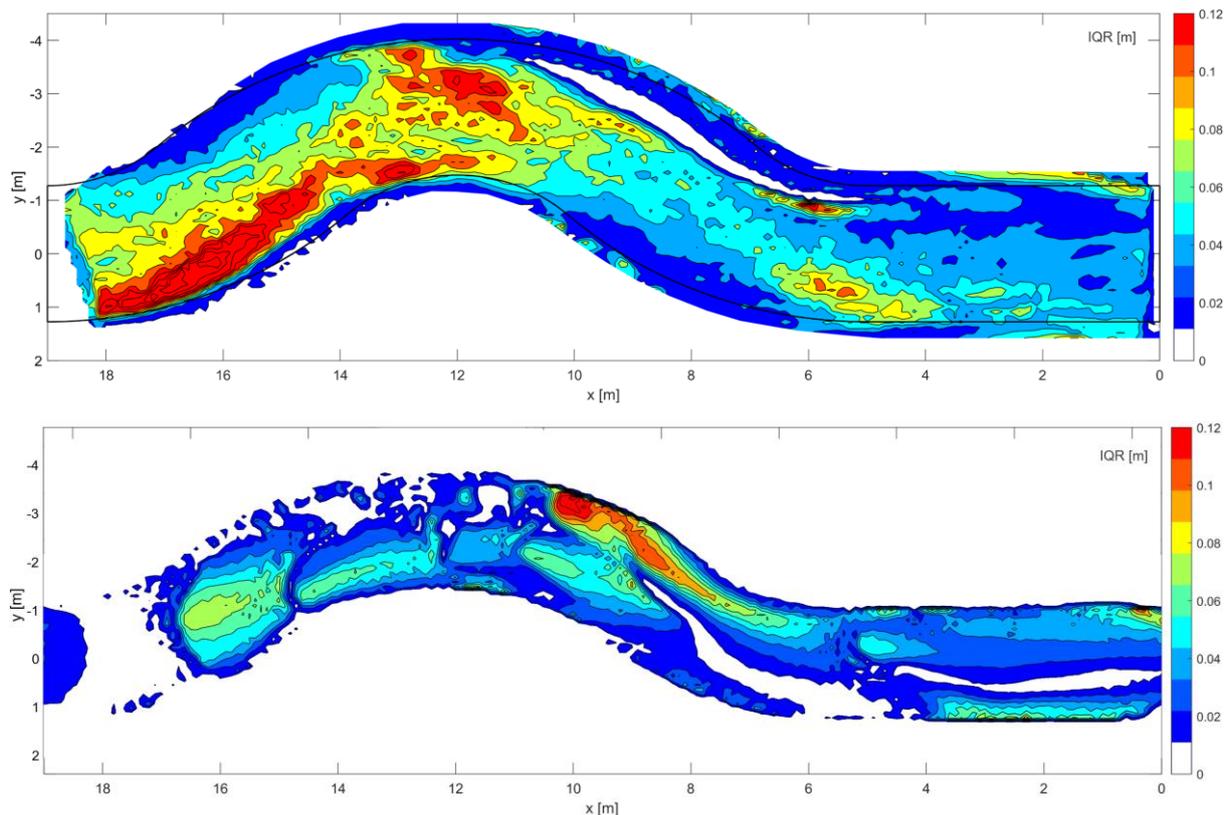


Abbildung 119: Vergleich der IQR im Laborversuch (oben) und 3D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt

7. Erkenntnisse aus der hybriden Modellierung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse aus Teilprojekt F einander gegenübergestellt und mit den ursprünglichen Untersuchungszielen abgeglichen. Die verwendeten Verfahren werden auf ihre Eignung hin analysiert, Feststofftransportvorgänge in Stauräumen abzubilden und der Erkenntnisgewinn beim Einsatz der jeweiligen Verfahren diskutiert. Der Einfluss betrieblicher Maßnahmen auf die Stauraumsohle, der zu Beginn der Untersuchungen in Teilprojekt F vorgesehen war, wurde wegen des hohen Arbeitsumfangs der physikalischen Versuche einerseits und der fehlenden direkten Übertragbarkeit der Versuchsergebnisse auf den Inn andererseits nicht untersucht.

7.1. Erkenntnisse aus dem Laborversuch

Die Konzeption des Versuchsstands, die Parameterstudie der Staustufen und die Betrachtungen zur Ähnlichkeit von physikalischen Modellen mit der abschließenden Definition eines physikalischen Laborversuchs hatten das gemeinsame Ziel, die Innstauräume anhand der zwei im Laborversuch gebauten idealisierten, charakteristischen Stauräume so ähnlich und so Innspezifisch wie möglich abzubilden. Die nicht-ähnliche Skalierung des Ersatzmaterials war verantwortlich dafür, dass die durchgeführten Untersuchungen nicht, wie zu Beginn der Arbeiten

in Teilprojekt F geplant, als ähnliches Modell betrachtet werden konnten, von dem aus z. B. Sohllagen maßstäblich hätten skaliert werden können. Die direkte Übertragung von Ergebnissen aus dem Laborversuch auf konkrete Standorte am Inn war jedoch bei dem gewählten Vorgehen generell nicht möglich, weil im Laborversuch mit idealisierten Stauraumgeometrien gearbeitet wurde. Diese waren zwar für die Mehrzahl aller Stauräume repräsentativ, somit aber nicht direkt auf einen spezifischen Standort übertragbar. Es wäre mit einem ähnlich skalierten Ersatzmaterial allerdings möglich gewesen, die Leistungsfähigkeit der numerischen Programme sowohl mit Feinsand als auch mit dem dann ähnlich skalierten Ersatzmaterial zu testen und so noch weitere, zusätzliche Erkenntnisse für die numerische Modellierung zu gewinnen.

Der Laborversuch war geeignet, Transportprozesse bei kohäsionslosem Einkornmaterial detailgenau abzubilden, wie sie auch in den Innstauräumen mit enggestuftem Feinsand in der obersten Sohlschicht auftreten. Dies wurde in einer vergleichenden Studie außerhalb des Aufgabenumfangs von Teilprojekt F in einer weiteren Versuchsrinne an der Versuchsanstalt Obernach untersucht und verifiziert: So wurde die Sohlentwicklung des im Laborversuch eingesetzten Polystyrol-Granulats mit der Sohlentwicklung eines enggestuften Quarzsandes verglichen, der den natürlicherweise in den Innstauräumen abgelagerten Sand sehr gut nachbildete (siehe Abbildung 11 (rechts)). Abhängig von den durch Abfluss und Fließtiefe definierten Sohl Schubspannungen, die hydraulisch ähnlich zwischen Sand und Granulat in der Versuchsrinne übertragen wurden, sodass die Versuche mit Sand die in den Innstauräumen vorherrschenden Bedingungen nachbildeten, entwickelten sich bei beiden Materialien zunächst kleine, riffelartige Strukturen, die dann zu größeren Dünen anwuchsen. Hierzu finden aktuell weiterhin Arbeiten statt, die bei erfolgreicher Durchführung in eine Veröffentlichung in einem Fachmagazin münden sollen. Gegebenenfalls wäre es dann möglich, von der räumlichen Sohlentwicklung im Laborversuch auch quantitative Rückschlüsse für die Innstauräume zu ziehen. Die Zuverlässigkeit solcher Aussagen muss aber noch weiter untersucht und evaluiert werden. Einen Zwischenstand der Arbeiten zu diesem Thema gibt Schäfer et al. (2021).

Darüber hinaus wurde im Laborversuch und in der vergleichenden Studie in der Versuchsrinne sichergestellt, dass bei dem verwendeten PS-Granulat und in den durchgeführten Versuchen alle typischerweise am Sedimenttransport beteiligten Prozesse auftraten. Dazu wurden bei beiden Sohlmaterialien Bewegungen von Einzelkörnern optisch bewertet und alle Formen des Transports (gleiten, rollen, springen, schweben) nachgewiesen. Einzelkörner bewegten sich zudem unabhängig voneinander: Kohäsionseffekte wurden nicht beobachtet. Diese hätten insbesondere den Transportbeginn, also den Übergang von Ruhe in Bewegung, beeinflussen können und möglicherweise einen höheren Widerstand gegen die angreifenden Strömungs-

kräfte erzeugt. Es kann folglich zwar davon ausgegangen werden, dass das sich im Laborversuch einstellende Transportgeschehen qualitativ ähnlich zu dem in den Innstauräumen war, allerdings unterschied es sich deutlich in der Aufteilung der am Sedimenttransport beteiligten Prozesse. Während im Laborversuch kaum Schwebstofftransport beobachtet wurde, wird Feinsand bei hohen Fließgeschwindigkeiten in nicht vernachlässigbarem Anteil als Schwebstoff transportiert. Ähnlichkeit beim zeitlichen Ablauf von Transportprozessen in Natur und Laborversuch hätte auch für ein "fehlerfrei" im Sinne der Ähnlichkeitstheoretischen Annahmen skaliertes Modell nicht gewährleistet werden können, weil im Labor dasselbe Fluid (Wasser) wie in der Natur verwendet wurde.

Nachdem nicht alle Anforderungen der Ähnlichkeitstheorie erfüllt werden konnten (vgl. Abschnitt 2.2), wurden die Ergebnisse des Laborversuchs exklusiv zur Beurteilung der eingesetzten numerischen Programme verwendet. Die im Laborversuch erzeugten Resultate waren für die Überprüfung der Leistungsfähigkeit numerischer Modelle geeignet und konnten wie vorgesehen eingesetzt werden. Nachdem die Nutzung des Programms HYDRO_AS-2D mit dem Sedimentmodul HYDRO_FT-2D im Projektverlauf für die Bearbeitung der Fragestellungen der Teilprojekte E und F nicht weiterverfolgt wurde (für Erläuterungen siehe Endbericht Teilprojekt E), wurden bei den Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen ausschließlich die Programme TELEMAC-2D und TELEMAC-3D für die Hydrodynamik verwendet, jeweils gekoppelt mit dem Sedimentmodul SISYPHE.

7.2. Erkenntnisse aus der 2D-Modellierung

Es konnte gezeigt werden, dass die 2D-numerische Modellierung mit einem gewöhnlichen RANS-Ansatz kaum in der Lage war, die in den Laborversuchen aufgetretenen Sohlstrukturen nachzubilden. Hierbei müssen die Versuche im geraden Stauraum von denen im gekrümmten Stauraum getrennt betrachtet werden, weil grundlegend verschiedene hydraulische Zustände vorlagen, die auch numerisch auf unterschiedliche Weise abgebildet wurden.

Die Möglichkeit, neben der Formel von Meyer-Peter und Müller andere Transportformeln wie die von Van Rijn oder Engelund-Hansen in TELEMAC-2D/SISYPHE zu nutzen, bestand grundlegend und wurde auch im Rahmen der im Anschluss an die Sensitivitätsanalyse durchgeführten Modellkalibrierung für TELEMAC-2D/SISYPHE überprüft, ebenso noch weitere Transportformeln. Das zu modellierende Sediment aus PS-Granulat machte jedoch aufgrund seiner veränderten Materialeigenschaften gegenüber den bei der Entwicklung der bekannten Transportansätze verwendeten Sedimenten Anpassungen der Transportformeln erforderlich, die mit entsprechendem Zeitaufwand prinzipiell für jegliche Transportformel hätten vorgenommen werden können, wovon aus den im Folgenden erläuterten Gründen aber abgesehen wurde.

Die Verwendung einer Sandformel wie der von Van Rijn für das im Laborversuch genutzte PS-Granulat war mit Blick auf das in den Innstauräumen vorhandenen Material mit Korndurchmessern von 0,2 – 0,3 mm physikalisch gesehen nicht zwingend geboten: der mittlere Korndurchmesser betrug im Laborversuch rund 4 mm, während Sand per Definition maximale Korndurchmesser von 2 mm aufweist. Die Formel von Van Rijn ist generell bis 2 mm anwendbar und weist bis etwa 1,5 mm gute gesicherte Ergebnisse auf (vgl. Van Rijn (1984a, 1984b)). Die Anwendung der Formel nach MPM war deshalb zumindest die Korngröße betreffend besser geeignet. Aufgrund der zeitgleich verringerten Dichte und der dadurch veränderten dynamischen Beanspruchung der Sedimentkörner gibt es in der Sicht der Autoren hier jedoch mehrere Möglichkeiten und keine exklusive Vorgehensweise. In der Literatur ist diese spezielle Form der Transportmodellierung bisher nicht beschrieben.

Die im Versuchsstand entstandenen großen Dünenstrukturen werden in der Natur für gewöhnlich bei Sanden angetroffen, teilweise aber auch bei Feinkiesen - die Transportmechanismen bei Sand und Kies sind dabei dieselben. Üblicherweise werden in der Natur lediglich keine so hohen Schubspannungen an der Sohle angetroffen, dass sich auch in kiesigen Böden vergleichbar großen Dünenstrukturen bilden. Zudem bildeten alle numerischen Modelle in Teilprojekt F nicht die Natur ab, sondern 1:1 den Laborversuch. Für die diskutierten Transportformeln spielen solche Überlegungen jedoch generell keine Rolle: sie sind reine Schwellenwertformeln, bei denen Sediment dann transportiert wird, wenn die kritische Sohl Schubspannung überschritten ist. Aufgrund ihres empirischen Charakters geben sie lediglich unterschiedliche experimentell gefundene Zusammenhänge betreffend die Menge des transportierten Materials wieder. Auf die Entstehung von Sohlformen haben sie keinen Einfluss. Dies ist in der Theorie und zusätzlich durch die bei der 3D-Modellierung entstandenen Sohlformen in F.5.2. belegt, bei der die Formel von MPM erfolgreich eingesetzt wurde.

Die Verwendung einer Gesamttransportformel wurde als nicht zielgerichtet angesehen, weil im Versuchsstand kein permanenter Schwebstofftransport stattfand. Es wurden lediglich lokale Schwebvorgänge beobachtet, die durch die hohe Dreidimensionalität der Strömung im Bereich der Transportkörperfronten auftraten. Die aufgewirbelten Granulatkörner setzten sich jedoch innerhalb weniger Meter wieder ab. Zudem sprachen die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse nicht zwingend für einen Einsatz einer der beiden dort untersuchten Gesamttransportformeln.

Vor dem dargelegten, nicht-trivialen Hintergrund wären weitere, vertiefende Untersuchungen mit vergleichenden Berechnungen verschiedener Transportansätze in TELEMAC-2D/SISYPHE von wissenschaftlichem Interesse. In Kombination mit der hohen Messdatenqualität aus dem Laborversuch könnten hier weitere aufschlussreiche Ergebnisse erzeugt werden. Im Rahmen des Projektumfangs von Teilprojekt F war dies jedoch nicht vorgesehen.

7.2.1. Erkenntnisse aus der 2D-Modellierung des geraden Stauraums

Im geraden Stauraum wurde der Fokus auf die ungestörte Entwicklung einer dynamischen Gleichgewichtssohle gelegt. Das bedeutet, dass unter konstant gehaltenen hydraulischen Bedingungen die Sohlentwicklung so lange beobachtet wurde, bis diese sich statistisch nicht mehr veränderte. Konkret veränderten sich die mittlere Wasserspiegelneigung, die mittlere Länge und Höhe von Transportkörpern und auch die mittlere Sohltransportrate nicht mehr und die Varianz der Messwerte war bekannt.

Störungen der hydraulischen Verhältnisse, zum Beispiel die Einströmsituation in den Versuchsstand, wurden baulich und durch einen angepassten Versuchsbetrieb minimiert, sodass die Strömungsverhältnisse zu Beginn des Stauraums bereits als weitestgehend ungestört und als für die Zielsetzung geeignet angenommen werden konnten. Dieser Zustand war deshalb so wichtig, weil so im numerischen Modell nur der eigentliche Versuchsstand abgebildet werden musste. Anderenfalls wäre es erforderlich geworden, auch die gesamte Einströmsituation in den Versuchsstand abzubilden, um die gleichen Strömungsverhältnisse zu erzeugen wie im Laborversuch, was den ohnehin beträchtlichen Rechenaufwand weiter erhöht hätte. Um sicherzustellen, dass die Geschwindigkeitsprofile im Laborversuch zum numerischen Modell passten, wurden Geschwindigkeitsmessungen im Bereich des Zulaufpodests durchgeführt und mit denen im numerischen Modell verglichen.

Die sich in jedem Laborversuch neu entwickelnde Sohle entstand also alleine durch sehr geringe zufällige lokale Störungen der Strömungsverhältnisse in Sohlnähe, die hauptsächlich von der Lage der einzelnen Granulatkörner an der Grenze zwischen Wasser und Sediment abhängen. Dieser Prozess konnte im 2D-numerischen Modell nicht abgebildet werden, weil die Sohle über eine globale Rauheitshöhe definiert und diese an jeder Stelle gleich war. Lokale Höhenunterschiede in der Sohle aufgrund der Kornstruktur im Millimeterbereich wurden so nur statistisch abgebildet. Weiterhin nahmen die im 2D-Modell verwendeten Flachwassergleichungen eine über die Tiefe konstante Geschwindigkeitsverteilung an und vernachlässigten vertikale Geschwindigkeitskomponenten, die für die Entstehung dreidimensionaler Transportkörper elementar sind.

Selbst wenn die Sohle im numerischen Modell nicht eben, sondern mit bereits vorhandenen Sohlstrukturen eingebaut wurde, erodierten diese lokalen Ungleichheiten an der Sohle über die Zeit komplett, sodass am Ende wieder nur eine glatte Sohle mit einer der zugehörigen Hydraulik entsprechenden Sohlängsneigung verblieb. Zeitlich fluktuierende Sedimentzugaben, die durch die schwankende Sedimentfracht über die Zeit Sohlstrukturen praktisch vorgaben, hatten ebenfalls keinen nachhaltigen Effekt. Die zugegebene Masse an Sediment verteilte sich mit zunehmendem Abstand vom oberen Modellrand immer gleichmäßiger über die

Länge des Stauraums und die so erzeugten lokalen Variationen der Sohlhöhe ebneten sich immer weiter ein. Variation der Sohlhöhe über die Stauraumbreite war nicht vorhanden. Die in den 2D-numerischen Berechnungen des geraden Stauraums erzeugten lokalen Variationen der Sohlhöhe waren einzig auf den Einfluss der variablen Sedimentzugabe zurückzuführen, die die im Laborversuch verwendete Sedimentrezirkulation nachbildete.

7.2.2. Erkenntnisse aus der 2D-Modellierung des gekrümmten Stauraums

Im gekrümmten Stauraum wurde beim Versuchsbetrieb und bei der Auswahl der hydraulischen Zustände genau gleich vorgegangen wie im geraden Stauraum. Aufgrund der starken horizontalen Auslenkung der Strömung im Bereich der Links-Rechts-Links-Kurve traten dort jedoch zusätzlich starke Sekundärströmungseffekte auf. Im geraden Stauraum waren zwar auch Sekundärströmungseffekte vorhanden, allerdings hatten sie keinen messbaren Einfluss auf das Transportgeschehen. Um die Unterschiede besser herauszuarbeiten, wird dieser im geraden Stauraum vorhandene Effekt dennoch kurz erläutert und den Effekten im gekrümmten Stauraum gegenübergestellt:

Wasserspiegelunterschiede im Fließquerschnitt traten im geraden Stauraum alleine aufgrund von Geschwindigkeitsunterschieden und ungleichmäßigen Schubspannungsverteilung auf. Im Bereich der nicht erodierbaren Ufer nahm die Fließgeschwindigkeit in Längsrichtung zum linken wie rechten Rand hin erwartungsgemäß ab, wodurch dort geringfügig höhere Wasserspiegel gemessen werden konnten. Es traten in diesen Bereichen schwache Sekundärströmungen mit niedriger Geschwindigkeit auf, die entlang der geneigten Ufer aufsteigend und dann in Richtung der Stauraummitte umgelenkt wurden (vgl. auch „Sekundärströmungen [...] in geradlinigen gleichförmigen Gerinneströmungen begrenzter Breite“ bei Jirka und Lang (2009)). Durch die wesentlich größere Geschwindigkeit in Hauptströmungsrichtung wurden diese abtauchenden Strömungsanteile zudem in Fließrichtung umgelenkt, sodass horizontalachsige, spiralförmige Wirbel entlang der festen Ufer entstanden. Deren Einfluss auf das Transportgeschehen war jedoch untergeordnet und trug nicht zur Bettbildung bei.

Im gekrümmten Stauraum traten diese Prozesse auch auf, allerdings dominierten die Richtungsänderungen in den Kurven die Sekundärströmungen. Am Beginn der Kurve lief das bisher parallel zu den festen Ufern fließende Wasser auf das in den bisherigen Fließquerschnitt hineinragende und somit direkt angeströmte rechte Ufer auf (in diesem Fall das Prallufer) und wurde nach links umgelenkt. Dadurch entstand ein Stau im Bereich des Prallufers, der im unteren Fließquerschnitt zu einer Ausgleichsströmung entlang des geneigten Ufers zur Stauraummitte hinführte. Diese Sekundärströmungseffekte zeigten sich einerseits durch messbare Wasserspiegelunterschiede zwischen den Ufern sowie durch gut sichtbare Zonen mit vertika-

len Wirbeln an der Wasseroberfläche und andererseits durch eine stark veränderte Sohlstruktur. Die Sekundärströmungen transportierten Sediment vom direkt angeströmten Ufer zur Querschnittsmitte hin und sorgten für die typischen starken Eintiefungen der Sohle im Bereich des direkt angeströmten Ufers und Anlandungen auf der gegenüberliegenden Seite, wie sie auch in der Natur bei Prall- und Streichufern typischerweise angetroffen werden.

Für die numerische Modellierung war hier der wesentliche Unterschied bei der Simulation des geraden und des gekrümmten Stauraums begründet. Während Sekundärströmungseffekte im geraden Stauraum nur in untergeordnetem Maß auftraten und nicht bettbildend wirkten, mussten sie im gekrümmten Stauraum berücksichtigt werden. Im 2D-numerischen Modell wurde dies über eine erhöhte Sohltransportkapazität in den Uferbereichen berücksichtigt, die abhängig von der Wasserspiegelneigung zwischen zwei benachbarte Zellen definiert war. Je größer der Wasserspiegelunterschied zwischen zwei Zellen war, desto höher wurde eine Transportkapazität vom Ufer weg in Richtung der Stauraummitte angesetzt, die dann mit der hydrodynamisch bereits vorgegebenen Transportkapazität verrechnet wurde. Diese Parametrisierung ermöglichte es, auch in der 2D-Simulation vertikale Wirbelstrukturen im Bereich von festen Ufern zu berücksichtigen (vgl. Tassi (2018)). Diese Implementierung von Sekundärströmungseffekten erzeugte vergleichbare Sohllagen in der gekrümmten Messstrecke, allerdings mit anderer räumlicher Verteilung und vor allem ohne zeitliche Variabilität. Analog zu den Simulationen im geraden Stauraum war auch im gekrümmten Stauraum keine inhärente zeitliche Variabilität der für die Sekundärströmungen verantwortlichen Prozesse vorhanden, sodass die Variabilität und Zufälligkeit der im Laborversuch auftretenden Sohlstrukturen nicht besser abgebildet werden konnten.

7.3. Erkenntnisse aus der 3D-Modellierung

Um die zur eigenständigen Entwicklung der Sohle benötigten Geschwindigkeiten in allen Raumrichtungen zu berücksichtigen, wurde ein 3D-Modell in TELEMAC-3D verwendet. Dort werden anstelle der tiefengemittelten Flachwassergleichungen des 2D-Modells die dreidimensionalen Navier-Stokes-Gleichungen mit einer freien, sich zeitlich ändernden Oberfläche (mit oder ohne die Hypothese des hydrostatischen Drucks) gelöst. Dennoch wurde auch im 3D-Modell eine zeitliche Mittelung der turbulenten Geschwindigkeitsschwankungen vorgenommen (RANS) und turbulente Strukturen mit Hilfe von Turbulenzmodellen (hier: $k-\epsilon$) abgebildet.

7.3.1. Erkenntnisse aus der 3D-Modellierung des geraden Stauraums

Das 3D-Modell mit hydrostatischer Druckverteilung des geraden Stauraums konnte Sohlstrukturen erzeugen, die den Transportkörpern aus den Laborversuchen ähnelten und somit wesentlich besser die beobachtete Realität abbildeten als das 2D-Modell. Allerdings verfügten diese Sohlstrukturen nicht über den zufälligen Charakter der sich ständig umlagernden Sohle

im Laborversuch. So wiederholten sich bestimmte Strukturen immer wieder und teilweise an denselben Stellen im Modell. Ergänzte man das 3D-Modell um eine nicht-hydrostatische Druckverteilung, lösten sich diese festen Strukturen auf und es entstanden augenscheinlich zufällig geformte, dynamische Sohlstrukturen, die sich nicht mehr selbst reproduzierten. In Validierungsberechnungen, bei denen die zuvor kalibrierten Modelleinstellungen mit anderen hydraulischen Randbedingungen genutzt wurden, konnten vergleichbare Ergebnisse bei der Abbildung der Sohle erreicht werden.

Im Vergleich der Sohlängsschnitte von 3D-Modell und Laborversuch zeigte sich jedoch, dass sowohl die Form als auch besonders die räumlichen Abmessungen der Transportkörper nicht gut übereinstimmten. Zudem traten starke lokale Schwankungen der Sohlhöhe im Bereich der Transportkörperhochpunkte und Dünenkronen auf. An diesen Stellen traten lokal erhöhte, teilweise schwankende Schubspannungen auf, die im 3D-Modell nicht richtig abgebildet werden konnten. Mit einer weiteren Verkleinerung des Zeitschritts konnte diesem Effekt teilweise begegnet werden. Die dazu erforderliche noch feinere zeitliche Diskretisierung war aus Gründen des Rechenaufwands jedoch nicht für alle Berechnungen durchführbar. Der Zeitschritt lag ohne diese weitere Diskretisierung bereits bei 0,01 Sekunden, um eine stabile Simulation zu erhalten: Eine simulierte Sekunde erforderte also bereits 100 diskret berechnete Zustände für Hydrodynamik und Morphologie.

Dass es prinzipiell möglich ist, Sohlformen bei Sanden mit TELEMAC-3D hochgenau abzubilden, wurde in Goll (2017) für einen enggestuften Sand mit mittlerem Korndurchmesser $d_m = 0,94$ mm gezeigt. Dass dies in der vorgestellten Untersuchung nicht im selben Maße möglich war, lässt sich wie folgt begründen: Die 3D-numerische Modellierung von Sohltransportprozessen ist komplex und erfordert Zeit und Rechenleistung für die entsprechenden Kalibrierungsschritte und Validierungsrechnungen. Im Rahmen der Projektbearbeitung wurden deshalb die beim Leibniz-Rechenzentrum der Bayerischen Akademie der Wissenschaften zur Verfügung gestellten Ressourcen genutzt, was jedoch mit Wartezeiten von 1-6 Tagen je nach Größe der beauftragten Simulation verbunden war. Eine starke Beschleunigung insbesondere des Kalibrierungsvorgangs konnte somit nicht erzielt werden.

Weiterhin wurde in dieser Untersuchung anstatt Sand das Polystyrolgranulat aus den Laborversuchen als Sediment verwendet, wozu es bisher kaum Vergleichsuntersuchungen gibt. Die daraus resultierenden Einflüsse auf die Berechnungsergebnisse konnten im Rahmen der Bearbeitung von Teilprojekt F nicht erschöpfend untersucht werden, weshalb eine abschließende Beurteilung der Leistungsfähigkeit des 3D-Modells unvollständig bleiben musste. Mit Blick auf die erzielten Resultate ist davon auszugehen, dass es im Rahmen einer fortgeführten Modelloptimierung mit gegebenenfalls implementierten Anpassungen der verwendeten Transport-

formeln auf die Eigenschaften des Leichtgewichtsgranulats möglich sein dürfte, hier eine befriedigende Übereinstimmung zu erzielen. Untersuchungen von Kocyigit et al. (2005) stützen diese Vermutung.

7.3.2. Erkenntnisse aus der 3D-Modellierung des gekrümmten Stauraums

Anders als im 2D-Modell war im 3D-Modell eine Parametrisierung von vertikalen Geschwindigkeitsanteilen im Uferbereich zur Abbildung von Sekundärströmungseffekten nicht erforderlich. Da alle Geschwindigkeitskomponenten berücksichtigt wurden, konnten auch die in den Kurven auftretenden hohen vertikalen Geschwindigkeitsanteile rechnerisch bestimmt und großräumige vertikale Wirbelstrukturen näherungsweise abgebildet werden (limitierend war hier die für diese Strukturen verhältnismäßig grobe Netzauflösung). Dies führte zu einer genaueren Berechnung der Sohlstrukturen in der gekrümmten Messstrecke. Die bereits mehrfach thematisierte zeitliche Variabilität der Sohlstrukturen konnte durch eine Berücksichtigung von nichthydrostatischer Druckverteilung hergestellt werden.

Im Vergleich zu den Ergebnissen der 2D-Modellierung konnte eine insgesamt bessere Abbildung der Sohle in der gekrümmten Messstrecke erreicht werden, bei der zudem eine echte zeitliche Variabilität der Sohle existierte. Die dennoch vorhandenen quantitativen Abweichungen der Sohlhöhen in den Erosions- und Anlandungsbereichen der Kurven sowie deren räumliche Lage können nicht explizit auf eine Ursache zurückgeführt werden. Vielmehr ist eine höhere Ergebnisqualität durch eine optimierte Kalibrierung erwartbar. Eine Anwendbarkeit des kalibrierten Modells auf andere Lastfälle konnte wie für den geraden Stauraum ebenfalls belegt werden.

7.4. Gegenüberstellung der numerischen Modelle

Die 2D-numerische Modellierung mit TELEMAC-2D zeigte deutliche Schwächen bei der Abbildung der hydro-morphodynamischen Prozesse, wie sie in den Laborversuchen aufgezeichnet wurden. Nachdem die simulierte Sohle im geraden Stauraum unter konstanten Bedingungen von selbst keine Transportkörper bildete und auch Schwankungen bei der Zugabefracht gemäß der im Laborversuch gemessenen Sedimenttransportraten nicht zur Bildung solcher Transportkörper führten, konnten auch zugehörige lokale sowie zeitliche Wasserspiegelschwankungen nicht entsprechend abgebildet werden. In der gekrümmten Messstrecke wurden trotz der großen Unterschiede der Sohlage in den Erosions- und Anlandungsbereichen lokale Wasserspiegeldifferenzen nur stark gemittelt und dadurch auch von ihrer Lage nicht immer passend abgebildet. Wasserspiegellängsgefälle wurden zwar relativ genau abgebildet, allerdings bei einer mit Blick auf die Laborversuche nicht als richtig anzusehenden Sohle.

Wenn sich durch Veränderungen des Abflusses (z. B. innerhalb einer Ganglinie) die Fließgeschwindigkeit und somit die Sohlschubspannung veränderte und dadurch Umlagerungen an der Sohle stattfanden, traten lokale und zeitliche Schwankungen der Sohlhöhe im 2D-Modell auf. Wenn diese Abflussänderungen groß waren und in kurzer Zeit stattfanden, traten entsprechend höhere lokale und zeitliche Schwankungen der Sohle und somit auch des Wasserspiegels auf, die ohne das Wissen aus den Laborversuchen möglicherweise mit der Ausbildung von zum Laborversuch vergleichbaren Sohlstrukturen verwechselt worden wären. Die beobachteten Schwankungen entsprachen allerdings nicht den tatsächlich im Laborversuch vorgefundenen Sohlstrukturen und Pegelschwankungen, da, wie oben beschrieben, solche Schwankungen im 2D-Modell aufgrund der fehlenden vertikalen Geschwindigkeitskomponente in der Berechnung immer wieder „herausgeglättet“ wurden.

Aussagen zum Einfluss großräumiger Sohlumlagerungen, die den gesamten Stauraum betrafen, konnten dennoch gemacht werden, weil diese einerseits durch die variierenden hydraulischen Bedingungen vorgegeben waren und andererseits die Unterschiede bei der abflussabhängigen Zugabefracht am oberen Modellrand wesentlich größer waren als Schwankungen, die sich allein aus der Wanderung von Sohlstrukturen ergaben. Die zeitliche Exaktheit der vorgefundenen Umlagerungsprozesse blieb aufgrund der fehlenden Sohlstrukturen und somit auch der zeitabhängigen Rauheit jedoch fragwürdig. Zudem ist davon auszugehen, dass aufgrund der glättenden Wirkung des 2D-Modells auf lokale Sohlunebenheiten maximale und minimale Sohlagen tendenziell unterschätzt wurden.

Die 3D-numerischen Modelle mit TELEMAC-3D zur Berechnung der hydro-morphodynamischen Prozesse in den in Teilprojekt F durchgeführten Laborversuchen erwiesen sich erwartungsgemäß als leistungsstärker. Morphologische Prozesse wurden abgebildet und Ergebnisse aus den Laborversuchen konnten angenähert werden, auch wenn mit Abschluss der Untersuchungen noch Bedarf an Modelloptimierungen bestand. Dessen ungeachtet waren die Modelle geeignet, sowohl die Prozesse der Bildung und Wanderung von Transportkörpern im geraden Stauraum abzubilden, als auch die von zusätzlichen Querströmungseffekten beeinflussten Erosions- und Anlandungsbereiche zusammen mit verhältnismäßig hochfrequenten Umlagerungen dazwischen im gekrümmten Stauraum. Die Wasserspiegellage wurde sehr gut nachgebildet, weshalb Vorhersagen über den Einfluss des morphologischen Geschehens auf die Wasserspiegellage mit dem 3D-Modell möglich wurden. Auch lokale Veränderungen der Wasserspiegellage abhängig von darunterliegenden Sohlstrukturen und deren hoher zeitlicher Variabilität wurden sichtbar und plausibel aufgezeigt.

Zwei entscheidende Faktoren stehen dem Einsatz der 3D-Modellierung entgegen: der aufwendige Kalibrierungsprozess und die tendenziell hohe erforderliche Rechenleistung.

- Bei der Netzerstellung und für die anschließende Kalibrierung ist die Wahl der richtigen Layer-Verteilung entscheidend für die Qualität der Berechnungsergebnisse. Um dies ziel-sicher vornehmen zu können, ist ein hochwertiger Datensatz, wie z. B. aus den Laborver-suchen, zur Netzerstellung zwingend erforderlich. Liegen keine hochgenauen Informatio-nen zu Geschwindigkeitsverteilungen über der Sohle vor, erschwert dies den Netzerstel-lungs- und Kalibrierungsprozess.
- Der Rechenaufwand für das 3D-Modell erhöhte sich nicht nur durch die aufwendigere Lö-sung der 3D-Navier-Stokes-Gleichungen und der nicht-hydrostatischen Druckverteilung, sondern auch maßgeblich durch die Anzahl der vertikalen Layer: Er skalierte näherungs-weise linear mit der Anzahl der Layer ausgehend vom Basisnetz. Durch Parallelisierung, also das Aufteilen des Rechnernetzes in kleinere Teile, die dann auf mehreren CPU-Ein-heiten zeitgleich berechnet werden, konnte eine erhebliche Beschleunigung der Berech-nungsdauer erzielt werden. Einen Grenzwert, ab dem keine weitere Beschleunigung mehr stattfand, weil die Kommunikation zwischen den einzelnen CPU-Einheiten dann länger dauerte als der Leistungszuwachs durch weitere CPUs betrug rund 1200 3D-Knoten je CPU-Einheit.

8. Zusammenfassung / Schlussfolgerungen / Ausblick

In Teilprojekt F wurde ein neuer hybrider Ansatz verfolgt, um den Herausforderungen der phy-sikalischen und numerischen Modellierung von Flusstauräumen mit Feinsandablagerungen am bayerischen Inn zu begegnen. Der feine Sand dort ist hochmobil, dadurch bei Hochwasser schnell und stark in Bewegung. Die Aufzeichnung von Sohllagen während eines Hochwasse-rereignisses ist nicht nur wegen der Mobilität des Sandes schwierig, sondern auch aus Sicher-heitsgründen heikel; Informationen über die Sohllagen in den Stauräumen während Hochwas-ser liegen deshalb nicht vor.

Zu Beginn der Untersuchungen in Teilprojekt F war deshalb geplant, eine charakteristische Innstaustufe möglichst realitätsnah aber unter Beachtung der vorhandenen Hallengröße in ei-nem physikalischen Modell aufzubauen und die erzielten Resultate verallgemeinert auf andere ähnliche Staustufen, insbesondere auch die anderen Innstaustufen, zu übertragen. Da kein geeignetes Ersatzmaterial in der erforderlichen Menge beschafft werden konnte, das den An-forderungen der Ähnlichkeitstheorie genügt hätte, und da für den Einsatz eines solchen Mate-rials noch zusätzliche, über die bereits umfangreichen Anpassungen des Versuchsstands hin-ausgehende bauliche Maßnahmen erforderlich gewesen wären, wurden stattdessen zwei Stauräume mit für den Inn charakteristischen Eigenschaften innerhalb eines sogenannten La-borversuchs aufgebaut.

Diese Laborstauräume basierten auf einer umfassenden Parameterstudie der 15 betrachteten Innstaustrufen und waren so konzipiert, dass anhand der zwei abgeleiteten Stauraumkonfigurationen „gerade“ und „gekrümmt“ die hydraulischen und morphologischen Gegebenheiten in den Innstauräumen bestmöglich nachgebildet wurden. Abgesehen vom Korndurchmesser des verwendeten Ersatzmaterials waren alle anderen Parameter ähnlich zu den realen Innstauräumen, um weiterhin die dort maßgeblichen Transportprozesse abzubilden. Deshalb wurde auch an einer Durchführung der Untersuchungen im großen Maßstab festgehalten. Eine quantitative Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den Inn war jedoch nicht mehr gegeben.

Stattdessen wurden die Versuchsergebnisse genutzt, um die Leistungsfähigkeit der hydro-morphodynamischen numerischen Programme HYDRO_AS-2D mit HYDRO_FT-2D sowie TELEMAC-2D und TELEMAC-3D mit SISYPHE zu überprüfen, die üblicherweise aufgrund der beschriebenen Probleme bei der Aufzeichnung von Messdaten während Hochwasser ohne hochwertige Daten zur Kalibrierung und Validierung eingesetzt werden. Mit dem kombinierten Ansatz aus Laborversuch und numerischer Berechnung wurde so ein Weg aufgezeigt, wie wertvolle Informationen über die hydro-morphologischen Prozesse in den an die Stauräume des bayerischen Inns angelehnten Laborstauräumen gewonnen werden können, um damit die Prognosefähigkeit numerischer Modelle unter den genannten Bedingungen zu verbessern.

Im Laborversuch wurde je Versuchsszenario ein umfassendes Datenpaket mit zeitlich und räumlich hochaufgelösten Messungen von Sohltopografie, Sedimenttransport, Wasserspiegelverlauf und Fließgeschwindigkeiten erzeugt. Dies ermöglichte einen detaillierten Einblick in die morphologischen Prozesse in den beiden Stauraumkonfigurationen unter stationären und instationären Abflussbedingungen. Mit Blick auf die wachsende Relevanz von Lösungen im Umgang mit Feinsandablagerungen in Stauräumen auch über den Inn hinaus lieferte der Betrieb des Laborversuchs und der Umgang mit großen Mengen an Sediment im Versuchskontext zudem wertvolle Erfahrungswerte für weitere Untersuchungen.

Die Vielzahl an zur Verfügung stehenden Versuchsdaten ermöglichte es, eine detaillierte Überprüfung der Ergebnisqualität der numerischen Software TELEMAC-2D mit dem Sedimentmodul SISYPHE durchzuführen. Die Nutzung von HYDRO_AS-2D mit dem Sedimentmodul HYDRO_FT-2D wurde bereits im Projektverlauf für die Bearbeitung der Fragestellungen der Teilprojekte E und F nicht weiterverfolgt (für Erläuterungen siehe Endbericht Teilprojekt E). Es konnten Schwächen der 2D-numerischen Modellierung mit TELEMAC-2D in der Anwendung auf die konkreten räumlichen und hydraulischen Randbedingungen der Laborstauräume identifiziert und ihre Folgen für die Ergebnisse numerischer Modelle der Naturstauräume übertragbar gemacht werden. Das Fehlen der vertikalen Geschwindigkeitskomponente führte in TELEMAC-2D zu einer Glättungstendenz und damit verbundener Vergleichmäßigung lokaler

Sohlunebenheiten in Abschnitten mit wenig Querströmungseinfluss. Zeitlich variable Sohlstrukturen entstanden nicht und konnten sich auch bei variabler Sedimentzugabe nicht eigenständig entwickeln oder selbsterhalten.

Weiterhin wurde das Potential und die damit verbundenen Aufwendungen von 3D-numerischer Sedimentmodellierung aufgezeigt. Anders als in TELEMAC-2D konnten mit TELEMAC-3D zeitlich und räumlich zufällig entstehende Sohlstrukturen unter ansonsten konstanten Randbedingungen modelliert werden. Mit Hilfe der Versuchsdaten war es darüber hinaus möglich, die morphologische Aktivität quantitativ zu beurteilen. Aufgrund der hohen Anforderungen an die Rechenleistung verbunden mit einer im Vergleich zum 2D-Modell aufwendigeren Kalibrierung insbesondere der Hydrodynamik wurden hier jedoch nicht im selben Maße Untersuchungen durchgeführt wie für die 2D-Modelle.

Der verwendete Ansatz einer hybrid-numerischen Modellierung mit Kalibrierung und Validierung am Laborversuch war geeignet, die Leistungsfähigkeit der verwendeten numerischen Programme sehr genau zu überprüfen. Erkenntnisse bei der Kalibrierung und zur Reaktion der Modelle auf verschiedene Modelleinstellungen können aus der Modellierung des Laborversuchs heraus auf Modelle der Naturstandorte übertragen werden und so die Ergebnisqualität dieser Modelle erhöhen. Entwicklungspotential besteht bei der Übertragung der Parameter-einstellungen der verwendeten Transportformeln. Diese sind für die Berechnung natürlich vorkommender Sedimentkörner kalibriert, während die Dichte des im Laborversuch genutzten Materials deutlich geringer war. Dies machte eine faktorielle Anpassung der zur numerischen Berechnung des Laborversuchs verwendeten Transportformeln erforderlich (z. B. mittels MPM-Koeffizient α_{MPM}), die nicht direkt für die Berechnung natürlich vorkommender Sedimente übernommen werden kann.

Von großem wissenschaftlichem sowie gegebenenfalls auch betrieblichem Interesse wäre eine detaillierte Untersuchung der Umlagerungsvorgänge in einem der Innstauräume im Rahmen eines engmaschigen Sohlmonitorings eines ausgewählten Stauraumabschnitts. Dort könnten die Einflüsse kleinerer Hochwasserereignisse auf die absolute lokale Höhenlage der Sohle untersucht und daraus Zusammenhänge abgeleitet werden, wann und wie sich die Sohle über die Zeit verändert, selbst wenn kein Extremereignis stattfindet. Die im Laborversuch beobachteten Vorgänge sprechen dafür, dass bereits kleinere Hochwasserereignisse mit geringen Jährlichkeiten (2 bis 5 Jahre) die morphologischen Strukturen in den Stauräumen verändern und diese sich gegebenenfalls deutlich auf die zeitliche Verteilung der transportierten Sedimentvolumina während eines folgenden Extremereignisses auswirken.

Insbesondere die im Laborversuch bei steil ansteigenden Hochwasserwellen verhältnismäßig abrupt beginnenden großräumigen Umbildungen der gesamten Stauraumsohle könnten auch

im Inn dazu führen, dass in Bereichen mit lokal verringerter Transportkapazität Auflandungen entstehen, die bei einem weiteren Ansteigen der Hochwasserwelle zu einem zeitlich begrenzten, stärkeren Anstieg der lokalen Wasserspiegellage führen könnten. Die Untersuchung solcher lokalen Phänomene waren in Teilprojekt F nicht vorgesehen, allerdings können die im Laborversuch erzeugten Ergebnisse als Grundlage für solche vertiefenden Untersuchungen dienen. In einem nächsten Schritt müssten konkrete Situationen in einzelnen Stauräumen identifiziert und dann explizit im physikalischen Laborversuch nachgebildet werden.

Die erzeugten Daten könnten dann wiederum genutzt werden, ähnlich der in Teilprojekt F vorgestellten Weise, die Prognosesicherheit numerischer Modelle einerseits zu erhöhen und andererseits mit ihren Schwächen besser umzugehen. Relevante Modellparameter ließen sich so genauer einstellen und der zeitaufwändige Kalibrierungsvorgang verkürzen. Die beschriebene Glättungstendenz der 2D-Modelle, die sich vor allem über eine größere Länge des untersuchten Stauraumabschnitts bemerkbar machte, würde in einem kürzeren, stärker von Querströmungseinfluss geprägten Abschnitt deutlich geringen Einfluss haben. Anhand der Daten eines Laborversuchs wie in Teilprojekt F kann zudem der Einfluss unterschiedlicher Netzauflösungen nachvollzogen und die Prognosesicherheit insbesondere von Langzeitsimulationen erhöht werden, bei denen neben der Rechenzeit die Netzauflösung ein limitierender Faktor ist.

9. Literatur

ASCE (1962): Sediment Transportation Mechanics: Introduction and Properties of Sediment. Journal of the Hydraulics Division HY 4 (July 1962).

Beckers, F., Noack, M. & Wieprecht, S. (2018): Uncertainty analysis of a 2d sediment transport model: an example of the lower river salzach, Journal of Soils and Sediments 18(10), 3133–3144.

Bollrich, G., et al. (1989): Technische Hydromechanik 2. Verlag für Bauwesen, Berlin 1989, Abschnitt 1: Hydraulisches Versuchswesen, S. 21–75

Dey, S. (2014): Fluvial Hydrodynamics. Springer, Berlin Heidelberg.

Eckstein, P.P. (2012): Angewandte Statistik mit SPSS: Praktische Einführung für Wirtschaftswissenschaftler. Lehrbuch, Springer Gabler, Wiesbaden.

Fiedler, K. (2008): Erfassung Hydromorphologischer Vorgänge Bei Hochwasser Mit Hilfe von ADCP-Messungen. Vol. 120. Berichte Des Lehrstuhls Und Der Versuchsanstalt Für Wasserbau Und Wasserwirtschaft, 2008.

García, M. H., ed. (2008): Sedimentation Engineering - Processes, Measurements, Modeling, and Practice. Vol. 110. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice. Reston, Va: American Society of Civil Engineers, 2008.

Goll, A. (2017): 3D Numerical Modelling of Dune Formation and Dynamics in Inland Waterways. Bd. 103. BAW Mitteilungen. Karlsruhe: BAW, 2017.

Gyr, A. & Hoyer, K. (2006): Sediment Transport: A Geophysical Phenomenon, Springer, Berlin u.a.

Hall, J. W., Boyce, S. A., Wang, Y., Dawson, R. J., Tarantola, S. & Saltelli, A. (2009): 'Sensitivity analysis for hydraulic models', Journal of Hydraulic Engineering 135(11), 959–969.

Hamby, D. M. (1994): A review of techniques for parameter sensitivity analysis of environmental models, Environmental monitoring and assessment 32(2), 135–154.

Henry, P.Y. & Aberle J. (2018): Protocols for Scaling Morphodynamics in Time. Hydralab+ Deliverable D8.3. Zenodo, December 30, 2018.

Hentschel, B. (2008): Hydraulische Flussmodelle mit beweglicher Sohle. In: Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau. Wasserbauliches Versuchswesen. Karlsruhe: BAW (90).

Herrmann, T. (2016): Weiterbetrieb KW Ering-Frauenstein: Naturschutzfachliche Grundlagen zu den Antragsunterlagen.

Jirka, G.H. & Lang, C. (2009): Einführung in die Gerinnehydraulik. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

Kern, T. (2019): Sensitivity Analysis of Two Numerical Sediment Transport Models - Hydro-morphodynamic Processes of a Laboratory Test. Masterarbeit. Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, 2019.

Khorram, S. & Ergil, M. (2010): A sensitivity analysis of total-load prediction parameters in standard sediment transport equations¹, JAWRA Journal of the American Water Resources Association 46(6), 1091–1115.

Kirkegaard, J., Wolters, G., Suterhland, J., Soulsby, R., et al. (2011): Users guide to physical modelling and experimentation. Experience of the HYDRALAB network. 1. ed. Hg. v. L. E. Frostick. Boca Raton u.a.: CRC Press (IAHR design manual).

Kobus, H. (1978): Wasserbauliches Versuchswesen. Vol. Mitteilungsheft Nr. 4. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft (DVWW), 1978.

Kocyigit, O., Lin B., & Falconer R.A. (2005): Modelling Sediment Transport Using a Lightweight Bed Material. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Maritime Engineering 158, no. 1 (2005): 3–14.

Kohane, R. (2006): Innstaustufe Wasserburg: Strömungs- und Feststofftransportmodellierung: Erläuterungsbericht.

Kohane, R. (2008): Innstaustufe Rosenheim: Strömungs- und Feststofftransportmodellierung: Erläuterungsbericht.

Kohane, R. (2012a): Innstaustufe Gars: Modelluntersuchung zur Strömung und zum Feststofftransport: Erläuterungsbericht.

Kohane, R. (2012b): Innstaustufe Teufelsbruck: Modelluntersuchung zur Strömung und zum Feststofftransport: Erläuterungsbericht.

Kohane, R. (2016): Erweiterung und Effizienzsteigerung des Innkraftwerks Jettenbach/Töging, Erneuerung KW Töging: Hydraulik Stauraum Jettenbach: Nachweis der vom Vorhaben bewirkten hydraulischen Vorgänge.

Mendoza, A., Abad, J. D., Langendoen, E. J., Wang, D., Tassi, P. & Abderrezzak, K. E. K. (2017): Effect of sediment transport boundary conditions on the numerical modeling of bed morphodynamics, *Journal of Hydraulic Engineering* 143(4).

Norton, J. (2015): An introduction to sensitivity assessment of simulation models, *Environmental Modelling & Software* 69, 166–174. 5.

Pianosi, F., Beven, K., Freer, J., Hall, J. W., Rougier, J., Stephenson, D. B. & Wagener, T. (2016): Sensitivity analysis of environmental models: A systematic review with practical workflow, *Environmental Modelling & Software* 79, 214–232.

Saltelli, A. (1999): Sensitivity analysis: Could better methods be used?, *Journal of Geophysical Research: Atmospheres* 104(D3), 3789–3793.

Schäfer, S., Schlagenhauser, M. & Rutschmann, P. (2019): Optical Measurement Method for Quantifying Sediment Transport in Physical Experiments, in: *E-Proceedings of the 38th IAHR World Congress. International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR), Panama City, Panama*, pp. 783–792.

Schäfer, S., Fuchs, Y. & Rutschmann, P. (2021): Ähnlichkeit von Sohlformen bei Sand und Leichtgewichtsgranulat. In *Wasserbau-Symposium 2021 - Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel*, 15.-17. September 2021 in Zürich. Zur Veröffentlichung angenommen.

Schlagenhauser, M., Schäfer, S., Böcker, S. & Wiedemann, W.: *Advances Using Terrestrial Laser Scanning to Determine Riverbed Topography*. Under Review.

Schendera, C.F.G. (2010): *Clusteranalyse mit SPSS: Mit Faktorenanalyse*. Oldenbourg, München.

Schmautz, M. (2003): *Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke — Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Nr. 96.

Shewchuk, J.R. (1996): Triangle: Engineering a 2D Quality Mesh Generator and Delaunay Triangulator, in: *Applied Computational Geometry: Towards Geometric Engineering* (Ming C. Lin and Dinesh Manocha, editors), volume 1148 of *Lecture Notes in Computer Science*, pages 203-222, Springer-Verlag, Berlin, May 1996.

Tassi, P. (2018): Sisyphe User Manual. TELEMAC-MASCARET Consortium, Release 8.0, December 2018.

Van Rijn, L.C. (1984a). Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*. 110(10):1431–1456.

Van Rijn, L.C. (1984b). Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness. *Journal of Hydraulic Engineering*. 110(12):1733–1754.

Yalin, M.S. (1971): *Theory of Hydraulic Models*. London, UK: Macmillan, 1971.

Yalin, M.S. (1972): *Mechanics of Sediment Transport*. Oxford; New York: Pergamon Press, 1972.

Zanke, U. (1982): *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Berlin; New York: Springer, 1982.

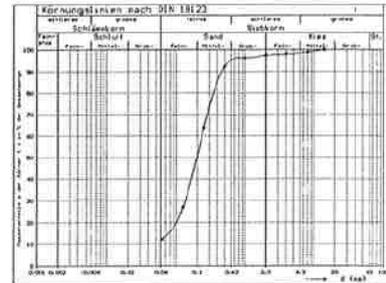
Zanke, U. (2013): *Hydraulik für den Wasserbau*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2013.

Anhang

Technische Universität München
Zentrum Geotechnik

Ermittlung des Kornaufbaus nach DIN 18 123

Probe-Nr.: Hr. Schäfer 2
 Entnahmestelle:
 Entnahmetiefe [m]:
 Entnahmeort:
 Bauvorhaben:
 Geologische Bezeichnung ..:
 Projekt-Nr.:
 Datum: 10.07.2018
 Ausführender: Rd/Pi
 Dateiname: hr schaefer 2.k



Analyseart:
 Siebung naß und trocken

Größtkorn: 14.00 mm

Naßsiebung

md > 0.063 (NS) : 841.3 g
 md < 0.063 (NS) : 89.8 g
 md < 0.063 (TS) : 25.7 g
 md < 0.063 ges. : 115.5 g
 Gesamtmasse : 931.1 g

Trockensiebung

Nr.	Weite (mm)	Rückstand (g)	Rückstand (%)	Durchgang (g)	Durchgang (%)
4	8.000	11.1	1.2	920.5	98.8
5	4.000	7.2	0.8	913.3	98.0
6	2.000	5.2	0.6	908.1	97.5
7	1.000	8.9	1.0	899.2	96.5
8	0.500	38.7	4.2	860.4	92.4
9	0.250	266.7	28.6	593.7	63.7
10	0.125	343.1	36.8	250.6	26.9
11	0.063	135.2	14.5	115.5	12.4
Masse < 0.063	:	115.5 g			
Summe	:	931.6 g			
Siebverlust	:	-0.5 g	-0.1 %		

φ :	0.002	0.006	0.02	0.06	0.2	0.4	0.6	2.0	6.3	20.0	63.0	100
%< φ :	0.0	0.0	0.0	11.8	50.9	85.9	95.2	97.5	98.4	100	100	100
D%:	0.0	0.0	0.0	11.8	39.1	35.0	9.3	2.3	1.0	1.6	0.0	0.0
0.0 %	11.8 %			85.7 %				2.5 %		0.0 %		
% :	10	15	25	30	50	60	85	90				
φ <% :	-----	0.0768	0.1187	0.1347	0.1969	0.2340	0.3906	0.4548				

Kornkennzahl = 0190 U = _____ C = _____

Abbildung 120: Kornaufbau, Sedimentprobe aus der Staustufe Ering-Frauenstein

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Mögliche Parameter zur Charakterisierung von Staustufen	5
Abbildung 2: Gewichtete Auswertung der visuellen Klassierung.....	10
Abbildung 3: Flussdiagramm statistische Datenanalyse	11
Abbildung 4: Leitparameter für physikalische Versuche.....	13
Abbildung 5: Mikroskopaufnahmen einer Sedimentprobe aus der Staustufe Ering- Frauenstein	17
Abbildung 6: Sieblinie einer Sedimentprobe aus der Staustufe Ering-Frauenstein.....	18
Abbildung 7: Moody-Diagramm für Gerinneströmungen (Jirka und Lang 2009).....	20
Abbildung 8: Reynoldszahlen in den Innstauräumen	22
Abbildung 9: Reynoldszahlen im verkleinerten Versuchsstand in der Folienhalle	22
Abbildung 10: Verwendete Kunststoffgranulate (links), Materialeigenschaften PS-Granulat (rechts).....	27
Abbildung 11: Kornformverteilung Granulate (links), CAMSIZER-Analysen: Formparameter (rechts).....	28
Abbildung 12: Schema Versuchsstand mit Infrastruktur, maßstäblich.....	29
Abbildung 13: Einlaufbereich in die Stauraumstrecke mit Sedimentzugabevorrichtung (im Hintergrund: ADV-Sonden zur Geschwindigkeitsmessung am Messwagen)	31
Abbildung 14: Messwagen mit Laserscanner und ADV-Sonde	31
Abbildung 15: Uferelemente in der Aufbauphase (links), Gerader Stauraum vor Versuchsbeginn (rechts).....	32
Abbildung 16: Sperrenbauwerk mit baugleichen Wehrfeldern zur Stauregelung in der Aufbauphase	33
Abbildung 17: Sedimentfang mit Unterwasserschütz von unterstrom, erste Konfiguration	34
Abbildung 18: Sedimentfang vor (links) und nach Umbau (rechts)	35
Abbildung 19: Deckenkamera, Beispielaufnahme während Betrieb	36
Abbildung 20: Schematischer Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand	37

Abbildung 21: Ansichten Versuchsstand: „Gerader Stauraum“ vor Versuchsbeginn (oben), „Gerader Stauraum“ während Betrieb (Mitte), „Gekrümmter Stauraum“ nach Versuchsende (unten).....	38
Abbildung 22: Planunterlagen Versuchsstand, Draufsicht gesamt (links), Draufsicht Messstrecke (rechts)	39
Abbildung 23: Querschnitt durch den Stauraum mit Ausgangssohlhöhe und drei untersuchten Pegelständen, schematisch.....	40
Abbildung 24: Wellenauswahl für den Pegel Wasserburg gemäß Teilprojekt A	44
Abbildung 25: Wellenauswahl für den Pegel Passau-Ingling gemäß Teilprojekt A.....	45
Abbildung 26: Maximale/minimale Abflussveränderung pro Stunde und Scheitelabfluss für den Pegel Wasserburg	45
Abbildung 27: Wellenvolumen und Scheitelabfluss für den Pegel Wasserburg.....	46
Abbildung 28: Maximale/minimale Abflussveränderung pro Stunde und Scheitelabfluss für den Pegel Passau-Ingling.....	46
Abbildung 29: Wellenvolumen und Scheitelabfluss für den Pegel Passau-Ingling	46
Abbildung 30: Wellenauswahl für den Laborversuch	48
Abbildung 31: Bestandteile der Messtechnik im Versuchsstand	50
Abbildung 32: Durch Wasser verzerrte Punkte (grün) im Vergleich mit der Referenz (rot)....	53
Abbildung 33: Durch Modellierung des Strahlengangs des Lasers rückgerechnete Punkte (blau) im Vergleich mit der Referenz (rot).....	54
Abbildung 34: Geometrie der TLS Korrektur für Unterwasserpunkte nach <i>Smith et al.</i> 2012	55
Abbildung 35: Optisches Messsystem in Draufsicht und Längsschnitt, schematisch (modifiziert nach Schäfer et al. 2019)	56
Abbildung 36: Sedimenttransportmessung, Kamerabild des Messfensters (links), Kalibrierfunktion (rechts (modifiziert nach Schäfer et al. 2019)	57
Abbildung 37: Validierungsmessung für die Langzeitstabilität des Kalibrierzusammenhangs	58
Abbildung 38: links: Funktionsprinzip Vectrino Profiler, rechts: Vectrino Profiler und Vectrino+ am Versuchsstand ohne Wasser	59
Abbildung 39: Automatische Positioniervorrichtung am Versuchsstand, Schemaskizze	60

Abbildung 40: Funktionsprinzip der Distanzmessung mittels Laser-Triangulation	61
Abbildung 41: Vorbereitung einer Welle für den Laborversuch	69
Abbildung 42: Instationäre und quasi-stationäre Welle für den Laborversuch.....	70
Abbildung 43: Ganglinien für die Laborversuche	71
Abbildung 44: Vorbereiten der Stauraumsohle für den Versuch	75
Abbildung 45: Einstau des Versuchsstands mit Beregnung.....	76
Abbildung 46: Sedimentzugabe im Betrieb.....	77
Abbildung 47: Gekrümmter Stauraum mit Transportkörpern während eines Versuchs	78
Abbildung 48: Sedimentfang im Betrieb.....	79
Abbildung 49: Sedimenttransportmessung im Betrieb	79
Abbildung 50: Sohlvermessung mittels Laserscanning auf dem Messwagen und Geschwindigkeitsmessung mittels ADV unter dem Messwagen im Betrieb	80
Abbildung 51: Scanbereiche für die Sohlvermessung.....	82
Abbildung 52: Sohlstruktur nach Ende eines Versuchs: vor Entwässerung (links) und danach (rechts).....	82
Abbildung 53: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserstandsmessung, gerader Stauraum.....	83
Abbildung 54: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserstandsmessung, gekrümmter Stauraum.....	83
Abbildung 55: Sedimenttransportverlauf während des gesamten Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin.....	85
Abbildung 56: Sedimenttransportverlauf mit Abfluss und Pegelständen während Sohl- und Geschwindigkeitsmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin	85
Abbildung 57: Verteilungen von Messdaten der Sedimenttransportmessung (exemplarisch): Stat_WB_HQ30_Hmax (links), Stat_PI_HQ30_Hmin (rechts)	86
Abbildung 58: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR) gegenüber mittlerer Fließgeschwindigkeit, Phase 1: gerade- stationär	86

Abbildung 59: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR) gegenüber Mittelwertperzentile, Phase 1: gerade-stationär	87
Abbildung 60: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR), Einfluss der Einbauhöhe der Sohle auf die Transportrate	88
Abbildung 61: Sohlscan mit Lage der drei ausgewerteten Längsschnitte in der Stauraummitte	88
Abbildung 62: Längsschnitte 1, 2 und 3 durch die brechungsbereinigte Punktwolke, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21	89
Abbildung 63: Genäherte Lage der Sohloberfläche in den 3 Längsschnitten, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21	89
Abbildung 64: Foto der Deckenkamera mit Positionsmarken und Längsschnitten, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21	90
Abbildung 65: Analyse der Sohlängsneigung in der Messstrecke, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21	91
Abbildung 66: Zeitlicher Verlauf der mittleren Sohlängsneigung in der Messstrecke (links), Wasserspiegellagen im Stauraum und Schwankungen je Pegel (rechts), Stat_WB_HQ30_Hmin	91
Abbildung 67: Detektion von Sohlstrukturen in den Längsschnitten, Stat_WB_HQ30_Hmin, Scan 21	92
Abbildung 68: Analyse der gefundenen Sohlstrukturen während eines Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin	92
Abbildung 69: Mittlere Dünenabmessungen und zugehörige Fließgeschwindigkeiten	93
Abbildung 70: Sedimenttransport und Pegelstände während der Ganglinie, Inst_WB_HQ30_Hmin	94
Abbildung 71: Verlaufsanalyse Sedimenttransport über Abfluss, Inst_WB_HQ30_Hmin	95
Abbildung 72: Zeitlicher Verlauf der mittleren Sohlängsneigung in der Messstrecke während der Ganglinie, Inst_WB_HQ30_Hmin	96
Abbildung 73: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR) gegenüber Mittelwertperzentile, Vergleich Phase 1: gerade-stationär und Phase 2: gerade-instationär	96
Abbildung 74: Sedimenttransportverlauf während des gesamten Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt	97

Abbildung 75: Sedimenttransportverlauf mit Abfluss und Pegelständen während Sohl- und Geschwindigkeitsmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt	97
Abbildung 76: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR), Vergleich Phase 1: gerade stationär und Phase 3: gekrümmt stationär	98
Abbildung 77: Mittlere Transportraten und zugehörige Interquartilsabstände der Messwertverteilung (IQR), Vergleich Phase 1: gerade stationär und Phase 3: gekrümmt stationär, Einfluss der Startsohle	99
Abbildung 78: Mittlere Sohle über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt	100
Abbildung 79: IQR über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt	100
Abbildung 80: Draufsicht Versuchsstand Folienhalle mit dem auf die Anforderungen von TELEMAC-2D zugeschnittenen Berechnungsnetz ab der Sedimentzugabe	102
Abbildung 81: Netzkonfiguration für den geraden Stauraum in HYDRO_AS-2D	102
Abbildung 82: Netzkonfiguration für den gesamten Versuchsstand in HYDRO_AS-2D	103
Abbildung 83: Netzkonfiguration für den geraden (oben) und gekrümmten (unten) Stauraum in TELEMAC-2D	105
Abbildung 84: Materialrauheiten im HYDRO_AS-2D-Modell	109
Abbildung 85: Vergleich der Wasserspiegel bei Gleichgewicht für die morphodynamischen Modelle in Querschnitt (links) und Längsschnitt (rechts)	115
Abbildung 86: Vergleich der Fließgeschwindigkeiten bei Gleichgewicht für die morphodynamischen Modelle in Querschnitt (links) und Längsschnitt (rechts)	115
Abbildung 87: Vergleich der Sohllagen bei Gleichgewicht für die morphodynamischen Modelle in Querschnitt (links) und Längsschnitt (rechts)	115
Abbildung 88: Einfluss des Transport-Skalierungsfaktors $k_{f,MPM}$ über den Längsschnitt in HYDRO_FT-2D: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)	116
Abbildung 89: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt auf Eingangsparameter in HYDRO_FT-2D	116
Abbildung 90: Sensitivitäten der Wasserspiegel im Längsschnitt auf Eingangsparameter in HYDRO_FT-2D	117

Abbildung 91: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der Eingangsparameter in HYDRO_FT-2D.....	117
Abbildung 92: Einfluss des Transport-Skalierungsfaktors $k_{f,EH}$ über den Längsschnitt in HYDRO_FT-2D: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)	118
Abbildung 93: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt für Gesamttransportformeln in HYDRO_FT-2D, θ_{cr} (links) und k_F (rechts)	118
Abbildung 94: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle für Gesamttransportformeln in HYDRO_FT-2D, θ_{cr} (links) und k_F (rechts)	118
Abbildung 95: Einfluss der Gesamtrauheit des Sediments k_{St} über den Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)	119
Abbildung 96: Einfluss des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} über den Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)	119
Abbildung 97: Einfluss des MPM-Koeffizienten α_{MPM} über den Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts).....	119
Abbildung 98: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt auf Eingangsparameter in SISYPHE.....	120
Abbildung 99: Sensitivitäten der Wasserspiegel im Längsschnitt auf Eingangsparameter in SISYPHE.....	120
Abbildung 100: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt auf selektive Parameter in SISYPHE.....	121
Abbildung 101: Einfluss der Option Slope Effect im Längsschnitt in SISYPHE: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts).....	121
Abbildung 102: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der Eingangsparameter in SISYPHE	122
Abbildung 103: Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der selektiven Parameter in SISYPHE.....	122
Abbildung 104: Sensitivitäten der Sohlhöhe im Längsschnitt für Gesamttransportformeln in SISYPHE, θ_{cr} (links) und α_{MPM} (rechts)	123
Abbildung 105: Einfluss des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} über den Längsschnitt in SISYPHE bei der Geschiebetransportformel nach van Rijn: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts)	123

Abbildung 106: Einfluss des kritischen Shields-Parameters θ_{cr} über den Längsschnitt in SISYPHE bei der Kombination von Geschiebe- und Schwebstofftransportformeln nach van Rijn: Sohlhöhen (links), Sensitivitäten (rechts).....	124
Abbildung 107: Vergleich der Sensitivitätsindizes im Längsschnitt für die morphodynamischen Modelle: Sohlhöhe (links), Wasserspiegel (rechts).....	125
Abbildung 108: Vergleich der Differenzen zwischen Anfangs- und Endvolumen der Sohle bei Änderungen der Eingangsparameter für die morphodynamischen Modelle	126
Abbildung 109: Längsschnitte der Sohle zu verschiedenen Zeitpunkten (farbig gekennzeichnet) während der 2D-Simulation, Inst_WB_HQ30_Hmin.....	129
Abbildung 110: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben) und 2D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt	130
Abbildung 111: Mittlere Sohle im 2D-Modell bei Ganglinie Inst_WB_HQ30_Hmin: nach Start von glatter Sohle (oben), nach Start von Endsohle oben (Mitte), nach Start von Endsohle Mitte (unten)	131
Abbildung 112: IQR im 2D-Modell bei Ganglinie Inst_WB_HQ30_Hmin: nach Start von glatter Sohle (oben), nach Start von Endsohle oben (Mitte), nach Start von Endsohle Mitte (unten)	132
Abbildung 113: TKE abhängig von der Anzahl der vertikalen Layer, zweiter Layer bei 9 % der Wassertiefe: 6 Layer (oben), 7 Layer (Mitte), 10 Layer (unten).....	134
Abbildung 114: TKE abhängig von der Anzahl der vertikalen Layer, zweiter Layer bei 1,3 % der Wassertiefe: 6 Layer (oben), 7 Layer (Mitte), 10 Layer (unten).....	135
Abbildung 115: Sohlstrukturen in den Längsschnitten der 3D-Simulation im Vergleich mit der Sohle im Laborversuch (Scan 21, Schnitt 2), Stat_WB_HQ30_Hmin.....	135
Abbildung 116: Vergleich der Sohlanalysen aus Längsschnitten zwischen 3D-Simulation und Laborversuch, Stat_WB_HQ30_Hmin	136
Abbildung 117: Dünenlängen und -höhen der 3D-Simulationen von Stat_WB_HQ30_Hmin und Stat_WB_HQ300_Hmin.....	136
Abbildung 118: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben), 2D-Modell (Mitte) und 3D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt.....	138
Abbildung 119: Vergleich der IQR im Laborversuch (oben) und 3D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt	139
Abbildung 120: Kornaufbau, Sedimentprobe aus der Staustufe Ering-Frauenstein.....	157

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Abkürzungen der näher untersuchten Staustufen	6
Tabelle 2: Parameter für die Datenanalyse, oberer Inn.....	7
Tabelle 3: Parameter für die Datenanalyse, unterer Inn.....	7
Tabelle 4: Clusteranalysen mit 2 und 3 Clustern.....	8
Tabelle 5: Geometrische Leitparameter der Innstauräume	14
Tabelle 6: Gruppierung der Stauräume anhand von Krümmung und visuelle Klassierung im Vergleich	15
Tabelle 7: Gruppierung der Innstufen nach Krümmung	15
Tabelle 8: Erläuterung Schema Versuchsstand mit Infrastruktur	29
Tabelle 9: Erläuterungen zum schematischen Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand.....	37
Tabelle 10: Fließtiefen in den Innstauräumen.....	42
Tabelle 11: Fließtiefen in den Laborversuchen	42
Tabelle 12: Bewertungskriterien für die Wellenauswahl.....	43
Tabelle 13: Eigenschaften der ausgewählten Wellen	47
Tabelle 14: Bestandteile der Messtechnik im Versuchsstand	49
Tabelle 15: Ausgewählte Hochwasserjährlichkeiten für die Pegel Wasserburg und Passau-Ingling	66
Tabelle 16: Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 1 – konstante Abflüsse (Phase 1) ..	66
Tabelle 17: Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 2 – Hochwasserwellen (Phase 2) ..	67
Tabelle 18: Versuchsprogramm gekrümmter Stauraum (Phase 3)	67
Tabelle 19: Hydraulische Zustände in den Laborversuchen im Überblick	68
Tabelle 20: Parameter zu Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 2 bei Lastfall H_{\min}	72
Tabelle 21: Parameter zu Versuchsprogramm gerader Stauraum, Teil 2 bei Lastfall H_{\max}	72

Tabelle 22: Erfasste Messwerte: kontinuierlich (links), bedarfsorientiert/diskontinuierlich (rechts) unterteilt nach stationären und instationären Versuchen	74
Tabelle 23: Eigenschaften der für die Sensitivitätsanalyse verwendeten Netze in HYDRO_AS-2D und TELEMAC-2D.....	104
Tabelle 24: Eigenschaften der für die Vergleichsberechnungen mit dem Laborversuch („gerade“ und „gekrümmt“) verwendeten Netze in TELEMAC-2D	104
Tabelle 25: Globale Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse im HYDRO_AS-2D-Modell	109
Tabelle 26: Globale Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse im TELEMAC-2D-Modell	110
Tabelle 27: Globale Modellparameter für die Sedimenttransportmodule während der Sensitivitätsanalyse	111
Tabelle 28: Untersuchte Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse in HYDRO_FT-2D	111
Tabelle 29: Zusätzliche Parameter für die Gesamttransportformeln während der Sensitivitätsanalyse in HYDRO_FT-2D	112
Tabelle 30: Untersuchte Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse in SISYPHE	112
Tabelle 31: Selektive Modellparameter während der Sensitivitätsanalyse in SISYPHE	113
Tabelle 32: Transportformeln und -parameter während der Sensitivitätsanalyse in SISYPHE	113
Tabelle 33: Vergleich ausgewählter Zielgrößen für die hydrodynamischen Modelle	114
Tabelle 34: Vergleich ausgewählter Zielgrößen für die morphodynamischen Modelle	115
Tabelle 35: Abkürzungen für selektive Parameter in SISYPHE	121
Tabelle 36: Modelleinstellungen in TELEMAC-2D und SISYPHE für die Vergleichsberechnungen.....	128
Tabelle 37: Modelleinstellungen in TELEMAC-3D für die Vergleichsberechnungen	133