

# Die Entwicklung der Flusssohle des Alpenrheins ohne die Regulierungsmaßnahmen

Diplomarbeit  
zur Erlangung des akademischen Grades  
Diplom-Ingenieur (Dipl.-Ing.)

eingereicht von: Lukas Tomaselli  
Matrikelnummer: H0240456

Betreuer: O.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.Dr.h.c. Hans Peter Nachtnebel



Universität für Bodenkultur, Wien  
Department Wasser-Atmosphäre-Umwelt  
Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau

Wien, März 2011



*„In dieselben Flüsse steigen wir hinab und nicht hinab, wir sind es und sind es nicht,  
denn in denselben Strom vermag man nicht zweimal zu steigen.“*

Heraklit von Ephesos

*„...auch am linken Rheinufer hat es lange Zeit und harte Kämpfe gebraucht, um den Anwohnern  
zu beweisen, dass die Wasserbaukunst nicht von der Großmutter erlernt wird...“*

Jost Wey  
„Memorial zum Diepoldsauer Durchstich der Internationalen Rheinregulierung“



## Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre hiermit an Eides Statt, dass ich die vorliegende Diplomarbeit selbständig angefertigt habe. Die aus fremdem Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht.

Die Arbeit wurde bisher weder in gleicher noch in ähnlicher Form einer anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch noch nicht veröffentlicht.

Wien, 15. März 2011

Tomaselli Lukas



## Vorwort und Danksagung

Die Idee eine Diplomarbeit zu verfassen, die auf die historischen Verhältnisse des Alpenrheins eingeht, stammt vom Österreichischen Rheinbauleiter DI Martin Weiss. Ihm und der gesamten Gemeinsamen Rheinkommission (GRK) möchte ich daher für das Vertrauen und die Unterstützung bei dieser Arbeit danken.

Die Auseinandersetzung mit den historischen Verhältnissen des Alpenrheins zeigten mir, dass ein Fließgewässer stets auch in seiner historischen Entwicklung betrachtet werden sollte. Als angehender Ingenieur war es interessant, wie die damaligen Flussbauingenieure und -techniker an die damaligen Problemstellungen herangegangen sind. Dass diese Arbeit jedoch nicht eine rein historische Dimension hatte, zeigt die Methodik, die zur Beantwortung der Fragestellung gewählt wurde. Durch die intensive Auseinandersetzung mit dem numerischen Modell und der Aufbereitung der verwendeten Daten, konnte ich einen wertvollen Einblick in die Praxis der aktuellen Flussbauingenieurdisziplin erlangen. Der Bogen zwischen der historischen Fragestellung und den aktuellen Methoden machten den besonderen Reiz aus, der das Arbeiten sehr abwechslungsreich und vielfältig gestaltete.

O.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn.Dr.h.c. Hans Peter Nachtnebel hat sich bereitgestellt, mich wissenschaftlich bei der Arbeit zu begleiten. Bei ihm bedanke ich mich besonders für die intensiven und lehrreichen Betreuungsgespräche. Michael Dobler, vom Vermessungsbüro Dobler, unterstützte mich bei der Erstellung des digitalen Geländemodells. Bei ihm bedanke ich mich nochmals für seine wertvolle Hilfe.

Auch meiner Familie und meinen Freunden gilt ein herzliches Dankeschön. Schließlich standen auch sie immer wieder mit Ratschlägen und Tipps zur Seite. Besonderen Dank gebührt dabei Emanuel, Franz, Georg, Julia, Raffaella und Verena, deren Hilfe konkret in die Diplomarbeit eingeflossen ist. Abschließend möchte ich mich herzlich bei meinen Eltern bedanken, die mir das Studium überhaupt erst ermöglicht haben.

Die Diplomarbeit wurde mit dem Programm  $\text{\LaTeX}$  erstellt. Direkt übernommene Textpassagen werden in dieser Arbeit kursiv dargestellt, in Anführungszeichen gesetzt und mit der Quellenangabe versehen. Vektorielle Größen werden nur dort mit dem Vektorsymbol (z.B.  $\vec{v}$ ) dargestellt, wo es für das Verständnis einer Formel oder Theorie von Bedeutung ist.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Abkürzungsverzeichnis</b>	<b>ix</b>
<b>Symbolverzeichnis</b>	<b>xi</b>
<b>Kurzfassung</b>	<b>xv</b>
<b>Abstract</b>	<b>xvii</b>
<b>1. Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2. Zielsetzung und Aufgabenstellung</b>	<b>5</b>
<b>3. Das Untersuchungsgebiet</b>	<b>7</b>
3.1. Geographie und Geologie . . . . .	7
3.2. Hydrologie . . . . .	9
3.3. Flussmorphologie . . . . .	11
<b>4. Theoretische Grundlagen</b>	<b>15</b>
4.1. Grundlegende physikalische Größen . . . . .	15
4.1.1. Dichte . . . . .	15
4.1.2. Viskosität . . . . .	16
4.2. Hydrodynamik . . . . .	18
4.2.1. Betrachtungsweisen und abgeleitete Begriffsdefinitionen . . . . .	18
4.2.2. Laminare und turbulente Strömung . . . . .	19
4.2.3. Geschwindigkeit und Beschleunigung einer Strömung . . . . .	20
4.2.4. Erhaltungsgleichungen in der Hydrodynamik . . . . .	23
4.2.5. Fließzustände Strömen und Schießen . . . . .	28
4.2.6. Bewegungsgleichungen . . . . .	30
4.3. Feststofftransport in Fließgewässern . . . . .	33
4.3.1. Feststoffklassifikation . . . . .	33
4.3.2. Sohlschubspannung . . . . .	34
4.3.3. Bewegungsbeginn . . . . .	36
4.3.4. Sohlenformen und Formwiderstand . . . . .	38
4.3.5. Sedimenttransport . . . . .	40
4.3.6. Geschiebehaushalt . . . . .	45
<b>5. Datengrundlage und Methodik</b>	<b>51</b>
5.1. Grundlagen der numerischen Modellierung . . . . .	51
5.2. Gerinnegeometrie . . . . .	55
5.2.1. Querprofile . . . . .	55
5.2.2. Lageplan . . . . .	59
5.2.3. Digitales Geländemodell (DGM) und die generierten Querprofile . . . . .	66
5.3. Hydrologische Daten . . . . .	77
5.3.1. Aufbereitung der Abflussdaten für die numerische Simulation . . . . .	82

5.4. Flussmorphologie und Sedimenttransport . . . . .	90
5.4.1. Die Kalibrierungsparameter Geschiebeganglinie und Korngrößenverteilung . . . . .	94
5.4.2. Korngrößenverteilung der Gerinnesohle und des Geschiebeinputs . . . . .	94
5.4.3. Geschiebeganglinie an den Modellrändern . . . . .	97
5.4.4. Studien über den Feststofftransport am Alpenrheins . . . . .	100
<b>6. Verwendete Software für die Numerische Simulation</b>	<b>109</b>
6.1. Geometrie des Gerinnes (GEOMETRY und „1D Grid Editor“) . . . . .	110
6.2. Hydraulische Berechnung (HYDRAULICS) . . . . .	113
6.3. Berechnung des Sedimenttransportes (MORPHOLOGY) . . . . .	117
6.4. Ergebnisse (OUTPUT) . . . . .	125
<b>7. Ergebnisse der numerischen Simulation</b>	<b>129</b>
7.1. Überblick über den Aufbau und Betrieb des numerischen Modells . . . . .	129
7.2. Sensitivitätsanalyse . . . . .	130
7.3. Modellkalibrierung . . . . .	136
7.4. Die weitere Entwicklung der Sohlage . . . . .	142
7.5. Interpretation der Ergebnisse . . . . .	146
7.6. Abbildungen der Längenschnitte . . . . .	151
<b>8. Zusammenfassung</b>	<b>155</b>
<b>A. Überschwemmungschronik</b>	<b>159</b>
<b>B. Chronologischer Überblick über die Entwicklung des Uferschutzes</b>	<b>161</b>
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>174</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>175</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>177</b>

# Abkürzungsverzeichnis

<b>1D</b>	Eindimensional
<b>2D</b>	Zweidimensional
<b>3D</b>	Dreidimensional
<b>Abb.</b>	Abbildung
<b>AdR</b>	Archiv der Rheinbauleitung
<b>BAFU</b>	Bundesamt für Umwelt (Schweiz)
<b>BOKU</b>	Universität für Bodenkultur Wien
<b>EZG</b>	Einzugsgebiet
<b>ETH</b>	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
<b>GRK</b>	Gemeinsame Rheinkommission
<b>IRR</b>	Internationale Rheinregulierung
<b>IWHW</b>	Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau
<b>Jhd.</b>	Jahrhundert
<b>Kap.</b>	Kapitel
<b>KGV</b>	Korngrößenverteilung
<b>MEW</b>	Monatsextremwerte
<b>MPM</b>	Geschiebetransportformel von Meyer-Peter und Müller
<b>MüM</b>	Meter über Meer
<b>PDG</b>	partielle Differenzialgleichung
<b>SASStG</b>	Staatsarchiv St. Gallen
<b>Tab.</b>	Tabelle
<b>TMW</b>	Tagesmittelwerte
<b>VAW</b>	Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich
<b>VLA</b>	Vorarlberger Landesarchiv
<b>WSP</b>	Wasserspiegel
<b>zit. / Zit.</b>	zitiert / Zitat



# Symbolverzeichnis

$A$	$m^2$	Fläche, Fließquerschnitt
$B$	m	Breite, Gerinnebreite
$a$	$m/s^2$	Beschleunigung
$C$	–	Feststoffvolumen Konzentration
$d$	m	Korndurchmesser
$d_m$	m	mittlerer charakteristischer Korndurchmesser
$d_{90}$	m	Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang
$D^*$	–	dimensionsloser Korndurchmesser
$F$	N	Kraft
$F_G$	N	Gewichtskraft
$Fr$	–	Froudszahl
$Fr^*$	–	Feststoff-Froudszahl
$g$	$m/s^2$	Erdbeschleunigung $g = 9,81 m/s^2$
$G_b$	kg/s	Geschiebetransport
$g_b$	kg/m·s	Geschiebetransportrate
$G_F$	kg; t	Geschiebefracht
$g_s$	kg/m·s	Schwebstofftransportrate, Schwebstofftrieb
$H_E$	m	Energiehöhe
$H_{E,min}$	m	Grenzenergiehöhe, Mindestenergiehöhe
$h$	m	Abflusstiefe
$h_v$	m	Verlusthöhe
$h_{v,r}$	m	kontinuierliche Verlusthöhe
$h_{v,\delta}$	m	lokale Verlusthöhe
$I$	‰	Gefälle
$I_E$	‰	Energieliniengefälle
$I_S$	‰	Sohlgefälle
$\vec{I}$	kgm/s	Impuls
$k_{ST}$	$m^{1/3}/s$	Stricklerbeiwert
$L$	m	Wellenlänge

$m$	kg	Masse
$MQ$	$\text{m}^3/\text{s}$	mittlerer Abfluss
$p$	$\text{N}/\text{m}^2$ ; Pa	Druck
$Q$	$\text{m}^3/\text{s}$	Durchfluss, Volumenstrom, Abfluss
$Q_0$	$\text{m}^3/\text{s}$	Grenzabfluss
$Q_D$	$\text{m}^3/\text{s}$	Grenzabfluss der Deckschicht
$q$	$\text{m}^3/\text{s}/m$	spezifischer Abfluss $q = \frac{Q}{B}$
$R$	m	hydraulischer Radius $R = \frac{A}{U}$
$R_S$	m	hydraulischer Radius des Sohlenteilquerschnitts
$Re$	—	Reynoldszahl
$Re^*$	—	Kornreynoldszahl
$s$	—	spezifische Dichte $s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$
$s$	m	Wegstrecke
$S_f$	‰	Reibungsgefälle
$t$	s	Zeit
$U$	m	benetzter Umfang
$v$	$\text{m}/\text{s}$	Geschwindigkeit
$V_A$	$\text{m}^3$	Abflussfracht
$v_m; \bar{v}$	$\text{m}/\text{s}$	mittlere Geschwindigkeit
$v'$	$\text{m}/\text{s}$	Schwankungsgeschwindigkeit einer turbulenten Strömung
$v_0^*$	$\text{m}/\text{s}$	Schubspannungsgeschwindigkeit
$V$	$\text{m}^3$	Volumen

### griechische Buchstaben

$\alpha$	-	Coriolis-Beiwert
$\epsilon_S$	-	turbulenter Diffusionskoeffizient der Sedimentteilchen
$\epsilon_Y$	-	Wirbelviskosität
$\Phi_b$	-	dimensionslose Transportrate
$\rho$	$\text{kg}/\text{m}^3$	Dichte
$\rho_w$	$\text{kg}/\text{m}^3$	Dichte von Wasser
$\rho_s$	$\text{kg}/\text{m}^3$	Dichte von Feststoffen
$\rho_m$	$\text{kg}/\text{m}^3$	Dichte eines Gemisches (Wasser-Sediment)
$\gamma$	$\text{N}/\text{m}^3$	Wichte
$\nu$	$\text{m}^2/\text{s}$	kinematische Viskosität

---

$\eta$	$\text{Ns/m}^2$	dynamische Viskosität
$\theta$	–	dimensionslose Schubspannung
$\theta_{crit}$	–	kritische dimensionslose Schubspannung
$\theta_{crit,D}$	–	kritische dimensionslose Schubspannung der Deckschicht
$\tau$	$\text{N/m}^2$	Schubspannung
$\tau_0$	$\text{N/m}^2$	Sohlschubspannung
$\tau_{crit}$	$\text{N/m}^2$	kritische Schubspannung
$\xi$	–	Verlustbeiwert



# Kurzfassung

Diese Arbeit analysiert die Entwicklung der Flusssohle des Alpenrheins im 19. Jahrhundert. Der Alpenrhein hat im unteren Abschnitt die Tendenz aufzulanden. Dies führte im unteren Rheintal immer wieder zu Überschwemmungen, die sich im Laufe des 19. Jahrhunderts durch die ersten Regulierungsversuche noch verschlimmerten. Erst durch die umfassende Rheinregulierung, die im Staatsvertrag von 1892 zwischen Österreich und der Schweiz geregelt wurde, konnten weitere Überschwemmungen im Rheintal weitestgehend verhindert werden. Es wurde im Grenzbereich Österreich-Schweiz ein Flussabschnitt von ca. 19 km ausgewählt, welcher stark von Geschiebeablagerungen geprägt wurde.

Vor der Rheinregulierung besaß das Gerinne im Untersuchungsgebiet eine gewundenverzweigte Linienführung. Der Fluss bestand aus mehreren Seitenarmen, die sich immer wieder verzweigten. Auf der Basis des Simulationsprogramms BASEMENT wurde ein eindimensionales, numerisches Sedimenttransportmodell erstellt. Mit dem Mehrkornmodell wurde der Geschiebetransport fraktionsweise berechnet und die Entwicklung der Flusssohle von 1848 bis 1914 simuliert. Das Modell wurde anhand der Veränderung der Sohlage von 1848 bis 1875 kalibriert.

Die historischen Daten zur Gewässergeomorphologie und zum Vorland stammen aus diversen Archiven. Um die Querprofile mit einem, für die numerische Berechnung, geeigneten Abstand zu erhalten, wurde ein digitales Geländemodell erstellt, aus welchem die Querprofile generiert wurden.

Große Unsicherheiten in den Simulationen der Gewässerentwicklung resultieren aus den laufenden anthropogenen Eingriffen in das Gewässer, aus der mangelhaften Kenntnis der historischen Abfluss- und Geschiebeverhältnisse, dem Einfluss der Zubringer und schließlich aus dem vereinfachten 1-D Modell. Die Modellkalibrierung verlief zufrieden stellend, während sich bei der Simulation der Gewässerentwicklung örtlich größere Abweichungen von den historischen Angaben zeigten.

*Schlagerwörter: Alpenrhein, Flussregulierung, 1D-Modellierung, Geschiebetransport, Flusssohle*



# Abstract

This study focused on the historical development of the river bed of the Alpine Rhine during the 19th century. In its lower river reach, the Alpine Rhine shows a tendency towards aggradations. In the Rhine Valley between Austria and Switzerland this led to frequent flooding, which further increased during first attempts to regulate the river. The situation improved after the complete regulation of the river stretch between the outlet of the tributary Ill and the Rhine inflow to Lake Constance, which was agreed upon in an international treaty between Austria and Switzerland in 1892. Since then, no serious flooding occurred. For the investigations, a river stretch of approximately 19 km length, located at the Swiss-Austrian border, was selected, which was strongly shaped by sediment deposition and subsequent aggradation.

Prior to straightening, the fluvial morphology showed both meandering and braided characteristics. For this area, a one-dimensional, numerical model was set up with the simulation program BASEMENT. Bed load transport was calculated as fractional transport of multiple grain classes. With this model, the development of the river reach was simulated from 1848 to 1914. The model was calibrated based on observed changes of the river bed from 1848 to 1875.

Historical data of the channel geometry and the floodplain was obtained from different archives. In order to derive cross sections in a spacing which is suitable for the numerical calculation, a digital terrain model was built, and the required cross-sections generated accordingly.

As river bed development was simulated, large uncertainties resulted from ongoing anthropogenic interventions to the water course, from knowledge gaps with respect to historical river flow and bed load characteristics from the impact of tributaries and finally from the simplified 1-D model. While model calibration provided satisfactory results, subsequent simulations of the river development showed relatively larger local deviations from available historical information.

*Keywords: Alpine Rhine, river regulation, 1D-modelling, bedload transport, river bed*



# 1. Einleitung und Problemstellung

Oft wird der Alpenrhein<sup>1</sup> heute noch als „größter Wildbach Europas“ bezeichnet. Auch wenn weder die Flussbreite noch die beförderten Wassermassen mit dem eines Baches vergleichbar sind, so rechtfertigt das rasche Anschwellen bei einem Hochwasser sowie die starke Sedimentführung des Flusses die Bezeichnung als Wildbach durchaus.<sup>2</sup> Der Alpenrhein hat in seinem Einzugsgebiet keinen größeren See, der eine natürliche Retentionswirkung entfalten könnte. Deshalb werden das im Einzugsgebiet mobilisierte Wasser und die Feststoffe direkt ins Tal befördert (Krapf (1933)).

Diese fehlende Retentionswirkung hatte in Kombination mit dem hohen Feststofftransport des Alpenrheins erhebliche Auswirkungen. Besonders im unteren Lauf des Flusses, wo das Längsgefälle abnimmt, verliert der Fluss an Schleppkraft. Der Fluss kann größere Kornfraktionen nicht mehr transportieren und es kommt zu einer zunehmenden Anhebung der Flusssohle. In anderen Worten der Alpenrhein befand sich damals in keinem dynamischen Gleichgewicht. Die im Einzugsgebiet mobilisierten Geschiebemengen überschreiteten die Transportkapazität des Flusses. Setzt man bei der Betrachtung dieses Phänomens einen größeren historischen Maßstab an, so könnte man auch sagen, dass der Alpenrhein seine Arbeit nach der Eiszeit, nämlich die sukzessive Auflandung des unteren Rheintals, noch nicht beendet hatte, bevor die Menschen die Talebene besiedelten.

Die Menschen im Rheintal wussten schon früh über den Feststofftransport und dessen Auswirkungen Bescheid. So schreibt Jost Wey in seinem „Memorial zum Diepoldsauer Durchstich“: *„...seitens alter Männer des Bezirks Werdenberg gewordenen Mitteilungen hatte man gegen Ende des 18. Jahrhunderts in seinem oberen Teil, d. h. von Buchs aufwärts noch keine Dämme und wurde deren Erstellung zum Teil sehr ungern gesehen und abfällig beurteilt, indem man sich sagte, dass nun der Fluss nicht mehr imstande sein werde, die Talsohle durch Überflutung gleichmässig wie die Flußsohle zu erhöhen, sondern letztere steigen werde und sich dadurch arge Mißstände herausbilden müssen - was faktisch eingetreten ist.“* und weiter *„Mit dem Einzug bzw. der Ausdehnung der Kultur, mit dem Abringen des Bodens von dem Areal des Flusses, der Einengung, Eindämmung von dessen Lauf, haben sich die Verhältnisse wirklich verschlimmert, ja, wie wir sehen werden, sind sie geradezu fatal geworden“* (Wey (1906)).

Der beginnende Hochwasserschutz im Rheintal war also eine zwiespältige Angelegenheit. Einerseits war man aufgrund der gestiegenen Bevölkerungszahl auf neues Kulturland angewiesen, andererseits führten die ersten Maßnahmen, die sogenannten Wuhrbauten, zu einem noch rascheren Anstieg der Flusssohle und die Überschwemmungen nahmen zu. Besonders die arme Bevölkerungsschicht war gezwungen Ländereien zu bewirtschaften oder zu besiedeln, die besonders von Überschwemmungen betroffen waren. Das Hochwasser wurde deshalb auch als Los der Armen wahrgenommen (Vischer (2003)). Zunehmende Versumpfung von Kulturland und auch die Ausbreitung von Krankheiten wie Malaria erschwerten

---

<sup>1</sup> Als Alpenrhein wird die Strecke des Rheins oberhalb der Bodenseemündung bezeichnet

<sup>2</sup> Siehe Weiss und Dietsche „Wasserwehr am Rhein“ auf der Homepage der Internationale Rheinregulierung (IRR) <http://www.rheinregulierung.at> (Stand Juli 2010)

zudem die Lebenslage der Rheintaler Bevölkerung. Der Ruf nach einer umfassenden Regulierung des Alpenrheins wurde immer größer und beschäftigte zahlreiche Ingenieure und Politiker während des gesamten 19. Jahrhunderts.

Aufgrund der speziellen Lage des Alpenrheins als Grenzfluss zwischen Österreich und der Schweiz konnte eine gemeinsame Vorgehensweise auf beiden Uferseiten erst sehr spät, mit dem Staatsvertrag von 1892, erzielt werden. Dem Vertragsabschluss waren verheerende Überschwemmungen in den Jahren 1888 und 1890 vorausgegangen. Besonders die Frage der Durchstiche sorgten z.T. für heftige Polemiken zwischen den handelnden Akteuren und den Bewohnern auf beiden Uferseiten. Die Rheinregulierung hatte das primäre Ziel die Geschiebetransportkapazität zu erhöhen, um so eine stabile Flusssohle zu erhalten. Dazu wurde das Gefälle des Flusses durch eine Laufverkürzung von rund 10 km erhöht und der Fluss auf ein regelmäßiges Querprofil mit vorerst 110 m Breite<sup>3</sup> eingengt. Dies führte zu einer kurzfristigen Senkung der Sohlage von bis zu 4 Metern. Eine Wirkung der Regulierung auf die Sohlage konnte jedoch nur bis zur Illmündung festgestellt werden. Nach der späteren Eröffnung des Diepoldsauer Durchstichs war dessen Mittelgerinne schon recht bald wieder massiv durch Geschiebeablagerungen verlandet. Diesen wurde zuerst durch Geschiebeentnahme, jedoch schon bald darauf mit einem Umbau des Mittelgerinnes begegnet. Die einheitliche Sohlbreite von 110 m wurde dabei kontinuierlich von der Illmündung mit 90 m Breite bis zur Mündung in den Bodensee auf 70 m Breite eingengt (VAW et al. (1995)).

Wie sich die Sohlage nach der Rheinregulierung tatsächlich entwickelte, kann also mit historischen Quellen belegt werden. Welchen Einfluss dabei die Regulierungswerke und deren späteren Adaptierung spielten, konnte lange Zeit nur spekulativ behandelt werden. Mit der Entwicklung der numerischen Simulation steht ein Werkzeug zur Verfügung, mit dem die Möglichkeit besteht, die Entwicklung der Sohlage rechnerisch zu ermitteln. Dies wird jedoch meist verwendet, um Prognosen über die Entwicklung vom gegenwärtigen Zeitpunkt in die Zukunft abzugeben. Die Fragestellung in dieser Arbeit ist vielmehr eine Evaluierung von gesetzten Maßnahmen in der Vergangenheit. Stellt man Überlegungen über die Entwicklung des Rheintals ohne die Regulierungsmaßnahmen an, dann muss stets die Entwicklung der Flusssohle der Ausgangspunkt jeder weiteren Betrachtung sein.

Nach der Fertigstellung der Rheinregulierung konnten bis auf den Dambruch von 1927 in Liechtenstein keine größeren Überschwemmungen mehr verzeichnet werden. 1987 kam es zu einem weiteren Dambruch in Fußach, der aber nur geringen Schaden anrichtete. Seit der Fertigstellung der Rheinregulierung konnte folglich die Hochwassersicherheit für die vertraglich vereinbarte Ausbauwassermenge von  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$  weitestgehend gewährleistet werden. Dies legte den Grundstein für die wirtschaftliche Entwicklung der Talebene, was in weiterer Folge auch zu einem Anstieg des Schadenspotentials, vor allem im unteren Rheintal, führte. Bei einem Dambruch ist dort mit Schäden in Milliardenhöhe zu rechnen (IRKA, IRR (Hrsg.) (2005)). Aktuell laufen daher gerade die Vorstudien zu einer Erhöhung der Abflusskapazität auf  $4300 \text{ m}^3/\text{s}$  auf der unteren Strecke. Auch hier ist das zentrale Thema, wie sich allfällige Änderungen der Gerinnegeometrie auf die Entwicklung der Flusssohle auswirken werden.

Hans-Erwin Minor, ehemaliger Professor der ETH Zürich, stellte beim „Symposium zur Internationalen Wasserwirtschaft“ am 19. Mai 2010 in Bregenz die Ergebnisse der Studie „Nachhaltiger Hochwasserschutz innerhalb der Dämme“ dar. Die Studie basiert ebenfalls auf der Grundlage von numerischen Simulationen des Geschiebetransportes auf der

---

<sup>3</sup>Breite des Mittelgerinnes

---

Internationalen Strecke. Den Erkenntnissen der Studie zur Folge kann selbst das gegenwärtige Schutzziel von  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$  nur bei einer zusätzlichen Geschiebeentnahme gewährleistet werden. Für die Steigerung der Abflusskapazität sind grundlegend zwei Varianten, einerseits die Erhöhung der Hochwasserdämme und andererseits die Aufweitung des Mittelgerinnes, vorstellbar. Beide Varianten können ebenfalls nur mit der Entnahme von Geschiebematerial aus dem Flussbett die gewünschte Abflusskapazität langfristig gewährleisten.



## 2. Zielsetzung und Aufgabenstellung

Mit dieser Diplomarbeit soll aufgezeigt werden, wie sich der Alpenrhein auf der Strecke von Bangs bis Hohenems ohne die Rheinregulierung entwickelt hätte. Unter der Rheinregulierung versteht man die im Jahre 1892 in einem Staatsvertrag zwischen Österreich und der Schweiz festgelegte Veränderung des Flusslaufs. Diese umfasste im Wesentlichen der Bau zweier Durchstiche, die eine Laufverkürzung von rund 10 Kilometer brachte und eine Einengung des Rheins auf ein Doppeltrapezprofil mit einer Sohlbreite von vorerst 110 Meter zwischen den beiden Mittelwuhren<sup>1</sup>.

Grund für das Zustandekommen des Staatsvertrags war eine zunehmende Auflandung der Flusssohle und die damit verbundene Zunahme von Überschwemmungen mit zum Teil verheerenden Folgen für die Bewohner des Rheintales. Diese Tendenz soll durch Analyse von historischen Quellen aufgezeigt werden. Gleichzeitig soll, auf Grundlage der daraus gewonnenen Informationen, ein eindimensionales Modell (Abfluss- Sedimenttransportmodell) mit dem Simulationsprogramm BASEMENT erstellt werden. Flussmorphologisch kann das historische Untersuchungsgebiet als gewunden-verzweigt charakterisiert werden. Die Grundlage eines eindimensionalen Modells bilden Querprofile. Die berechneten Anlandungen und Eintiefungen in einem Querprofil können nur gleichmäßig über das gesamte Profil berechnet werden, dadurch entstehen auch keine neuen Verzweigungen des Flusslaufes im Modell. Grund dafür ist, dass beim vereinfachten 1D Ansatz nur eine Geschwindigkeit für das gesamte Querprofil berechnet wird. Des Weiteren wird im Modell keine Seitenerosion berücksichtigt.

Zu Beginn dieser Arbeit lagen keine entsprechenden Daten vor, die für die Beantwortung der Fragestellung herangezogen werden konnten. Der erste Schritt bestand in der Beschaffung und im Studium entsprechender historischer Quellen. Die genaue Methode und Herangehensweise an die Beantwortung der Fragestellung wurde daher an die gefundenen historischen Daten angepasst.

Es hat sich gezeigt, dass im Jahr 1848 Querprofilaufnahmen entlang des Flusslaufs stattgefunden haben. Diese Daten sollen die Grundlage für den Modellaufbau und somit Startzeitpunkt für die Simulation bilden. Ein historischer Längenschnitt zeigt die Veränderung der Sohlage von 1848 bis zum Winter 1874/1875. Anhand dieser Veränderung der Sohlage soll das Modell kalibriert werden. Die Kalibrierungsparameter sind der Korndurchmesser und die Geschiebeganglinie an den oberen Modellrändern, welche die maßgeblichen Größen für den Geschiebetransport darstellen. Durch die Modellkalibrierung sollen Größen für die Kalibrierungsparameter gefunden werden, die den damaligen Gegebenheiten entsprechen. Nach der Kalibrierung soll das Modell mit den gefundenen Parametern bis zum Jahr 1914 weiter betrieben werden. Hydrologische Daten, die die Abflussverhältnisse im 19. Jahrhundert beschreiben, konnten keine gefunden werden. Daher sollen die frühesten Abflussganglinien am Alpenrhein und dem seitlichen Zufluss Ill für die numerische Berechnung herangezogen werden. Dabei handelt es sich um die Abflussganglinien der Jahre 1904 bis 1950. Es wird davon ausgegangen, dass sich die Abflussverhältnisse der Jahre 1848 bis

---

<sup>1</sup>Wuhre nennt man im Rheintal die das Flussgerinne begrenzenden Leitwerksbauten. Siehe Krapf (1933)

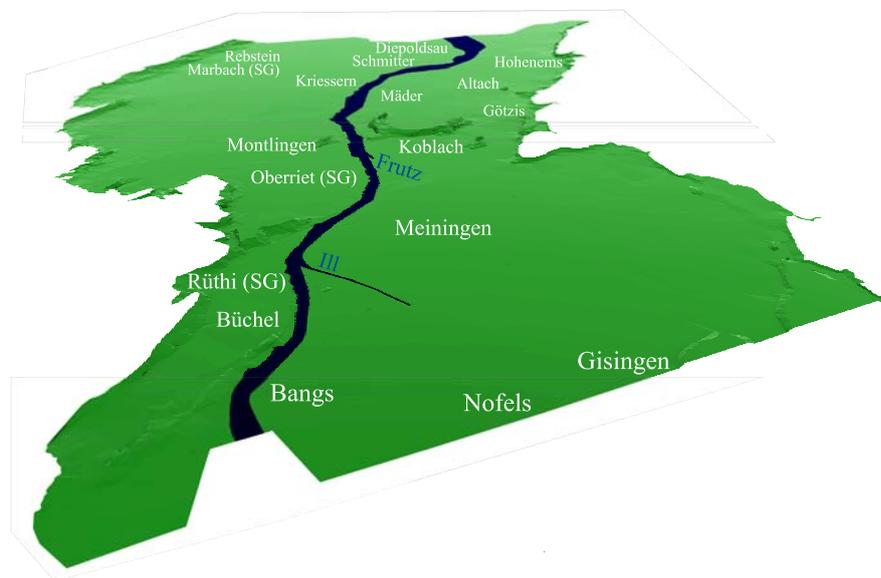
1914 im zeitlichen Mittel nicht wesentlich von jenen der Jahre 1904 bis 1950 unterscheiden. Folglich sollte diese Entscheidung keinen Einfluss auf die langfristige Entwicklung der berechneten Flusssohle haben.

Ziel dieser Arbeit ist über eine numerische Simulation berechnete Sohllagen zu erhalten, die eine Interpretation der weiteren Entwicklung ohne die oben erwähnten Baumaßnahmen ermöglichen. Es ist davon auszugehen, dass die bekannte Tendenz der Auffandung der Flusssohle ohne die anthropogenen Einwirkungen der Flussregulierung auch über den Zeitpunkt der Rheinregulierung von 1900 anhält. Diese Arbeit soll auch als Grundlage für weitere Fragestellungen in diesem historischen Kontext dienen. Eine Erweiterung des Modells auf andere Untersuchungsgebiete ist für zukünftige Arbeiten ebenfalls denkbar.

### 3. Das Untersuchungsgebiet

Eine für das Verständnis wichtige Begriffserklärung soll gleich zu Beginn dieser Arbeit erläutert werden. Ist in dieser Arbeit vom Untersuchungsgebiet die Rede, so hat dieser Begriff zwei Dimensionen. Neben der räumlichen Ausdehnung ist ebenfalls die historische Dimension zu beachten.

**Untersuchungsgebiet** Gegenstand der Untersuchung, und somit Untersuchungsgebiet, ist der Flussabschnitt von Bangs bis Hohenems vor den Regulierungsmaßnahmen, die im Staatsvertrag 1892 festgelegt wurden.



**Abbildung 3.1.:** Das digitale Geländemodell (DGM) des Untersuchungsgebiet. Das DGM wurde zur Generierung der Querprofile für das numerische Modell aufgebaut (Kapitel 5.2.3).

In diesem Kapitel wird das Untersuchungsgebiet charakterisiert. Um einen Eindruck über die historischen Rahmenbedingungen, die das Untersuchungsgebiet und die handelnden Personen prägten, zu bekommen, sei auf die Chroniken im Anhang dieser Arbeit verwiesen.

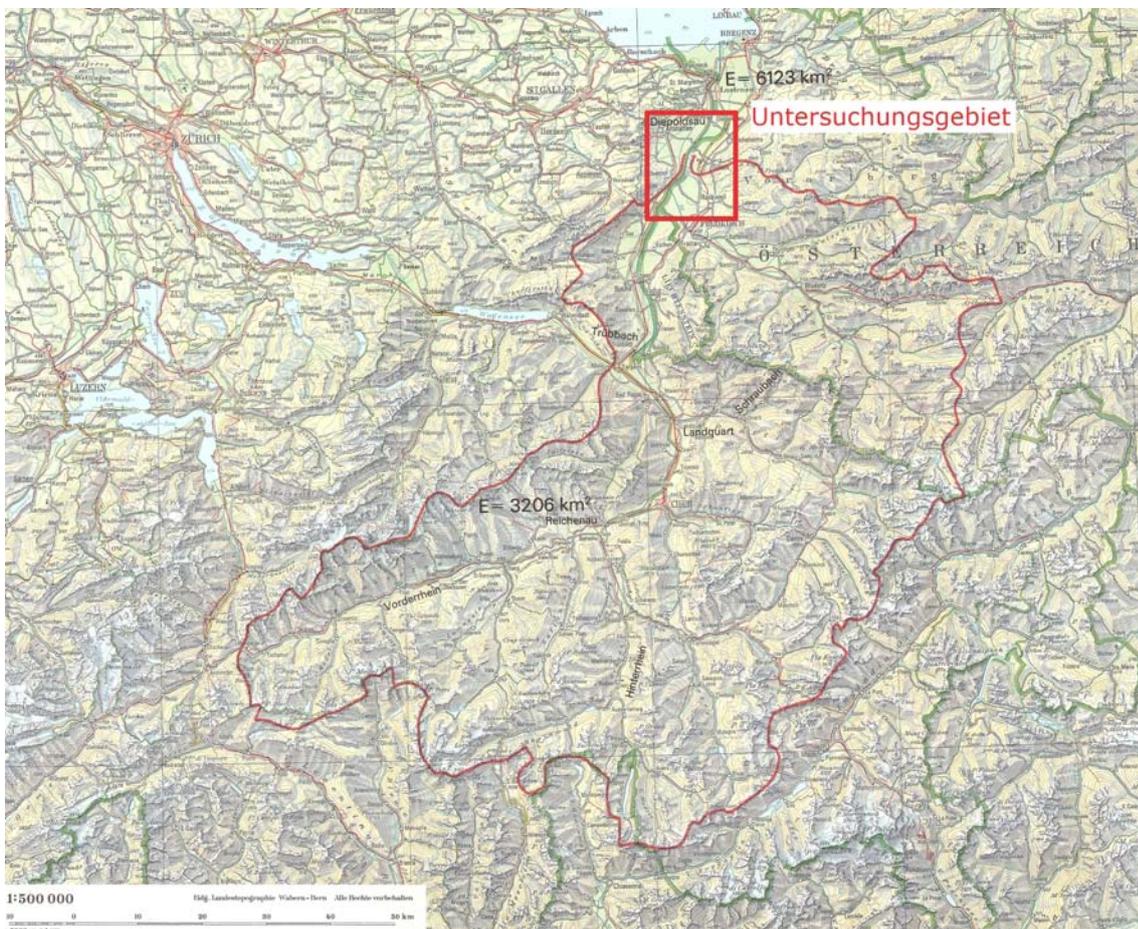
#### 3.1. Geographie und Geologie

In der Gemeinde Reichenau im Schweizer Kanton Graubünden vereinen sich der Vorderrhein und der Hinterrhein zum Alpenrhein, der von dort über 93,5 km durch das Rheintal Richtung Norden bis in den Bodensee fließt. Vor der Fertigstellung der beiden Durchstiche

### 3. Das Untersuchungsgebiet

betrug die Fließstrecke etwas über 100 Kilometer. Nennenswerte Zubringer sind die Ples-sur, die Landquart und die Ill. Deren Einzugsgebiet beträgt  $1281 \text{ km}^2$  und liegt nahezu zur Gänze in Vorarlberg. Das Gesamteinzugsgebiet beträgt  $6123 \text{ km}^2$ .

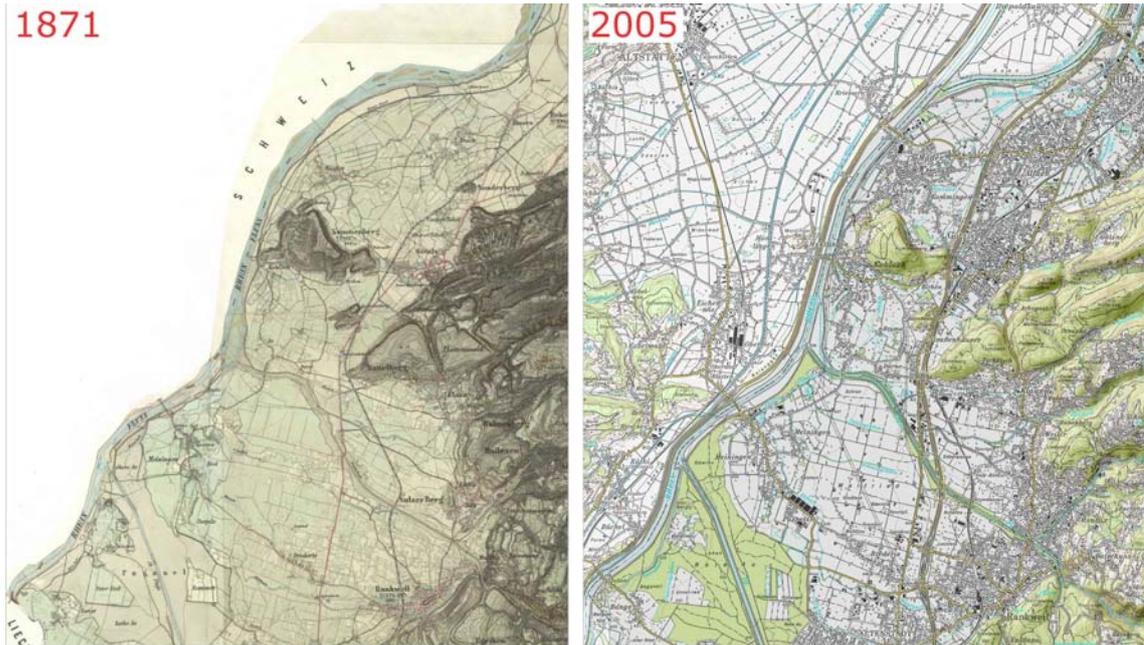
Der Flusslauf des Alpenrheins bildet im Untersuchungsgebiet die Grenze zwischen Österreich und der Schweiz. Im Gauß-Krüger-Koordinatensystem ergibt sich aufgrund der Nord-Süd-Ausrichtung ein einheitlicher Rechtswert von rund  $-55000 \text{ m}$  bezogen auf M28 und einen Hochwert von ca.  $237000 \text{ m}$  bis ca.  $249000 \text{ m}^1$ . Historisch gesehen bildete die damalige Wuhrgrenze zwischen Österreich und Liechtenstein die obere Begrenzung des Untersuchungsgebiet. Diese befand sich etwa 600 Meter flussauf der Landesgrenze. Das untere Ende bildet der damalige Wuhrmarkstein 92, welcher ziemlich genau in der Mitte der sogenannten Hohenemser Kurve liegt. Die Länge des betrachteten Flusslaufs beträgt rund 18,8 km. Die erwähnte Hohenemser Kurve wurde später durch den Bau des Diepoldsauer Durchstichs, der 1923 eröffnet wurde, abgeschnitten.



**Abbildung 3.2.:** Lage des Untersuchungsgebiet an der Grenze zwischen Österreich und der Schweiz. Die rote Linie zeigt das Einzugsgebiet des Alpenrheins (aus Liechtenhahn (1972)).

Die Höhe des Untersuchungsgebiet liegt zwischen 430 und 408 m. ü. M. Das Längsgefälle des Alpenrheins beträgt auf diesem Abschnitt rund 1 ‰. Der höchste Punkt im Einzugsgebiet ist der Piz Kesch mit 3418 m. ü. M. Im Einzugsgebiet des Zubringers Ill ist es der Piz

<sup>1</sup>Quelle: Land Vorarlberg - LVA



**Abbildung 3.3.:** Karte des Untersuchungsgebiet aus dem Jahr 1871 im Vergleich mit der ÖK 50 aus dem Jahr 2005 (Quelle: Land Vorarlberg - LVA).

Buin mit einer Höhe von 3312 m. ü. M. Die mittlere Höhe des Gesamteinzugsgebiet liegt bei 1800 m ü. M. (Manfred Spreafico in IRR (Hrsg.) (1992)). Tabelle 3.1 zeigt die Einteilung des Einzugsgebiet bis Bad Ragaz in unterschiedliche Höhenstufen.

**Tabelle 3.1.:** Verteilung der Höhenstufen des Einzugsgebiet bis Bad Ragaz<sup>1</sup>

Höhenstufe [ m. . M.]	300-900	900-1500	1500-2100	2100-2700	über 2700
Flächenanteil [%]	5.9	18	32.7	36.9	6.5

<sup>1</sup> Manfred Spreafico in IRR (Hrsg.) (1992). Das Einzugsgebiet bis Bad Ragaz umfasst mit  $4455 \text{ km}^2$  den größten Anteil des Einzugsgebiet auf der Schweizer Seite.

Für den Geschiebehaushalt ist auch die Geologie des Einzugsgebiet von Bedeutung. Je nach Gesteinsart besitzt das mobilisierte Geschiebe unterschiedliche Festigkeiten. Diese wirken sich auf den in Kapitel 4.3.6.2 beschriebenen Abrieb des Geschiebematerials aus. Die geologische Übersicht in Abbildung 3.4 zeigt, dass die Ill überwiegend kristallines Gestein mit einer höheren Festigkeit mobilisiert. Aus dem Gebiet des Hinterrheins überwiegt der Bündnerschiefer mit einer geringeren Gesteinsfestigkeit.

## 3.2. Hydrologie

Der mittlere Jahresabfluss der Periode von 1919 bis 1990 beträgt an der Mündung in den Bodensee rund  $230 \text{ m}^3/\text{s}$  (Manfred Spreafico in IRR (Hrsg.) (1992)). Die derzeitige Ausbauwassermenge beträgt  $3100 \text{ m}^3/\text{s}$ , was in etwa einem 100jährigen Hochwasserereignis entspricht. Durch das zunehmende Schadenspotential und die zu erwartende Klimaveränderung wird derzeit eine Erhöhung der Ausbauwassermenge auf  $4300 \text{ m}^3/\text{s}$  angestrebt.

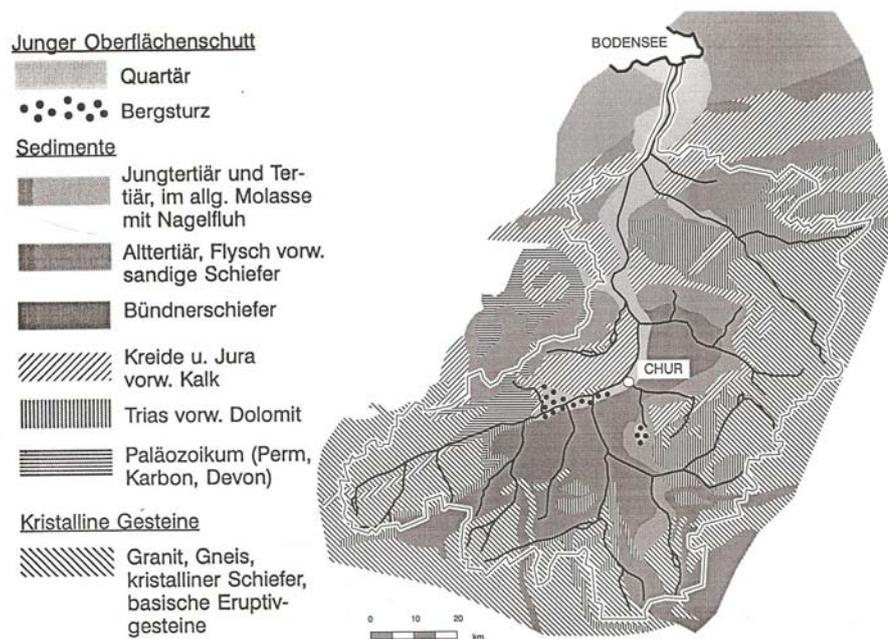


Abbildung 3.4.: Geologische Übersicht über das Einzugebiet des Alpenrheins (Quelle: VAW et al. (1995))

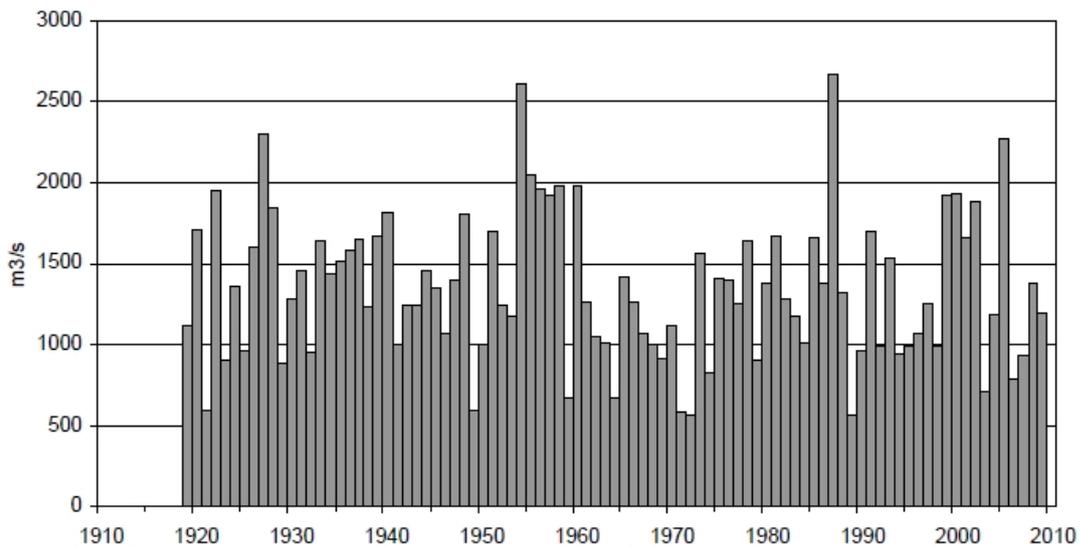
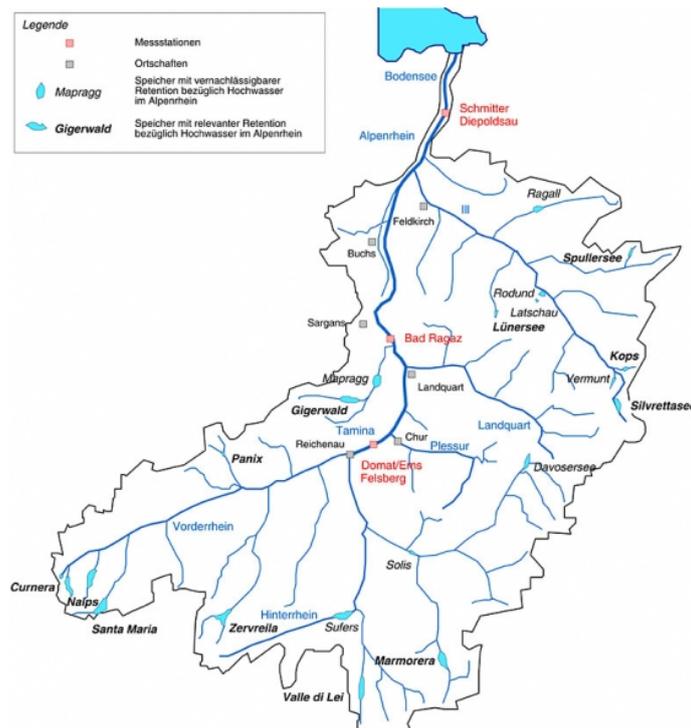


Abbildung 3.5.: Jahreshochwasser der gesamten Beobachtungsperiode von 1919 bis 2009 (Quelle: BAFU). Das größte Hochwasser trat im Jahr 1987 mit  $2665 \text{ m}^3/\text{s}$  auf.

Der Grad der Vergletscherung im Einzugsgebiet beträgt 1,4 % und wirkt sich auf das Abflussverhalten aus. Laut Hunziker und Zarn (2001) kann das Abflussverhalten des Alpenrheins jedoch nicht einem einzigen Regimetyp zugeordnet werden. Dieses entspricht einer Kombination aus glaziale, nivalem und pluvialem Abflussregime mit ausgeprägtem Abflussmaxima im Juni. Das Abflussgeschehen wurde durch den Bau zahlreicher Wasserspeicher ab den 1950er Jahren beeinflusst. Dadurch nahmen die Abflüsse in den Wintermonaten zu, während die Abflüsse in den Sommermonaten zurückgingen (Kurt Schaller in IRR (Hrsg.) (1992)). Weitere Auswirkungen der Wasserspeicher auf das Abflussverhalten sind das Aufkommen von Schwall und Sunk sowie eine Retentionswirkung. Größere natürliche Seen, die schon vor dem Bau der Stauseen eine Retentionswirkung entfalten hätten können, sind im Einzugsgebiet keine vorhanden.



**Abbildung 3.6.:** Das Einzugsgebiet des Alpenrheins mit einer Gesamtfläche von  $6123 \text{ km}^2$ . (Quelle: <http://www.rheinregulierung.at> Stand Jänner 2011)

### 3.3. Flussmorphologie

Heute ist der Alpenrhein nahezu auf seiner ganzen Strecke verbaut. Im Oberlauf hat er sich in die Talebene eingeschnitten. Zur Sicherung von Brücken und Uferbauwerken wurden teilweise Blockrampen errichtet, die eine weitere Eintiefung verhindern sollen. Es sind in diesem Bereich auch natürliche Fixpunkte mit einer ähnlichen Wirkung vorhanden. Die Maschäner Rüfi bildete 14 km unterhalb von Reichenau eine natürliche Rampe mit grobem Material. Die Flussbettbreite ist in diesem oberen Bereich mit 55 m bis 110 m recht eng, weitet sich jedoch im weiteren Verlauf auf. Die größte Breite mit 300 m besitzt der Alpenrhein in den Mastriuser Rheinauen unmittelbar oberhalb der Landquartmündung. Dort bildet sich auf einer Strecke von rund 3 km ein verzweigter Flusslauf. Von der Landquart

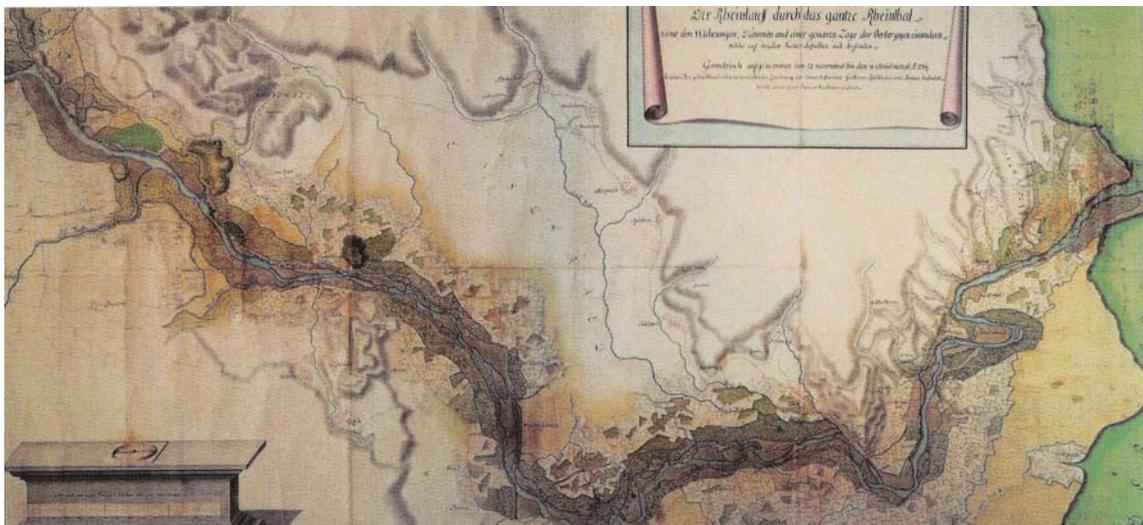
bis zur Illmündung ist der Alpenrhein durchgehend mit einem einfachen Trapezprofil, mit 110 m Sohlbreite, verbaut. Charakteristisch für diese Strecke sind alternierende Kiesbänke. Diese verschwinden dann aufgrund des abnehmenden Korndurchmessers und Längsgefälles unterhalb der Illmündung. Ab der Illmündung beginnt die sogenannte Internationale Strecke. Das einfache Trapezprofil geht in ein Doppeltrapezprofil mit einem Mittelgerinne und überströmbaren Vorländern über. Die Sohlbreite des Mittelgerinnes beträgt an der Illmündung 80 m und reduziert sich bis zur Mündung kontinuierlich auf 40 m. Die ursprüngliche Mündung des Alpenrheins in den Bodensee musste wegen der Verlandung der Fußacher Bucht weiter in den See verlegt werden. Der Alpenrhein trägt jährlich rund 3 Mio.  $m^3$  Schwebstoffe in den Bodensee. Durch die Vorstreckung sollen diese in tiefere Seezonen geleitet werden. Das Geschiebe wird im Bereich der alten Mündung entnommen, um eine Verlandung der Vorstreckung zu verhindern (VAW et al. (1995)).

Vor der durchgehenden Verbauung, also zur Zeit des Untersuchungsgebiets, wies der Alpenrhein eine weitaus höhere flussmorphologische Strukturvielfalt auf. Laut Haidvogel und Eberstaller (Haidvogel und Eberstaller (1997)) kann die morphologische Charakteristik des Alpenrheins im 18. und 19. Jahrhundert in vier Abschnitte eingeteilt werden:

1. gestreckte Linienführung von Reichenau bis Felsberg/Chur
2. verzweigte Linienführung von Felsberg/Chur bis Trübbach/Balzers
3. gewunden-verzweigte Linienführung von Trübbach/Balzers bis St. Margrethen
4. gewundene Linienführung von St. Margrethen bis zum Bodensee

Das Untersuchungsgebiet fällt zur Gänze in den gewunden-verzweigten Bereich. Dieser Bereich zeichnet sich durch die Ausbildung eines breiten Hauptarmes und zwei bis drei Nebenarmen aus. Ebenfalls charakteristisch scheinen die Schotterinseln und -bänke gewesen zu sein, die bei Hochwässern oft umgelagert wurden und so keinen Bewuchs aufwiesen (Haidvogel und Eberstaller (1997)). In Abbildung 3.7 ist die sogenannte Römerkarte dargestellt, die die beschriebene Flussmorphologie augenscheinlich werden lässt. Sie wurde vom Zürcher Ingenieurhauptmann Hans Conrad Römer im Jahre 1769 angefertigt. Sie sollte Aufklärung über die Verhältnisse am Rheinlauf geben, nachdem es im 18. Jahrhundert zu mehreren Hochwasserkatastrophen gekommen war (siehe dazu Kaiser (1990)).

Auch Philipp Krapf weist in einem Artikel über seine Untersuchungen des Schwebstoff- und Geschiebetransport des Alpenrheins auf die Kiesbänke im Alpenrhein hin. Er beschreibt die unmittelbare Strecke oberhalb seiner Messstelle folgendermaßen: *Diese lag nicht weit unterhalb jenes weitausgreifenden, gegenüber der gestreckten Richtung 2,8 km Mehrlänge messenden Bogens („Hohenemser Bucht“), wo also das Wasser auf einem etwa 8 km langen Laufe ständig seine Richtung änderte. ... Indessen bedingten auch die wechselseitig abgelagerten, einst mächtigen Kiesbänke, die in Abständen von ungefähr 600m einander folgten solche Querströmungen, die auch bei Hochwasser, wenn einmal die Kiesbänke alle überronnen wurden, an der Sohle jedenfalls bestanden haben* (Krapf (1934)). Das Zitat beschreibt dabei den genannten Flussabschnitt um die Jahrhundertwende, also noch vor dem Bau des Diepoldsauer Durchstichs.



**Abbildung 3.7.:** Karte von Johann Conrad Römer „Der Rheinflaß durch das ganze Rheintal, 1769“. Die erste Karte, die mit den damals neuen trigonometrischen Hilfsmittel erstellt wurde (Kaiser (1990)). Abbildung aus Minor und Hager (2004).



## 4. Theoretische Grundlagen

In einem Fließgewässer stehen die Strömung und das Gerinne in einer Wechselbeziehung. Einerseits hat die Beschaffenheit des Gerinnes Einfluss auf das Strömungsverhalten des Fluids, andererseits ist die Strömung wiederum massgeblich an der Ausbildung des Gerinnes beteiligt. Diese Wechselbeziehung soll in den folgenden Kapiteln behandelt werden.

### 4.1. Grundlegende physikalische Größen

#### 4.1.1. Dichte

Die Dichte  $\rho$  eines Materials ist das Verhältnis seiner Masse  $m$  zu seinem Volumen  $V$  (4.1).

$$\rho = \frac{m}{V} \quad [\text{kg/m}^3] \quad (4.1)$$

Wird die Masse mit der Erdbeschleunigung  $g$  multipliziert, erhalten wir die sogenannte Gewichtskraft  $F_G$  (4.2). Das Verhältnis der Gewichtskraft zum Volumen eines betrachteten Materials wird als Wichte  $\gamma$  bezeichnet (4.3).

$$F_G = m \cdot g \quad [\text{N}] \quad (4.2)$$

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} = \frac{F_G}{V} = \rho \cdot g \quad [\text{N/m}^3] \quad (4.3)$$

Die **Dichte von Wasser**  $\rho_w$  steigt mit abnehmender Temperatur (Tabelle 4.2). Eine Anomalie des Wassers ist jedoch, dass die maximale Dichte von Wasser nicht bei 0°C auftritt, sondern bei rund 4°C. Die genaue Dichte von Wasser bei 20°C liegt bei 998 kg/m<sup>3</sup>. In der Regel wird die Dichte von Wasser jedoch konstant mit 1000 kg/m<sup>3</sup> angenommen.

Die Dichte steigt aufgrund der Kompressibilität mit zunehmendem Druck  $p$ . Bei vielen Fragestellungen werden jedoch inkompressible Flüssigkeiten und konstante Temperaturen angenommen, wodurch auch die Dichte des Fluids ebenfalls konstant wird.

Bei Flüssen mit starker Schwebstoffführung können die physikalischen Eigenschaften der **Suspension**<sup>1</sup> deutlich von jenen des reinen Wassers abweichen (Tabelle 4.1).

**Tabelle 4.1.:** Physikalische Eigenschaften schwebstoffführender Flüsse (aus Fäh (2005))

	Konzentration Vol %	Dichte kg/m <sup>3</sup>
Reinwasser (20°C)	0.00	998
Alpenrhein bei Hochwasser <sup>1</sup>	0.11	1002
Drau max. Wert bei Stauraumspülung <sup>2</sup>	0.38	1006
Gelber Fluss (China) <sup>3</sup>	38.00	1700
Murgang <sup>4</sup>	30 - 60	bis 2400

<sup>1</sup> Nepster (1937)

<sup>2</sup> Österreichische Draukraftwerke (1994)

<sup>3</sup> Yang et al. (1996)

<sup>4</sup> Rickenmann (1990)

Die Dichte einer Suspension  $\rho_m$  ist abhängig von der Konzentration der Feststoffanteile  $C$  im Wasser und der Dichte der Feststoffe  $\rho_s$  selbst (4.4).

$$\rho_m = \rho_w \cdot (1 - C) + \rho_s \cdot C \quad [\text{kg/m}^3] \quad (4.4)$$

$\rho_m$  ..... Dichte der Suspension  
 $\rho_w$  ..... Dichte von Wasser  
 $\rho_s$  ..... Dichte der Feststoffe  
 $C$  ..... Konzentration der Feststoffanteile als  
Volumenskonzentration

#### 4.1.2. Viskosität

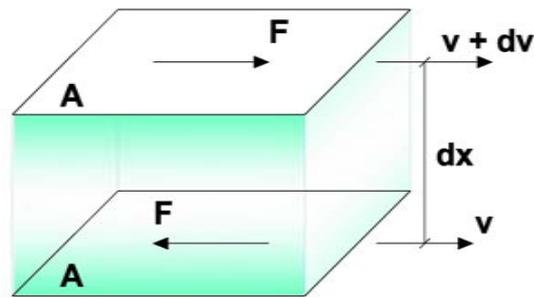
Die Viskosität gibt die Zähflüssigkeit von Flüssigkeiten an und ist eine Folge der „inneren Reibung“. Stellt man sich die Flüssigkeit in Schichten vor und setzt an eine Schicht eine Kraft  $F$  parallel zur Schicht an<sup>2</sup>, so bewegen sich benachbarte Schichten mit unterschiedlicher Geschwindigkeit. Es erfolgt ein Impulstransport quer zur Strömungsrichtung. Um den Geschwindigkeitsunterschied aufrecht zu erhalten, müssen entgegengesetzte Kräfte wirken, die die Widerstandskraft infolge der Zähigkeit überwinden (Kammerer und Loiskandel (2009)).

Die benötigte Kraft  $F$ , um die Flüssigkeitsschicht in Bewegung zu setzen, ist proportional zur Fläche  $A$  der Schicht, proportional zur vorhandenen Geschwindigkeitsdifferenz  $dv$  und umgekehrt proportional zum Abstand  $dx$  (4.5 und Abb. 4.1). Der Proportionalitätsfaktor wird als dynamische Viskosität  $\eta$  bezeichnet (4.6).

$$F \sim A \quad ; \quad F \sim dv \quad \text{und} \quad F \sim \frac{1}{dx} \quad (4.5)$$

<sup>1</sup>Wasser-Sedimentgemisch

<sup>2</sup>Scherkraft



**Abbildung 4.1.:** Erklärung der dynamischen Viskosität (nach Kammerer und Loiskandel (2009))

$$F = \eta \cdot A \cdot \frac{dv}{dx} \quad \Rightarrow \quad \eta = \frac{F \cdot dx}{A \cdot dv} \quad [\text{Ns/m}^2] \quad (4.6)$$

Das Verhältnis von dynamischer Viskosität  $\eta$  zur Dichte  $\rho$  der Flüssigkeit wird als kinematische Viskosität  $\nu$  bezeichnet (4.7).

$$\nu = \frac{\eta}{\rho} \quad [\text{m}^2/\text{s}] \quad (4.7)$$

Die dynamische Viskosität ist stark von der Temperatur abhängig und nimmt mit steigender Temperatur ab (Tab. 4.2).

**Tabelle 4.2.:** Physikalische Eigenschaften von Wasser als Funktion der Temperatur<sup>1</sup>

Temperatur °C	Dichte kg/m <sup>3</sup>	dyn. Viskosität 10 <sup>-3</sup> Ns/m <sup>2</sup>	kin. Viskosität 10 <sup>-6</sup> m <sup>2</sup> /s
0	999.8	1.781	1.785
5	1000.0	1.518	1.518
10	999.7	1.307	1.306
15	999.1	1.139	1.139
20	998.2	1.002	1.003
25	997.0	0.890	0.893
50	988.0	0.547	0.553
100	958.4	0.282	0.294

<sup>1</sup> Augewählte Werte aus (Kammerer und Loiskandel (2009))

Die Viskosität ist nicht nur eine Stoffkonstante, sondern die Art der Strömung hat ebenfalls einen bedeutenden Einfluss auf die Zähigkeit eines Fluids. In diesem Zusammenhang wird von einer „scheinbaren Zähigkeit“ gesprochen (Kapitel 4.2.2 und 4.2.6.1).

## 4.2. Hydrodynamik

In der Hydrodynamik sind strömende Flüssigkeiten Gegenstand der Untersuchungen. „*Wesentliche Eigenschaften von Strömungen sind die Volumenströme (Abflüsse, Durchflüsse), Wassertiefen und Drücke, Strömungsgeschwindigkeiten und Kräfte auf Berandung. Aufgabe der Hydrodynamik ist es, Berechnungsgleichungen und -methoden für diese Größen bereitzustellen.*“ (Zanke et al. (2001)).

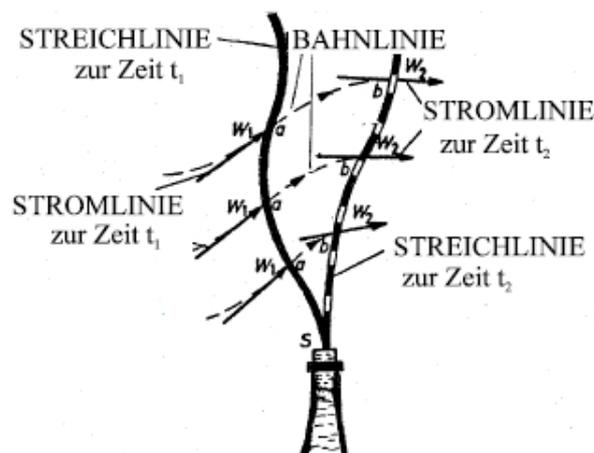
Viele theoretische Überlegungen basieren auf der Beschreibung des Verhaltens einzelner infinitesimal kleiner Flüssigkeitsteilchen.

**Flüssigkeitsteilchen** Unter einem Flüssigkeitsteilchen versteht man eine Flüssigkeitsmasse, welche einerseits klein genug ist, um auf sie den Begriff des Differentials anwenden zu können, die aber andererseits im Vergleich zu den Flüssigkeitsmolekülen so groß ist, dass für sie der Mittelwert aller im Molekularbereich vor sich gehenden Prozesse gilt. (Graf, 2001 zit. bei Habersack (2009))

### 4.2.1. Betrachtungsweisen und abgeleitete Begriffsdefinitionen

Grundlegend gibt es in der Hydrodynamik zwei Betrachtungsweisen. Bei der **Lagran'sche Betrachtungsweise** bewegt sich der Beobachter mit dem Flüssigkeitsteilchen mit. Die Position des Flüssigkeitsteilchen ist eine Funktion der Zeit und der hydrodynamischen Größen. Eine andere Betrachtungsweise ist die sogenannte **Euler'sche Betrachtungsweise**. Die hydrodynamischen Größen sind eine Funktion der Zeit und des Ortes (Habersack (2009)).

Ausgehend von diesen Betrachtungsweisen lassen sich verschiedene für die Charakterisierung von Fließzuständen grundlegende Begriffsdefinitionen ableiten (Abb. 4.2).



**Abbildung 4.2.:** Strom-, Bahn- und Streichlinie am Beispiel eines Schornsteines bei böigem Wind (Loiskandel (2004))

**Stromlinie** Bei einer Momentaufnahme der Strömung verlaufen an jeder Stelle die Stromlinien tangential zur dort herrschenden Fließgeschwindigkeit.

Aus dieser Definition folgt, dass an keiner Stelle eine Geschwindigkeitskomponente senkrecht zur Stromlinie auftritt und die Stromlinie deshalb einer undurchlässigen Begrenzung entspricht (Heinemann und Paul (1998)).

**Stromröhre** Ein in sich geschlossenes Bündel von Stromlinien bildet eine Stromröhre. Die Wandung einer Stromröhre ist wie die eines Rohres undurchlässig (Heinemann und Paul (1998)).

**Bahnlinie** Der von einem Flüssigkeitsteilchen tatsächlich zurückgelegte Weg wird als Bahnlinie bezeichnet (Loiskandel (2004)).

**Streichlinie** Bei einem bestimmten Zeitpunkt ist die Verbindung aller Bahnpunkte aller Flüssigkeitsteilchen, die zuvor einen bestimmten Punkt passierten, eine Streichlinie (Loiskandel (2004)).

Bei einer stationären Strömung<sup>3</sup> sind Strom-, Bahn-, und Streichlinie identisch.

#### 4.2.2. Laminare und turbulente Strömung

Eine Strömung wird dann als **laminar** bezeichnet, wenn ihre Bahnlinien parallel verlaufen. Die Geschwindigkeitsrichtung jedes Flüssigkeitsteilchen stimmt mit jener der Hauptfließrichtung überein.

Ist dies nicht der Fall und einzelne Bahnlinien kreuzen sich, haben wir es mit einer **turbulenten** Fließbewegung zu tun. Die Bahnlinien sind Geschwindigkeitsschwankungen in Größe und Richtung unterworfen. Die Strömung kann in eine Hauptbewegung und in eine unregelmäßige Schwankungsbewegung aufgeteilt werden. Die turbulente Strömung erscheint erst bei der Betrachtung von zeitlichen Mittelwerten als geordnete Bewegung (Bezzola (2007)).

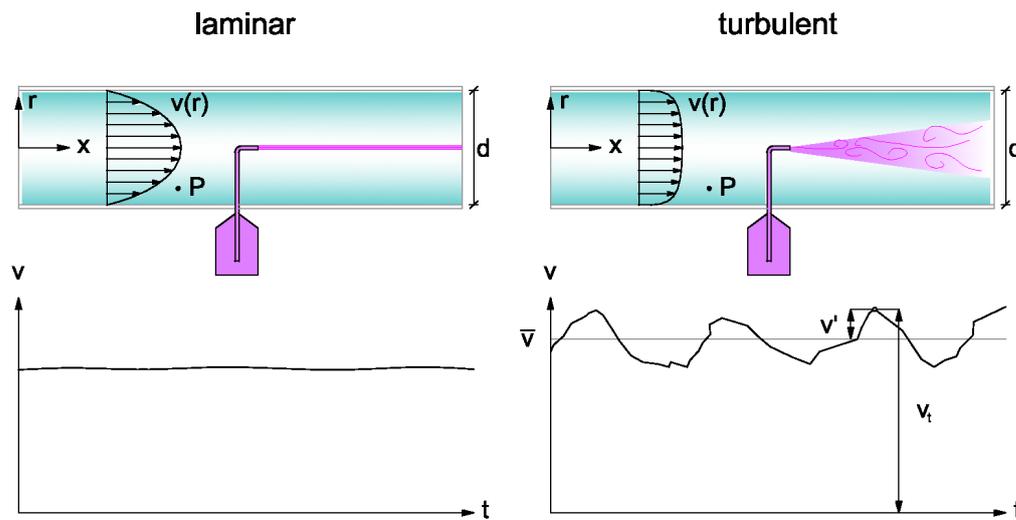
In Abbildung 4.3 ist schematisch ein Versuchsaufbau in einem Rohr dargestellt, wo die Strömung durch die Zugabe eines Farbstoffes sichtbar gemacht wird. In der laminaren Strömung, kommt es zu keiner Durchmischung des Farbstoffes mit dem Fluid, die Bahnlinien verlaufen parallel. Die Geschwindigkeitsverteilung dieser laminaren Strömung entspricht einer Parabel, die in der Rohrmitte die höchste Geschwindigkeit aufweist. Die Geschwindigkeitsverteilung einer turbulenten Strömung nähert sich der Verteilung der mittleren Geschwindigkeit, die in jedem Punkt dieselbe Geschwindigkeit aufweist. Bei der turbulenten Strömung ist die Geschwindigkeit in einem beliebigen Punkt (P) zeitlichen Schwankungen unterworfen (Geschwindigkeits - Zeit Diagramm in Abb. 4.3). Die Geschwindigkeit zu einem bestimmten Zeitpunkt  $v_t$  setzt sich aus dem zeitlichen Mittelwert der Geschwindigkeit  $\bar{v}$  und der unregelmäßigen Schwankungsgeschwindigkeit  $v'_t$  zusammen (4.8).

$$v_t = \bar{v} + v'_t \quad (4.8)$$

Als Maßzahl für die Charakterisierung einer Strömung dient die Reynoldszahl  $Re$ . Sie ist das Verhältnis von Trägheitskräften zu Zähigkeitskräften.

---

<sup>3</sup>Kapitel 4.2.3



**Abbildung 4.3.:** Farbfadenversuch und Geschwindigkeitverteilung bei laminarer und turbulenter Strömung

$$Re = \frac{\text{Trägheitskräfte}}{\text{Zähigkeitskräfte}} = \frac{v \cdot L}{\nu} \quad [-] \quad (4.9)$$

- $v$  ..... Fließgeschwindigkeit
- $L$  ..... charakteristische Länge
- $\nu$  ..... kinematische Viskosität

In der Rohrhydraulik wird der Rohrdurchmesser für die charakteristische Länge eingesetzt. In der Gerinnehydraulik der hydraulische Radius  $R$  (Bezzola (2007)). Für die Geschwindigkeit wird die mittlere Geschwindigkeit  $\bar{v}$  des Gerinneabschnittes verwendet.

Der Übergang von einer laminaren zu einer turbulenten Strömung ist nicht scharf, es gibt einen Übergangsbereich. Dieser ist dadurch gekennzeichnet, dass die Strömung in diesem Bereich zwar laminar ist, jedoch durch eine Störung in eine turbulente Strömung übergeht. Im Flussbau ist die Strömung in der Regel turbulent. Wirkung der turbulenten Strömung ist die sogenannte scheinbare Zähigkeit, die die dynamische Zähigkeit um einiges übertrifft (Bezzola (2007)).

#### 4.2.3. Geschwindigkeit und Beschleunigung einer Strömung

In der Hydrodynamik wird entweder die Geschwindigkeit  $v$  eines Flüssigkeitsteilchens betrachtet, das in einer gewissen Zeit  $t$  eine Wegstrecke  $s$  zurücklegt (4.10) oder ein Volumenstrom  $Q$ , der ein bestimmtes Flächenelement  $A$  durchfließt (4.11).

$$v = \lim_{\partial t \rightarrow 0} \frac{\partial s}{\partial t} \quad [\text{m/s}] \quad (4.10)$$

$$v = \lim_{\partial A \rightarrow 0} \frac{\partial Q}{\partial A} \quad [\text{m/s}] \quad (4.11)$$

Die Geschwindigkeit ist eine vektorielle Größe. Sein Betrag lässt sich aus den einzelnen Komponenten, die in Richtung des kartesischen Koordinatensystem wirken, berechnen (4.12).

$$\vec{v} = \sqrt{v_x^2 + v_y^2 + v_z^2} \quad [\text{m/s}] \quad (4.12)$$

Die Änderung des Geschwindigkeitsvektor  $v$  mit der Zeit  $t$  ist die Beschleunigung. Eine Änderung kann eine Zunahme oder eine Abnahme des Geschwindigkeitsvektor wie auch eine Richtungsänderung bedeuten (4.13). Wie die Geschwindigkeit ist auch die Beschleunigung eine vektorielle Größe.

$$\vec{a} = \frac{d\vec{v}(t)}{dt} \quad [\text{m/s}^2] \quad (4.13)$$

Die Beschleunigung, wie sie in Gleichung (4.13) beschrieben ist, wird als **substantielle Beschleunigung** bezeichnet. Die substantielle Beschleunigung ist die Beschleunigung, die ein Flüssigkeitsteilchen als Funktion der Zeit und des Ortes erfährt. Sie setzt sich aus zwei Teilen zusammen. Einerseits aus der zeitabhängigen **lokalen Beschleunigung**, andererseits aus der ortsabhängigen **konvektiven Beschleunigung** (4.14).

$$\underbrace{\frac{dv}{dt}}_{\text{substantielle Beschleunigung}} = \underbrace{\frac{\partial v}{\partial t}}_{\text{lokale Beschleunigung}} + \underbrace{(v \cdot \nabla) \cdot v}_{\text{konvektive Beschleunigung}} \quad (4.14)$$

$$\nabla = \frac{\partial}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial z} \quad (4.15)$$

Setzt man in Gleichung (4.14) den in Gleichung (4.15) beschriebenen Nablaoperator  $\nabla$  ein, erhält man die substantielle Beschleunigung in alle Richtungen des kartesischen Koordinatensystem (4.16).

$$\frac{dv_x}{dt} = \frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} \quad x - \text{Richtung} \quad (4.16a)$$

$$\frac{dv_y}{dt} = \frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} \quad y - \text{Richtung} \quad (4.16b)$$

$$\frac{dv_z}{dt} = \frac{\partial v_z}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \quad z - \text{Richtung} \quad (4.16c)$$

Aus der Art wie ein Flüssigkeitsteilchen beschleunigt wird, können verschiedene Begriffsdefinitionen für eine Strömung abgeleitet werden.

**Stationäre Strömung** Wenn keine lokale Beschleunigung vorhanden ist, spricht man von stationärer Strömung.

**Instationäre Strömung** Es ist eine lokale Beschleunigung vorhanden.

**Gleichförmige Strömung** Wenn keine konvektive Beschleunigung vorhanden ist, spricht man von gleichförmiger Strömung.

**Ungleichförmige Strömung** Es ist eine konvektive Beschleunigung vorhanden.

Bei der lokalen Beschleunigung ist der Ort konstant, die Zeit ist variabel. Die Größe mit der höchsten zeitlichen Variabilität an einem Ort im Gerinne ist der Abfluss. Daraus lässt sich vereinfachend ableiten: Ist der Abfluss konstant sind die Strömungsverhältnisse stationär. Bei stationärer Strömung ändert sich die Wassertiefe an einem Ort des Gerinnes mit der Zeit nicht.

Bei der konvektiven Beschleunigung verhält es sich genau umgekehrt wie bei der lokalen Beschleunigung. Es wird ein bestimmter Zeitpunkt betrachtet, veränderlich ist der Ort entlang der Stromlinie eines Flüssigkeitsteilchen. Die konvektive Beschleunigung tritt dort auf, wo eine Veränderung des Fließquerschnitts, eine Veränderung des Längsgefälles oder eine Veränderung der Gerinnerauhigkeit stattfindet. Bei gleichförmiger Strömung ändert sich die Wassertiefe entlang eines Gerinnes nicht.

Eine Übersicht über die Beschleunigungsarten und den daraus abgeleiteten Strömungsbezeichnungen bietet Tabelle 4.3.

**Tabelle 4.3.:** Überblick über die Beschleunigung und den abgeleiteten Strömungsverhältnissen

Strömung	Beschleunigung		
	lokal $\frac{\partial v}{\partial t}$	konvektiv $(v \cdot \nabla) \cdot v$	substantiell $\frac{dv}{dt}$
stationär, gleichförmig	0	0	0
instationär, gleichförmig	<>	0	≠ 0
stationär, ungleichförmig	0	<>	≠ 0
instationär, ungleichförmig	<>	<>	≠ 0

### 4.2.3.1. Normalabfluss

In einem Freispiegelgerinne wird eine stationär, gleichförmige Strömung, die also keine Beschleunigung erfährt, als Normalabfluss bezeichnet. Die Geschwindigkeit ist konstant und stellt sich so ein, dass die durch das Abwärtsfließen gewonnene Energie durch die Energieverluste infolge der Reibung ausgeglichen werden. Daher ist die Energielinie konstant und parallel zur Sohle. Dasselbe gilt auch für die Wasserspiegellage (Abb. 4.6). Normalabfluss kann sowohl strömend als auch schießend sein (Zanke et al. (2001)).

Bei der Aufstellung der Kräftebilanz (Abb. 4.7) an einem Kontrollvolumen unter Normalabflussbedingungen ergibt sich, dass die entlang der Sohle wirkende Komponente der Gewichtskraft mit der Reibungskraft entlang der benetzten Außenränder des Kontrollvolumens im Gleichgewicht stehen. Davon abgeleitet ergibt sich die allgemeine Form der Berechnung der Fließgeschwindigkeit bei Normalabfluss nach Gleichung 4.17a. Die Gleichung setzt voraus, dass nur geringe Sohlgefälle auftreten, so dass  $\cos \alpha \approx 1$  gilt.

$$v = \sqrt{\frac{8 \cdot g}{\lambda}} \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad [\text{m/s}] \quad (4.17a)$$

$$R = \frac{A}{U} \quad [\text{m}] \quad (4.17b)$$

$v$	.....	Fließgeschwindigkeit
$g$	.....	Erdbeschleunigung
$\lambda$	.....	Reibungsbeiwert
$R$	.....	hydraulische Radius
$I$	.....	Sohlgefälle
$A$	.....	Fließquerschnitt
$U$	.....	benetzter Umfang des Gerinnes

Die Gleichung 4.17a entspricht dem quadratischen Widerstandsgesetz für turbulente Strömungen, das besagt, dass die Geschwindigkeit zum Quadrat proportional zur Wandrauigkeit ist. Der Wandreibungswiderstand wurde erst in den dreißiger Jahren des vorigen Jahrhunderts von Nikurades untersucht. Bis dahin wurde der Einfluss der Reibung nur empirisch behandelt (Zanke et al. (2001)). Eine der am weitesten verbreiteten Formel, die noch heute eingesetzt wird ist die Gauckler, Manning und Strickler Formel (4.18). Der Stricklerbeiwert  $k_{ST}$  ist eine empirische Größe, die von der Gerinnerauigkeit abhängt. Die Einheit beträgt  $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ .

$$v = k_{ST} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad [\text{m/s}] \quad (4.18)$$

### 4.2.4. Erhaltungsgleichungen in der Hydrodynamik

Grundlegende Gleichungen in der Hydrodynamik beruhen auf den Erhaltungsgleichungen der Physik. Im Speziellen sind dies:

- Massenerhaltung
- Energieerhaltung
- Impulserhaltung

In den folgenden Unterkapitel werden diese Erhaltungsgleichungen für eine Stromröhre bzw. Stromlinie beschrieben. Es werden die über den jeweiligen Querschnitt gemittelten Geschwindigkeiten betrachtet. Diese Betrachtungsweise kann für verschiedene Fragestellungen auch auf den gesamten Abfluss in einem Gerinne übernommen werden, wie dies in eindimensionalen Berechnungen von Gerinneströmungen der Fall ist (Naudascher (1992)).

#### 4.2.4.1. Massenerhaltung

Abbildung 4.4 zeigt ein aus einer Stromröhre herausgeschnittenes Kontrollvolumen. Die eingezeichneten Geschwindigkeitsvektoren  $v_{m1}$  und  $v_{m2}$  sind die mittleren Geschwindigkeiten der Strömung am jeweils betrachteten Querschnitt. Sie stehen senkrecht zur Eintrittsfläche  $A_1$  und Austrittsfläche  $A_2$  des Kontrollvolumens.

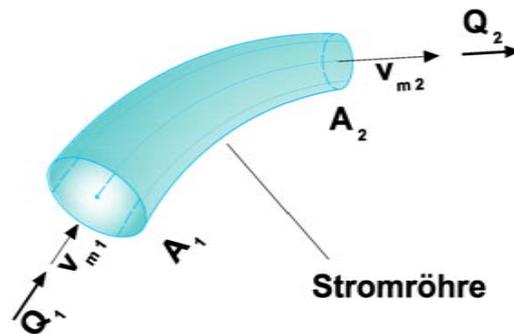


Abbildung 4.4.: Erklärung der Kontinuitätsgleichung an einer Stromröhre

Der Durchfluss  $Q$  der Strömung ist das Produkt aus der mittleren Geschwindigkeit  $v_m$  mal der Durchflussfläche  $A$ . Unter der Annahme einer inkompressiblen ( $\rho = \text{const}$ ) und einer homogenen Flüssigkeit kann die Massenerhaltungsbilanz wie folgt aufgestellt werden (4.19).

$$Q = v_{m1}A_1 = v_{m2}A_2 = \text{const} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (4.19)$$

Die in (4.19) dargestellte Gleichung gilt jedoch nur, wenn es innerhalb des Kontrollvolumens zu keiner Massenänderung kommt. Die Kontinuitätsgleichung muss ansonsten noch mit einem Speicherterm ( $\Delta S$ ) erweitert werden. Die Größe dieses Terms ist die Differenz zwischen dem Massen- bzw. Volumenstrom, der in das Kontrollvolumen hinein fließt zu jenem Volumenstrom, der aus dem Kontrollvolumen hinaus fließt. Ist das Ergebnis positiv spricht man von einer Senke im Kontrollvolumen, umgekehrt von einer Quelle<sup>4</sup>.

<sup>4</sup>zB seitlicher Zufluss im betrachteten Gerinneabschnitt

Betrachten wir ein beliebig aus der Strömung herausgeschnittenes Kontrollvolumen, so zeigt Gleichung (4.20) die Kontinuitätsgleichung für kompressible Flüssigkeiten bei instationärer Bewegung. Für inkompressible Flüssigkeiten ( $\rho = \text{const}$ ) vereinfacht sich die Gleichung zu (4.21).

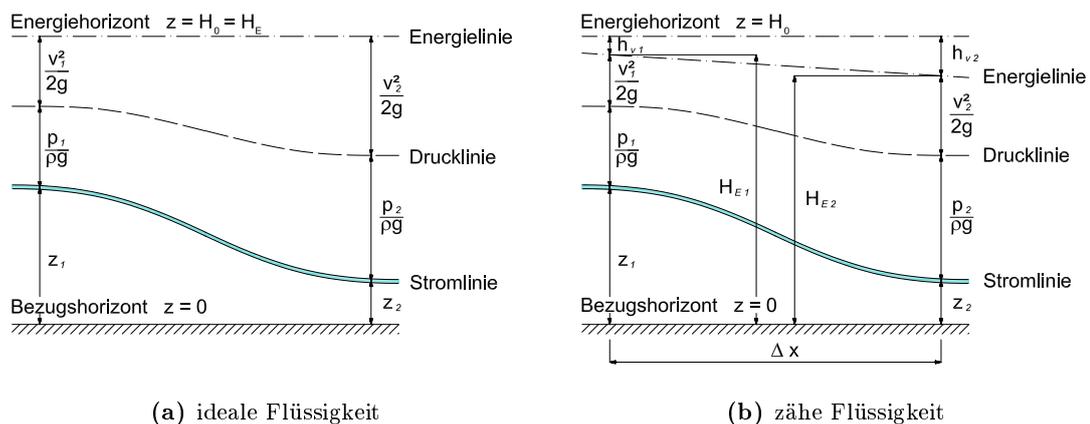
$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} = 0 \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4.21)$$

#### 4.2.4.2. Energieerhaltung

Bei der Betrachtung einer Stromlinie einer reibungsfreien Flüssigkeit bei stationär, gleichförmiger Bewegung ist die Gesamtenergie in jedem Punkt der Stromlinie konstant  $H_E$  (Abb. 4.5a). Die Gesamtenergie über einem frei wählbaren Bezugshorizont setzt sich dabei aus drei Komponenten zusammen. Die einzelnen Komponenten sind die Lageenergie, Druckenergie und kinetische Energie. Sie lassen sich als Energiehöhen darstellen. Die daraus resultierende Gleichung (4.22) wird als Bernoulli-Gleichung bezeichnet.

$$\underbrace{\frac{v^2}{2g}}_{\text{kin. Energie}} + \underbrace{\frac{p}{\rho g}}_{\text{Druckenergie}} + \underbrace{z}_{\text{Lageenergie}} = \underbrace{H_E}_{\text{Gesamtenergie}} = \text{const} \quad [\text{m}] \quad (4.22)$$



**Abbildung 4.5.:** Bernoulli Gleichung für (a) ideale Flüssigkeit, (b) zähe Flüssigkeit

Bei einer zähen Flüssigkeit kommt es aufgrund der Reibung zu einer teilweisen Umwandlung in andere Energieformen wie Thermische Energie oder Schallenergie. Die Energiehöhe ist deshalb nicht mehr konstant und die Energielinie nimmt in Strömungsrichtung kontinuierlich ab (4.24). Die Verluste werden in der erweiterten Bernoulli Gleichung in der Verlusthöhe  $h_v$  zusammengefasst (4.23). Das Gefälle der Energielinie  $I_E$  ist eine Funktion der Wegstrecke und der Verlusthöhe (Abb. 4.5b).

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho g} + z + h_v = H_0 = \text{const} \quad [\text{m}] \quad (4.23)$$

$$I_E = \frac{H_{E1} - H_{E2}}{\Delta x} = \frac{\Delta h_v}{\Delta x} \quad [\%] \quad (4.24)$$

Neben den kontinuierlichen Verlusten  $h_{v,r}$  können auch lokale Verluste  $h_{v,\delta}$  auftreten. Lokale Verluste werden durch lokale Störung der Strömung verursacht. Die Energielinie macht an diesen Stellen einen Sprung. Sie werden meist empirisch behandelt. Dabei wird ein Verlustbeiwert  $\xi$  ermittelt, der mit der Geschwindigkeitshöhe multipliziert wird (4.25).

$$h_{v,\delta} = \xi \frac{v^2}{2g} \quad [\text{m}] \quad (4.25)$$

In einem Freispiegelgerinne ist der Druck an der Wasserspiegeloberfläche gleich dem Atmosphärendruck. Somit ist die Drucklinie in Abbildung 4.5 mit dem Wasserspiegel gleichzusetzen. Setzt man den Bezugshorizont mit der Gerinnesohle gleich und vernachlässigt den Energieverlust, so reduziert sich die Energiegleichung in einem Gerinne auf die Abflusstiefe und die Geschwindigkeitshöhe (4.27 und Abb. 4.6). Die Bernoulli Gleichung setzt voraus, dass im gesamten Gerinne eine konstante Geschwindigkeit herrscht  $v = v_m$ . Dies ist jedoch nicht der Fall, die Geschwindigkeiten nehmen zu den Wandungen hin ab. Dem wird durch die Einführung des Korrekturbeiwertes  $\alpha^5$  Rechnung getragen. Da jedoch in einer turbulenten Strömung die Geschwindigkeitsverteilung (Abb. 4.3) ausgeglichener ist, wird in der Gerinnehydraulik oft  $\alpha = 1$  gesetzt. In laminarer Strömung im Kreisrohr ist  $\alpha = 2$  (Zanke et al. (2001)).

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{v_m^3 A} \quad [-] \quad (4.26)$$

$$\alpha \frac{v_m^2}{2g} + h = H_E \quad [\text{m}] \quad (4.27)$$

#### 4.2.4.3. Impulserhaltung

Die Impulserhaltung soll anhand der Bewegung eines Flüssigkeitsteilchen in einer Strömung dargestellt werden. Grundlage dafür sind die von Isaac Newton beschriebenen Grundgesetze der Mechanik. Das erste Grundgesetz der Mechanik, auch als Trägheitsprinzip bezeichnet, besagt, dass ein Körper solange in Ruhe oder gleichförmiger Bewegung verharrt, bis eine äußere Kraft das Flüssigkeitsteilchen zu einer Änderung zwingt. Wurde ein Flüssigkeitsteilchen auf eine Geschwindigkeit beschleunigt, besitzt es einen Impuls  $\vec{I}$ . Der Impuls ist eine vektorielle Größe in Richtung der Geschwindigkeit und das Produkt aus der Masse mal Geschwindigkeit (4.28).

---

<sup>5</sup>Coriolis-Beiwert

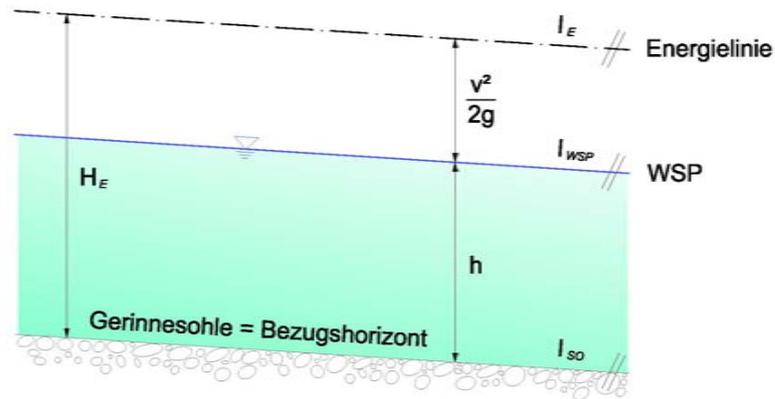


Abbildung 4.6.: Energiehöhen in einem Gerinne bei Normalabfluss

Das zweite Grundgesetz besagt, dass das Produkt aus Masse mal Beschleunigung gleich der Summe aller Kräfte ist (4.29). Die äußeren Kräfte, die auf ein Flüssigkeitsteilchen wirken, sind einerseits Massenkräfte (4.29)<sup>6</sup> des Flüssigkeitsteilchens selbst, sowie Druck- und Reibungskräfte, die auf die Oberfläche des Flüssigkeitsteilchens wirken (Bezzola (2007)).

$$\vec{I} = m \cdot \vec{v} \quad (4.28)$$

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a} \quad (4.29)$$

$$\vec{F} = m \cdot \vec{a} = \frac{m \cdot d\vec{v}}{dt} = \frac{d\vec{I}}{dt} \implies d\vec{I} = \vec{F} \cdot dt \quad (4.30)$$

In Gleichung (4.30) wurde der Zusammenhang zwischen Impuls und Kraft aufgezeigt. Mit dem dritten Grundgesetz der Mechanik, das beinhaltet, dass Kräfte immer paarweise und entgegengesetzt auftreten, ergeben sich unterschiedlichste Anwendungen aus der Impulserhaltung. Die Navier Stokes Gleichung (4.36) beruht auf der Anwendung der Impulserhaltungsgleichung an einem Flüssigkeitsteilchen. Eine weitere Anwendung ergibt sich bei der Betrachtung eines endlichen, von Flüssigkeit durchströmten Raumes (Kontrollvolumen) mit dem sogenannten Stützkraftsatz (Habersack (2009)). In Gleichung 4.31 ist der Impuls bei konstanter Dichte und stationärer Strömung als Funktion des Durchfluss  $Q$  angegeben. Die aus diesem Impuls wirkende Kraft auf die Eintritts- oder Austrittsfläche eines Kontrollvolumens ergibt sich, wie aus Gleichung 4.30 ersichtlich, durch Multiplikation mit  $dt$  (4.32). Gemeinsam mit der auf die Eintritts- und Austrittsfläche wirkende Druckkraft (4.33) können die an der Querschnittsfläche des Kontrollvolumens angreifenden Stützkkräfte ermittelt werden (4.34).

<sup>6</sup>z.B. Gewichtskraft (4.2)

$$\vec{I} = m \cdot \vec{v} = \rho \cdot V \cdot \vec{v} = \rho \cdot Q \cdot \vec{v} \cdot dt \quad (4.31)$$

$$\vec{F}_I = \rho \cdot Q \cdot \vec{v} \quad (4.32)$$

$$\vec{F}_P = p \cdot A \quad (4.33)$$

$$\vec{F}_S = \vec{F}_I + \vec{F}_P = \rho \cdot Q \cdot \vec{v} + p \cdot A \quad (4.34)$$

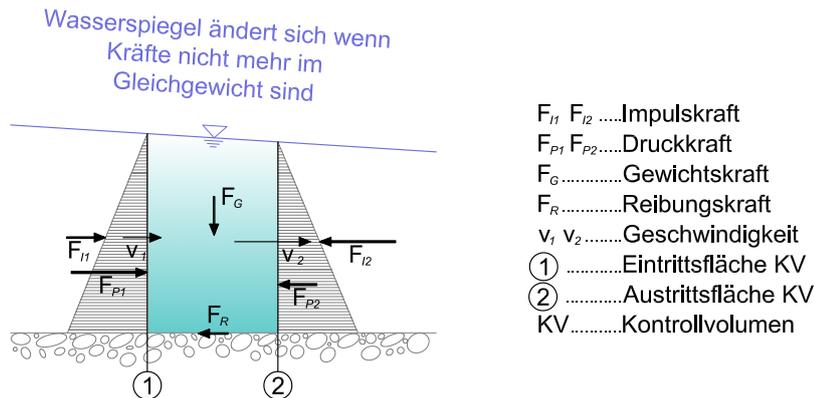


Abbildung 4.7.: Kräftebilanz an einem Kontrollvolumen (nach Zanke et al. (2001))

#### 4.2.5. Fließzustände Strömen und Schießen

In einer stationär, ungleichförmigen Strömung kann beobachtet werden, dass sich bei konstantem Abfluss, Gerinnequerschnitt und Energiehöhe, trotzdem zwei unterschiedliche Abflusstiefen in zwei betrachteten Gerinnequerschnitten einstellen (Abb. 4.8). Es handelt sich um zwei verschiedene Fließzustände, die durch eine Veränderung des Gefälles oder der Gerinnerauigkeit hervorgerufen werden. Die Fließzustände werden als **Schießen** und **Strömen** bezeichnet.

Beim Wechsel vom Strömen zum Schießen verlaufen die Änderung der Energielinie und der Wasserspiegellage kontinuierlich. Die Gesamtenergie  $H_E$  sowie der Wasserspiegel  $h$  nehmen bis zum sogenannten Grenzzustand ab (Abb. 4.8). Im Grenzzustand fließt eine Strömung mit niedrigstem Energieaufwand  $H_{E,min}$ . Diese Energie ist nötig, um eine gegebene Wassermenge in Bewegung zu versetzen (Zanke et al. (2001)). Im schießenden Bereich nimmt dann die Abflusstiefe weiterhin ab, die Gesamtenergie jedoch wieder zu. Daraus folgt, dass die Geschwindigkeit und somit die Geschwindigkeitshöhe beim Schießen stark zunimmt.

Der Wechsel vom Schießen ins Strömen verläuft nicht kontinuierlich. Es bildet sich ein sogenannter Wechselsprung aus. Zur Unterscheidung der beiden Fließzustände und zur Charakterisierung des Wechselsprungs in einem Gerinne wird die dimensionslose Froudzahl  $Fr$  herangezogen. Sie gibt das Verhältnis von Trägheitskraft zur Schwerkraft an.

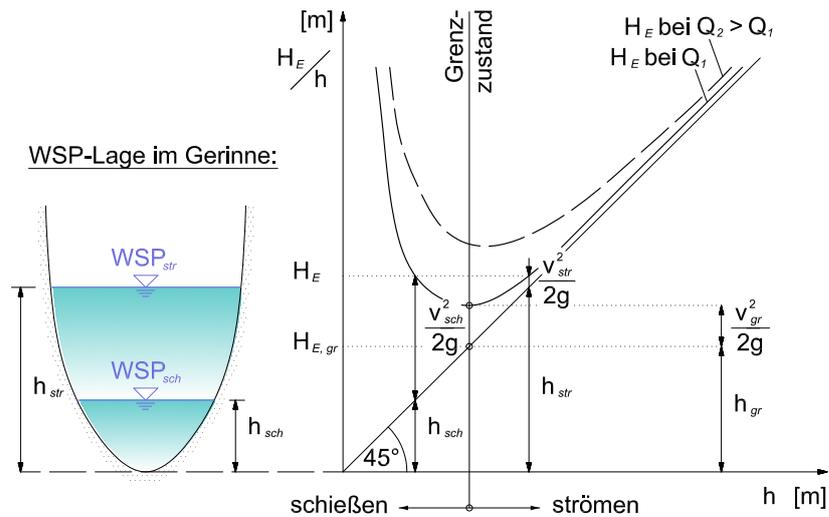


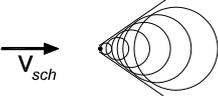
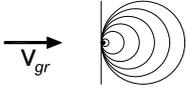
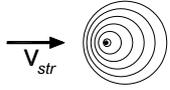
Abbildung 4.8.: Energiezustände in einem Gerinne mit Wasserspiegellage

$$Fr = \frac{\text{Trägheitskräfte}}{\text{Schwerkkräfte}} = \sqrt{\frac{\rho v^2}{\rho g h}} = \frac{v}{\sqrt{g h}} = \frac{\text{Fließgeschwindigkeit}}{\text{Ausbreitungsgesch. Störung}} \quad (4.35)$$

$\rho$	.....	Dichte
$v$	.....	Fließgeschwindigkeit
$g$	.....	Erdbeschleunigung
$h$	.....	Abflusstiefe

Aus Gleichung 4.35 ist ersichtlich, dass die Froudzahl auch als Verhältnis der Fließgeschwindigkeit zur Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Störung angesehen werden kann. So kann aus der Beobachtung der Ausbreitung einer Welle in einer Gerinneströmung auf den Fließzustand geschlossen werden (Tab. 4.4). Die Tabelle 4.4 zeigt die wichtigsten Eigenschaften der beiden Fließzustände schießen und strömen sowie im Grenzzustand beim Strömungswechsel. Die Grafiken in der Tabelle zeigen, wie sich eine Welle im jeweiligen Fließzustand ausbreitet.

**Tabelle 4.4.:** Froudzahl und Strömungszustand (nach Zanke et al. (2001), ergänzt)

Schießen	Grenzzustand	Strömen
$v_{sch} > v_{gr}$	$v = v_{gr}$	$v_{str} < v_{gr}$
$h_{sch} < h_{gr}$	$h = h_{gr}$	$h_{str} > h_{gr}$
$Fr > 1$	$Fr = 1$	$Fr < 1$
		

#### 4.2.6. Bewegungsgleichungen

Ziel der Bewegungsgleichung ist die mathematische Beschreibung der räumlichen und zeitlichen Entwicklung bzw. der Bewegung von Flüssigkeitsteilchen.

##### 4.2.6.1. Dreidimensionale Bewegungsgleichung - Navier Stockes Gleichung

Ausgehend von der beschriebenen Impulserhaltung, kann die Bewegungsgleichung formuliert werden. Die im Flüssigkeitsteilchen wirkenden Trägheitskräfte stehen mit den von außen wirkenden Masse-, Druck-, und Reibungskräften im Gleichgewicht. Bei der Aufstellung der Bewegungsgleichungen wird von einer inkompressiblen Flüssigkeit mit konstanter Temperatur ausgegangen. Somit kann auch die Dichte  $\rho$  und die dynamische Viskosität  $\eta$  der Flüssigkeit als konstant angenommen werden (Bezzola (2007)).

$$\rho \left( \frac{\partial v_x}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_x}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_x}{\partial z} \right) = \rho g_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \eta \left( \frac{\partial^2 v_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_x}{\partial z^2} \right) \quad (4.36a)$$

$$\rho \left( \frac{\partial v_y}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_y}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_y}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_y}{\partial z} \right) = \rho g_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \eta \left( \frac{\partial^2 v_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_y}{\partial z^2} \right) \quad (4.36b)$$

$$\underbrace{\rho \left( \frac{\partial v_z}{\partial t} + v_x \frac{\partial v_z}{\partial x} + v_y \frac{\partial v_z}{\partial y} + v_z \frac{\partial v_z}{\partial z} \right)}_{\text{Trägheit}} = \underbrace{\rho g_z}_{\text{Masse}} - \underbrace{\frac{\partial p}{\partial z}}_{\text{Druck}} + \underbrace{\eta \left( \frac{\partial^2 v_z}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} \right)}_{\text{Reibung}} \quad (4.36c)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (4.37)$$

Die in (4.36) beschriebene Gleichung wird gemeinsam mit der nochmals dargestellten Kontinuitätsgleichung für inkompressible Flüssigkeiten (4.37 und 4.21) als die **Navier und Stokes Gleichung** bezeichnet. Das Gleichungssystem beinhaltet vier Unbekannte ( $v_x, v_y, v_z$  und  $p$ ) und vier Gleichungen. Damit kann die Bewegung einer inkompressiblen zähen Flüssigkeit vollständig beschrieben werden. Die analytische Lösung dieser Gleichung ist nur in wenigen Ausnahmen möglich. Für eine numerische Lösung der Gleichung ist eine hohe räumliche Auflösung, zur Modellierung der Turbulenzstrukturen, erforderlich (Bezzola (2007)).

Mittelt man die Bewegungsgleichung zeitlich und setzt für die tatsächlichen Geschwindigkeiten und den Druck den Mittelwert plus den Schwankungstherm (4.8) ein, erhält man zusätzliche Komponenten in Gleichung (4.36). Sie werden *scheinbare turbulente Spannungen* oder *Reynoldsspannungen* genannt und zeigen, dass die Zähigkeitsspannungen in turbulenten Strömungen um einiges größer sind als in ruhender oder laminar, strömender Flüssigkeit. Da jedoch der Zusammenhang zwischen den Mittelwerten und den Schwankungsgrößen nicht angegeben werden können, stellt die zeitlich gemittelte Navier Stokes Gleichung kein geschlossenes Gleichungssystem mehr dar. Ein Zusammenhang zwischen Mittelwert und Schwankungsgröße kann nur empirisch hergestellt werden und bildet den Schwerpunkt in den sogenannten Turbulenzmodellen (Bezzola (2007)).

#### 4.2.6.2. Eindimensionale und zweidimensionale Flachwassergleichung

Die Navier Stokes Gleichung lässt sich durch entsprechende Annahmen auf die sogenannten Flachwassergleichungen reduzieren. Je nach Annahme ergibt sich die zweidimensionale (2D) oder eindimensionale (1D) Flachwassergleichung. Die 1D Flachwassergleichung ist auch als Saint Venant Gleichung bekannt. Im Folgendem sind die Annahmen für die entsprechenden Gleichungen aufgelistet (ÖWAV et al. (2007)):

- 1D Flachwassergleichung (Saint Venant Gleichung)
  1. Die Wellenhöhe ist kleiner als die Wellenlänge (Flachwasserannahme).
  2. Hydrostatische Druckverteilung, da geringe Stromlinienkrümmungen vorhanden sind.
  3. Geschwindigkeiten und Impuls in vertikaler Richtung und quer zur Hauptströmung sind klein und können vernachlässigt werden.
  4. Die Strömungsgrößen ändern sich im betrachteten Querschnitt nicht, somit ist pro Querschnitt nur eine Abflusstiefe und eine mittlere Geschwindigkeit gegeben.
- 2D Flachwassergleichung
  1. Die Wellenhöhe ist kleiner als die Wellenlänge (Flachwasserannahme).
  2. Hydrostatische Druckverteilung, da geringe Stromlinienkrümmungen vorhanden sind.

3. Geschwindigkeiten und Impuls in vertikaler Richtung werden vernachlässigt. Sie werden quer zur Hauptströmung berücksichtigt.
4. Geschwindigkeiten werden nur über die Wassertiefe gemittelt.

Abgeleitet von der Navier Stokes Gleichung unter Berücksichtigung der oben angeführten Annahmen ergeben sich die Massen- und Impulsgleichungen wie folgt.

- 1D Flachwassergleichung (Saint Venant Gleichung)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + v \frac{\partial h}{\partial x} + h \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (4.38)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g(I_{Sx} - I_{Ex}) - g \frac{\partial h}{\partial x} \quad (4.39)$$

Bei einem Fließwechsel sind die Wassertiefe und die Geschwindigkeit nicht stetig differenzierbar, da sie einen Sprung aufweisen. Anders verhält es sich mit dem spezifischen Abfluss  $q$ , welcher auch über Sprünge stetig differenzierbar ist (ÖWAV et al. (2007)). Ersetzt man in Gleichung 4.38 und 4.39 die Geschwindigkeit  $v$  mit dem spezifischen Abfluss  $q$ , ergeben sich folgende Gleichungen (4.40 und 4.41):

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (4.40)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} q + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q^2}{h} + \frac{g \cdot h^2}{2} \right) = gh(I_{Sx} - I_{Ex}) \quad (4.41)$$

- 2D Flachwassergleichung

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial y} = 0 \quad (4.42)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} q + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{q^2}{h} + \frac{g \cdot h^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q \cdot r}{h} \right) = gh(I_{Sx} - I_{Ex}) \quad (4.43)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} r + \frac{\partial}{\partial y} \left( \frac{q \cdot r}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{r^2}{h} + \frac{g \cdot h^2}{2} \right) = gh(I_{Sy} - I_{Ey}) \quad (4.44)$$

$h$	.....	Abflusstiefe
$t$	.....	Zeit
$x, y$	.....	Wegstrecke in X und Y Richtung
$I_{Sx}, I_{Sy}$	.....	Sohlgefälle in X und Y Richtung
$I_{Ex}, I_{Ey}$	.....	Energieliniengefälle in X und Y Richtung
$g$	.....	Erdbeschleunigung
$q$	.....	spezifischer Abfluss in X Richtung
$r$	.....	spezifischer Abfluss in Y Richtung

In dieser Arbeit wurde mit einer 1D Berechnung gearbeitet, wobei das verwendete Programm BASEMENT für die eindimensionale Berechnung die Saint Venant Gleichung löst (Kapitel 6.2).

## 4.3. Feststofftransport in Fließgewässern

### 4.3.1. Feststoffklassifikation

Die in Fließgewässern transportierten Feststoffe können in sehr unterschiedlicher Form auftreten. Die Bandbreite reicht von im Wasser gelösten Stoffen bis zum Geschiebe, welches entlang der Sohle bewegt wird. Die folgenden Begriffserklärungen unterteilt die Feststoffe nach Art des Transports im Fließgewässer.

**Feststoffe** Die Gesamtheit von Geschieben, Schwebstoffen und Schwimmstoffen (ÖNORM B 2400).

Ursprüngliche Feststoffe, die sich im Wasser gelöst haben und somit in die flüssige Phase übergegangen sind, werden nicht als Feststoffe bezeichnet. Gelöste Stoffe verändern vor allem die chemischen Eigenschaften des Fluid und haben somit kaum eine Relevanz aus der Sicht der Flussbautechnik.

**Schwimmstoffe** Schwimmstoffe sind jene festen Stoffe, die auf der Wasseroberfläche und im Wasser schwimmen, ausschließlich Eis (ÖNORM B 2400).

Von Bedeutung sind vor allem Materialien organischen Ursprungs. Schwemmholz kann gerade bei Hochwasserereignissen zur Verkläusungen an Bauwerken führen und dadurch den Abflussquerschnitt erheblich minimieren.

**Geschiebe** Bezeichnung für die vom fließenden Wasser auf oder nahe der Gewässersohle gleitend, rollend oder springend fortbewegten Gesteinsteile (ÖNORM B 2400).

**Schwebstoffe** Schwebstoffe sind die im Wasser, durch Turbulenz in mehr oder weniger gleichmäßiger Verteilung in Schwebelagen gehaltenen festen Stoffe. (ÖNORM B 2400)

**Sedimente** Oft wird als Überbegriff für Geschiebe und Schwebstoffe die Bezeichnung Sedimente verwendet. Sedimente sind Feststoffe, deren Dichte  $\rho$  größer als jene von Wasser ist. Sie teilen sich folglich, je nach Transportart, weiter in Schwebstoffe und Geschiebe. Die ÖNORM B 2400 verwendet diesen Überbegriff nicht.

Faktoren für die Art des Transports sind einerseits die Feststoffdichte und die Größe der einzelnen Feststoffpartikel. Diese Feststoffe charakterisierenden Parameter sind jedoch nicht ausreichend. Der Transport hängt auch noch wesentlich von der Strömung des Fluids ab. So können Feststoffpartikel, die in einem turbulenten Fließgewässerabschnitt in Schwebelagen gehalten werden, in einem anderen, ruhigeren Abschnitt abgesetzt werden und dort zum Aufbau der Gerinnesohle beitragen. Ein anschauliches Beispiel bietet hier die nach der Regulierung entstandene neue Mündung des Alpenrheins in den Bodensee, wo nur 1% des gesamten Geschiebeaufkommens der Kiesfraktion zuzuordnen sind. Rund 80% des Geschiebes haben einen Durchmesser der kleiner als 0,06 mm ist (IRR (1973)).

Abbildung 4.9 zeigt einen Überblick, wie die einzelnen Feststoffe mobilisiert und wo sie wieder abgelagert werden. Neben der Klassifikation, die aus der Frage des Transports resultiert, ist auch eine Begriffserklärung aus der Sicht des Aufbaus der Flusssohle möglich (Bezzola (2007)).

**Sohlenbildendes Material** Feststoffe, die im Austausch mit der Gerinnesohle stehen und diese durch Auflandungen und Erosionen formen. Es handelt sich hauptsächlich um Geschiebe aber auch um Schwebstoffe, die sich in ruhigeren Fließgewässerabschnitten ablagern.

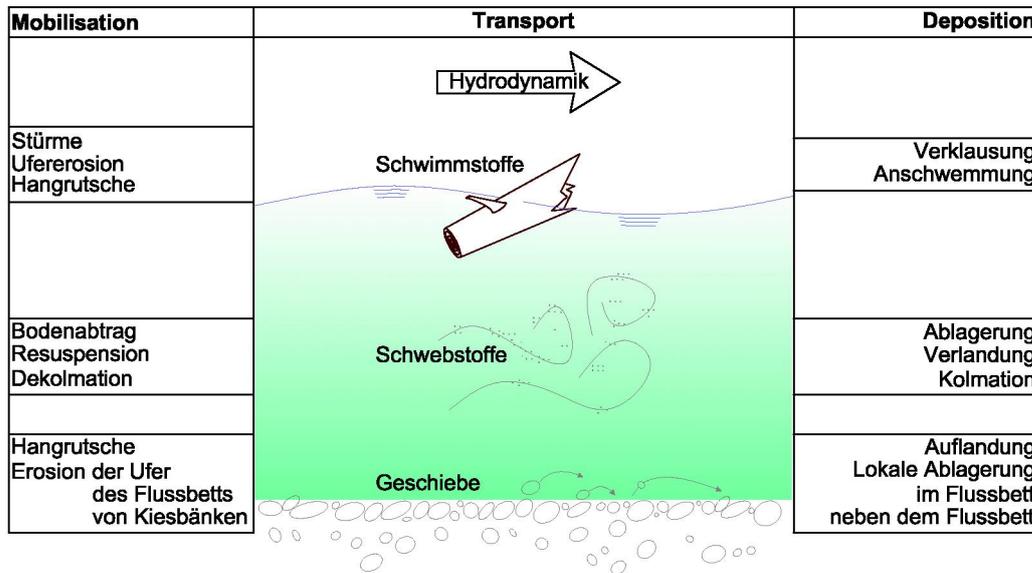


Abbildung 4.9.: Mobilisation, Transport und Deposition von Feststoffen

**Schwemmstoffe** Diese werden in Suspension transportiert, setzen sich im betrachteten Fließgewässerabschnitt nicht ab und haben somit keinen Einfluss auf die Sohlenbildung. In der Regel ist deren Anteil an der gesamten Feststoffführung höher als jener des Geschiebes.

**Feingeschiebe** Geschiebe, das nicht zur Sohlenbildung beiträgt, da es sich entlang der Deckschicht bewegt. Es findet dabei kein Austausch mit der Gerinnesohle statt. Voraussetzung dafür ist eine Deckschicht, bestehend aus Material von größeren Korndurchmessern, die erst bei Hochwasser in Bewegung gerät. Solche Situationen sind charakteristisch für steile, alpine Gewässer.

### 4.3.2. Sohlschubspannung

Eine wichtige Größe bei der Wechselwirkung zwischen Hydrodynamik und Feststofftransport ist die Sohlschubspannung  $\tau_0$ , auch Schleppspannung genannt. Die Schubspannung  $\tau$  allgemein ist die Kraft pro Fläche, die parallel zu einer Ebene in Richtung der Kraft wirkt. Bezogen auf die Gerinnesohle spricht man von der Sohlschubspannung. Zur Herleitung dient die Betrachtung eines Kontrollvolumens in einem Gerinne (Abb. 4.10).

Das Gerinne besitzt eine ebene Sohle, die um  $\alpha$  gegen die Horizontale geneigt ist. Die Grundfläche  $A$  des Kontrollvolumens beträgt  $1m \cdot 1m$ . Die beiden Druckkräfte  $F_{P,o}$  und  $F_{P,u}$  sind entgegengesetzt, gleich groß und heben sich gegenseitig auf. In Längsrichtung wirkt somit noch, einerseits die Komponente  $F_{G,x}$  der Gewichtskraft  $F_G$  (4.45) des Kontrollvolumens und die Scherkraft entlang der Grundfläche des Kontrollvolumens. Diese Scherkraft bezogen auf die Grundfläche ist die Schubkraft  $\tau$  (4.46) (Bezzola (2007)).

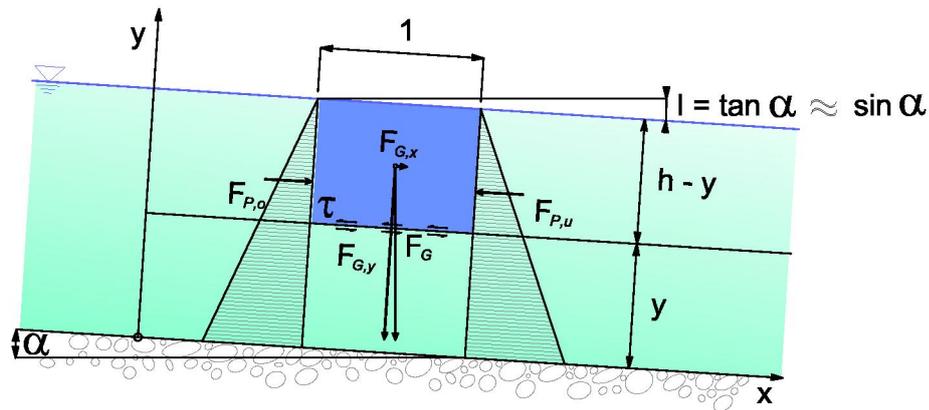


Abbildung 4.10.: Zur Bestimmung der Schubspannung (nach Bezzola (2007))

$$F_{G,x} = F_G \cdot \sin \alpha = \rho \cdot g \cdot (h - y) \cdot A \cdot \sin \alpha \quad [\text{N}] \quad (4.45)$$

$$\tau = \frac{F_{G,x}}{A} = \rho \cdot g \cdot (h - y) \cdot \sin \alpha \quad [\text{N/m}^2] \quad (4.46)$$

Bezieht man diese Gleichung (4.46) auf die Gerinnesohle und geht von geringem Längsgefälle aus, sodass  $\sin \alpha = \tan \alpha = \text{Sohlgefälle } I$  gilt, erhält man die gebräuchliche Formel für die Sohl Schubspannung (4.47). In dieser Form gilt die Formel jedoch nur für breite Gerinne, wo kein Einfluss der seitlichen Berandung vorhanden ist. Für schmale Gerinne<sup>7</sup> wird die Abflusstiefe  $h$  durch den hydraulischen Radius  $R$  ersetzt (4.48).

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h \cdot I \quad [\text{N/m}^2] \quad (4.47)$$

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot R \cdot I \quad [\text{N/m}^2] \quad (4.48)$$

Beim Überschreiten einer gewissen Sohl Schubspannung bzw. Schleppspannung, der sogenannten kritischen Schleppspannung  $\tau_{crit}$ , setzt der Geschiebetransport in einem Gerinne ein. Dieser Grenzwert ist auch von der Größe und der Kornform des Geschiebes abhängig (Kapitel 4.3.3).

Aus der Sohl Schubspannung kann weiters die Schubspannungsgeschwindigkeit abgeleitet werden (4.49). Sie ist eine wichtige Größe, in der Behandlung des Fließwiderstandes und der Fließgesetze. Der Name bezieht sich nur auf die Einheit der Schubspannungsgeschwindigkeit, sie ist keine Geschwindigkeit im eigentlichen Sinn (Bezzola (2007)).

$$v_0^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g \cdot R \cdot I} \quad [\text{m/s}] \quad (4.49)$$

<sup>7</sup>Breite < 30 · Wassertiefe

### 4.3.3. Bewegungsbeginn

Erste umfassende Untersuchungen des Bewegungsbeginns des Sohlmaterials und somit über die Stabilität einer Gerinnesohle gehen auf Shields zurück und stammen aus dem Jahr 1936. Seine Untersuchungen führte er in einer Laborrinne mit ebener Sohle und unterschiedlichen, uniformen Sohlmaterialien (**Einheitskorn**) durch. Das Gefälle der Rinne war stets kleiner als 5 ‰ und die Abflusstiefe so, dass eine hohe relative Überdeckung  $R/d \geq 25$  des Kornmaterials vorhanden war. Das Ergebnis seiner Untersuchungen ist das sogenannte Shieldsdiagramm (Abb. 4.11) (Bezzola (2007)). Das Diagramm wurde durch weitere Untersuchungen mit unterschiedlichen Materialien fortlaufend ergänzt.

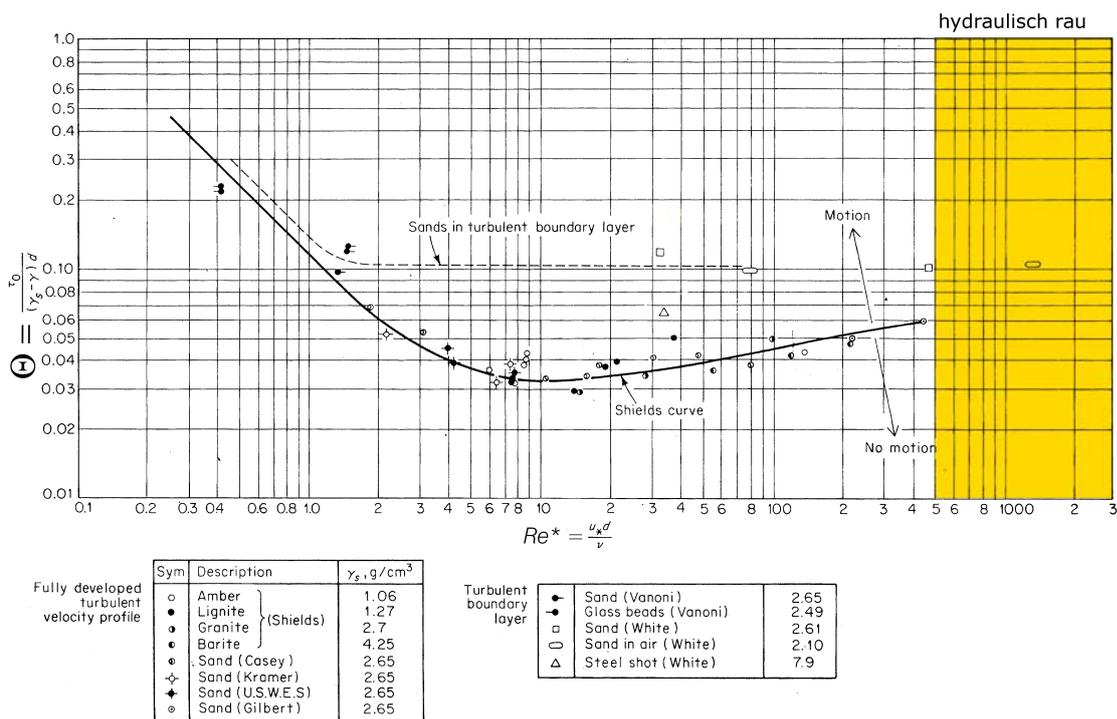


Abbildung 4.11.: Shieldsdiagramm (aus Graf (1971) bearbeitet)

Laut Shields können die kritischen Verhältnisse für den Bewegungsbeginn mit der kritischen dimensionslosen Schubspannung  $\Theta_{crit}$  definiert werden. Der Wert ergibt sich aus dem Verhältnis der von der Strömung ausgeübten Belastung<sup>8</sup> zum Widerstand des Korns gegen die Erosion<sup>9</sup> (4.50). Die dimensionslose Schubspannung wird auch als Feststoff-Froudzahl  $Fr^*$  bezeichnet. Bei vollturbulenten Strömungsverhältnissen im hydraulisch rauhen Bereich ist die kritische dimensionslose Schubspannung  $\Theta_{crit}$  konstant und kann mit ca. 0.05 angenommen werden. Im Übergangsbereich oder hydraulisch glatten Bereich sind die Umströmungsverhältnisse eines Korns nicht nur vollturbulent, der Bewegungsbeginn ist auch, wie im Shieldsdiagramm dargestellt, von der sogenannten Kornreynoldszahl  $Re^*$  abhängig (4.51) (Jäggi (1985)).

<sup>8</sup>Sohlschubspannung  $\tau_0$

<sup>9</sup>als Funktion der Gewichtskraft

$$\Theta = \frac{\tau_0}{\rho \cdot g \cdot (\rho_S - \rho) \cdot d} = \frac{R \cdot I}{(s - 1) \cdot d} \quad [-] \quad (4.50)$$

$$Re^* = \frac{v^* \cdot d}{\nu} \quad [-] \quad (4.51)$$

$\Theta$	..... dimensionslose Sohl Schubspannung
$\tau_0$	..... Sohl Schubspannung
$\rho$	..... Dichte von Wasser
$g$	..... Erdbeschleunigung
$\rho_S$	..... Dichte des Sohlmaterials
$R$	..... hydraulischer Radius
$I$	..... Gefälle
$s$	..... spezifische Dichte
$Re^*$	..... Kornreynoldszahl
$d$	..... maßgebender Korndurchmesser
$v^*$	..... Schubspannungsgeschwindigkeit
$\nu$	..... kinematische Viskosität

Eine so exakte Grenze zwischen Bewegung (Motion) und Stillstand (No motion), wie in Abbildung 4.11 dargestellt, entspricht jedoch nicht der Realität, da die entsprechenden Parameter nicht konstant sind (Jäggi (1985)). Des Weiteren wurden, wie schon erwähnt, die Untersuchungen nur bei uniformen Sohlmaterial, also Einkornmaterial mit einheitlichem Durchmesser, durchgeführt. Ein Faktor, der sich bei Mischsohlen verstärkt auswirkt, ist die Exposition des einzelnen Kornes zur Strömung<sup>10</sup> oder auch das Abschirmen kleinerer Kornfraktionen durch größere<sup>11</sup>.

Bei **Mischsohlen**, also Sohlmaterial mit unterschiedlichen Korndurchmesser, kann kein einheitlicher Wert  $\Theta_{crit}$  für den Transportbeginn angegeben werden. Kleinere, leichtere oder exponiertere Körner werden schon bei geringen Abflüssen transportiert. Dieser Prozess wird auch Abflästerung genannt. Allmählich bildet sich eine sogenannte Deckschicht (DS), auch als Pflasterungsschicht bezeichnet, aus, deren Korndurchmesser deutlich größer als jener der darunterliegenden Schicht (Unterschicht US) ist (Nachtnebel (2004)). Dieses Phänomen ist charakteristisch für kiesführende Flüsse im alpinen Einzugsgebiet.

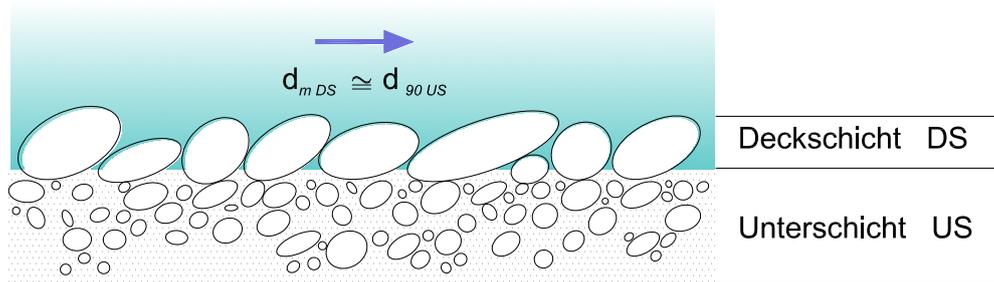
Laut Little und Mayer (1972)<sup>12</sup> ist die Voraussetzung für die Ausbildung dieser Pflasterungsschicht eine Mischkornsohle mit einer Standardabweichung der Kornverteilung von  $\sigma = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \geq 1,5$ .

Die Kornverteilung der Deckschicht ist vom Ausgangsmaterial des Mehrkorngemisches und der hydraulischen Belastung abhängig. Eine Näherung zeigt Abb. 4.12. Demnach kann für den mittleren Durchmesser  $d_m$  der Deckschicht näherungsweise  $d_{90}$  der Unterschicht angenommen werden. Genauere Untersuchungen sind bei Gessler (1965) und Fehr (1987) zu finden. Gessler untersuchte die Abflästerung einer Mischkornsohle im Labor und anhand von Naturdaten. Er stellte einen Zusammenhang zwischen der Wahrscheinlichkeit des Liegenbleibens eines Kornes mit der hydraulischen Belastung her (Bezzola (2007)).

<sup>10</sup>Expositionseffekt

<sup>11</sup>„Hidding-Effekt“

<sup>12</sup>zit. bei Bezzola (2007)



**Abbildung 4.12.:** Deckschicht in einem kiesführenden Gerinne (nach Vischer und Huber (1993) zit. bei Nachtnebel (2004))

Die kritische dimensionslose Schubspannung der Deckschicht kann für große Kornreynoldszahlen  $Re^* \geq 1000$  nach der Formel von Günter (4.52) berechnet werden (Bezzola (2007)).

$$\Theta_{crit,D} = \Theta_{crit} \left( \frac{d_{m,D}}{d_m} \right)^{2/3} \quad (4.52)$$

$\Theta_{crit}$  auf der rechten Seite der Gleichung (4.52) ist die kritische dimensionslose Schubspannung des maßgebenden Korndurchmesser der Unterschicht. Der maßgebenden Korndurchmesser der Deckschicht  $d_{m,D}$  kann entweder mit der Methode von Gessler oder Fehr bestimmt werden oder es wird näherungsweise  $d_{90}$  der Unterschicht angenommen. Nach der Ausbildung der Deckschicht kommt es in einem Gerinne erst wieder zu einem wesentlichen Geschiebetransport, wenn die kritische dimensionslose Schubspannung der Deckschicht  $\Theta_{crit,D}$  erreicht wird. Man spricht dann von einem Aufreißen der Deckschicht und der Geschiebetransport steigt dann sprunghaft an (Kapitel 4.3.6).

#### 4.3.4. Sohlenformen und Formwiderstand

In der Regel ist eine ebene Gerinnesohle in einem Fluss nicht stabil. Durch die Bewegung der Körner verursacht, entwickeln sich verschiedene periodische Verformungen der Sohle, die einen wesentlichen Einfluss auf den Fließwiderstand eines Gerinnes haben können. Die Größe dieser Sohlformen ist sehr variabel und werden in Mikroformen, Mesoformen und Makroformen unterteilt. Die wesentlichen Formen der entsprechenden Größenskala sind folgende:

- Mikroformen: Riffel
- Mesoformen: Dünen und Antidünen
- Makroformen: Bänke

Die einzelnen Sohlformen, beginnend mit den Riffeln, die jedoch nur in sandführenden Flüssen auftreten, gehen mit steigendem Abfluss von der einen Sohlform in die andere über. Dabei können auch Mischformen der einzelnen Sohlformen auftreten. So können sich beispielweise auf Dünen nochmals Riffel ausbilden. Durch die beim Anstieg des Abflusses gebildeten Sohlformen steigt der Gesamtwiderstand der Gerinnesohle. Bleibt die Sohlform bestehen, kann eine Hysterese bei absteigendem Abfluss die Folge sein.

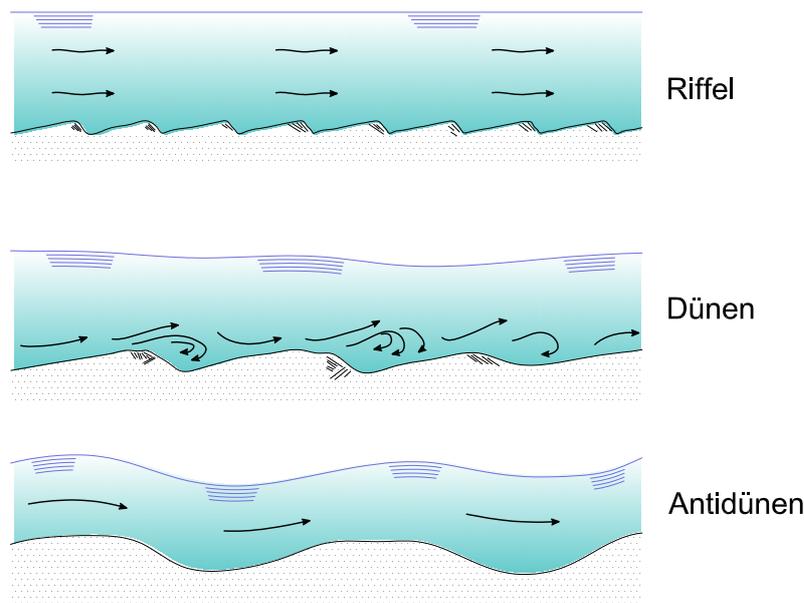


Abbildung 4.13.: Sohlformen (nach Jäggi (1985))

**Riffel** besitzen ähnlich wie die Dünen eine Dreiecksform, allerdings sind sie um einiges kleiner. Ihre Größe hängt hauptsächlich von der Korngröße des Sohlmaterials ab. Die Abflusstiefe hat keinen Einfluss auf die Form von Riffeln. Der Einfluss von Riffeln auf die Strömung erstreckt sich bis auf etwa dreimal der eigenen Höhe. Sie treten bei kleinen Kornreynoldszahlen von  $Re^* \leq 5$  auf (Bezzola (2007) und Jäggi (1985)).

**Dünen** sind charakteristisch in sandführenden Flüssen. Ihre Geometrie ist wesentlich von der Abflusshöhe im Gerinne abhängig. Die Auswirkung der Dünen auf die Strömung reichen bis zum Wasserspiegel. Dieser wird jedoch nur leicht beeinflusst. Es kommt zu Energieverlusten in Form von Expansionsverlusten nach einer Düne. Sie treten bei Kornreynoldszahlen von  $Re^*$  ca. 24 auf (Bezzola (2007) und Jäggi (1985)).

**Antidünen** besitzen eine gewellte Form und sind symmetrisch. Sie sorgen für einen mit den Antidünen phasengleichen, gewellten Wasserspiegel. Die Wellen sind zuerst stehende Wellen, können dann jedoch bei Zunahme des Abflusses brechen. Antidünen erodieren Material in der Regel an der Leeseite einer Antidünen und lagern es auf der Luvseite der nächsten Antidüne wieder ab. Für den Beobachter wirkt dies als würden die Antidünen flussaufwärts wandern. Ihr Auftreten ist vor allem durch die hydraulische Belastung bestimmt. Sie treten bei Froudzahlen um 0,8 auf (Bezzola (2007) und Jäggi (1985)).

**Bänke** sind Makrosohlformen, die die Größe des gesamten Gerinnes annehmen können. Sie sind nicht auf den periodischen Sedimenttransport in einem Gerinne zurückzuführen. Vielmehr sind sie ein Produkt der Gerinnebildung. Bänke sind nicht unbedingt ein Zeichen für Auflandungstendenzen eines Flusses, sie können auch in Flussstrecken auftreten, die sich in Erosion befinden (Jäggi (1985)).

Die Abmessungen der einzelnen Körner der Gerinnesohle und der Sohlenform unterscheiden sich um einige Größenordnungen. Daher ist eine gemeinsame Betrachtung bezüglich des erzeugten Fließwiderstands nicht möglich. Es gibt auch kaum Ansätze, die es erlauben würden, direkt von der Sohlform auf den Formwiderstand zu schließen. Theoretische

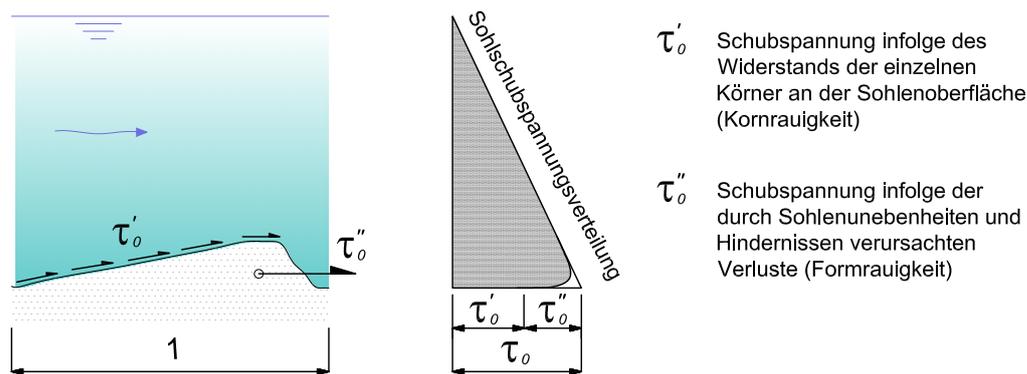


Abbildung 4.14.: Überlagerung der Teilwiderstände bei vorhandenen Sohlformen (nach Bezzola (2007))

Überlegungen wie jene von Einstein und Barbarossa (1950) basieren auf dem Rauigkeitsüberlagerungsmodell (Abb. 4.14), wo der Gesamtwiderstand auf die einzelnen Teilwiderstände des Sohlmaterials (Kornrauigkeit) und der Sohlenform (Formrauigkeit) aufgeteilt wird (Bezzola (2007) und Jäggi (1985)) (siehe auch Abb. 4.16).

Die Sohlschubspannung  $\tau_0$  wird durch die variablen Parameter, hydraulischer Radius  $R$  bzw. bei breiten Gerinnen die Abflusstiefe  $h$  und das Gefälle  $I$ , bestimmt (4.47 und 4.48). Folglich kann die Formrauigkeit und Kornrauigkeit anteilmäßig entweder auf den hydraulischen Radius<sup>13</sup> oder auf die Energielinie<sup>14</sup> aufgeteilt werden.

#### 4.3.5. Sedimenttransport

Wurde in Kapitel 4.3.3 die Stabilität einer Gerinnesohle beschrieben, ist nun das Feststofftransportvermögen eines Gerinnes von Interesse. Die Sedimentführung soll dabei in Abhängigkeit des Abflusses, der Gerinnegeometrie und der Korngröße ermittelt werden. Eine Maßzahl ist dabei die Sedimenttransportkapazität (Bezzola (2007)).

**Sedimenttransportkapazität** ist die Masse der Feststoffe pro Zeit, die durch ein Gerinne abtransportiert werden kann, sodass im betreffenden Gerinneabschnitt weder durch Erosion zusätzliches Material aufgenommen, noch durch Sedimentation ein Teil des transportierten Materials abgelagert wird. Diese Definition für die Sedimenttransportkapazität beschreibt somit einen Gleichgewichtszustand, bei dem das Transportvermögen eines Gerinnes für einen gegebenen Abfluss gerade ausgelastet ist (Bezzola (2007)). Analog zur Sedimenttransportkapazität gibt es die **Geschiebetransportkapazität** und die **Schwebstofftransportkapazität**.

Das einzelne Korn kann auf verschiedene Arten transportiert werden. Die Bewegungsformen können rollend, hüpfend oder schwebend sein. Ausschlaggebend welche Bewegungsform ein einzelnes Korn annimmt ist die resultierende Kraft, die an einem Einzelkorn angreift. Die einzelnen Kräfte, die an einem Korn angreifen, sind in Abb. 4.15 dargestellt.

<sup>13</sup>Einstein und Barbarossa (1950)

<sup>14</sup>Engelund (1966)

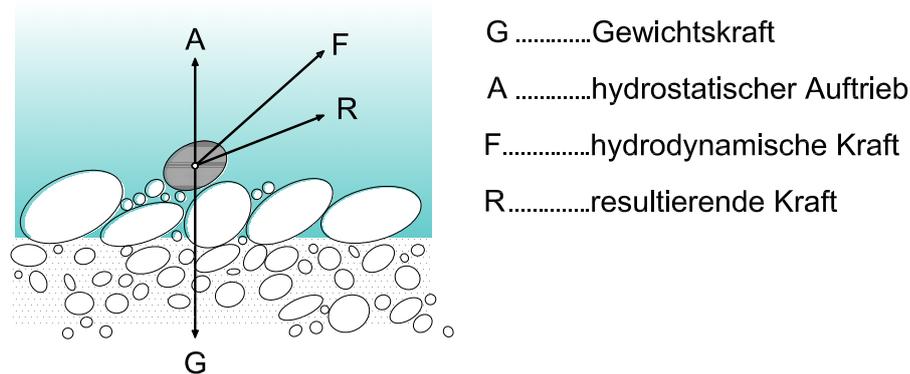


Abbildung 4.15.: Kräftebilanz an einem einzelnen Korn (nach Bezzola (2007))

Eine **rollende Bewegung** ergibt sich bei exponierten Körnern. Es reicht eine hydrodynamische Kraft mit einer geringen vertikalen Komponente, um das Korn zu bewegen. Der Winkel der Resultierenden zur Horizontalen ist flach. Große und exponierte Körner werden am ehesten rollend transportiert.

Eine **hüpfende Bewegung** ergibt sich durch eine hydrodynamische Kraft mit einer ausgeprägten vertikalen Komponente. Hebt sich ein Korn von der Sohle ab, wird es voll umströmt, die hydrodynamische Auftriebskraft nimmt ab. Das Korn wird nun entweder wieder auf die Sohle sinken oder durch weitere turbulenzbedingte Auftriebskräfte in **Schwebe** gehalten werden (Bezzola (2007)).

Aufgrund verschiedener empirischer Kriterien kann der Grenzdurchmesser  $d_{gr}$  abgeschätzt werden, nachdem ein Korn als Schwebstoff oder als Geschiebe transportiert wird. Einer dieser Kriterien stammt von Kresser (1941) und basiert auf der mittleren Fließgeschwindigkeit (4.53) (zit. bei Bezzola (2007) und Nachtnebel (2004)).

$$d_{gr} = \frac{v_m^2}{3600 \cdot g} \quad (4.53)$$

#### 4.3.5.1. Geschiebetransportformeln

Das Ziel einer Geschiebetransportformel ist die Angabe der Geschiebetransportrate in Abhängigkeit des Sohlgefälles  $I$ , des Abfluss  $Q$  und der Korngröße  $d$  bzw. der Kornverteilung des Geschiebes .

**Geschiebetransportrate**  $g_b$  wird auch Geschiebetrieb genannt und gibt die Masse des transportierten Geschiebes über einen 1 Meter breiten Streifen der Gerinnesohle pro Zeit an [kg/m·s].

Neben der dimensionslosen Schubspannung  $\Theta$  (4.50) dient die dimensionslose Transportrate  $\Phi_b$  (4.54) als weiterer Parameter, um die im Labor gefundenen Formeln auf die Natur übertragen zu können. Im Wesentlichen stellt  $\Phi_b$  das Verhältnis der Geschiebetransportrate zur Masse des Einzelkorns dar (Bezzola (2007)).

$$\Phi_b = \frac{g_b}{\rho_s \sqrt{(s-1) \cdot g \cdot d^3}} \quad (4.54)$$

$g_b$ .....	Geschiebetransportrate
$\rho_s$ .....	Dichte des Sohlmaterials
$s$ .....	spezifische Dichte
$d$ .....	maßgebender Korndurchmesser
$g$ .....	Erdbeschleunigung

Die einzelnen Geschiebetransportformeln lassen sich grundlegend in „Einkornformeln“ oder in „fraktionsweise Berechnung des Transports“ einteilen. Bei den Einkornformeln wird das Geschiebe, bestehend aus mehreren Kornfraktionen, durch eine Kornfraktion mit dem maßgebenden Durchmesser  $d_m$  ersetzt. Wichtig bei der Anwendung der Formeln ist der jeweilige Gültigkeitsbereich der Formel (Bezzola (2007)).

Die am meisten angewendete Formel ist die von Meyer-Peter und Müller (1948). Sie basiert auf einer Vielzahl von Versuchen mit Einheitskornmaterial in einem Rechteckgerinne. Die Versuche wurden in einem Gefällsbereich von 0,4 ‰ bis 2,3 ‰ durchgeführt. Bezzola (2007) empfiehlt als idealen Anwendungsbereich kiesführende Flüsse mit einem Gefälle unter 0,5 ‰. Für steilere Gefälle wird die Transportkapazität mit der MPM-Formel überschätzt.

Die ursprünglich publizierte Form der Formel bestand aus drei Teilen. Einer treibenden, rückhaltenden und eine für den Transport massgebenden Komponente. Da diese Form der Formel etwas umständlich in der Anwendung ist, wird die Formel wie folgt angegeben.

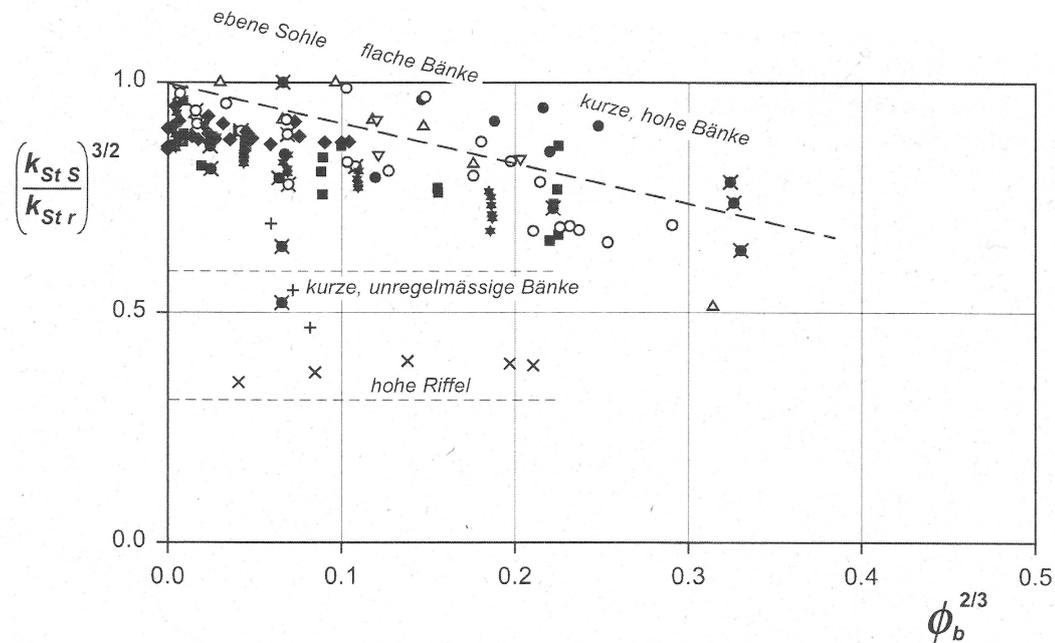
$$g_b = \frac{8 \cdot \sqrt{g} \cdot \rho_s}{(s-1)} \cdot \left[ \left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2} \cdot R_S \cdot I - 0,047 \cdot (s-1) \cdot d_m \right]^{3/2} \quad (4.55)$$

$g_b$ .....	Geschiebetransportrate
$g$ .....	Erdbeschleunigung
$\rho_s$ .....	Dichte des Sohlmaterials
$k_{St,S}$ .....	Stricklerbeiwert der Sohle (Kornrauigkeit und Formrauigkeit)
$k_{St,r}$ .....	Stricklerbeiwert für die Kornrauigkeit der Sohle
$I$ .....	Gefälle
$d_m$ .....	maßgebender Korndurchmesser
$R_S$ ..	hydraulischer Radius des Sohlenquerschnitts ermittelt nach Teilflächenmethode; für breite Gerinne $R_S \approx h$

Der Faktor  $\left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2}$  stellt das Verhältnis der gesamten Rauigkeit einer Gerinnesohle zur reinen Kornrauigkeit des sohlenbildenden Materials dar. Die Sohlenformen erhöhen stets die Rauigkeit einer Gerinnesohle. Der Stricklerbeiwert der Sohle  $k_{St,S}$  ist demnach stets kleiner als der Stricklerbeiwert der reinen Kornrauigkeit der Sohle  $k_{St,r}$  und daher ist auch  $\left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2}$  stets kleiner 1. Der Wert ist abhängig von der Geschiebeführung und sinkt bei deren Zunahme, d.h. der Einfluss der Sohlenform nimmt zu (Abb. 4.16). Bezzola gibt vereinfachend einen Wert von  $\left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2} \approx 0,85$  an. Meyer-Peter und Müller schlugen

folgenden Stricklerbeiwert für die Kornrauigkeit der Sohle, in Abhängigkeit von  $d_{90}$  der Sohle, vor (4.56).

$$k_{St,r} = \frac{26}{\sqrt[6]{d_{90}}} \quad [\text{m}^{1/3}/\text{s}] \quad (4.56)$$



**Abbildung 4.16.:** Reduktionsfaktor  $(k_{St,S}/k_{St,r})^{3/2}$  für die Sohlenschubspannung im Ansatz von Meyer-Peter und Müller in Abhängigkeit der dimensionslosen Transportrate sowie Beziehung der beobachteten Sohlenformen. (Bezzola (2007))

#### 4.3.5.2. Schwebstoffkonzentration und Schwebstofftransport

Durch die Integration des Produkts aus Fließgeschwindigkeit und Schwebstoffkonzentration über die Abflusstiefe erhält man die Schwebstofftransportrate  $g_s$  (Jäggi (1985)). Somit ist auch die Schwebstoffverteilung über die Abflusstiefe bei den Überlegungen zum Schwebstofftransport von Interesse.

Ausgehend von einer konstanten Schwebstoffverteilung über die Wassertiefe kann die Massenerhaltungsgleichung in einem Kontrollvolumen, das sich in der Höhe  $y$  über der Sohle befindet, aufgestellt werden (4.57). Die Schwebstoffkonzentration, die das Volumen durch das Absinken verlässt<sup>15</sup>, ist bei konstanten Verhältnissen jene Konzentration, die durch Diffusion wieder in das Volumen gelangt<sup>16</sup>. Es wird von der allgemeinen Diffusionsgleichung ausgegangen. Zentral ist dabei die Bestimmung des turbulenten Diffusionskoeffizient der Sedimentteilchen  $\epsilon_s$ .

<sup>15</sup>linke Seite in Gleichung 4.57

<sup>16</sup>rechte Seite in Gleichung 4.57

$$C \cdot v_s = \epsilon_S \cdot \frac{\partial C}{\partial y} \quad (4.57)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot d}{c_D}} \quad [\text{m/s}] \quad (4.58)$$

$C$ .....	Schwebstoffkonzentration auf der Höhe $y$ über der Sohle
$v_s$ .....	Sinkgeschwindigkeit
$\epsilon_S$ .....	turbulenter Diffusionskoeffizient der Sedimentteilchen
$s$ .....	spezifische Dichte
$g$ .....	Erdbeschleunigung
$d$ .....	Korndurchmesser
$c_D$ .....	Widerstandsbeiwert

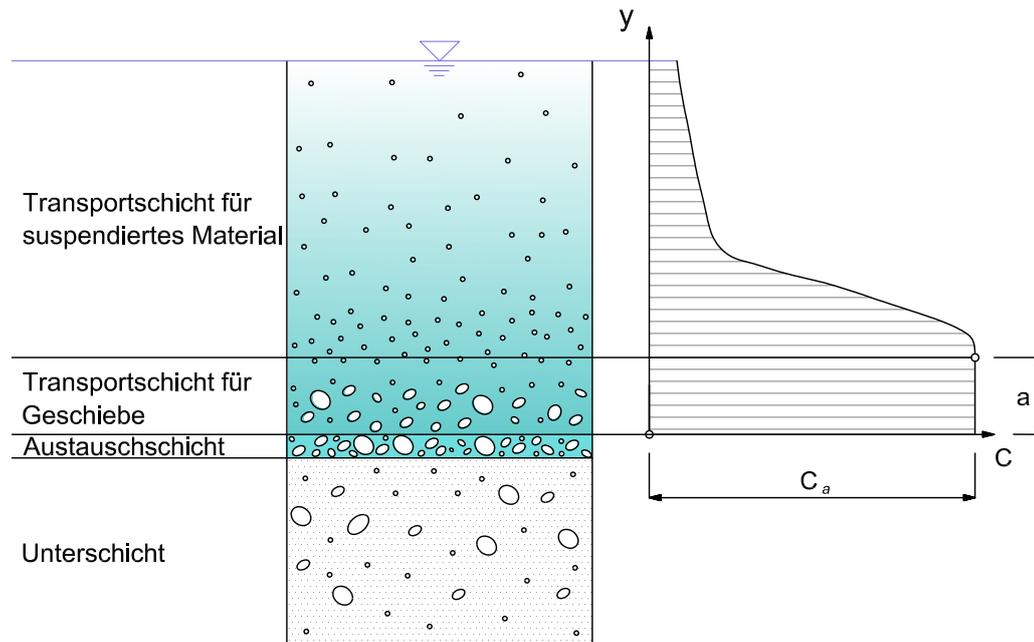
Ein Ansatz zur Bestimmung von  $\epsilon_S$  geht auf Rouse (1937) zurück. Er geht davon aus, dass der Diffusionskoeffizient der Sedimentteilchen  $\epsilon_S$  ähnlich dem des Wassers ist. Der Diffusionskoeffizient von Wasser ist die sogenannten Wirbelviskosität  $\epsilon_Y$ . Der Zusammenhang erfolgt durch die Angabe eines Proportionalitätsfaktors  $\beta$ . Somit gilt  $\epsilon_S = \beta \cdot \epsilon_Y$ , vereinfachend kann auch  $\beta = 1$  angenommen werden (Bezzola (2007) und Jäggi (1985)). Aus der Gleichung für die turbulente Schubspannung und der Gleichung für den Geschwindigkeitsgradienten des logarithmischen Geschwindigkeitsprofil einer turbulenten Strömung ergibt sich  $\epsilon_S$  (4.59). Der dadurch gegebenen Diffusionskoeffizient der Sedimentteilchen  $\epsilon_S$  kann nun in Gleichung (4.57) eingesetzt werden und durch Integration ergibt sich die Gleichung für das Schwebstoffkonzentrationsprofil (4.60). Als Randbedingung für die Integration dient die Referenzkonzentration  $C_a$  in der Höhe  $a$  über der Sohle (Bezzola (2007)).

$$\epsilon_S = \beta \cdot \kappa \cdot v^* \cdot y \cdot \left(1 - \frac{y}{h}\right) \quad (4.59)$$

$$\frac{C}{C_a} = \left(\frac{h-y}{y} \cdot \frac{a}{h-a}\right)^{\frac{v_s}{\beta \cdot \kappa \cdot v^*}} \quad (4.60)$$

$\epsilon_S$ .....	turbulenter Diffusionskoeffizient der Sedimentteilchen
$\beta$ .....	Faktor für das Verhältnis von $\epsilon_S$ zu $\epsilon_Y$
$\kappa$ .....	Karmankonstante $\kappa = 0,4$
$v^*$ .....	Schubspannungsgeschwindigkeit
$C$ .....	Schwebstoffkonzentration auf der Höhe $y$ über der Sohle
$C_a$ .....	Schwebstoffreferenzkonzentration auf der Höhe $a$ über der Sohle
$h$ .....	Abflusstiefe
$a$ .....	Höhe der Schwebstoffreferenzkonzentration über der Sohle (Abb. 4.17)
$v_s$ .....	Sinkgeschwindigkeit

$C_a$  kann über eine Messung bestimmt werden. Steht dies nicht zur Verfügung, kann auch die Annahme getroffen werden, dass die mittlere Konzentration in der Transportschicht des Geschiebe gleich der unteren Konzentration der Transportschicht für suspendiertes Material ist (Abb. 4.17). Einstein (1950) setzte für die Mächtigkeit  $a$  der Geschiebetransportschicht gleich  $a = 2 \cdot d_m$  an (Bezzola (2007)).



**Abbildung 4.17.:** Anschluss des Schwebstoffkonzentrationsprofils an die Referenzkonzentration  $C_a$  am Übergang zwischen den Transportschichten für Geschiebe und Schwebstoffe (nach Bezzola (2007))

In alpinen Gewässern übersteigt das Schwebstofftransportvermögen in der Regel die zu transportierenden Schwebstoffe. Der Schwebstofftransport ist daher durch die Mobilisation der feinen Kornfraktionen im EZG bestimmt (Bezzola (2007)).

#### 4.3.6. Geschiebehaushalt

In diesem Kapitel soll nun auf den tatsächlichen Feststofftransport und seinen Auswirkungen auf die Gerinnesohle eingegangen werden. Der Fokus liegt dabei bei der Behandlung des Geschiebes, da Schwebstoffe in alpinen Flüssen wie dem Alpenrhein nur in Ausnahmen<sup>17</sup> sohlenbildendes Material sind. Wurde in Kapitel 4.3.5.1 die Geschiebetransportrate behandelt, ist hier nun der Geschiebetransport und die Geschiebefracht von Interesse.

**Geschiebetransport** ist die Masse des Geschiebes, das pro Zeit über den gesamten betrachteten Gerinnequerschnitt transportiert wird [kg/s].

**Geschiebefracht** ist die Geschiebemasse, die über einen bestimmten, längeren Zeitabschnitt durch den gesamten Gewässerquerschnitt transportiert wird [kg, t].

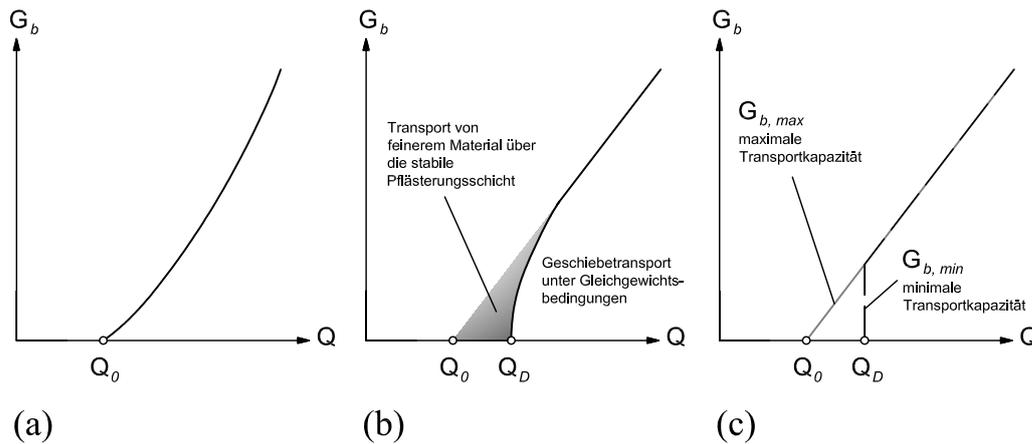
##### 4.3.6.1. Geschiebefunktion und Geschiebefracht

Die Geschiebefunktion wird allgemein für gleichbleibende Gewässerabschnitte aufgestellt, deren Längsgefälle, Breite der Flusssohle und Kornverteilung des Sohlmaterials nicht stark variieren. Aus der Abflussberechnung kann nun eine für den Gerinneabschnitt allgemein gültige Pegel-Abfluss-Relation aufgestellt werden. Dadurch ist die Abflusstiefe als Funktion

<sup>17</sup>Staubereich oder Mündungen

des Abflusses gegeben. Für den jeweiligen Abfluss kann auch der für den Sohlenteilquerschnitt massgebenden hydraulischen Radius  $R_S$  und die mittlere Fließgeschwindigkeit  $v_m$  im Gerinneabschnitt angegeben werden. Mit diesen Parametern kann folglich auch der Geschiebetransport mit einer Geschiebetransportformel (Kapitel 4.3.5.1) in Abhängigkeit des Abflusses angegeben werden. Der Zusammenhang zwischen Geschiebetransport  $G_b$  und Geschiebetransportrate  $g_b$  besteht in der Multiplikation der Geschiebetransportrate  $g_b$  mit der Gerinnebreite  $B$ .

Der Zusammenhang zwischen dem Geschiebetransport  $G_b$  und dem Abfluss  $Q$  wird als Geschiebefunktion bezeichnet (Abb. 4.18 (a)).



**Abbildung 4.18.:** Geschiebefunktion (a) allgemein (b) in einem Gerinne mit Deckschicht (c) in einem Gerinne mit Deckschicht vereinfacht (nach Bezzola (2007))

In Abb. 4.18 (a) entspricht  $Q_0$  dem Grenzabfluss, bei welchem der Geschiebetransport einsetzen kann. Bei diesem Abfluss ist die mittlere Sohlschubspannung gleich der kritischen Schubspannung für den Transportbeginn des Kornes mit dem maßgebenden Durchmesser  $d_m$  (Bezzola (2007)). Die Geschiebefunktion ist durch eine dem Gerinne entsprechenden Formel zur Berechnung des Geschiebetransports gegeben. In Gleichung (4.61) ist die Formel von Meyer-Peter und Müller für den Geschiebetransport dargestellt. Aus der Gleichung (4.61) ist ersichtlich, dass der Geschiebetransport erst eintritt, wenn die in Gleichung (4.62) gestellte Bedingung erfüllt ist. Die linke Seite der Gleichung (4.63) entspricht der vorhandenen dimensionslose Sohlschubspannung  $\theta$ . Mit dem Faktor  $\left(\frac{k_{St,S}}{k_{St,r}}\right)^{3/2}$  werden allfällige Verluste durch Sohlenformen berücksichtigt. Die 0,047 auf der rechten Seite der Gleichung (4.63) entspricht der kritischen dimensionslosen Sohlschubspannung  $\theta_{crit}$  im hydraulisch rauen Bereich (siehe Kapitel 4.3.3).

$$G_b = \frac{8 \cdot \sqrt{g} \cdot \rho_s \cdot B}{(s-1)} \cdot \left[ \left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2} \cdot R_S \cdot I - 0,047 \cdot (s-1) \cdot d_m \right]^{3/2} \quad (4.61)$$

$$\left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2} \cdot R_S \cdot I = 0,047 \cdot (s-1) \cdot d_m \quad (4.62)$$

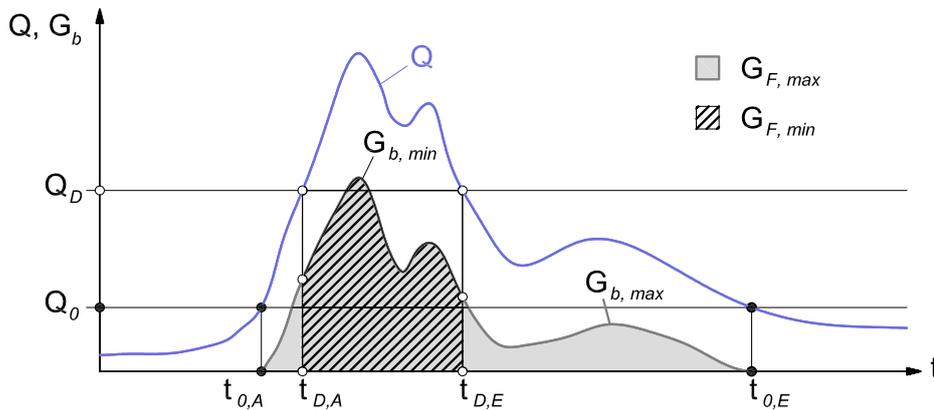
$$\left( \frac{k_{St,S}}{k_{St,r}} \right)^{3/2} \cdot \frac{R_S \cdot I}{(s-1) \cdot d_m} = 0,047 \quad (4.63)$$

Bei Gerinnesohlen mit einer breiten Kornverteilung tritt, wie in Kapitel 4.3.3 beschrieben, eine Deckschicht, bestehend aus größeren Kornfraktionen, auf. Deren Widerstand gegenüber hydraulischer Belastung ist größer als jene der Unterschicht. Deshalb ist auch ein höherer Grenzabfluss  $Q_D$  erforderlich, bis der Geschiebetransport beginnt. Abb. 4.18 (b) und (c) zeigen die zugehörige Geschiebefunktion. Ist  $Q < Q_0$  tritt kein Geschiebetransport auf. Bei  $Q_0 < Q < Q_D$  wird nur Geschiebe transportiert, das kleinere Kornfraktionen als die Kornfraktionen der Deckschicht aufweist und oberhalb des Gerinneabschnitts mobilisiert wurde. Gilt  $Q > Q_D$  wird Geschiebe aus dem entsprechenden Gerinneabschnitt mobilisiert. Die Geschiebefunktion steigt sprunghaft an.

Nachdem über die Geschiebefunktion der Zusammenhang zwischen dem Abfluss und Geschiebetransport hergestellt wurde, kann nun aus den Abflussdaten auf die Geschiebefracht geschlossen werden. Die Zeitspanne für die die Geschiebefracht ermittelt wird, ist von der Fragestellung abhängig. Die Zeitspanne kann sich über ein einzelnes Hochwasserereignis bis über mehrere Jahre erstrecken. Die Geschiebefracht charakterisiert dabei das Transportvermögen eines Flussabschnitts unter Gleichgewichtsbedingungen und unter Berücksichtigung des Abflussgeschehens (Bezzola (2007)). Abbildung 4.19 zeigt dabei, dass bei Flüssen mit Deckschichtbildung von einer minimalen und einer maximalen Geschiebefracht  $G_F$  ausgegangen werden muss (4.64).

$$G_{F,max} = \int_{t_{0,A}}^{t_{0,E}} G_{b,max} dt \quad G_{F,min} = \int_{t_{D,A}}^{t_{D,E}} G_{b,min} dt \quad (4.64)$$

Ist die Zufuhr an Geschiebefracht in einem betrachteten Gerinneabschnitt bekannt, kann daraus auf das Verhalten des Gerinneabschnitts geschlossen werden. Liegt die Zufuhr an Geschiebe zwischen der minimalen und maximalen Geschiebefracht, befindet sich diese Strecke im Gleichgewicht. Man spricht von einer **Gleichgewichtsstrecke**. Liegt die Zufuhr unter der minimalen Geschiebefracht, ist davon auszugehen, dass auch im Gerinne Geschiebe mobilisiert werden. Im betrachteten Gerinneabschnitt handelt es sich um eine **Erosionsstrecke**. Ist die Zufuhr über der ermittelten maximalen Geschiebefracht, wird in diesem Abschnitt Geschiebe abgelagert und es liegt eine **Auflandungsstrecke** vor.



**Abbildung 4.19.:** Ganglinie der maximalen Geschiebeführung und minimalen Geschiebeführung, abgeleitet aus der Wasserganglinie (nach Bezzola (2007))

#### 4.3.6.2. Abrieb und Entmischung

Durch den Transport des Geschiebes kommt es zur mechanischen Belastung der einzelnen Körner und daraus resultierend zu einer Zerkleinerung der einzelnen Körner. Dieser Vorgang wird allgemein als Abrieb bezeichnet. Die Folge dieses Prozess ist eine kontinuierliche Abnahme des Geschiebes und eine gleichzeitige Zunahme der Schwebstoffe, vorausgesetzt es herrscht keine seitliche Zufuhr oder eine Entnahme von Feststoffen. Das Gesetz von Sternberg (1875) nimmt an, dass der Massenverlust  $dM$  eines Kornes entlang der Strecke  $dx$  proportional zur geleisteten Arbeit ist. Für die Masse gilt  $M \sim d^3$ . Unter diesen Annahmen lässt sich der Durchmesser des Kornes nach einer Transportdistanz als Exponentialfunktion angeben (4.65).

$$d = d_0 \cdot e^{-a_M \cdot \left(\frac{x-x_0}{3}\right)} \quad (4.65)$$

- $d$  ..... gesuchte Korngröße an der Stelle  $x$  (flußab)[cm]
- $a_M$  ..... Abriebkoeffizient nach Sternberg für die Masse des Kornes [km<sup>-1</sup>]
- $d_0$  ..... Korngröße an der Stelle  $x_0$  (flußauf)[cm]
- $x - x_0$  ..... Transportdistanz [km]

Der Abriebkoeffizient  $a_M$  kann grundlegend auf zwei Arten bestimmt werden. Einerseits durch Abriebversuche im Labor. Andererseits, falls die maßgebenden Durchmesser  $d_m$  entlang der Fließstrecke mittels Geschiebeprobeen bestimmt wurden, kann Gleichung (4.65) an die realen Werte angepasst werden (Abb. 4.20). Bei der zweiten Methode ist jedoch zu beachten, dass nicht nur Abrieb für eine kontinuierliche Abnahme des Korndurchmesser verantwortlich ist, sondern auch Sortier- und Entmischungsprozesse die Abnahme des Korndurchmessers entlang der Fließstrecke beeinflussen. Die genannten Prozesse gehen auf die unterschiedliche Mobilität der unterschiedlichen Kornfraktionen zurück. Während bei kleinerer hydraulischer Belastung kleinere Kornfraktionen weiter flußab transportiert werden, bleiben größere Kornfraktionen liegen. Dieser Prozess führt in weiterer Folge zur Ausbildung der Pflasterungsschicht. Nur bei Flussstrecken, die sich im Gleichgewicht befinden, ist der mit der zweiten Methode ermittelte Koeffizient ein reiner Abriebbeiwert.

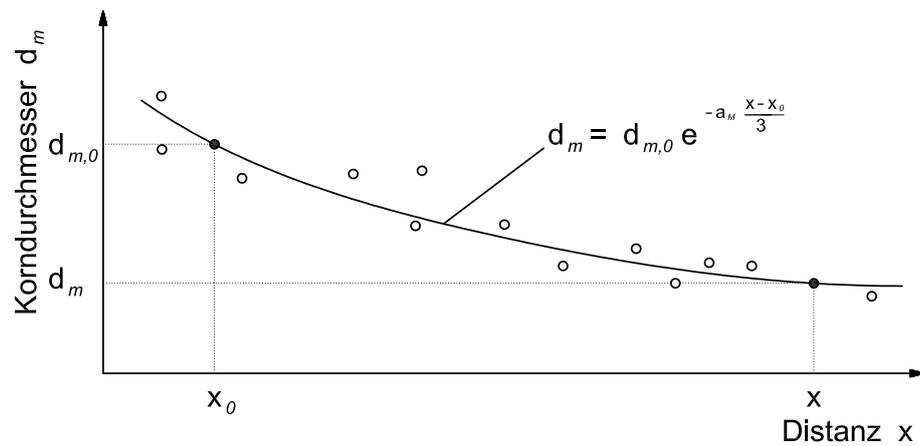


Abbildung 4.20.: Ermittlung des Abriebkoeffizient  $a_M$  aus Geschiebeprobe (nach Bezzola (2007))

Gleichgewicht bedeutet auch, dass das Geschiebe dieselbe Kornverteilungskurve besitzt wie das Material, aus dem die Sohle besteht. Dies ist jedoch nur der Fall, wenn die hydraulische Belastung so hoch ist, dass alle Kornfraktionen mobilisiert wurden (Bezzola (2007)).



## 5. Datengrundlage und Methodik

Die Frage der vorhandenen Daten und des Aufbaus, sowie Betrieb eines numerischen Modells sind grundlegend miteinander verknüpft. In dieser Arbeit soll die Entwicklung eines Fließgewässers ohne den massiven anthropogenen Eingriff, wie es die Rheinregulierung darstellt, untersucht werden. Das heißt auch, dass es das Fließgewässer im zu untersuchenden Zustand nicht mehr gibt und folglich keine Daten mehr für den Modellaufbau erhoben werden können. Der Modellaufbau und die Methodik ist daher von den vorhandenen historischen Daten abhängig und muss an diese angepasst werden.

Wie in der Chronologie, im Anhang dieser Arbeit, ausgeführt gehen die ersten punktuellen Eingriffe des Menschen, auf das Fließverhalten des Alpenrheins, bis ins 11. Jhd. zurück. Erst im 19. Jhd. konnte man sich dazu durchringen, das Fließgewässer als eine durchgehende Einheit zu betrachten. Dadurch und mit dem Einsetzen des Flussbaus als eigene Ingenieurdisziplin, haben auch großräumige und zeitlich kontinuierliche Datenaufzeichnungen begonnen. Das Zeitfenster, aus welchem die Daten für den Modellaufbau verwendet werden können, ist daher einerseits durch die historische Entwicklung der Ingenieurdisziplin und andererseits durch die Rheinregulierung selbst begrenzt. Neben dieser zeitlichen Zuordnung müssen die Daten auch räumlich zugeordnet werden können. Was eigentlich selbstverständlich klingt, ist jedoch bei Daten, die vor über 150 Jahren aufgenommen wurden, nicht immer möglich. Die räumliche und zeitliche Zuordnung ist auch für die Feststellung, in welchem Maßsystem die Daten erhoben wurden, wichtig. Im Jahr 1875 wurde die sogenannte internationale Meterkonvention abgeschlossen, an der sich sowohl die Schweiz, wie auch Österreich beteiligten (Bender und Pippig (1989)). Zuvor gab es entlang des Rheins mehrere regionale Maßsysteme, was vor allem bei der Aufbereitung der Daten zu beachten ist. Die damals erhobenen Daten wurden zu verschiedenen Fragestellungen von unterschiedlichen Behörden aufgenommen und befinden sich daher auch in verschiedenen Archiven. Im Wesentlichen fand die Suche im Staatsarchiv St. Gallen (SASTG), im Vorarlberger Landesarchiv (VLA) und im Archiv der Rheinbauleitung (AdR) statt.

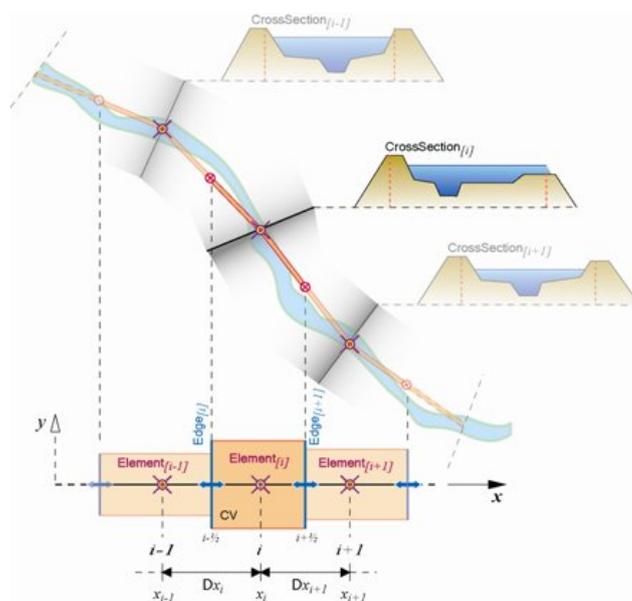
### 5.1. Grundlagen der numerischen Modellierung

Durch die Modellierung sollen Prozesse in der Natur in angemessener Weise im Modell reproduziert werden. Wobei nicht davon ausgegangen werden kann, dass die Ergebnisse aus der Modellierung gleich den Ergebnissen der natürlichen Prozesse entspricht. Ein wichtiger dritter Schritt dabei ist die Interpretation der Ergebnisse des Modells. Je verlässlicher das Modell, umso einfacher und zuverlässiger ist die Interpretation (Jugovic (2008)).

Numerische Modelle bedienen sich der mathematischen Formulierung zur Nachbildung der natürlichen Prozesse. Aufgrund der komplexen Gleichungssysteme, wie etwa die in Kapitel 4.2.6 beschriebenen Bewegungsgleichungen, ist eine analytische Lösung nicht möglich. Bei

den Gleichungssystemen handelt es sich um partielle Differenzialgleichungen (PDG) die über numerische Verfahren gelöst werden. Von da leitet sich auch der Begriff numerisches Modell ab. Bei der numerischen Lösung von PDG stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Im Vordergrund stehen drei Methoden: die Methode der finiten Differenzen (FD), die Methode der finiten Volumen (FV) und die Methode der finiten Elemente (FE) (ÖWAV et al. (2007)). Die verwendete Software BASEMENT (Kapitel 6) beruht auf der Methode der Finiten Volumen.

Beim numerischen Verfahren wird die PDG für kleine Teilgebiete näherungsweise gelöst. Die Einteilung dieser Teilgebiete wird als Raumdiskretisierung bezeichnet. Bei einer 2D Modellierung wird der Raum in einzelne, angrenzende Zellen, die als Ganzes ein Rechengitter darstellen, eingeteilt. Bei einer 1D Modellierung erfolgt die räumliche Diskretisierung über Querprofile. Die Diskretisierung erfolgt in Längsrichtung über den Querprofilabstand und in Querrichtung über die Definition unterschiedlicher Gerinneabschnitte, wie etwa Hauptgerinne und Vorländer, denen unterschiedliche Eigenschaften zugeteilt werden können (Abb. 5.1). Die Lösung der PDG ist jedoch nicht nur eine Funktion des Raums sondern bei instationären Strömungen auch eine Funktion der Zeit. Daher wird auch die Zeit in einzelne Zeitschritte eingeteilt. Diese Zeitdiskretisierung kann mittels einer expliziten oder impliziten Methode erfolgen. In dieser Arbeit wird die explizite Methode angewandt wobei die einzelnen Zeitschritte über die sogenannte Courant Zahl und dem Querprofilabstand abgeleitet werden (Kapitel 6.2).



**Abbildung 5.1.:** Raumdiskretisierung in Längsrichtung (aus Fäh et al. (2010)). Bei der Simulationssoftware BASEMENT befinden sich die Querprofile in der Mitte der Rechenzelle.

Um eine eindeutige Lösung der PDG, bei der Anwendung eines numerischen Verfahrens, zu erhalten, müssen Randbedingungen und Anfangsbedingungen definiert werden. Dabei müssen für alle primären Unbekannten für den Ausgangszustand ( $t=0$ ) für jede Rechenzelle ein Wert, definiert werden. Dies sind die sogenannten Anfangsbedingungen. Die Randbedingungen müssen über die gesamte Simulationsdauer als Zeitreihen angegeben werden. Es handelt sich dabei um die Veränderung der primären Variablen an den Rändern des

Modells (Fäh (2005)). Theoretisch können alle Randbedingungen durch Messdaten angegeben werden. Auch bei aktuellen Fragestellungen ist die Datengrundlage jedoch meist nicht ausreichend gegeben, so dass alle Randbedingungen durch Messdaten aufgestellt werden können. Daher gibt es in der verwendeten Software die Möglichkeit, dass die unteren Randbedingungen durch Berechnungen vom Programm selbst ermittelt werden (siehe Kapitel 6). Die Randbedingung am oberen Modellrand muss auf alle Fälle durch Zeitreihen angegeben werden, man spricht auch vom Modellinput. Der Modellinput ist die Abflussganglinie und der Geschiebetransport mit der entsprechenden Korngrößenverteilung. Der Input erfolgt einerseits am oberen Modellrand, welches die damalige Wuhrgrenze zwischen Österreich und Liechtenstein darstellt und am seitlichen Zufluss der Ill. Andere Zuflüsse werden im Modell nicht berücksichtigt.

Theoretisch lassen sich über die numerische Lösung der Navier und Stokes Gleichung (4.36) die Bewegung einer inkompressiblen, zähen Flüssigkeit vollständig beschreiben. Dazu ist allerdings ein sehr hohe, räumliche Auflösung erforderlich. Limitierender Faktor bei der praktischen Anwendung von numerischen Modellen ist somit die Rechengeschwindigkeit welche sich aus den Computer-Prozessoren ergibt. Daher werden zur Zeit für die numerische Berechnung die in Kapitel 4.2.6.2 beschriebenen vereinfachten 2D oder 1D Gleichungen eingesetzt. Die Vereinfachungen bei diesen Ansätzen sind detailliert im genannten Kapitel beschrieben. Bei der 2D Betrachtung werden die dreidimensionalen Prozesse über die Tiefe gemittelt. Bei einer weiteren Mittelung über die Breite erhält man ein eindimensionales Modell (Fäh (2005)). Aufgrund der beschriebenen Gerinnemorphologie des Untersuchungsgebiet ist davon auszugehen, dass die tatsächliche Strömung im Gerinne mit einem 1D Modell nur sehr vereinfacht wiedergegeben werden kann. In Kapitel 3.3 wurde ein Zitat angeführt, dass dezidiert auf Querströmungen im Gerinne hinweisen. Diese können mit einem 1D Ansatz nicht nachgebildet werden.

Trotzdem wird in dieser Arbeit eine 1D Berechnung gewählt. Hauptargument dafür ist einerseits die mangelnde Datengrundlage und andererseits die lange Zeitperiode die untersucht werden soll. Bezzola weist darauf hin, dass gerade im Flussbau, wo unterschiedliche Fragestellungen behandelt werden die gewählte Methode auch an die Raum- und Zeitskala angepasst werden soll (Bezzola (2007)) (Tabelle 5.1).

**Tabelle 5.1.:** Charakteristische Raum- und Zeitskalen für unterschiedliche Untersuchungsobjekte und mögliche Hilfsmittel zur Beobachtung, Interpretation und Prognose (Bezzola (2007)).

Raummaßstab [m]	Zeitmaßstab [Jahre]	Objekt	Hilfsmittel
$0 - 10^1$	$0 - 10^{-4}$	Sohlenformen Turbulenzen Abflusstiefen Fließgeschwindigkeiten	Naturmessungen hydraulisches Modell 3D Simulation
$10^0 - 10^2$	$10^{-3} - 10^{-1}$	Kolke Uferanrisse Makrosohlenformen	Naturmessungen hydraulisches Modell 3D Simulation
$10^1 - 10^4$	$10^0 - 10^2$	Gerinneformen	Naturmessungen hydraulisches Modell 2D Simulation
$10^3 - 10^5$	$10^1 - 10^2$	<b>Sedimenthaushalt</b>	<b>Naturmessungen</b> <b>1D Simulation</b>
$10^4 -$	$10^1 -$	Veränderungen im Einzugsgebiet	Naturbeobachtungen

Zu Beginn der Arbeit muss das Modell zu einem bestimmten Zeitpunkt aufgebaut werden. Dazu muss die Geometrie des Gerinnes, bei einer 1D Berechnung, über die Querprofile, die Rauigkeiten des Gerinnes über Rauigkeitsbeiwerte und die sedimentologische Beschaffenheit über die Kornzusammensetzung der Gerinnesohle beschrieben werden. Nicht alle Daten können dabei exakt aus Messungen von der Natur übernommen werden. Die Rauigkeitsbeiwerte, in Form der Stricklerbeiwerte, sind zum Beispiel empirische Größen, die gar nicht direkt durch Messungen bestimmt werden können. In der Regel müssen diese durch eine sogenannte Kalibrierung angepasst werden. Das selbe gilt, speziell für diese Arbeit, auch für Daten die nicht durch historische Quellen belegbar sind. Dies ist bei den sedimentologischen Parameter wie Korngrößenverteilung und Geschiebeganglinie der Fall. Bei der Kalibrierung werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung mit den Messungen aus der Natur verglichen. Dieser Schritt wird solange mit veränderten Kalibrierungsparameter wiederholt, bis die Simulationsergebnisse mit den Daten aus der Natur übereinstimmen. Mit welchen Parameter schlussendlich das Modell kalibriert wird ist nicht eindeutig festzulegen und hängt im wesentlichen von drei Faktoren ab. Einerseits von der Fragestellung selbst, von der Datengrundlage und wesentlich auch von der verwendeten Simulationssoftware.

Um sicher zu stellen, dass das Modell die natürlichen Prozesse nicht nur für den kalibrierten Fall nachbildet, bedarf es einer Validierung des Modells. Auch für die Validierung ist es notwendig Daten aus der Natur zu bekommen um die Ergebnisse der Berechnungen beurteilen zu können. In Summe sollte somit das Untersuchungsgebiet durch insgesamt drei Datensätze zu drei verschiedenen Zeitpunkten beschrieben werden können. Zwischen

diesen Zeitpunkten darf das Fließgewässer nur von Prozessen beeinflusst werden, die im Modell auch nachgebildet werden können. Anthropogene Einflüsse scheiden somit kategorisch aus. Eine Bedingung die in dieser Arbeit nicht eingehalten werden kann. Gerade in der Zeit der 1860er Jahre nahmen die Baumaßnahmen auf der Schweizer Seite entlang des Rheins zu. Mit den vorhandenen historischen Quellen ist es jedoch nicht mehr möglich diese abschnittswisen Bautätigkeiten räumlich und zeitlich zuzuordnen.

Zusammenfassend ein Zitat von Hengl, welcher folgendes unter Kalibrierung und Validierung versteht: *„Durch die Kalibrierung werden die Ergebnisse des Rechenmodells mit den vorhandenen Daten abgestimmt. Mit der Validierung wird das kalibrierte Modell für gültig erklärt. Der Anwender weist damit nach, dass das Modell nicht nur für die kalibrierten Fälle anwendbar ist“* (ÖWAV et al. (2007)).

Der Aufbau eines numerischen Modells ist auch wesentlich durch die verwendete Software geprägt. In dieser Arbeit wurde die Simulationssoftware BASEMENT verwendet, die ausführlich in Kapitel 6 „Verwendete Software für die Numerische Simulation“ beschrieben wird. Im weiteren Verlauf dieses Kapitels sollen die Rohdaten und deren Aufbereitung für den Aufbau des numerischen Modells näher beschrieben werden.

## 5.2. Gerinnegeometrie

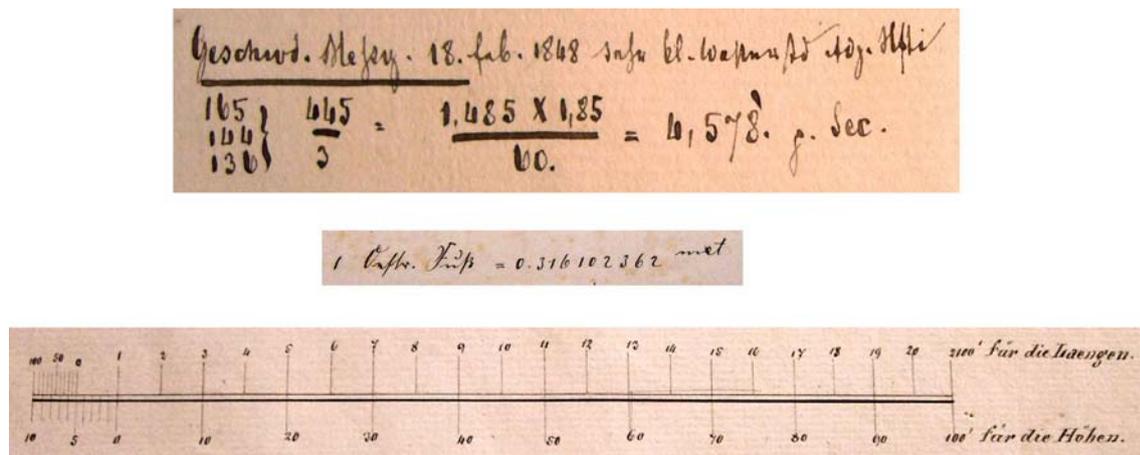
Mit den gefundenen Querprofilen (Kapitel 5.2.1) und dem Lageplan (Kapitel 5.2.2), in dem die Lage der Querprofile eingezeichnet ist, sind die wesentlichen Daten vorhanden, um den Flusslauf aus dem Jahr 1848 nachbilden zu können. Der vorhandene Querprofilabstand der historischen Aufnahmen ist jedoch mit rund 600 Meter zu groß für eine numerische Berechnung. Zudem ist die Aufnahme-richtung dieser Querprofile nicht immer normal auf die Flussachse bzw. auf die angenommene Fließrichtung. Nach Absprache mit der VAW und der IRR wurde beschlossen ein digitales Geländemodell (DGM) zu erstellen (Kapitel 5.2.3). Aus diesem DGM können dann die Querprofile für die numerischen Berechnung in einem geringeren Abstand und normal auf die Flussachse generiert werden. Mit Hinblick auf weitere Arbeiten wurde das digitale Geländemodell des Flusslaufs auf das Umland ausgeweitet. Das DGM umfasst somit beinahe den ganzen Talquerschnitt bis zu einer Höhe von 500 MüM. Die Arbeiten zur Erstellung des DGM und der Generierung der Querprofile wurden gemeinsam mit dem Vorarlberger Vermessungsbüro Dobler GmbH durchgeführt.

### 5.2.1. Querprofile

Im Jahr 1831 wurde das erste Mal von Vorarlberg und dem Kanton St. Gallen gemeinsam ein „Wasserbau Inspector“ bestellt. Diese Aufgabe, die im wesentlichen darin bestand die einzelnen Wuhrbauten zu koordinieren, kam dem österreichischen Ingenieur Alois Negrelli zu. Im Jahr 1847 wurden entlang des Rheins sogenannte „steinerne Wuhrmarken“ im Abstand von 2000 Schweizer Fuss<sup>1</sup> aufgestellt. *„Ein unerläßliches Hilfsmittel für eine technische Leitung und Beaufsichtigung des Uferbaus“* wie es Philipp Krapf (in Krapf (1901)) beschreibt. Friedrich Wilhelm Hartmann, der im Jahr 1837 dem ersten „Wasserbau Inspector“ folgte, leitete in den Jahren 1847 und 1848 die Vermessung von Querprofilen entlang dieser Wuhrmarken. Abbildung 5.5 zeigt einige ausgewählte Querprofile aus dem Untersuchungsgebiet. Die Querprofile sind 21fach überhöht dargestellt und die Maßeinheit beträgt Schweizer Fuss (Abb. 5.2).

---

<sup>1</sup>Dies entspricht in etwa 600 Meter



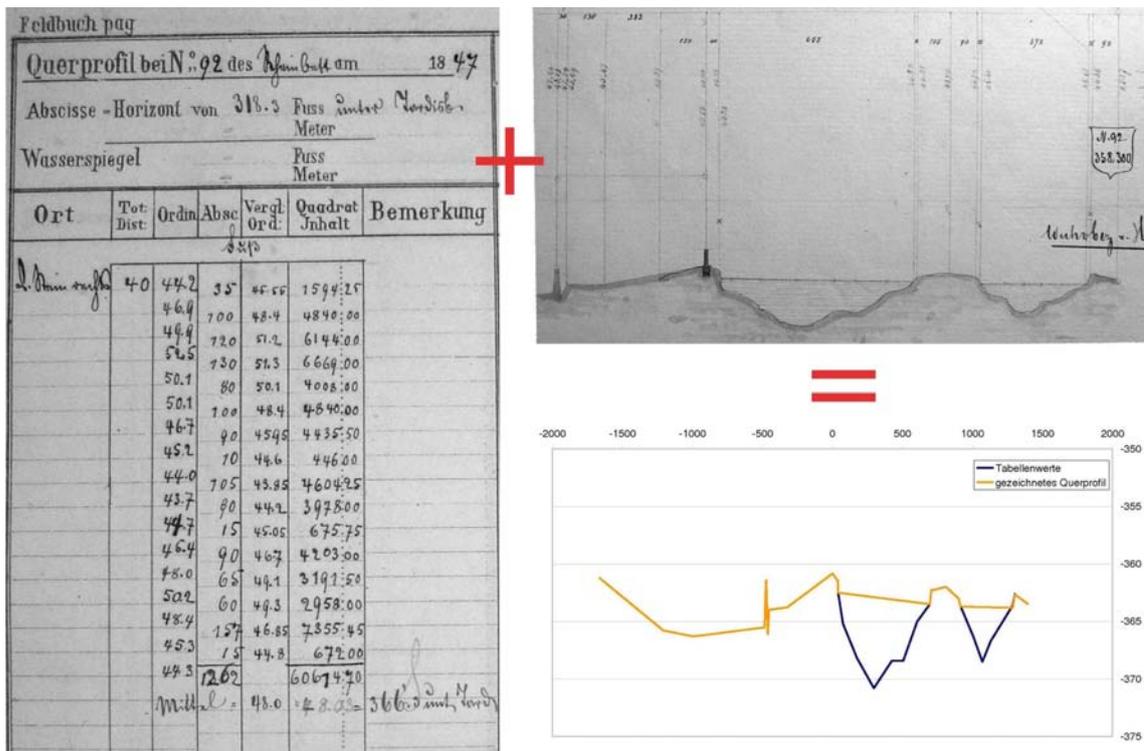
**Abbildung 5.2.:** Oben: Geschwindigkeitsmessungen. Mitte: Umrechnungsfaktor Fuß auf Meter. Unten: Massstab der gezeichneten Querprofile. Die Querprofile sind 21fach überhöht dargestellt (Quelle SASStG)

Bei der Betrachtung fällt auf, dass bei den gezeichneten Querprofilen der Verlauf des Flussbetts zwar dargestellt ist, jedoch schließt die Maßkette im Bereich des Gerinnes nur die Wasseranschlagslinien mit ein. Im SASStG wurden auch Tabellen mit den Ordinaten- und Abzissenwerten der einzelnen Querprofile gefunden in denen diese „fehlenden Querprofilpunkte“ angegeben sind. Eine Aufbereitung beider Datenquellen ergibt eine Übereinstimmung der in tabellenform beschriebenen mit den in planform dargestellten Querprofilen. Für den Aufbau des DGM werden die Werte aus diesen beiden Quellen zu einem Querprofil vereint (Abb. 5.3).

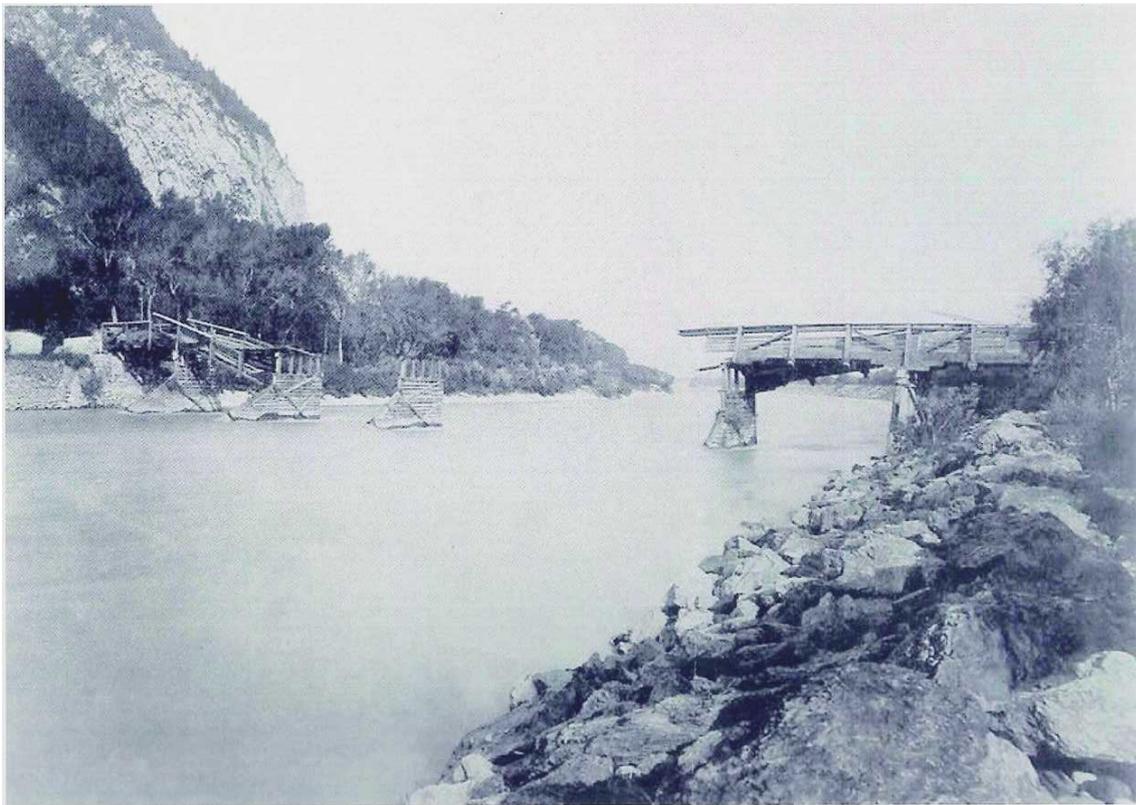
Die Querprofile wurden so aufgenommen, dass sich der Vermesser auf der linken, schweizerischen Uferseite, beim Wuhmarkstein, aufstellte (in den Abbildungen 5.5 rot markiert) und ein Fernziel anvisierte. Dies war meist eine Kirche oder ein sonstiges markantes Gebäude. Dadurch ist die Aufnahmerichtung nicht immer normal auf die Fließrichtung des Rheinstroms. Da diese Vermessung vom Bauinspektorat des Cant. St.Gallen in Auftrag gegeben wurde (Kaiser (1990)) war neben dem Rheinstrom vor allem auch das Hinterland auf der schweizerischen Seite vom Interesse der Vermesser. Während auf der österreichischen Seite die Querprofile meist am Wuhmarkstein enden, wurden auf der Schweizer Seite beinahe das gesamte Tal aufgenommen. Die Abstände der einzelnen Querprofilpunkte zum Wuhmarkstein, also die Abszissen, sind unregelmäßig.

Als Höhenreferenz diente die Tardisbrücke, die erste und lange Zeit einzige Brücke über den Alpenrhein. Sie befindet sich im Bezirk Graubünden und verbindet die Gemeinde Landquart mit der Gemeinde Mastrils. Auch aus alten Plänen der Tardisbrücke wurde kein Hinweis auf ein übergeordnetes absolutes Höhenreferenzsystem gefunden. Alle Querprofile weisen jedoch dieselbe Höhenreferenz auf. Dadurch sind die Höhen relativ zu einander gegeben.

Neben manchen Querprofilen ist zusätzlich eine Geschwindigkeitsmessung eingetragen. Auch wenn keine weiteren Quellen gefunden wurden, die die Methode der Geschwindigkeitsmessung genauer beschrieben hat, steht doch fest, dass es sich dabei um Messungen mit einem sogenannten Woltmannflügel handelt. Abbildung 5.2 zeigt eine Berechnung der Geschwindigkeit am Querprofil 62. Es wurden meist drei Messungen durchgeführt. Das



**Abbildung 5.3.:** Die Werte aus der Tabelle (Quelle SASTG) und aus dem gezeichneten Querprofil (Quelle SASTG) werden zu einem Querprofil vereint (rechts unten; blau: Tabellenwerte, gelb: Werte aus gezeichnetem Querprofil)



**Abbildung 5.4.:** Die Tardisbrücke nach dem Hochwasser von 1888 (Quelle: Tiefbauamt Graubünden). Dasselbe Hochwasser verursachte großräumige Überschwemmungen im unteren Rheintal überwiegend auf der österreichischen Seite. Die Brücke wurde 1892 neu errichtet.

arithmetische Mittel multipliziert mit der Flügelkonstante von 1.85 geteilt durch 60 ergibt die Geschwindigkeit in Fuss pro Sekunde. In Tabelle 5.2 sind in der Spalte „Geschwindigkeit“ die Daten eingetragen an denen die Geschwindigkeitsmessungen am jeweiligen Querprofil durchgeführt wurden.

Nachträglich wurden auch in manche Querprofile die Wasserspiegellage unterschiedlicher Hochwasserereignisse<sup>2</sup> eingetragen. Es ist jedoch nicht bekannt von wem und auf welcher Datengrundlage diese Wasserspiegellagen eingezeichnet wurden. Eine Übersicht befindet sich ebenfalls in der Tabelle 5.2.

**Tabelle 5.2.:** Zusammengefasste Informationen zu den Querprofilen aus den drei historischen Quellen: Lageplan, geschriebene Querprofile und gezeichnete Querprofile.

Querprofil Nr.	Lageplan: geografische Ortsbezeichnung	gesch. QP.: <sup>1</sup> Aufnahme		gezeichnete Querprofile:		
		1847	1848	Geschwindigkeit	Aufnahme	HWSP <sup>2</sup>
62			Feb	18.2.1848		
63	Grenze FL A		18.2			
63+1600'						
64	Bangser Überfahrt		18.2	18.2.1848	18.2.1848	
65	Bangser Pegel		Feb			7.6.1861
66	Lehmbach		Feb	18.2.1848	18.2.1848	
67	2 Höhenpunkte		Feb	kein Dat	19.2.1848	
68			Feb	Feb		7.6.1861
69	Illzufluss		19.2			7.6.1861
70			Feb	19.2.1848		
71	Meininger Pegel		Feb	15.2.1848		16.6.1855
71+1600'						
72	II Pegel		Feb	17.2.1848	17.2.1848	
73			Feb		13.2.1848	7.6.1861
74	Schuttkegel Frutz		Feb	16.2.1848		
75	Schuttkegel Frutz		Feb	16.2.1848		7.6.1861
76	Mündung Frutz		Feb			
77			Feb			7.6.1861
78	Koblacher Pegel		kein Dat			
QP Mont SF <sup>3</sup>				16.2.1848		
79			kein Dat			16.6.1855
80	Zapfenbach (CH)		18.3		18.3.1848	
81			18.3		17.3.1848	
82	IV Pegel		17.3		17.3.1848	
83	Mäderer Pegel		März			
84			16.3		16.3.1848	
85			16.3		16.3.1848	16.3.1848?
86			15.3		15.3.1848	
87			14.3		14.3.1848	
88			kein Dat			
89-1000						
89	Diepoldsauer Pegel		kein Dat			
90		31.5			31.5.1847	
91		kein Dat				
92		kein Dat				

<sup>1</sup> geschriebene Querprofile

<sup>2</sup> Hochwasserspiegel

<sup>3</sup> Querprofil Montlinger Schifffahrt in den gezeichneten Profilen

### 5.2.2. Lageplan

Wurde Eingangs erwähnt, dass die Erfassung von Daten erst in der zweiten Hälfte des 19. Jhd. systematisch erfolgte, so ist die kartografische Aufzeichnungen des Rheintals mit dem

<sup>2</sup>16.6.1855 und 7.6.1861

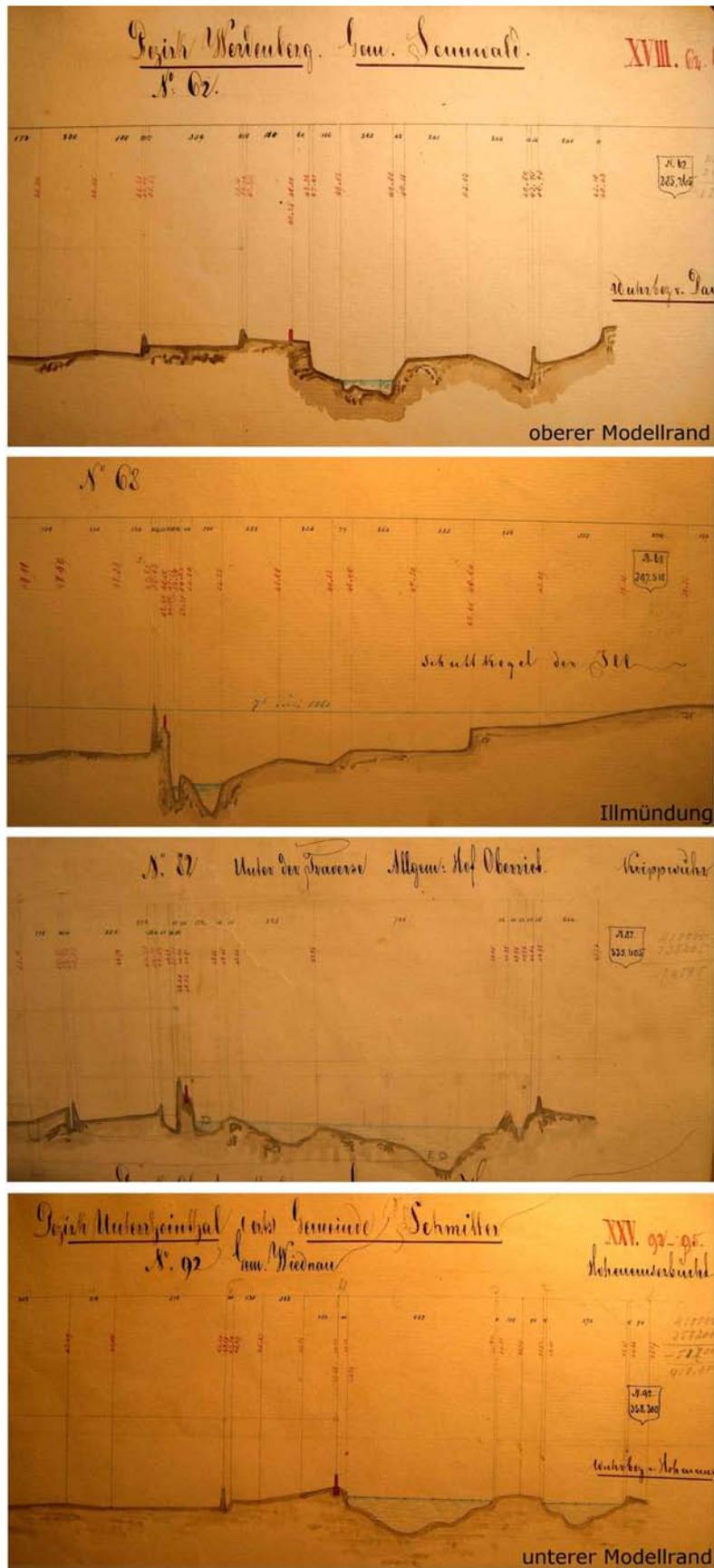


Abbildung 5.5.: Ausgewählte historische Querprofile im Untersuchungsgebiet (Quelle: SASStG)

Rheinlauf eine Ausnahme. Markus Kaiser bietet in seinem Artikel „Rheinkarten und Rheinpläne aus 375 Jahren - Eine Landschaft im Wandel“<sup>3</sup> eine chronologische Auflistung mit Beschreibung der einzelnen kartografischen Werke, die in den letzten Jahrhunderten entstanden sind. Diese Karten dienten einerseits militärischen Zwecken andererseits ging es auch um die Aufzeichnung der einzelnen Wuhrbauten entlang des Rheins.

Die meisten Karten besitzen jedoch keine Höheninformationen. Bei Karten mit Höheninformationen, sind diese räumlich schlecht aufgelöst, so dass sie nicht als Grundlage für ein digitales Geländemodell (DGM) verwendet werden können. Erst durch die Zuordnung der Querprofile kann folglich der Flusslauf auch drei dimensional dargestellt werden. Für diese Arbeit war es daher entscheidend, einen Lageplan zu finden, in dem die Querprofile aus den Jahren 1847/48 auch lagemäßig zugeordnet werden können. Lagemäßig heißt, dass die Wuhrmarken von denen die Vermessungen der Querprofile ausgingen und die Aufnahme richtung der Querprofile im Plan eingezeichnet sind. Im Archiv der Rheinbauleitung in Lustenau (AdR) wurde eine Karte gefunden, die diesen Ansprüchen entspricht.

Es handelt sich dabei um eine Aufzeichnung des Rheinlaufs von der Wuhrgrenze zwischen Österreich und Liechtenstein bis zur damaligen Rheinmündung in den Bodensee. Die Wuhrgrenze fällt dabei nicht genau mit der Landesgrenze zusammen, sondern befindet sich rund 600 Meter flussauf am damaligen Wuhrmarkstein 62. Die Karte besteht aus 21 lithographischen Blättern, die dementsprechend angeordnet werden müssen, um den Rheinlauf als Ganzes zu betrachten. Das Grundmaß der Blätter beträgt ca. 45 mal 55 cm einige Blätter weichen etwas davon ab. Eine Übersichtskarte zeigt, wie die einzelnen Blätter angeordnet werden müssen (Abb. 5.6).

In der abgebildeten Blattübersicht (Abb. 5.6) wird die Karte einfach als „Rhein - Strom Pläne“ benannt. Einen genaueren Hinweis auf die Bezeichnung dieser Karte konnte im Archiv der Rheinbauleitung (AdR) nicht gefunden werden. Kaiser (1990) bezeichnet die Karte als „Karte des Rheinstroms vom Bodensee bis zur Grenze des Bezirks Werdenberg mit eingezeichneten, von Österreichischer u: St.Gallischer Regierung genehmigten Ufer u: Strom Regulierungs Richtungen“. Die Karte wurde von der K.K. Baudirektion Innsbruck 1834 angefertigt. Einige Mitarbeiter die daran beteiligt waren sind in den Auwälder diverser Blätter angegeben<sup>4</sup> (Kaiser (1990)).

Der historische Hintergrund, der zu dieser Karte führte, beginnt mit dem sogenannte Wuhrbauprovisorium von 1827. Das Wuhrbauprovisorium von 1827 markiert den Start zu einer geplanten und vor allem abgesprochenen Vorgehensweise zwischen der Schweiz und Österreich bezüglich der Regulierung des Alpenrheins. Im Wesentlichen wurde dabei beschlossen, dass der Bau von Uferwerken durch einen Augenschein der betreffenden Gemeinden unter Beiziehung von Experten genehmigt werden muss. Kriterium dabei war, dass die gegenüberliegende Gemeinde dadurch nicht gefährdet wird. Die alljährlichen gemeinsamen „Wuhraugenscheine“ wurden noch bis Ende der 1850er Jahre durchgeführt. Die Bautätigkeiten auf der österreichischen Seite nahmen mit dem Beschluss der sogenannten Wasserbaunormale von 1830 an Intensität zu. Von da an übernahm der Staat die Verantwortung für den Uferschutz am Alpenrhein. Die Wasserbaunormale beinhaltet unter Anderem, „ ... daß Wasserbauten, die an Grenzflüssen auf die Versicherung des Staatsgebietes abzielen, vom Staate zu vollziehen seien (§6), wobei die Grundbesitzer, denen sie zum Nutzen gereichen, zur Beitragsleistung herangezogen werden können (§4). “ (aus: Krapf (1901)). 1837 wurde

<sup>3</sup>Erschienen im „Werdenberger Jahrbuch 1990“

<sup>4</sup>Kink, Daxen, v. Hormann, Ebener; Litograph: Johann Heinrich Neeb

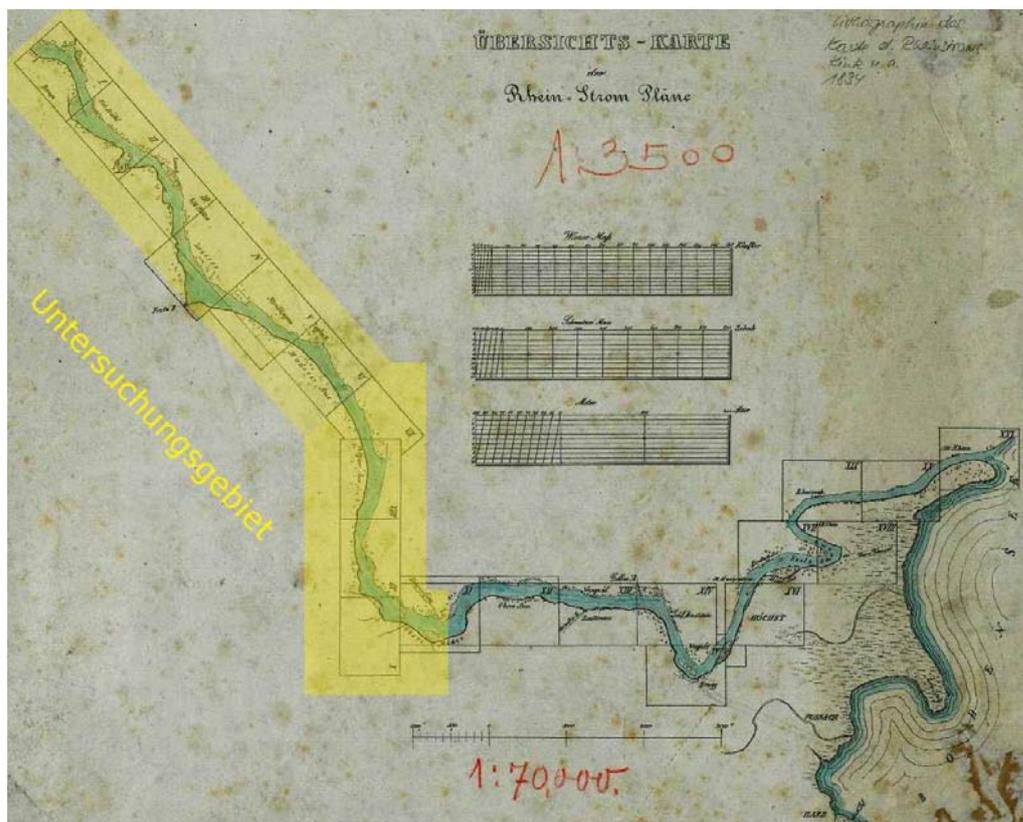


Abbildung 5.6.: Übersicht über die Blattanordnung der 21 Kartenblätter (Quelle: AdR). Gelb unterlegt das behandelte Untersuchungsgebiet.

dann in der sogenannten Rorschacher Konferenz die Festlegung von Uferlinien beschlossen, „nach denen die Wuhrbauten angelegt werden sollten“ (Krapf (1901)).

Schon zuvor im Jahr 1834 veranlasste die österreichische Regierung die Aufnahme einer neuen Rheinkarte, da die alten Karten aufgrund der Bautätigkeiten als überholt galten. Es handelt sich dabei um die weiter oben beschriebene Karte. Diese Karte war in weiterer Folge bis zum Jahr 1892 im Einsatz und wurde entsprechend den Bautätigkeiten immer wieder von Hand ergänzt bzw. überzeichnet (Krapf (1901)). Bei der in dieser Arbeit verwendeten Karte handelt es sich um eine solche „ergänzte“ Ausgabe und sie enthält wesentlich mehr Inhalt, als die grundlegende Karte von 1834. Die Karte ist somit nicht mehr eine Momentaufnahme des Alpenrheins sondern stellt seine Entwicklung von 1834 bis 1892 dar. In dieser Zeit wurde auch das Masssystem in Österreich umgestellt. Es befinden sich somit Längen- und Höhenangaben in Meter und in Zoll auf der Karte. Von wem die nachträglich eingezeichneten Informationen stammen und mit welcher Genauigkeit dabei gearbeitet wurde ist nicht bekannt.

Die Karte konzentriert sich auf eine Darstellung des Flusslaufs und der unmittelbaren Umgebung. Der sehr große Massstab von 1 Zoll = 50 Klafter umgerechnet 1:3500, ermöglicht eine sehr detailliert Wiedergabe. Es ist nicht immer der Unterschied zwischen der Originalkarte und den nachträglichen Überzeichnungen festzustellen, jedoch folgende Informationen dürften auf die Originalkarte zurückgehen:

- Die damalige Uferlinien mit den Uferbauwerken aus dem Jahr 1834: Auffallend ist, dass die Uferlinien sehr unregelmäßig verlaufen. Dies gilt vor allem im Mündungsbereich von Bächen wo die Uferlinien weit ausufernd eingezeichnet sind. Nur in Ausnahmefällen verlaufen die beiden Ufer parallel zueinander. Die Flussbreite schwankt erheblich und liegt zwischen 200 bis 300 Metern. Die einzelnen Wuhre werden mit grossen Steinblöcken dargestellt. Ob dies nur eine symbolische Darstellung ist oder ob es sich bei den Bauwerken tatsächlich um Wuhren aus Stein handelt, ist nicht bekannt. In der Literatur ist auch immer wieder von Holz als Baustoff für die Uferversicherung die Rede.
- Neben den Uferlinien sind auch einzelne Kiesbänke im Flusslauf eingezeichnet: Diese erscheinen jedoch als sehr groß. Zudem ist auf ihnen ein Bewuchs eingezeichnet. Es ist also davon auszugehen, dass es sich dabei mehr um Inseln im Fluss handeln dürfte, die über mehrere Jahre Bestand hatten. Wie eingangs zum Kapitel erwähnt, handelt es sich zu dieser Zeit noch um einen gewundenen-verzweigten Flusstyp.
- Binnendämme die sich weiter im Hinterland befinden: Der Abstand den die Binnendämme zueinander und zum Fluss selber besitzen, sind sehr unterschiedlich. Der durchschnittliche Abstand zueinander beträgt 500 bis 1000 Meter (Wey (1906)).
- Die Benennung der damaligen Wuhren und der Wuhrköpfe: Da zum Zeitpunkt der Erstellung der Karte noch jedes Bauwerk für sich und ohne einen größeren, zusammenhängenden Plan errichtet wurde, ist es nachvollziehbar, dass jedes dieser Bauwerke mit einem eigenständigen Namen bezeichnet wurde. Die meisten Namen wurden von der Flurbezeichnung abgeleitet oder geben Auskunft über die relative Größe der Wuhr.
- Grenzen der Wuhrbezirke: Auf der österreichischen Seite sind die eingetragenen Wuhrbezirke innerhalb des Untersuchungsgebiet: Bangs, Altenstadt, Meiningen, Kolbach, Mäder, Götzis, Altsch, Hohenenms. Die Schweizer Wuhrbezirke: Senwald, Rütli, Oberried, Eichenwies, Mondlingen, Algemeinem Hof, Kriesern, Algemeinem Hof, Diepolsau. Die Namen wurden aus der Karte übernommen und stimmen nicht immer mit der aktuellen Schreibweise überein.



**Abbildung 5.7.:** Lageplan des Untersuchungsgebiets (Quelle: AdR). Rosarot die definierten Bruchkanten des Flusslaufs.

- Bäche die damals in den Alpenrhein mündeten: Diese Bäche wurden auf beiden Seiten, gleichzeitig zur Rheinregulierung in Binnenkanäle gefasst und parallel zum Alpenrhein in den Bodensee bzw. in den Alten Rheinlauf geleitet. An manchen Stellen wurde der Verlauf der geplanten Binnenkanäle ebenfalls eingezeichnet.
- Flurnamen und Ortsbezeichnungen
- Gebäude im Bereich des Flusslaufs: Einige Gebäude wurden mit entsprechenden Bezeichnungen versehen, die entweder auf die Familie oder die Funktion des Gebäudes hinweisen<sup>5</sup>.
- Wichtige Gebäude oder Verkehrsflächen im Hinterland: Es könnte auch sein, dass diese erst im Nachhinein eingezeichnet wurden. Teilweise dienten sie als Fernziel für die Querprofilaufnahmen. Meist sind es Kirchtürme die eingezeichnet wurden.
- Landnutzung parallel zum Flusslauf: In den meisten Fällen handelt es sich um Auwald oder Sumpfflächen. Landwirtschaftliche Nutzung tritt nur gelegentlich in Form von Äckern auf. Diese befinden sich jedoch in der Regel weiter weg hinter den Binnendämmen.
- Verkehrswege im Bereich des Flusslaufs und die Überfahrten über den Rhein: Rheinfähren waren lange Zeit die einzige Möglichkeit den Rhein zu queren. Erst die zunehmende Verbauung der Ufer ermöglichte auch die Errichtung der benötigten Brückenköpfe. In den Jahren 1869 bis 1909 entstanden von Bangs bis Rheineck 10 meist überdeckte Holzbrücken (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)). Einige davon wurden ebenfalls im Plan eingezeichnet.

Für diese Arbeit waren vor allem die nachträglich eingezeichneten Querprofile von großer Bedeutung. Neben den Querprofilen sind auch sämtliche Bauarbeiten auf der österreichischen Seite eingezeichnet. Die meisten datieren in die 80er Jahre des 19. Jahrhunderts. An dieser Stelle sei nochmals betont, dass es bedingt durch das Wuhrwesen nahezu jährlich diverse Bautätigkeiten gegeben hat. Während die Bauarbeiten auf der österreichischen Seite vor allem in den 1830er Jahre stark forciert wurden<sup>6</sup>, setzte eine ähnliche Entwicklung auf der Schweizer Seite in den 1860er Jahren ein. Der Kanton St. Gallen übernahm im Jahr 1861 das Wuhrwesen. Abbildung 5.8 zeigt die in den 1860er Jahren erstellten Uferschutzbauten, die nach den Plänen des schweizer Oberingenieurs Hartmann durchgeführt wurden.

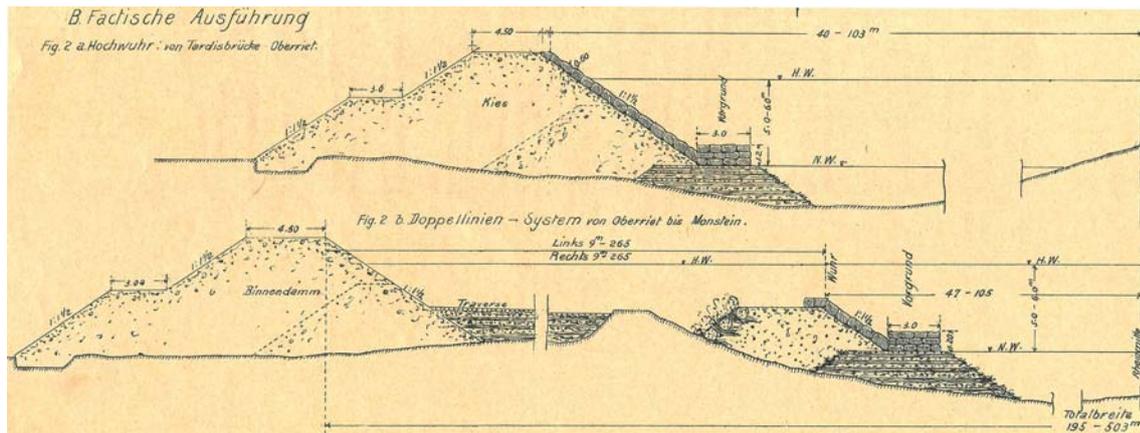
Auf dem ersten Blatt des Lageplans befindet sich eine Legende der einzelnen neu angelegten Uferbauwerke bzw. wie bestehende zu adaptieren sind. Die Bauwerke werden eingeteilt in den Vorgrund, die Wuhr und die Binnendämme (Abb. 5.8) sowie Traversen, die hinter den Wuhrn quer dazu errichtet wurden<sup>7</sup>. Weitere Überzeichnungen beinhalten folgende Informationen:

- Die 1837 und 1869 vereinbarten Regulierungslinien und die daraus resultierende Flussbreite
- Pegelstellen an denen der Wasserstand gemessen wurde (Siehe dazu Kapitel 5.3)
- Entlang der österreichischen Seite befinden sich einige Höhenangaben entlang eines Polygonzuges. Der Nullpunkt befindet sich an der Wuhrgrenze zu Liechtenstein. Es

<sup>5</sup>Zollgebäude, Abdeckerei, Aerarische Werkzeughütte...

<sup>6</sup>Aufgrund der Wasserbaunormale von 1830

<sup>7</sup>Durch die Traversen sollte das Land zwischen den Binnendämmen und den Mittelwuhren aufgelandet werden



**Abbildung 5.8.:** Ausschnitte aus Pläne der durchgeführten schweizer Wuhrbauten ab 1861 (aus Wey (1906)). Die Pläne sahen ein einfaches Trapezprofil bis Oberriet (gegenüber Illmündung) und von Oberriet flussabwärts ein Doppeltrapezprofil vor. Die Totalbreite des Flußquerschnitt von Binnendamm bis Binnendamm schwankt zwischen 195 und 503 Meter. Der Abstand zwischen den Wuhren wird mit 47 bis 105 Meter angegeben.

dürfte sich dabei um die Vermessung der damaligen Pegelstellen handeln, welche alle eine Höhenangabe in Bezug zum festgelegten Nullpunkt aufweisen. Die einzelnen Höhenpunkte sind durch Kreuze symbolisiert.

- Vereinzelt sind Stellen eingezeichnet, an denen Dammbüche stattgefunden haben
- Errichtete Eisenbahnlinien

### 5.2.3. Digitales Geländemodell (DGM) und die generierten Querprofile

In der Einleitung zu diesem Kapitel wurde bereits darauf hingewiesen, dass ein DGM erstellt werden soll. Dieses soll als Grundlage für die Querprofile, welche für die numerische Berechnung benötigten werden, dienen. Eine Alternative dazu wäre, die zusätzlich benötigten Querprofile durch eine Interpolation zwischen den vorhandenen historischen Querprofilen zu gewinnen. Zum Zeitpunkt der Entscheidung über diese Frage stand in der verwendeten Simulationssoftware BASEMENT noch kein Werkzeug zur Verfügung, welches eine Interpolation ermöglicht hätte. Trotzdem wäre diese Variante der Interpolation mit weniger Aufwand zu betreiben gewesen. Der erhebliche Mehraufwand, der die Entscheidung für die Erstellung des DGM mit sich trägt, ist jedoch durch mehrere Vorteile gerechtfertigt:

- Die Gerinnegeometrie ist sehr unregelmäßig. Die Bruchkanten der Dämme, Uferlinien oder Böschungsfüße verlaufen zwischen den vorhandenen Querprofilen keineswegs linear. Im DGM werden diese Bruchkanten über den Lageplan definiert dadurch wird die Gerinnegeometrie genauer dargestellt. Die gewonnenen Querprofile beschreiben den historischen Flusslauf besser.
- Die Lage der aufgenommenen, historischen Querprofile ist keineswegs immer normal

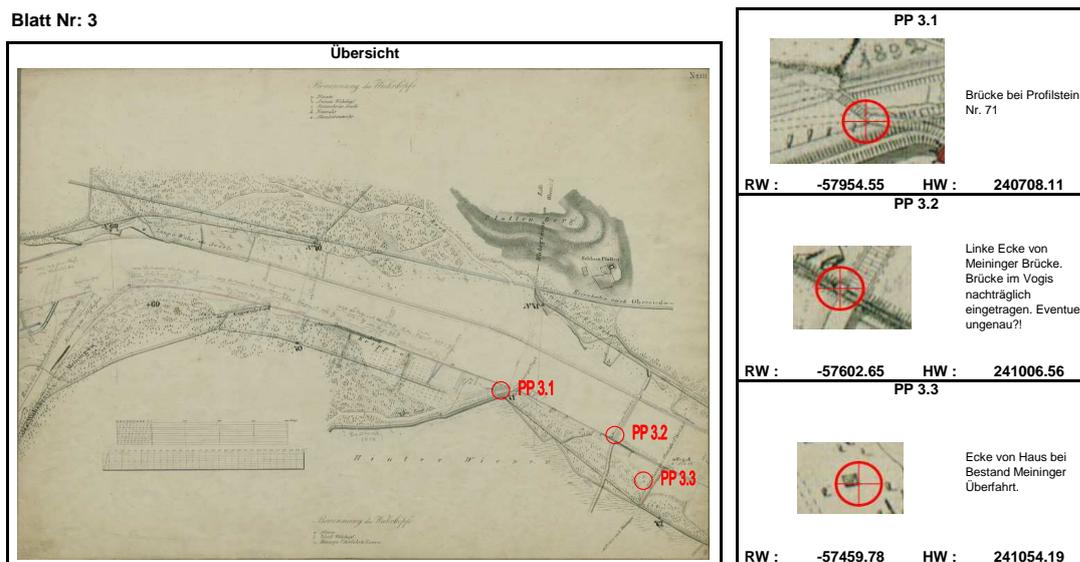
auf die Fließrichtung. Durch das DGM können alle Querprofillagen neu definiert werden und die Querprofile dementsprechend aus dem DGM generiert werden. Dadurch kann eine Orientierung normal auf die Flussachse für jedes Querprofil eingehalten werden.

- Der Querprofilabstand kann theoretisch unabhängig der historischen Querprofile neu definiert werden. Jedoch sind die Höheninformationen im Bereich der Querprofile am genauesten. Daher wird auch bei der Generierung der Querprofile darauf geachtet, an der Stelle der historischen Querprofillagen ebenfalls eine Querprofillage zu definieren.
- Die Querprofile reichen auf der österreichischen Seite nicht ins Hinterland. Dadurch wird der Binnendamm in manchen Querprofilen nicht erfasst (siehe dazu Abb. 5.8). Die Lage des Binnendamms wurde aus dem Lageplan übernommen und die Höhen dort definiert, wo die Höheninformationen durch das jeweilige Querprofil gegeben sind. So konnte der österreichische Binnendamm auch dort konstruiert werden, wo die Information durch die historischen Querprofile nicht gegeben sind.
- Das DGM kann in weiterer Folge auch für weitere Fragestellungen in einem historischen Kontext verwendet werden. Aus diesem Grund wurde das DGM auf nahezu das gesamte Rheintal im Bereich des Untersuchungsgebiet erweitert.

Eine Herausforderung, die sich durch die ganze Arbeit zieht und gerade bei der Erstellung des DGM eine entscheidende Rolle spielt, ist die räumliche und zeitliche Verknüpfung unterschiedlicher Datensätze. Grundlage ist der im vorherigen Kapitel beschriebene Lageplan (Kap. 5.2.2) und die Querprofile (Kap. 5.2.1). Um eine Verzerrung bei der Digitalisierung der einzelnen Blätter zu verhindern wurde dies mit einem Spezialscanner des Vorarlberger Landesarchiv durchgeführt. Die Georeferenzierung erfolgt anhand von Passpunkten, deren Koordinaten aus dem referenzierten Franziszeischen Kataster aus dem Jahr 1857 gewonnen wurden (Abb. 5.9). Der Franziszeische Kataster wurde vom Land Vorarlberg aufbereitet und steht unter der Internetadresse <http://www.vorarlberg.at/atlas> für eine nichtkommerzielle Nutzung zur Verfügung. Es wurden, wenn möglich, in jedem Blatt Passpunkte definiert, die möglichst weit auseinander liegen. Der Franziszeische Kataster reicht jedoch nur bis zur Landesgrenze. Ergänzt wurden die Passpunkte durch die vereinzelt auf der Schweizer Seite eingezeichneten Kirchtürme. Schlussendlich wurden vom Vermessungsbüro Dobler GmbH alle Koordinaten in Schweizer Landeskoordinaten transformiert. Das Ergebnis der Referenzierung zeigt eine gute Übereinstimmung der Passpunktkoordinaten mit den eingezeichneten Punkten, d.h. die Karte wurde sehr genau aufgenommen und durch die Digitalisierung kam es nahezu zu keinen Verzerrungen.

In weiterer Folge werden die historischen Querprofile an den entsprechenden Marksteinen eingefügt und entsprechend den Aufnahmerichtungen ausgerichtet (Abb. 5.10). Dadurch werden dem Lageplan die Höheninformationen im Bereich des Flusslaufs zugewiesen. Der nächste Schritt ist die Definition der Lage der Bruchkanten mittels Lageplan und deren Zuordnung zu den Höhenpunkte der Querprofile (Abb. 5.10 und Abb. 5.7). Bruchkanten können die Uferlinien, Böschungsfüße und Kanten der eingezeichneten Binnendämme sein. Wobei nur die Lage der Dämme und der Uferlinien aus dem Lageplan übernommen werden können. Bei einer Betrachtung stellt man fest, dass sich manche historische Bruchkanten in aktuellen Luftbildaufnahmen immer noch finden lassen (Abb. 5.11). An manchen Stellen kann den Dämmen oder Uferböschungen aus den Querprofilen jedoch keine Bruchkante aus dem Lageplan zugewiesen werden. Daher wird folgendes Vorgehen für die Definition der Bruchkanten festgelegt:

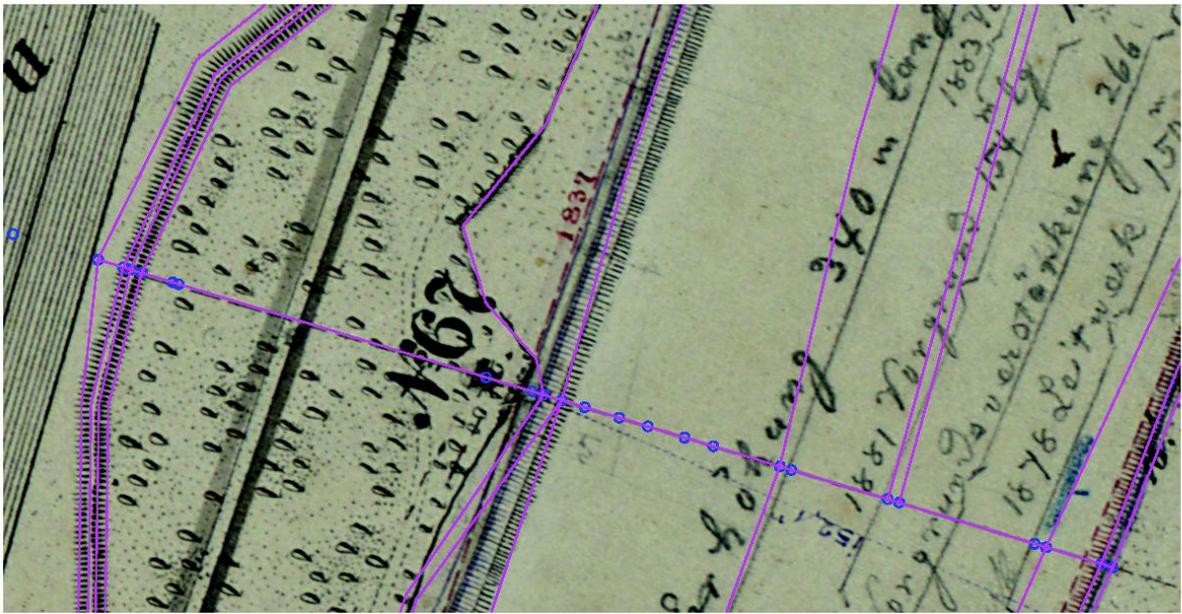
1. Einlesen und Ausrichtung der aufbereiteten Querprofile in den Lageplan



**Abbildung 5.9.:** Passpunkte des dritten Blattes des Lageplans. Verwendet wurden markante Punkte, die sowohl im Lageplan, wie auch im Franziszeischen Kataster eindeutig definierbar sind. Dabei handelt es sich vorwiegend um Ecken diverser Bauwerke.

2. Decken sich Böschungskanten aus den Querprofilen mit eingezeichneten Bruchkanten im Lageplan, so ist der Verlauf der Bruchkante aus dem Lageplan zu übernehmen.
3. Ist aus dem Lageplan keine Bruchkante erkennbar, so ist eine Bruchkante gemäß den Informationen aus dem historischen Querprofil zu definieren. Der lagemäßige Verlauf der Bruchkante ist in Anlehnung an den Flusslauf zwischen den Querprofilen zu interpretieren. Das heißt: macht der Flusslauf im Bereich zwischen den Querprofilen eine Krümmung ist diese Krümmung zu übernehmen.
4. Auf alle Fälle gilt: die Informationen aus den historischen Querprofilen haben eine höhere Priorität.

Ein weiterer Schritt ist die Festlegung der Flussachse und der Querprofillagen. Die Definition der Flussachse erfolgt entlang der angenommenen Hauptströmungsrichtung. Die Definition der Querprofillagen erfolgt im Bereich des Flusslaufs normal auf diese angenommene Flussachse (Abb. 5.12 A). Im Bereich außerhalb der Dämme werden die Querprofile geknickt, damit es weiter außerhalb zu keinen Überschneidungen der Querprofile kommt. Für die eigentliche Fragestellung dieser Arbeit hat jedoch der Bereich außerhalb der Binnendämme keinen Einfluss. Für die Simulation der Sohllage wurde nur der relevante Bereich der Querprofile, der den eigentlichen Flusslauf darstellt, herangezogen. Entscheidend für die Simulation ist jedoch die räumliche Diskretisierung in Längsrichtung, welche durch den Querprofilabstand gegeben ist. Nach Absprache mit Dr. Roland Fäh (VAW) wurde in Hinblick auf die numerische Stabilität der Berechnung der Querprofilabstand vorerst mit 200 Metern angenommen. Die späteren Berechnungen mit der Simulationssoftware BASEMENT bestätigten diese Annahme. Die Lage der Querprofile in Längsrichtung sind so gewählt, dass jeweils ein Querprofil im Bereich der historischen Querprofilaufnahmen liegt. Für diese Querprofile wird die historische Bezeichnung übernommen und reichen von *QP 62*



**Abbildung 5.10.:** Eingefügte Höhenpunkte des Querprofil 67 (blaue Kreise) und definierte Bruchkante (rosarote Linien). Der rote Punkt im Lageplan stellt den Markstein dar von dem aus die Vermessung der Querprofile erfolgte.

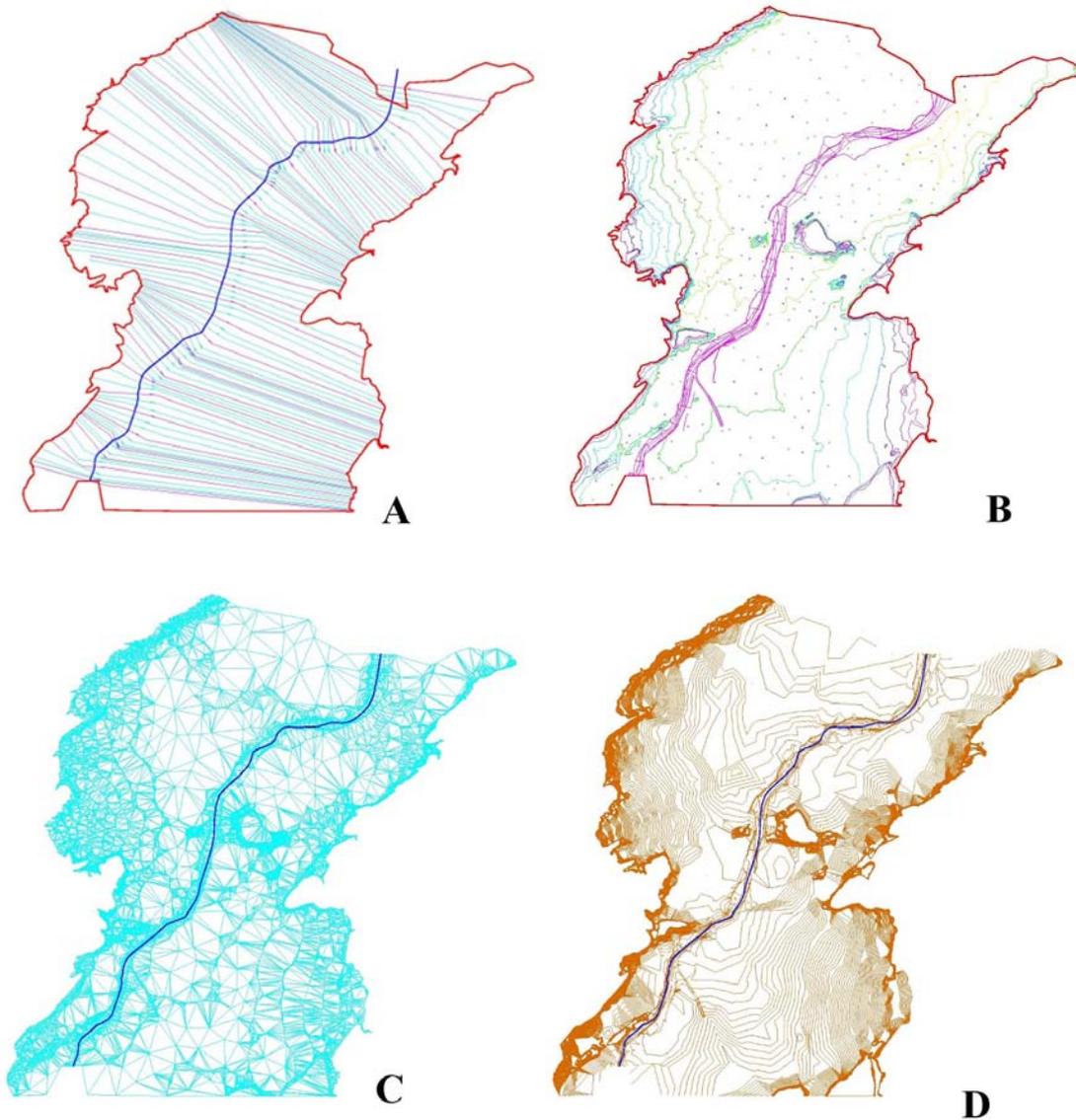


**Abbildung 5.11.:** Ausschnitt aus dem Lageplan oberhalb der Illmündung: Links des Rheins die Gemeinde Büchel, rechts die damalige Mündung des Leimbachs. Linkes Bild: definierte Bruchkanten (rosarot) aus dem historischen Lageplan. Rechtes Bild: Ein aktuelles Orthophoto wurde über den historischen Lageplan gelegt. Die historisch definierten Bruchkanten prägen teilweise immer noch das Landschaftsbild.

bis *QP 92*. Zwischen diesen historischen Aufnahmen werden zusätzlich zwei Querprofile mit gleichen Abständen eingefügt. Der Querprofilabstand beträgt damit etwas weniger als 200 Meter, ist jedoch vom Abstand der historischen Querprofile abhängig. Die Bezeichnung leitet sich vom historischen Querprofil flußauf ab. Es wird jeweils *.1* und *.2* angehängt (z.B. *QP 62.1* und *QP 62.2*). Zusätzlich werden noch Querprofillagen an den früheren Pegelstellen bestimmt. Im Untersuchungsgebiet handelt es sich insgesamt um neun Pegelstellen, wobei manche doppelt sind, da sie sich nicht immer an derselben Stelle befanden. Deren Bezeichnung erfolgt durch die Zugabe einer weiteren Nummer. Das Querprofil der Pegelstelle Bangs hat z.B. die Bezeichnung *QP 62.0.1*.

Der historische Flusslauf soll, wie weiter oben ausgeführt wurde, in ein DGM des ganzen Rheintals im Bereich des Untersuchungsgebiet eingebettet werden. Dazu muss der restliche Talquerschnitt ebenfalls durch 3D Informationen nachgebildet werden. Da die historischen Karten zuerst digitalisiert werden müssten werden dafür aktuelle Karten herangezogen die der IRR bereits digital vorliegen. Zur Modellierung des restlichen Talquerschnitts wurden relativ gering aufgelöste Höheninformationen verwendet, da das Umland für die primäre Fragestellung dieser Arbeit keine relevante Rolle spielt. Verwendet wurden Höhenschichtenlinien bis 500 MüM mit einer vertikalen Auflösung von 5 Metern und zusätzlich einzelne Höhenpunkte (Abb. 5.12 B).

Die Höheninformationen aus den Querprofilen besitzen die damalige Tardisbrücke als Referenzhöhe (siehe Kap. 5.2.1) und stehen in keinem anderen Bezugssystem zur Verfügung. Daher ist eine Höhenreferenzierung der Querprofildaten nötig um ein durchgehendes DGM des gesamten Talquerschnitts zu erzeugen. Alle Querprofilpunkte weisen die selbe Höhenreferenz auf. Die einzelnen Höhenangaben der Querprofildaten sind daher relativ zueinander gegeben und werden im Zuge der Referenzierung nicht geändert. Alle Querprofildaten werden folglich um den selben Betrag in der Höhe verschoben. Die Referenzierung erfolgt anhand von einzelnen Höhenpunkten aus den Querprofilen, von denen anzunehmen ist, dass sich ihr Höhen über die Jahre wenig verändert haben. Nicht verwendet werden Höhenpunkte im Bereich des Flusslauf und Punkte, die sich heute im Siedlungsbereich oder im Bereich von Verkehrsflächen befinden. Sämtliche für die Höhenreferenzierung in Frage kommenden Punkte befinden sich in der Schweiz, da die historischen Querprofileaufnahmen auf dieser Seite weiter ins Hinterland reichen. Die aktuelle Höhen für die Referenzierung wurden aus dem Programm Google Earth gewonnen. Die in Tabelle 5.3 angegebenen Bestandshöhen beziehen sich auf eine Schätzung der Höhe des damaligen Bezugshorizonts. Die Schätzung beruht auf Grundlage aktueller Pläne der Tardisbrücke, die im Jahr 2003 neu errichtet wurde. Das Ergebnis der Höhenreferenzierung (Tab. 5.3) ist in Anbetracht der Datenlage erstaunlich gut. Zu betonen ist jedoch, dass die Auswahl der Querprofilpunkte nicht streng nach objektiven Kriterien erfolgen konnte. Einzelne Höhenpunkte die stark vom Mittelwert abwichen wurden nicht für die Referenzierung verwendet. Dies scheint aufgrund der mangelnden Informationen über die historische Entwicklung der Höhen gerechtfertigt.



**Abbildung 5.12.:** **A:** Definierte Querprofillagen normal auf die Flussachse. Die Querprofile werden außerhalb des Flusslaufs geknickt damit es zu keinen Überschneidungen kommt. Violett dargestellte Querprofile sind die neuen Querprofillagen an der Stelle der historischen Querprofilaufnahme. **B:** Verwendet Höheninformationen für den Aufbau des DGM. Rosarot in der Mitte die definierten historischen Bruchkanten mit den entsprechenden Höheninformationen aus den Querprofilen. Äußerste rote Linie ist die Begrenzung des DGM. Die unterschiedlich eingefärbten Höhenschichtlinien stellen Höhenunterschiede von 5 Meter dar und gehen bis maximal 500 MüM. Die eingezeichneten Punkte sind zusätzliche punktuelle Höhenangaben. **C und D:** Dreiecksvermaschung und Höhenschichtlinien des DGM. Die Höhenschichtlinien stellen einen Höhenunterschied von 1 Meter dar. Blau in der Mitte die definierte Flussachse.

**Tabelle 5.3.:** Ergebnis der Höhenreferenzierung

Y - SLK <sup>1</sup>	X - SLK <sup>1</sup>	Bestandshöhen <sup>2</sup> [MüM]	Höhen aus Google-Earth [MüM]	Differenz [m]
768023.68	250223.40	408.92	408.00	0.92
767008.95	249137.81	410.76	410.00	0.76
765046.14	248827.68	413.08	412.00	1.08
245696.02	245696.03	419.09	418.00	1.09
762732.21	245121.39	418.71	418.00	0.71
762590.19	244473.36	420.08	419.00	1.08
762306.17	243812.07	420.13	419.00	1.13
762716.04	243269.20	421.89	421.00	0.89
759630.25	240803.97	426.90	426.00	0.90
<b>Mittelwert</b>				<b>0.95</b>
<b>Standardabweichung</b>				<b>0.15</b>

<sup>1</sup> Schweizer Landeskoordinaten

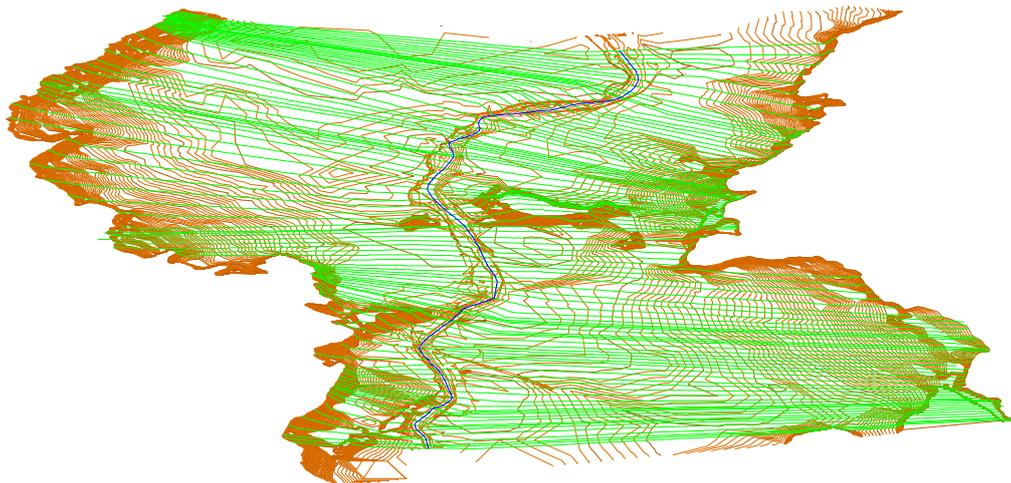
<sup>2</sup> Auf einer Schätzung basierende Höhe der historischen Querprofilpunkte

Das DGM wurde mit den oben beschriebenen Daten vom Vermessungsbüro Dobler generiert (Abb. 5.12 C und D). In weiterer Folge wurden daraus die definierten Querprofile aus dem Modell gewonnen. Die Analyse der Höhenschichtlinien entlang des Flusslaufs bestätigt die Plausibilität der gelieferten Daten (Abb. 5.15). Eine weitere Möglichkeit zur Verifizierung des DGM bietet Literatur, die die historischen Verhältnisse im unteren Rheintal beschreibt. So weist Jost Wey in seinen Memorial zum Diepoldsauer Durchstich (Wey (1906)) auf die Höhenverhältnisse der Rheinsohle zur Talebene hin: *Um die im Verlauf der Zeit sich herausgebildeten Zustände zu verstehen, ist es erforderlich, einen Blick auf das Längenprofil sowie auf die Talquerprofile zu werfen. Aus denselben geht hervor, dass der Rhein auf einer erhöhten Lage, einem Grat, daherfließt und dass dessen Sohle auf der ganzen Strecke, mit Ausnahme der obersten und untersten Partie, sich von 1848 bis 1899/1900 stark, stellenweise, zB bei Buchs auf 2 m erhöht hat und mit wenigen Ausnahmen hoch - bis 4 m - über der linksseitigen tiefsten Tallinie, die sowohl in diesem Längenprofil als auch im Übersichtsplan eingezeichnet ist, liegt.* Diese Beschreibung stimmt auch auf das erarbeitete DGM zu und bestätigt vor allem das Ergebnis der Höhenreferenzierung (Abb. 5.13).

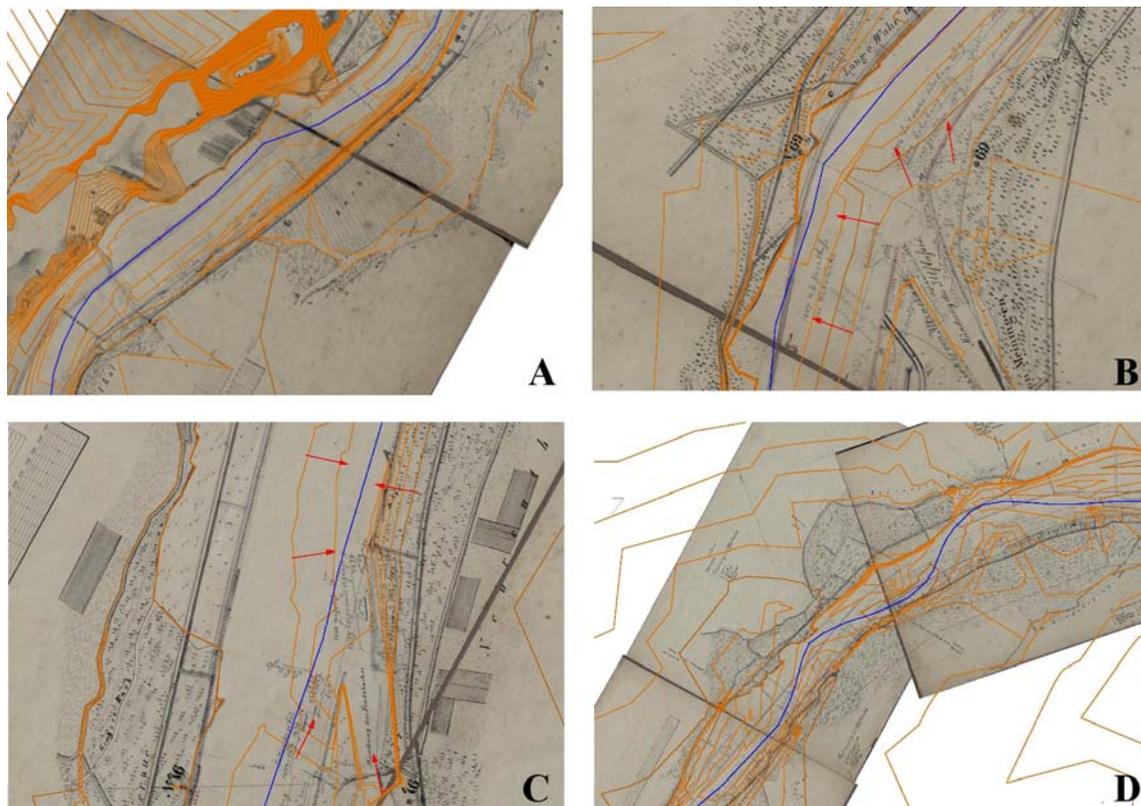
Insgesamt werden aus dem erstellten DGM 96 Querprofile neu generiert, mit denen das numerische Modell aufgebaut wird. Wie bereits erwähnt, wurden die Querprofile über den gesamten Talquerschnitt generiert (Abb. 5.14). Abb. 5.16 zeigt einige ausgewählte generierte Querprofile entlang des Untersuchungsgebiet im Vergleich mit den historischen Originalaufnahmen. Die generierten Querprofile entsprechen den historischen Querprofilenaufnahmen recht gut. Bei der Betrachtung ist zu beachten, dass die Digitalisierung der historisch gezeichneten Querprofile mittels Fotografie erfolgte. Die dargestellten Bilder sind somit nicht verzerrungsfrei. Weiters halten sich die gezeichneten historischen Querprofile nicht streng an die Daten der zugrundeliegenden Vermessung. An manchen Stellen wurde der Verlauf zwischen zwei Querprofilpunkten frei interpretiert. Die Aufbereitung der Querprofile (Abb. 5.17) für die numerische Simulation erfolgt im wesentlichen in drei Schritten:



**Abbildung 5.13.:** Ein aus dem DGM generiertes Querprofil über den gesamten Talboden im unteren Bereich des Untersuchungsgebiets: Es ist ersichtlich, dass der Talboden sich einige Meter unter der Sohlage befindet und der Alpenrhein in erhöhter Lage über der Talebene fließt.

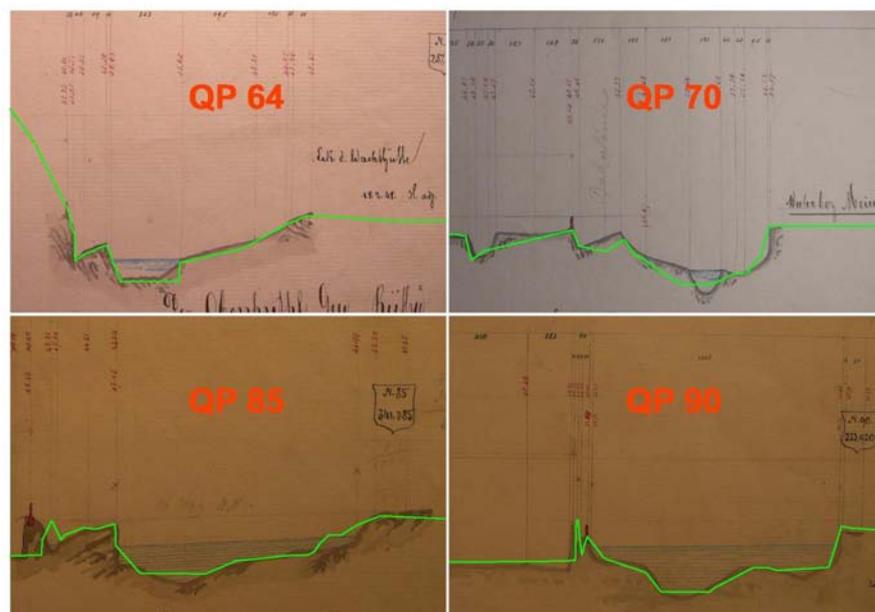


**Abbildung 5.14.:** Perspektivische Ansicht der generierten Querprofile im Untersuchungsgebiet

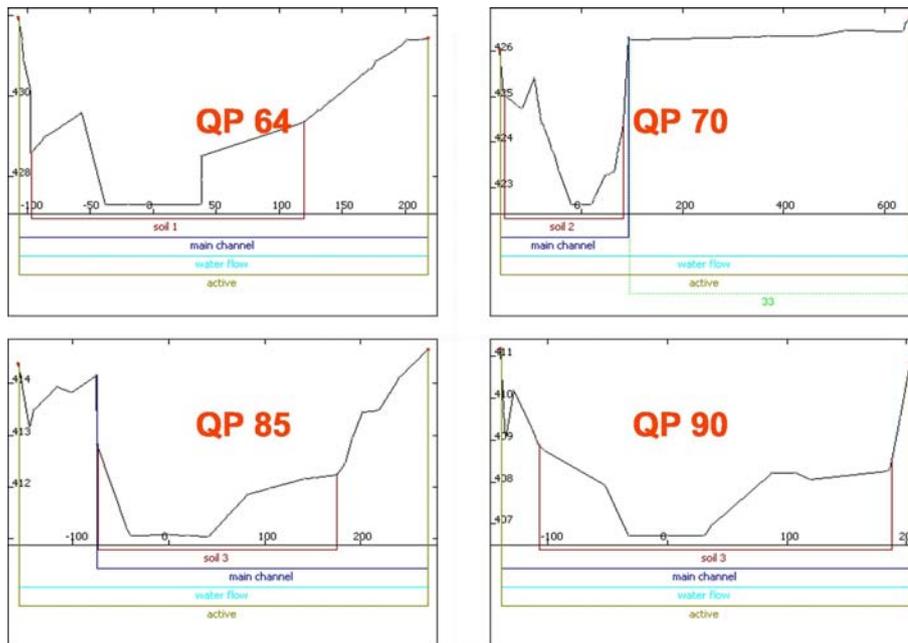


**Abbildung 5.15.:** Höchenschichtlinien aus der Generierung des Geländemodell entlang des Flusslaufs. Blau in der Mitte die definierte Flußachse. **A:** Bereich oberhalb der Illmündung. **B:** Bereich der Illmündung. Rote Pfeile stellen die Falllinien dar. Deutlich ersichtlich der Schwemmkegel der Ill. Die Hauptströmung des Alpenrheins verläuft entlang des linken Ufers. **C:** Bereich der Frutzmündung. Die Falllinien verlaufen hin zur Mündung, ein Indiz das die Frutz im Mündungsbereich lokale Erosionen der Flußsohle verursacht. Dies wird durch die Simulation bestätigt. **D:** Bereich am Beginn der Hohenemskurve am unteren Modellrand.

1. Kürzung der Querprofile auf das eigentliche Gerinne des Alpenrheins. Mit der verwendeten Softwareversion BASEMENT 2.01 war es noch nicht möglich Bereiche zu definieren, die erst durchströmt werden nachdem der Wasserstand im Hauptgerinne einen gewissen Wasserstand erreicht hat und somit eine Erhöhung innerhalb des Hauptgerinnes überströmt wird. Mit der derzeit aktuellen Version 2.1 (Jänner 2011) ist dies nun möglich. Daher mussten auch Vorländer „abgeschnitten“ werden, die unterhalb der seitlichen Uferböschungen bzw. der Dammkronen liegen. Ansonsten würden diese schon durchflossen bevor der Wasserstand die Höhe der seitlichen Begrenzung des Hauptgerinnes erreichen würde, was sich in weiterer Folge auf den Geschiebetransport innerhalb des Gerinnes auswirkt. Aufgrund der Tendenz des Alpenrheins zur starken Auflandung trifft dies für sämtliche Querprofile zu.
2. Durch die Generierung der Querprofile entstanden zusätzlich viele Querprofilpunkte, die nicht zwingend für die Beschreibung der Querprofilgeometrie erforderlich sind. Um den Rechenaufwand bei der Simulation zu verkürzen wurden die Querprofilpunkte ausgedünnt.
3. Definition des Bereich des Hauptgerinnes der Gerinnesohle und des durchfließbaren Bereichs (siehe dazu Kap. 6.1). Aufgrund der unregelmäßigen Gerinnegeometrie, die auf das damalige Wuhrbauwesen zurückgeht, ist eine eindeutige Definition nicht in jedem Querprofil möglich.



**Abbildung 5.16.:** Vergleich ausgewählter historischer Querprofile mit den aus dem Modell generierten Querprofilen im Bereich des Flußlaufs. Die Querprofile sind analog der Originaldarstellung 21fach überhöht. Grüne Linie im Vordergrund stellt das generierte Querprofil aus dem DGM dar. Im Hintergrund Foto des jeweiligen historischen Querprofils.



**Abbildung 5.17.:** Die selben Querprofile wie in Abb. 5.16 nach der Aufbereitung für die Simulation. Bilder stammen aus dem 1D Grid Editor von BASEMENT das Verhältnis der Höhen zur Breite ist nicht konstant. Die Bilder besitzen keinen einheitlichen Maßstab. Die Querprofile wurden auf den Bereich des Flußlaufs gekürzt. Dargestellt ist die Definition der Gerinnesohle, Hauptgerinne und die durchströmbare Zone.

### 5.3. Hydrologische Daten

Die kontinuierliche Aufzeichnung der Abflüsse des Alpenrheins beginnen im Jahr 1904 mit der Pegelstation Oberriet Blatten. Die Station befindet sich unterhalb der Illmündung und war bis 1920 in Betrieb. Seit dem Jahr 1919 ist die vom Schweizer Bundesamt für Umwelt (BAFU) betriebene Pegelstation Diepoldsau Rietbrücke im Einsatz, die sich im Diepoldsauer Durchstich befindet. Wird in diesem Kapitel von den Pegelstationen in der Mehrzahl gesprochen, so liegt das an der betrachteten Zeitspanne von 1904 bis 1950 in der eben zwei Pegelstationen im Einsatz waren.

Vor der kontinuierlichen Aufzeichnung der Abflüsse ab 1904 wurden an mehreren Stellen entlang des Alpenrheins Wasserstandsbeobachtungen durchgeführt. Im Vorarlberger Landesarchiv (VLA) wurden Ganglinien gefunden, die bis ins Jahr 1862 zurückgehen. Allein im betrachteten Untersuchungsgebiet von Bangs bis Hohenems (rund 18 km) waren ab dem Jahr 1873 fünf Stellen zur Beobachtung der Wasserstände im Einsatz (Tab. 5.4). Vier davon schon ab dem Jahr 1862. Im verwendeten Lageplan (siehe Kap. 5.2.2) sind diese Pegelstellen eingezeichnet. In den Sommermonate erfolgte die Ablesung dreimal am Tag, in den Wintermonaten einmal täglich zur Mittagszeit. Im VLA wurden zusätzlich Aufzeichnungen von einzelnen Hochwasserereignissen gefunden, die eine stündlichen Ablesung des Wasserpegels aufweisen.

**Tabelle 5.4.:** Pegelstationen des Untersuchungsgebietes mit maximalem und minimalem Wasserstand der bis 1897 beobachteten Wasserstände (Quelle: VLA)

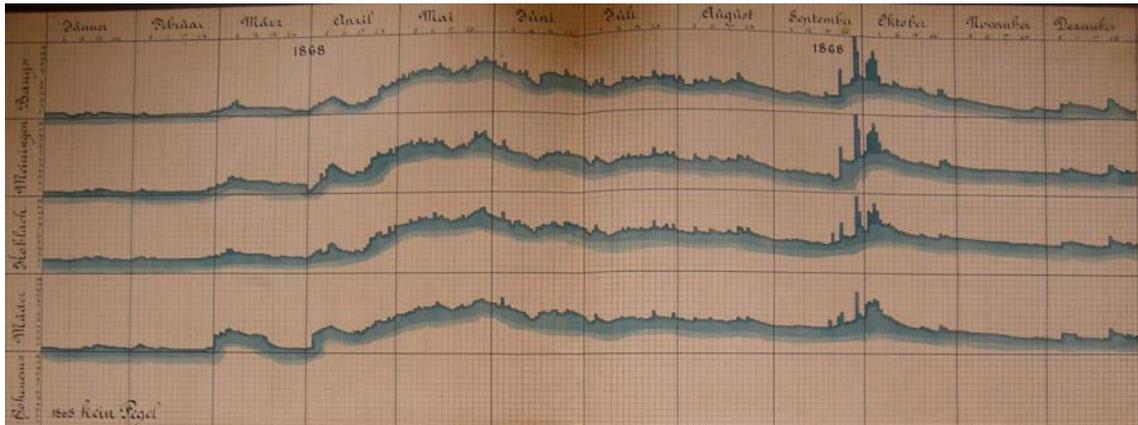
Pegelstation	Daten ab	max WS <sup>1</sup> [cm]	Datum [cm]	min WS <sup>2</sup>	Datum
Bangs	1862	530	29.8.1890	-21	2.1.1862
Meiningen	1862	570	29.8.1890	-24	28.2.1862
Koblach	1862	540	29.8.1890	-15	28.2.1862
Mäder	1862	460	29.-30.6.1890	-23	2.2.1862
Hohenems	1873	465	29.-30.6.1890	10	15.3.1874

<sup>1</sup> größter bis 1897 je beobachteter Wasserstand

<sup>2</sup> kleinster bis 1897 je beobachteter Wasserstand

Die gefundenen und teilweise aufbereiteten Wasserstandsdaten liegen im Wesentlichen in drei Formen vor: Es sind von 1862 bis 1875 gezeichnete Jahresganglinien mit der Maßeinheit Fuß vorhanden (Abb. 5.18). Darüber hinaus gibt es die von 1876 bis 1892 gezeichnete Jahresganglinien in Meter. Außerdem wurden bis 1910 schriftliche Aufzeichnungen in Form von Tabellenblättern gefunden. Digitalisiert wurden die kompletten Datensätze der Pegel Bangs und Meiningen, sowie zusätzlich die Monate Jänner und Februar der übrigen Pegel im Untersuchungsgebiet (Abb. 5.19).

Die Wasserstandsdaten können als solche nicht für den Betrieb des Modells herangezogen werden. Der Modellinput für die numerische Simulation muss durch Abflussdaten gegeben sein. Prinzipiell gibt der sogenannten Pegelschlüssel die Beziehung zwischen Wasserstand und Abfluss an. Zumindest für das Jahr 1904 kann für alle Pegelstationen diese Beziehung aufgrund von Messdaten aufgestellt werden. In diesem Jahr überschneiden sich die Abflussaufzeichnungen des Pegels Oberriet Blatten mit den Wasserstandsaufzeichnungen (Abb. 5.19). Die Wasserstandspegelstationen werden zwar noch bis zum Jahr 1910 weitergeführt, allerdings an neuen Standorten, deren genaue Lage und Höhen nicht vorliegen



**Abbildung 5.18.:** Original Wasserstandsganglinien von 1868 in Fuss (Quelle: VLA): Das Bild stellt nur einen Ausschnitt mit den Pegelstationen des Untersuchungsgebietes dar. Weitere Pegelstellen auf der Vorarlberger Seite sind: Lustenau, Brugg, Höchst, Gaissau und Bodensee bei Fussach. Die Pegelstation Hohenems wurde damals noch nicht in Betrieb genommen. Das Hochwasser Ende September gehörte zu den Größten im 19. Jhd. und verursachte Überschwemmungen auf der Schweizer Seite.

(Abb. 5.19). Der Pegelschlüssel kann also für das Jahr 1904 aufgestellt werden, jedoch bedeutet dies nicht, dass dieser auch für andere Zeitperioden gültig ist. Die Beziehung ist im Wesentlichen eine Funktion der Gerinnegeometrie und der Gerinnerauhgigkeit. Beides sind Parameter, die durch die Dynamik des Flusses und durch anthropogene Einflüsse zeitlichen Veränderungen unterlegen sind. In Abbildung 5.20 sind die Veränderung der Wasserstände der Pegel Bangs, Koblach und Mäder in der Zeit von 1862 bis 1910 dargestellt. Das Diagramm zeigt die Mittelwerte der Wasserstände in den Wintermonaten Jänner und Februar, an denen der Abfluss als relativ konstant angenommen werden kann. Wasserstandsspitzen die offensichtlich durch erhöhte Abflüsse verursacht wurden und somit nicht dem Basisabfluss zuzurechnen sind, wurden nicht für die Bildung der Mittelwerte herangezogen. Auch wenn den Werten im Diagramm (Abb. 5.20) gewisse Unsicherheiten anhaften, ist die Interpretation, dass die Wasserstand-Abfluss-Beziehung über die Jahre keineswegs konstant war, durchaus zulässig. Der Trend zur Zunahme der Wasserstände ist auf eine Auflandung der Flusssohle zurückzuführen. Diese Tendenz wird auch in der Literatur des öfteren beschrieben. So beschreibt etwa Philipp Krapf in „Die Geschichte des Rheins zwischen dem Bodensee und Ragaz“ folgendes über die Auswirkungen des Hochwassers von 1868: *„Vor allem darf man die Geschiebeabfuhr nicht außer acht lassen, weil ein Hochwasser mitunter bedeutende Auflandungen der Flußsohle bewirken kann. Daß letzteres im Jahr 1868 und zwar nicht nur in Reichenau,<sup>8</sup> sondern auch weiter stromabwärts der Fall war, steht außer Zweifel“* und weiter in der dazugehörigen Fußnote *„In den „Randglossen zum Gutachten Wetlis“ betreffend des Rinnsal teil Herr J. Wey mit, daß nach einem Bericht Hartmanns sich das Rheinbett durch die Hochwasser des Jahres 1868 um  $4' = 1,20\text{ m}$  erhöht habe, was einem Gesamtkubus von 4 Millionen Kubikmeter ausmache“*(Krapf (1901)).

Aus der oben angeführten Argumentation ist ersichtlich, dass aus den Wasserstandsdaten

<sup>8</sup>In der dem Zitat vorangegangenen Textstelle geht es um die Wasserstände der Pegelstation Reichenau. Siehe Krapf (1901) S. 22

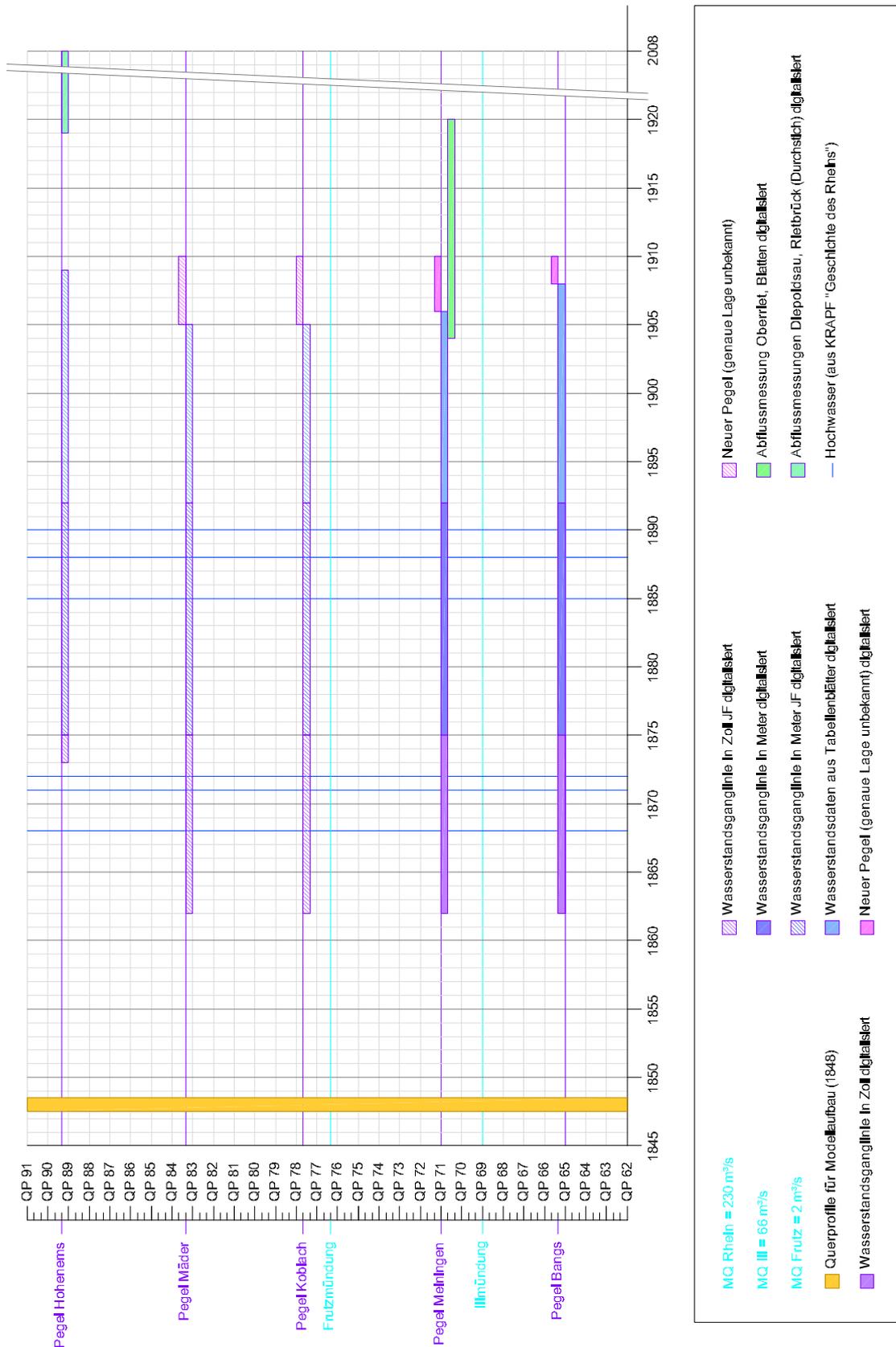
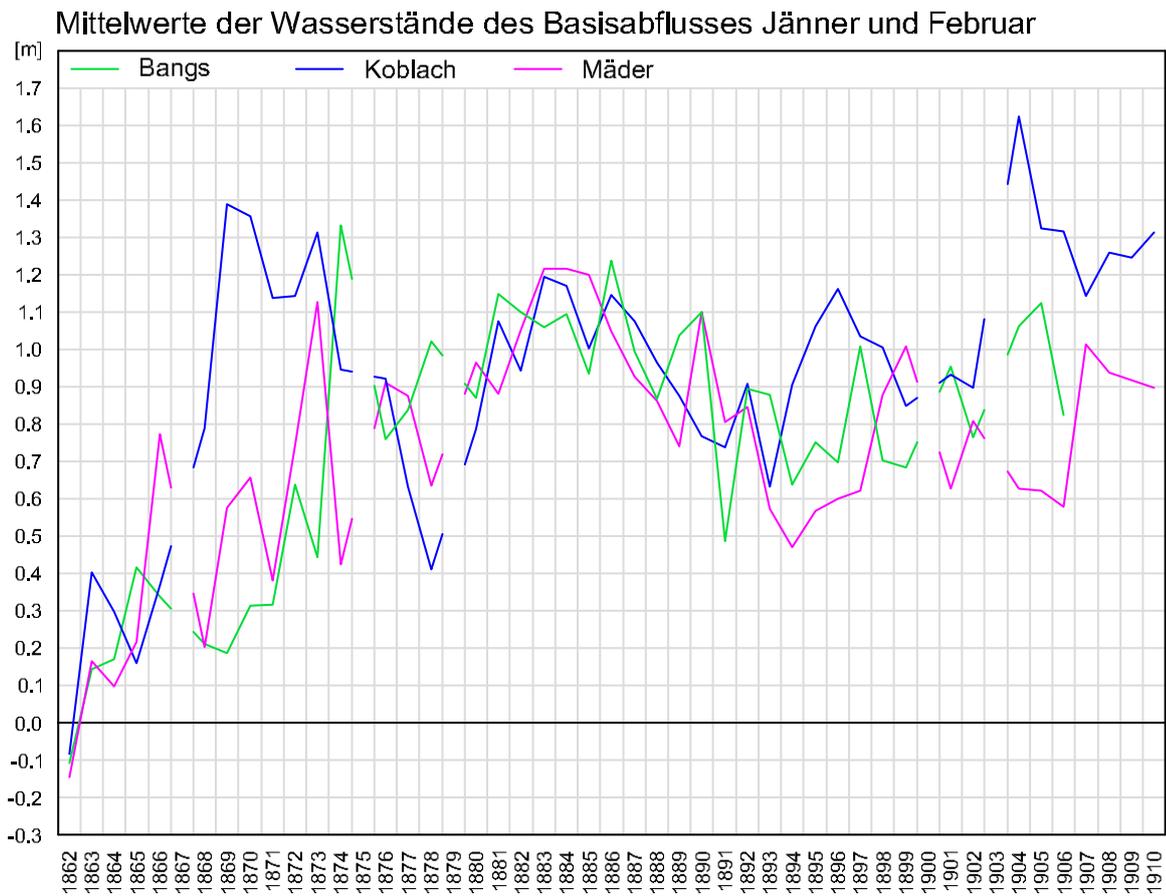


Abbildung 5.19.: Übersicht über alle vorhandenen hydrologischen Daten in Form eines Raum-Zeit-Diagrammes: Auf der Y-Achse befinden sich die Ortsangaben; die X-Achse fungiert als Zeitachse. Auf der Zeitachse blau ausgezogene Jahre stellen Jahre mit Hochwasserereignissen dar (Quelle: Krapf (1901)).



**Abbildung 5.20.:** Zeitreihe der Wasserstände der Basisabflüsse von 1862 bis 1910 der Pegel Bangs, Koblach und Mäder. Als Wasserstände der Basisabflüsse wurden die Wasserstände der Monate Jänner und Februar ohne ersichtliche Hochwasserspitzen herangezogen. Die Zeitreihe zeigt, dass die Wasserstand-Abfluss-Beziehung über die Jahre nicht konstant ist.

nicht ohne weiteres auf die korrespondierenden Abflüsse geschlossen werden kann. Einerseits ist es nicht zulässig die Wasserstand-Abfluss-Beziehung, die für das Jahr 1904 aufgestellt werden kann, auch für weiter zurückliegende Zeitperioden zu verwenden. Andererseits sind keine Aufzeichnungen der Querprofile an den Pegelstellen vorhanden, mit denen diese Beziehung für frühere Zeitperioden aufgestellt werden könnte. Aus diesem Grund wird der Beschluss gefasst, auf eine Ableitung der Abflüsse aus den vorhandenen Wasserständen zu verzichten. Gestützt wird diese Entscheidung durch die Tatsache, dass die Wasserstandsdaten von 1862 bis 1875 nur in sehr geringer Auflösung und in relativ schlechter Qualität vorliegen (Abb. 5.18). Zusätzlich sind für die Zeitspanne von 1848 (Modellaufbau) bis 1862 (Beginn der Wasserstandsaufzeichnungen) keine Wasserstandsdaten vorhanden. Daher ist es auch nicht möglich eine hydraulische Kalibrierung des Modells vorzunehmen. Die Kalibrierung kann rein auf der Basis der Sohlveränderung des Untersuchungsgebietes erfolgen.

Um das numerische Modell trotzdem betreiben zu können, wird in dieser Arbeit auf die Abflussdaten der Pegelstationen Oberriet Blatten und Diepoldsau Rietbrücke zurückgegriffen, die wie erwähnt ab dem Jahr 1904 zur Verfügung stehen. Diese Entscheidung impliziert die Annahme, dass sich das Abflussgeschehen von 1848 bis 1904 nicht wesentlich von jenem ab 1904 unterscheidet. Tabelle 5.5 zeigt mit welchen Abflussdaten das numerische Modell betrieben wurde. Die drei in der Kalibrierungszeit auftretenden Hochwasser von 1855, 1868 und 1871 werden mit den Daten simuliert, die ebenfalls Hochwasserereignisse in der Jahresganglinie aufweisen<sup>9</sup>. Verwendet wurden nur Abflussdaten vor 1950, da sich wie weiter oben beschrieben das Abflussverhalten durch den Bau der Wasserspeicher veränderte.

**Tabelle 5.5.:** Für den Betrieb des numerischen Modells verwendete Abflussdaten

Kalibrierungsperiode									
Modell	Daten	Modell	Daten	Modell	Daten	Modell	Daten	Modell	Daten
1848	1934	1862	1917	1875	1904	1889	1918	1903	1932
1849	1935	1863	1918	1876	1905	1890	1919	1904	1904
1850	1936	1864	1919	1877	1906	1891	1920	1905	1905
1851	1937	1865	1920	1878	1907	1892	1921	1906	1906
1852	1938	1866	1921	1879	1908	1893	1922	1907	1907
1853	1939	1867	1922	1880	1909	1894	1923	1908	1908
1854	1909	1868	1927	1881	1910	1895	1924	1909	1909
1855	1910	1869	1928	1882	1911	1896	1925	1910	1910
1856	1911	1870	1929	1883	1912	1897	1926	1911	1911
1857	1912	1871	1930	1884	1913	1898	1927	1912	1912
1858	1913	1872	1931	1885	1914	1899	1928	1913	1913
1859	1914	1873	1932	1886	1915	1900	1929	1914	1914
1860	1915	1874	1933	1887	1916	1901	1930		
1861	1916			1888	1917	1902	1931		

<sup>9</sup>1910, 1927 und 1930

### 5.3.1. Aufbereitung der Abflussdaten für die numerische Simulation

Im numerischen Modell soll der seitliche Zufluss der Ill berücksichtigt werden. Daher muss einerseits die Abflussganglinie am oberen Modellrand und zusätzlich die Abflussganglinie der Ill aufbereitet werden. Die in der Einleitung erwähnten Pegelstationen Oberriet Blatten und Diepoldsau Rietbrücke befinden sich beide unterhalb der Illmündung. Diepoldsau Rietbrücke befindet sich zudem noch unterhalb der Mündung der Frutz, deren Abfluss jedoch mit einem mittleren Jahresabfluss von  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  für die in der Arbeit gestellte Fragestellung vernachlässigbar klein ist. Gleichzeitig zur Regulierung wurden alle anderen seitlichen Zuflüsse<sup>10</sup> in Binnenkanäle gefasst und parallel zum Alpenrhein in den Bodensee geführt. Der Abfluss am oberen Modellrand ergibt sich folglich aus der Differenz der Abflüsse der genannten Pegelstellen und dem Abfluss der Ill. Bevor auf die Abflussdaten der Ill eingegangen wird, wird zuerst die Aufbereitung der Daten der beiden Pegelstationen beschrieben. Die Abflussdaten wurden für die Zeitperiode von 1904 bis 2009 vom Schweizer Bundesamt für Umwelt (BAFU) digital zur Verfügung gestellt. Der Datensatz besteht aus Tagesmittelwerten VAW und Monatsextremwerten MEW. Die Monatsextremwerte werden dem entsprechenden Tag im Monat zugeordnet (Abb. 5.22). Aufgrund des Einflusses der Wasserspeicher auf das Abflussverhalten werden nur die Daten bis 1950 für die numerische Simulation herangezogen. Tabelle 5.6 und Abbildung 5.21 zeigt die mittleren Jahresabflüsse und die jährlichen Abflussfrachten von 1904 bis 1950. Die Abbildung 5.22 zeigt die Jahressganglinie von 1910.

---

<sup>10</sup>Teilweise handelte sich auch nur um Entwässerungsgräben

**Tabelle 5.6.:** Mittlere Jahresabflüsse und Jahresfrachten der Pegelstationen Oberriet Blatten und Diepoldsau Rietbrücke der Jahre 1904 bis 1950

Jahr	Pegel <sup>1</sup>	$MQ^2$ [m <sup>3</sup> /s]	$V_A^3$ [Mio m <sup>3</sup> ]	Jahr	Pegel <sup>1</sup>	$MQ^2$ [m <sup>3</sup> /s]	$V_A^3$ [Mio m <sup>3</sup> ]
1904	OB	164	5171	1928	DR	234	7393
1905	OB	174	5479	1929	DR	193	6093
1906	OB	155	4885	1930	DR	229	7208
1907	OB	187	5891	1931	DR	260	8209
1908	OB	187	5901	1932	DR	206	6512
1909	OB	164	5188	1933	DR	211	6641
1910	OB	232	7313	1934	DR	195	6137
1911	OB	167	5262	1935	DR	278	8765
1912	OB	221	6987	1936	DR	246	7775
1913	OB	200	6323	1937	DR	258	8135
1914	OB	233	7357	1938	DR	195	6136
1915	OB	180	5681	1939	DR	266	8384
1916	OB	233	7383	1940	DR	257	8138
1917	OB	221	6977	1941	DR	218	6867
1918	OB	174	5484	1942	DR	205	6470
1919	DR	228	7188	1943	DR	190	5997
1920	DR	293	9275	1944	DR	233	7356
1921	DR	145	4576	1945	DR	256	8068
1922	DR	261	8245	1946	DR	235	7396
1923	DR	244	7695	1947	DR	174	5472
1924	DR	269	8500	1948	DR	250	7890
1925	DR	182	5724	1949	DR	151	4747
1926	DR	285	8993	1950	DR	199	6268
1927	DR	301	9492				

<sup>1</sup> Pegelstationen: OB: Oberriet Blatten; DR: Diepoldsau Rietbrücke

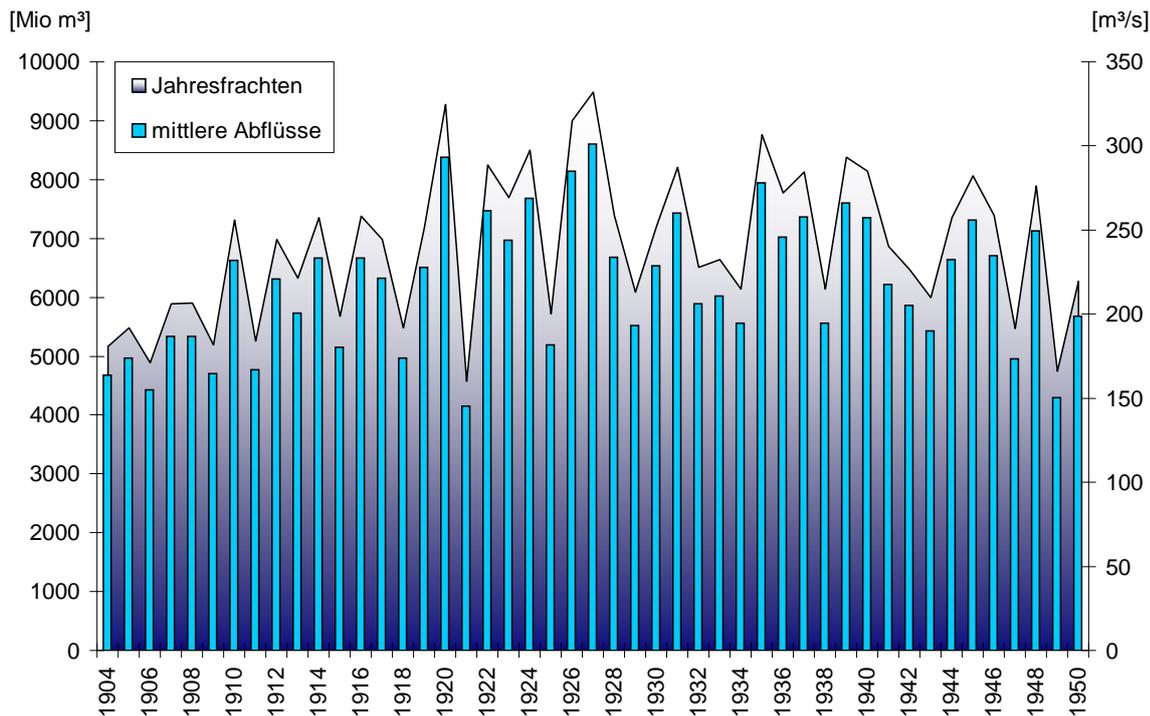
<sup>2</sup> mittlerer jährlicher Abfluss

<sup>3</sup> Jahresabflussfracht

In den theoretischen Grundlagen (Kapitel 4.3.6) wurde der Zusammenhang von Abfluss und Geschiebetransport beschrieben. Die Geschiebefunktion zeigt, dass der Geschiebetransport erst bei Erreichen des Grenzabfluss  $Q_0$  einsetzt und dann mit steigendem Abfluss zunimmt. Bezzola weist darauf hin, dass bei der Berechnung der Geschiebefrachten mittels Abflussganglinien, welche rein auf Tagesmittelwerten basieren, diese in der Regel unterschätzt werden (Bezzola (2007)). Aus diesem Grund werden an den Tagen der Monatsextremwerte auch die Monatsextremwerte anstelle der Tagesmittelwerte verwendet. Die Jahresfrachten der Abflüsse, die durch die Ganglinie der Tagesmittelwerte realitätsgetreu wiedergegeben werden, würden beim reinen Ersetzen der Werte<sup>11</sup> zu hoch ausfallen. Um dies zu verhindern werden vor und nach dem Monatsextremwert zusätzliche Datenpunkte eingefügt, welche das zusätzliche Volumen wieder ausgleichen sollen (siehe Vergrößerung in Abbildung 5.22).

Die Ganglinie der Ill wurde vom Amt der Vorarlberger Landesregierung Abteilung Wasserwirtschaft (VIIId) für die Jahre 1933 bis 1943 aufbereitet. Die Abflussdaten von 1950 bis

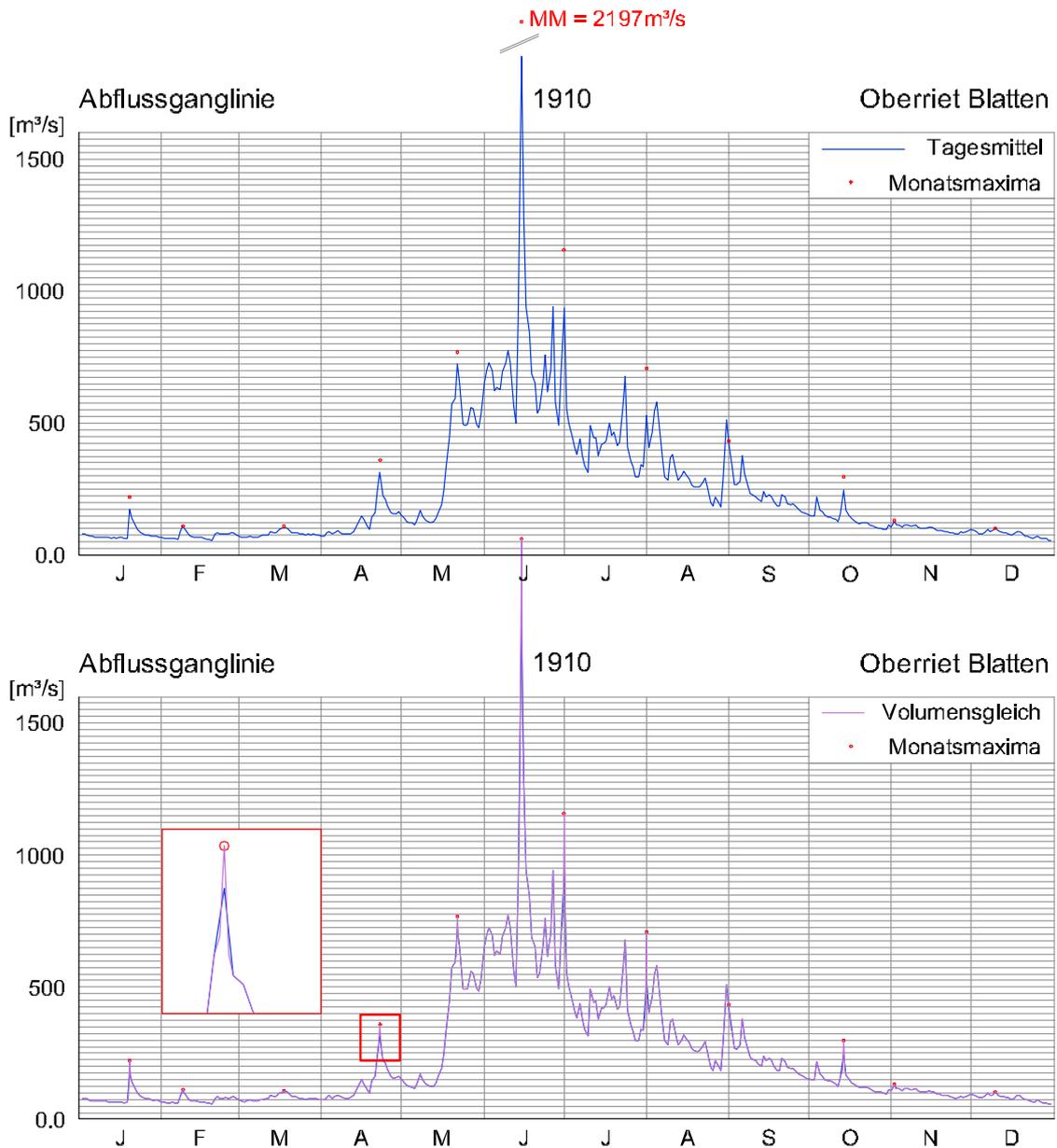
<sup>11</sup> Monatsextremwerte anstelle der Tagesmittelwerte



**Abbildung 5.21.:** Grafische Darstellung der mittleren Jahresabflüsse und der Jahresabflussfrachten von 1904 bis 1950. Die Werte entsprechen der Tabelle 5.6

2009 wurden schon früher digitalisiert und liegen ebenfalls in Form von Tagesmittelwerten vor. Die Daten stammen von der Pegelstation Ill Gisingen, die sich etwa 4 km oberhalb der Mündung in den Rhein befindet. Auf der Reststrecke von der Pegelstation bis zur Mündung gibt es keinen Zufluss in die Ill. Bei den zum Zeitpunkt der Verfassung dieser Arbeit vorhandenen Daten handelte es sich jedoch um Rohdaten, deren Plausibilität vom Amt der Vorarlberger Landesregierung Abteilung Wasserwirtschaft (VIIId) noch nicht überprüft wurden. Die einzelnen Jahre weisen auch immer wieder Lücken auf für die keine Werte zur Verfügung stehen. Im Jahr 1933 liegen die Werte der Monate Jänner, Februar und März über dem Abfluss der Pegelstation Diepoldsau Rietbrücke unterhalb der Illmündung. Daher wurden diese Daten des Jahres 1933 nicht verwendet. Die restlichen Daten der Jahre 1934 bis 1943 erscheinen plausibel und werden für die Berechnungen herangezogen. Für diese Zeitperiode wurden ebenfalls Tagesmittelwerte und Monatsextremwerte geliefert, welche analog zu den Pegelstationen des Alpenrheins, zu einer gemeinsamen Ganglinie aufbereitet werden. Für die restlichen Jahre von 1904 bis 1933 und 1944 bis 1950 für die keine Originaldaten vorhanden sind, werden die Werte der Ill von den Pegelstationen Oberriet Blatten und Diepoldsau Rietbrücke abgeleitet. Dasselbe gilt für die vorhandenen Lücken in den Abflussganglinien von 1934 bis 1943. Dazu wurden die Tagesmittelwerte der Zeitperiode 1950 bis 2008 der Pegelstationen Diepoldsau Rietbrücke mit jenen der Pegelstation Ill Gisingen durch eine Division in Verhältnis gesetzt. Aus diesen Verhältnissen wurde dann ein Monatsmittelwert, beruhend auf 1639 bis 1798 Daten<sup>12</sup> gebildet (Tab. 5.7). Diese sogenannten Monatsfaktoren wurden verwendet um die Ganglinie der Ill für die Zeit, in der

<sup>12</sup>Abhängig von der Dauer des Monats



**Abbildung 5.22.:** Die Jahresganglinie des Alpenrheins unterhalb der Illmündung von 1910: Das Hochwasser von 1910 verursachte vor allem im Einzugsgebiet der Ill erhebliche Schäden. Oberes Diagramm: Die Daten beruhen auf Tagesmittelwerte (TMW) durchgezogene Linie und Monatsextremwerte (MEW) durch Kreise dargestellt. Unteres Diagramm: Die Monatsextremwerte wurden so in die Ganglinie eingefügt, dass sich die Jahresabflussfracht nicht ändert (siehe Vergrößerung).

keine Originaldaten vorliegen, zu erstellen. Diese ergeben sich über eine einfache Multiplikation mit dem entsprechenden Faktor (Tab. 5.7) aus der Ganglinie der Pegelstationen des Alpenrheins. Das Verhältnis der Abflüsse von Alpenrhein zu Ill ist über die Monate relativ konstant und kann im Bereich der Illmündung mit rund 7 zu 3 angegeben werden. In den Sommermonaten verschiebt sich das Verhältnis leicht in Richtung Alpenrhein (Tab. 5.7).

**Tabelle 5.7.:** Ermittelte Monatsfaktoren zur Ableitung der Abflüsse der Ill.

	MW <sup>1</sup>	STAB <sup>2</sup>		MW <sup>1</sup>	STAB <sup>2</sup>		MW <sup>1</sup>	STAB <sup>2</sup>
Jänner	0.31	0.07	Mai	0.29	0.04	September	0.29	0.07
Februar	0.29	0.06	Juni	0.26	0.04	Oktober	0.28	0.07
März	0.31	0.06	Juli	0.28	0.05	November	0.28	0.06
April	0.31	0.05	August	0.30	0.06	Dezember	0.29	0.06

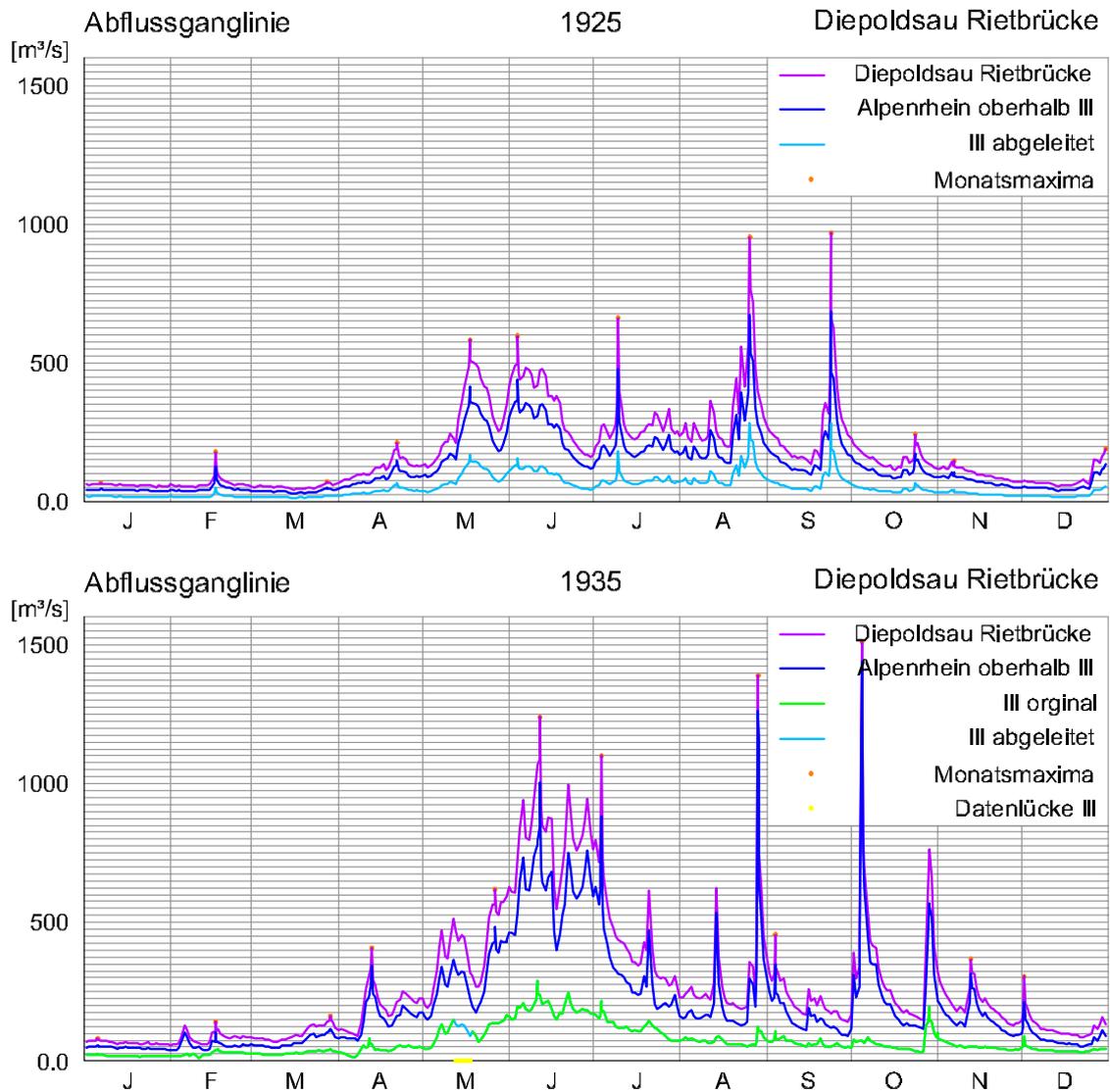
<sup>1</sup> MW: Mittelwert entspricht dem Monatsfaktor

<sup>2</sup> STAB: Standardabweichung

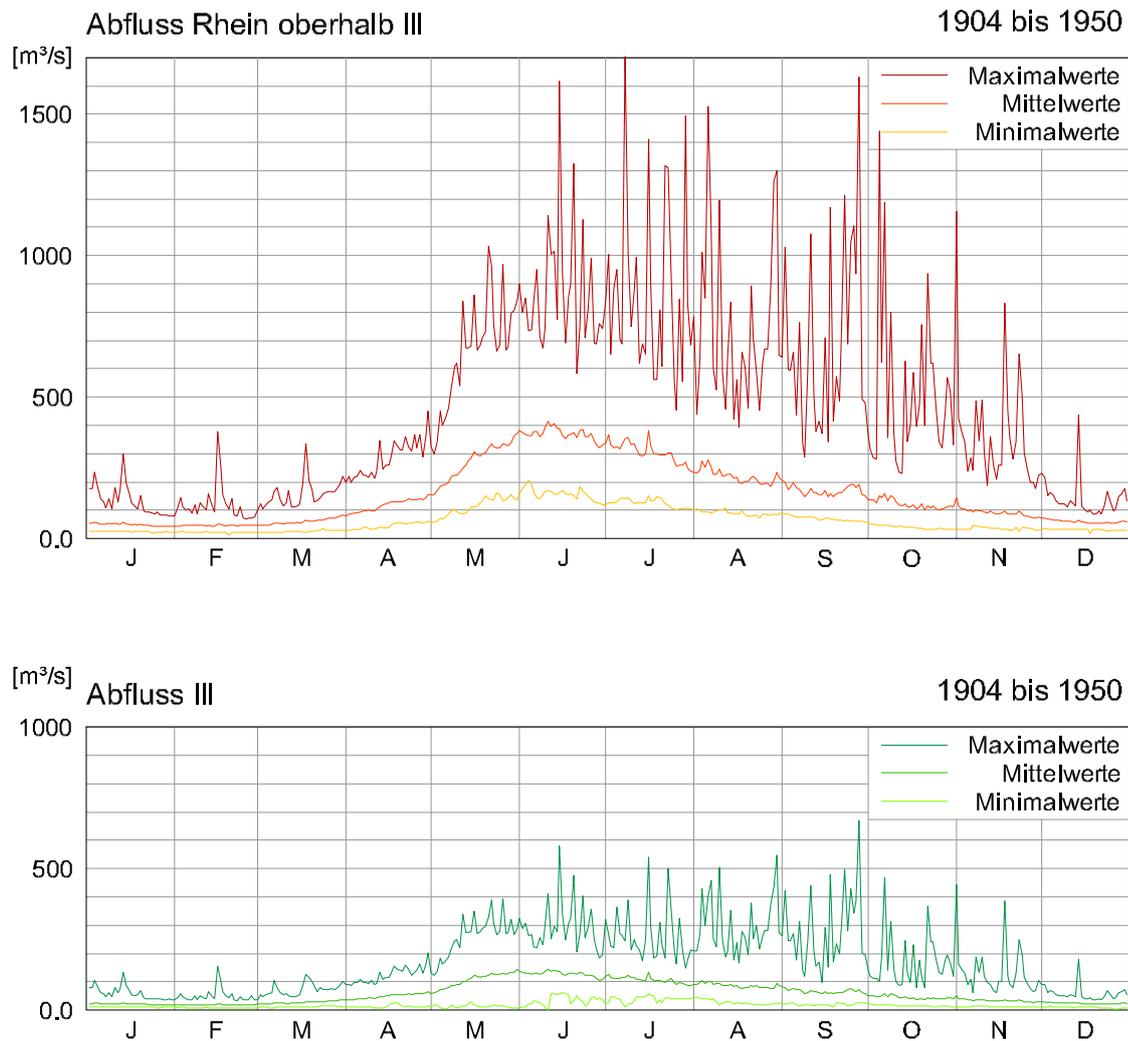
Abbildung 5.23 zeigt die Jahresabflussganglinien der Jahre 1925 und 1935. Die Daten der Ill aus dem Jahr 1925 sind dabei über die Methode der Monatsfaktoren gebildet, die Daten aus dem Jahr 1935 beruhen auf den Originaldaten. Das Diagramm aus dem Jahr 1935 zeigt, dass sich das Abflussverhalten des Alpenrheins und das der Ill ähnlich verhält. Beide Ganglinien weisen die selben Spitzen auf und auch das Verhältnis der Abflüsse zueinander ist relativ konstant. Dies beweist, dass die verwendete Methode zur Ableitung der Abflussganglinie der Ill durchaus zulässig ist. Dies wird gestützt durch die geringen Standardabweichungen, die die verwendeten Mittelwerte der Monatsfaktoren aufweisen (Tab. 5.7). Die eingezeichneten Ganglinien des Alpenrheins oberhalb der Ill ergaben sich aus der Differenz der Abflüsse von Diepoldsau Rietbrücke zu den Abflüssen der Ill. Betrieben wird das Modell mit den Zuflüssen des Alpenrheins oberhalb der Ill als oberer Modellzufluss und den Zuflüssen der Ill, die am Querprofil 69 als seitliche Randbedingung aufgestellt werden. Die Maximal-, Mittel- und Minimalwerte der Periode von 1904 bis 1950 sind in Abbildung 5.24 dargestellt.

In dieser Arbeit geht es um die Entwicklung der Sohllage über den Zeitraum mehrerer Jahrzehnte. Die dazu notwendigen Berechnungen mit dem numerischen Modell sind sehr zeitintensiv. Daher wird die Zeitreihe der Abflüsse ausgedünnt um den Rechenaufwand zu verringern. Gemäß der Fragestellung werden Abflüsse aus der Zeitreihe herausgenommen, bei denen keine Geschiebetransport zu erwarten ist. Es wird der sogenannte Grenzabfluss bestimmt, bei dessen Überschreitung Geschiebetransport im Modell stattfindet (siehe Kapitel 4.3.3) und im Umkehrschluss bei dessen Unterschreitung keine Veränderung der Flusssohle zu erwarten ist. Um einen Anhaltspunkt für die Höhe des Grenzabfluss zu erhalten, wurde eine einfache numerische Berechnung mit kontinuierlich steigendem Abfluss durchgeführt, um festzustellen ab welchem Abfluss der Geschiebetransport in den einzelnen Querprofilen einsetzt (Abb. 5.25). Es wurde dabei angenommen, dass kein Geschiebezufluss an den Modellrändern erfolgt. Für die Berechnung des Geschiebetransports wurde ein modifizierter Ansatz von Meyer-Peter Müller (mpm\_multi siehe dazu Kapitel 6.3) und ein mittlerer Korndurchmesser von 30 mm verwendet. Bei manchen Querprofilen<sup>13</sup> begann der Geschiebetransport bei einem Abfluss von 150 m<sup>3</sup>/s. Der Grenzabfluss ist jedoch auch eine Funktion der Korngrößen und deren Verteilung. Beides Parameter, die erst durch die Modellkalibrierung bestimmt werden können. Um diese Unsicherheiten auszugleichen,

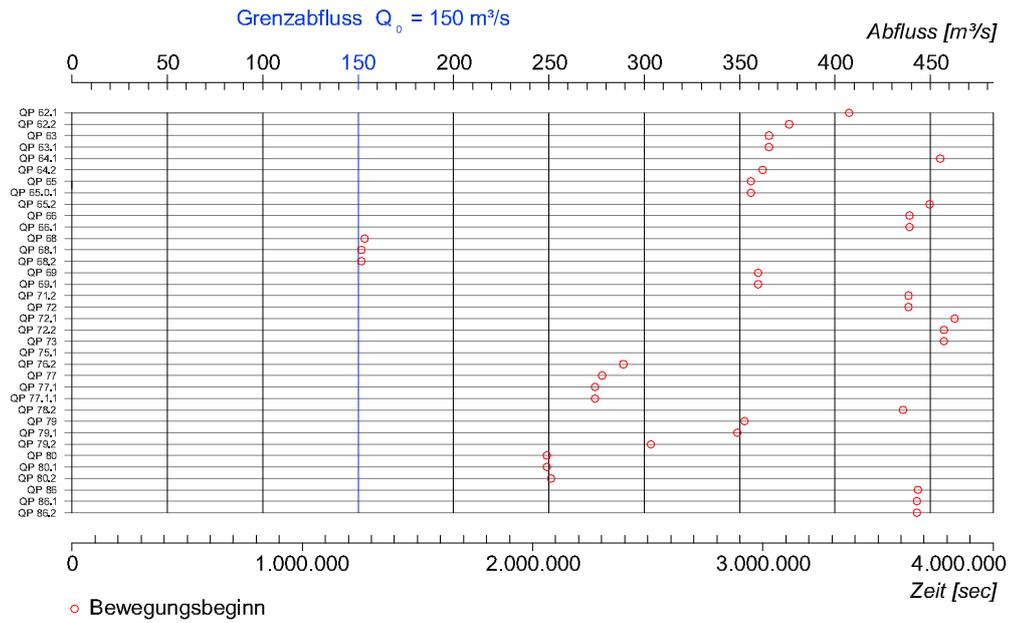
<sup>13</sup>Besonders im Bereich oberhalb der Illmündung (QP69)



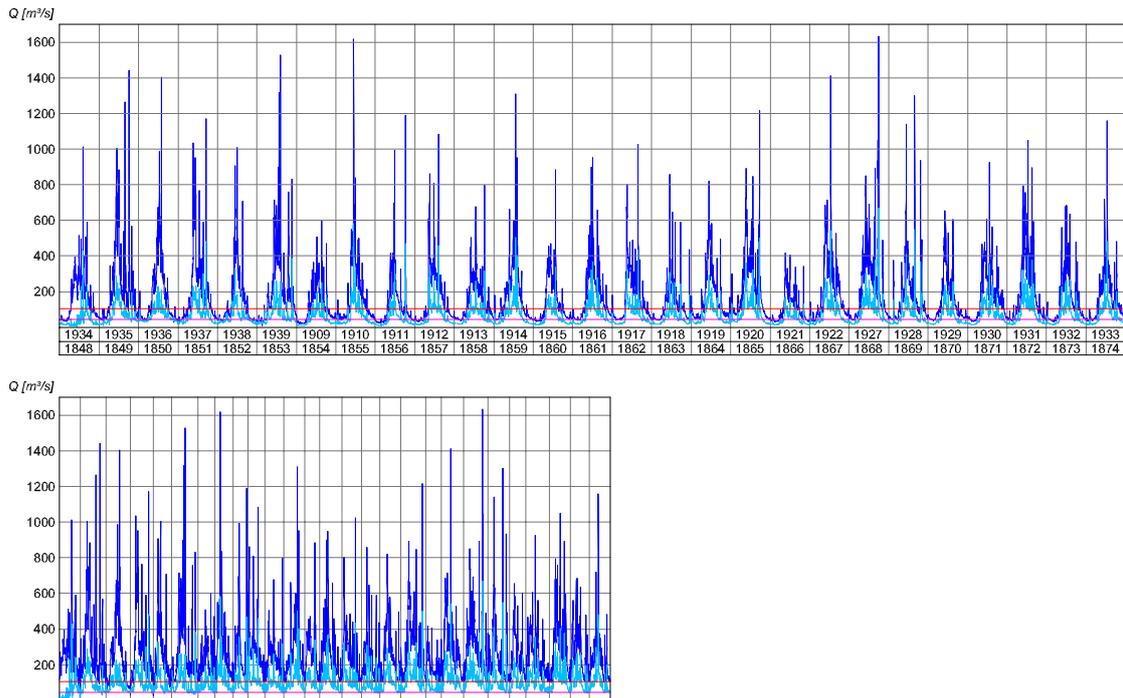
**Abbildung 5.23.:** Die Jahresganglinien des Alpenrheins unterhalb und oberhalb der Illmündung, sowie der Ill der Jahre 1925 und 1935: Die Werte der Ill sind im Jahr 1925 und in der Lücke im Mai 1935 über die Monatsfaktoren (Tab. 5.7) von der Ganglinie Diepoldsau Rietbrücke abgeleitet. Die Datenlücke im Mai 1935 ist mit gelben Kreisen auf der Zeitachse gekennzeichnet. Die übrigen Werte der Ill sind Originaldaten. Der Abfluss des Alpenrheins oberhalb der Illmündung ergibt sich aus der Differenz der Pegelstation Diepoldsau Rietbrücke und der Ill. Als Randbedingung für die numerische Berechnung wurden die Ganglinien des Alpenrheins oberhalb der Illmündung und der Ill verwendet.



**Abbildung 5.24.:** Minimale, maximale und mittlere Abflüsse des Alpenrheins oberhalb der Illmündung und der Ill. Die Grundlage bilden Tagesmittelwerte und Monatsextremwerte der Periode von 1904 bis 1950.



**Abbildung 5.25.:** Abschätzung des Grenzabflusses im numerischen Modell: Die roten Kreise zeigen den Bewegungsbeginn im jeweiligen Querprofil des Modells. Die obere Skala zeigt den mit der Zeit korrespondierenden Abfluss.



**Abbildung 5.26.:** Oben: Die Zeitreihe der Abflüsse über den Kalibrierungszeitraum von 27 Jahren: Dunkelblau die Ganglinie des Alpenrheins; hellblau die der Ill. Als horizontale Linie eingezeichnet die Grenzabflüsse des Alpenrheins bei  $105 \text{ m}^3/\text{s}$  und jener der Ill bei  $45 \text{ m}^3/\text{s}$ . Unten: Die ausgedünnte Zeitreihe der für numerische Berechnung verwendeten Abflüsse. Die Zeitreihe verkürzt sich auf nahezu die Hälfte der Zeit.

wird der für den Bereich oberhalb der Illmündung ermittelte Grenzabfluss von  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  auf  $105 \text{ m}^3/\text{s}$  für den Alpenrhein oberhalb der Illmündung und  $45 \text{ m}^3/\text{s}$  für die Ill verringert. Daher ergibt sich der Grenzabfluss von  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  erst nach dem Zusammenfließen der Ill und des Alpenrheins in einem Bereich, in dem ein weitaus höherer Grenzabfluss ermittelt wurde (Abb. 5.25). Durch die vorgenommene Ausdünnung konnte die Zeitreihe nahezu halbiert werden. Abbildung 5.26 zeigt die komplette und die ausgedünnte Zeitreihe der Abflüsse für die Kalibrierungsperiode von 1848 bis 1875.

## 5.4. Flussmorphologie und Sedimenttransport

Der größte Anteil des Feststofftransports des Alpenrheins werden als Schwebstoffe transportiert. Die Schwebstoffe werden jedoch im Bereich der Mündung<sup>14</sup> abgelagert und sind erst dort am Aufbau der Flusssohle beteiligt. Im Untersuchungsgebiet ist das Geschiebe das sohlbildende Material und somit Gegenstand der Untersuchung. Der Schwebstofftransport wird in der numerischen Simulation nicht berücksichtigt, weshalb darauf in dieser Arbeit auch nicht weiter eingegangen wird.

Den Menschen im Rheintal und den handelnden Ingenieuren war durchaus bewusst, dass es einen Zusammenhang zwischen den Überschwemmungen und dem Feststofftransport gibt. Obwohl dieser Umstand bekannt war, gab es während des 19. Jhd. keine Studien oder Untersuchungen, die sich näher mit der Problematik des Geschiebetransports auseinandersetzten. Betrachtet man die Zeit aus der Perspektive der historischen Entwicklung des Flussbaus ist dies jedoch wiederum verständlich. Die ersten Versuche den Geschiebetransport rechnerisch zu erfassen beginnen im Jahr 1879 mit der Formel von Du Boys (Bezola (2007)). Daher beschränkten sich die Ingenieure auf die Beschreibung der damaligen Verhältnisse oder stützten ihre Aussagen auf Schätzungen und Beobachtungen. Mitunter führte dieses Vorgehen auch zu heftigen Polemiken, wie dies auch bei der Regulierung des Alpenrheins immer wieder der Fall war.

Besonders augenscheinlich wird dies bei der Diskussion um die Verlandung der Fussacher Bucht, in welche der Alpenrhein seit der Fertigstellung des Fussacher Durchstichs, mündet. Die Verlandung war eines der zentralen Themen, mit dem sich die Experten im Vorfeld der Regulierung auseinandersetzten. 1855 berechnete Wex, dass der Alpenrhein schon in 80 Jahren das tiefere Becken des Bodensees erreichen würde. Seine Aussage stützte er auf Beobachtungen und Vermessungen an der alten und der neuen Rheinmündung. Hartmann gab 1855 und 1859 eine Zeitspanne von 600 bis 800 Jahre an, in der sich die Bucht verlanden werde. Ihm gab 1867 auch der österreichische Ministerialrat Pasetti recht, nach dessen Berechnungen die Bucht in etwa 700 Jahren verlanden werde. Kink bestätigte 1864 wiederum die Aussage von Wex, indem er vermutete, dass sich nicht die gesamte Bucht gleichmäßig auflanden werde. Schlussendlich veröffentlichte Wey 1887 eine Berechnung in der Schweizer Bauzeitung in der er von einer Verlandungszeit von 1685 Jahren ausging wenn man den Geschiebeeintrag der Bregenzer Ache hinzurechnet. Nach seinen Angaben würde alleine durch den Rhein die Verlandung 4813 Jahre dauern (Krapf (1901)).

Auch wenn die Angaben über die historischen Verhältnisse am Alpenrhein nicht immer auf rein wissenschaftlichen Untersuchungen aufbauen, sind diese historischen Quellen auch für diese Arbeit von Interesse. Es lassen sich zwar keine genauen Parameter ableiten, die Eingang in die numerische Rechnung finden, jedoch geben sie eine Vorstellung über den

---

<sup>14</sup>Heute im Bereich der Vorstreckung

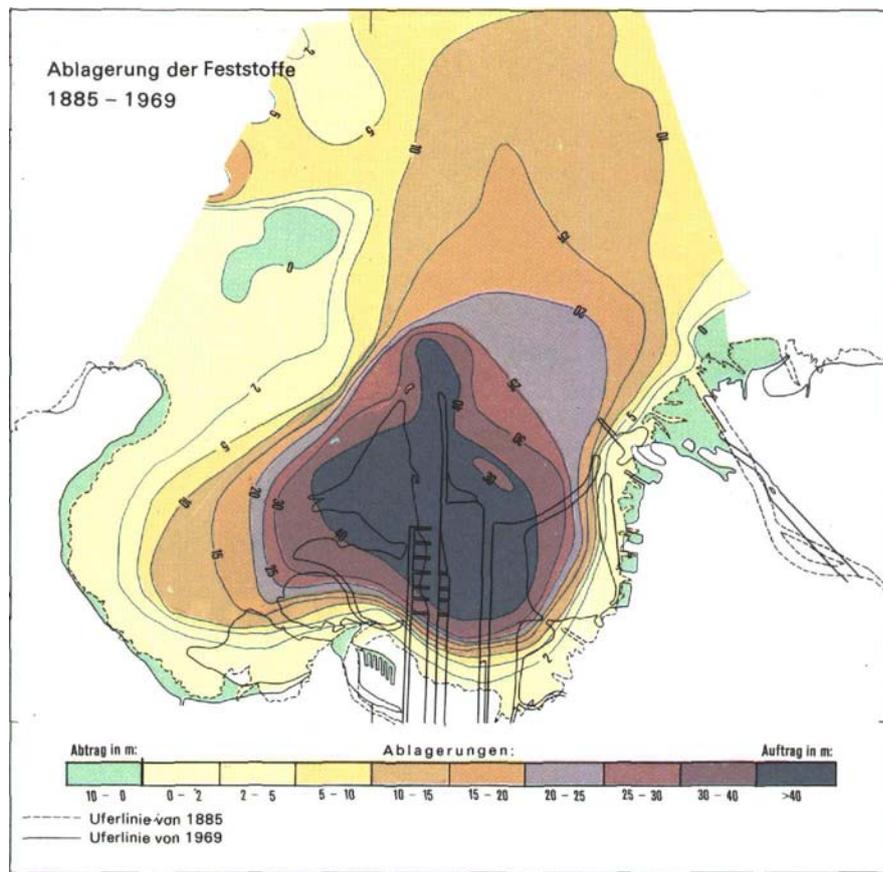


Abbildung 5.27.: Verlandung der Fussacher Bucht von 1885 bis 1969

Zustand des Alpenrheins im 19. Jahrhundert. Interessant sind dabei die Ausführungen, die sich auf den Einfluss der Ill beziehen, die eine zentrale Rolle im betrachteten Untersuchungsgebiet einnimmt. Ähnlich wie bei der Diskussion um die Verlandung der Fussacher Bucht wurde auch die Frage der Geschiebeführung der Ill teilweise sehr polemisch behandelt. Kern der Diskussion ist die Frage, in welchem Einzugsgebiet die Feststoffe mobilisiert werden, die zur starken Auflandung der Flusssohle führten. Jost Wey<sup>15</sup> und Philipp Krapf<sup>16</sup> gehen auf die Situation des Untersuchungsgebietes, im Bereich der Illmündung, noch vor der Rheinregulierung ein:

*„Dass nicht nur etwa der Zustand im schweizerischen Teil des Einzugsgebietes vom Rhein hierzu beigetragen und Schuld hieran hat, geht daraus hervor, dass die Ill eine solche Schuttmasse in den Rhein geworfen hat, vermöge dessen das Gefälle oberhalb deren Mündung von 1848 - 1875 von 1,355 auf 1,192 Promille gesunken ist, während es unterhalb in der gleichen Zeit von 1,364 auf 1,474 Promille stieg. Eine solche Vermehrung des Gefälles und der Stosskraft war nötig, damit der Rhein das von der Ill ihm zugeführte Geschiebe weiter zu transportieren vermochte.“* Wey (1906)

*„Im Gegensatz zu dieser Behauptung glaubten manche Ingenieure aus dem Umstande, dass in den Kiesbänken unterhalb der Illmündung das Geschiebe dieses Seitenflusses vorherrscht und sich zudem die Oberfläche dieser Bänke daselbst viel mehr von schweren Steinen durchsetzt zeigt, als das bis weit oberhalb der Illmündung wahrzunehmen ist, folgern zu dürfen, dass weit weniger das aus dem Bündnerland kommende, als vielmehr das Illgeschiebe auf die Verhältnisse des Rheins höchst nachteilig wirke, dass es daher hauptsächlich darauf ankomme, die Wildbäche in dem Sammelbecken der Ill weitgehend zu verbauen. Dies ist aber unrichtig. Daß in den Kiesbänken unterhalb der Mündung eines Seitengewässers dessen Geschiebe vorwiegen, kann man nur zu oft feststellen. Bei der Ill ist folgendes zu beachten. Wie oben erwähnt, eilt beim Verlauf des Hochwassers eines Gebirgsflusses dem Geschiebestrom die Wasserwelle voraus. Weil aber das Einzugsgebiet der Ill eine wesentlich geringere Längenausdehnung hat, als das Sammelbecken des Rheins und weil in der unteren, 27 km lange Strecke nacheinander nicht weniger als sieben, einstens sehr geschiebereiche, Wildwasser der Ill zuströmen, während der erste Wildbach des Rheins diesen erst 27 km oberhalb der Illmündung, die viel bedeutendere Landquart noch 6 km weiter oben, erreicht, das Gerölle der Ill demnach einen weit kürzeren Weg zurückzulegen hat, so ist es leicht zu verstehen, daß am Aufbau der Kiesbänke unterhalb jener Mündung in erster Linie die Ill beteiligt war.“* Krapf (1933)

Aus den beiden Zitaten lassen sich folgende Erkenntnisse ableiten, die für den Betrieb des numerischen Modells von Bedeutung sind:

1. Die Ill lagerte einen Grossteil ihres Geschiebes im Mündungsbereich ab, was in weiterer Folge zu einer Auflandung im Mündungsbereich und der Strecke flussauf führte. Der Schuttkegel ist auch im gebildeten DGM ersichtlich (Abb. 5.15 B).
2. Die Flusssohle unterhalb der Illmündung ist gröber<sup>17</sup> als im Bereich oberhalb der Ill.
3. Der Geschiebeeintrag der Ill ist gröber als jener aus dem Einzugsgebiet von Graubünden.

---

<sup>15</sup>Rheinbauleiter Schweiz 1893 bis 1908

<sup>16</sup>Rheinbauleiter Österreich 1893 bis 1905

<sup>17</sup>„...mehr von schweren Steinen durchsetzt...“ Krapf (1933)



**Abbildung 5.28.:** Illmündung in den Alpenrhein mit Blick rheinaufwärts. Ausschnitt aus Zeichnung von Schmidt in Bleuler, 1826. (Haidvogel und Eberstaller (1997)). Zu erkennen sind die Schwemmkegel der Ill und eine Reihe von Buhnen (Schupfwuhren) auf der gegenüberliegenden schweizer Seite. In anderen Publikationen wird dieses Gemälde auch mit 1880 datiert.

#### 5.4.1. Die Kalibrierungsparameter Geschiebeganglinie und Korngrößenverteilung

Die ersten sedimentologischen Untersuchungen fallen in die Zeit nach der weitestgehenden Fertigstellungen der Rheinregulierung. Daher sind keine aussagekräftigen Daten über Geschiebefrachten oder Kornzusammensetzung aus der zu untersuchenden Zeit vorhanden. Diese Parameter können folglich nur über eine Modellkalibrierung bestimmt werden. Jedoch ergeben sich aus späteren Untersuchungen durchaus Anhaltspunkte für die Größen der Kalibrierungsparameter.

Im Staatsarchiv St. Gallen befindet sich ein Plan mit dem Titel „Rhein Correction - Canton St. Gallen - von der Landquart - Mündung bis zum Boden-See“. Vermutlich wurde er vom Schweizer „Wasserbau Inspector“ Friedrich Hartmann angefertigt und stammt aus dem Jahr 1878. Auf dem Plan befinden sich zwei „Normal-Querprofile“. Eines für die Strecke von Landquart bis Illmündung<sup>18</sup>, welches ein einfaches Trapezprofil mit 120 m Breite vorsieht. Das zweite „Normal-Querprofil“ stellt ein Doppeltrapezprofil dar, welches für die Strecke „Illmündung bis zum Ende der Rheincorrection“ gilt. Desweiteren befinden sich auf dem Plan Kostenabschätzungen, die geschätzte Bauzeit, sowie Informationen zu Schlammgehalt und zur mittleren jährlichen Wassermenge.

Für diese Arbeit ist jedoch der Längsschnitt von besonderem Interesse, da er die Grundlage für die Modellkalibrierung liefert. Er zeigt sowohl die Sohllage von 1848<sup>19</sup> und jene von 1875. Aufgrund des relativ kleinen Höhenmaßstab von 1:400 ist die Genauigkeit dieser Informationen eingeschränkt. Um dies zu veranschaulichen ein Beispiel: 1 mm aus dem Plan entsprechen 40 cm in der Natur. Schriftliche Aufzeichnungen über die Höheninformationen der Sohllage von 1875 liegen nicht vor. Daher werden die Sohldifferenzen nur qualitativ übernommen. Die einzelnen Streckenabschnitte zwischen den Querprofillagen werden in Kategorien von je 40 cm Sohldifferenz eingeteilt (Abb. 5.29).

Der Längsschnitt in Abbildung 5.29 zeigt, dass es in der Zeit von 1848 bis 1875 mehrheitlich zu Auflandungen im Untersuchungsgebiet gekommen ist. Nur vereinzelt sind Erosionsstrecken vorhanden. Die größten Auflandungen finden sich im Bereich oberhalb der Illmündung. Deutlich ersichtlich auch die Auflandung im Mündungsbereich der Ill und im unteren Modellbereich zwischen den Querprofilen 81 bis 84. Unterhalb des Plan sind die ermittelten Sohldifferenzen, in Stufen von 40 cm aufgetragen. Die Referenzsohle ist die Sohllage von 1848.

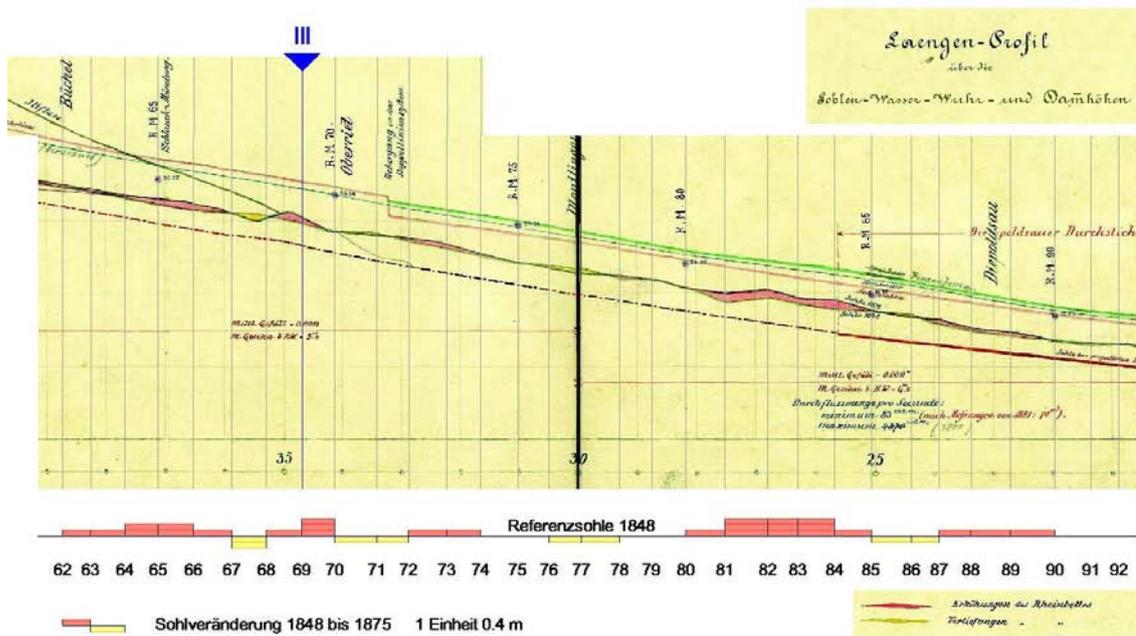
#### 5.4.2. Korngrößenverteilung der Gerinnesohle und des Geschiebeinputs

Die beiden obigen Zitate und deren Interpretation weisen darauf hin, dass die Kornzusammensetzung der Gerinnesohle innerhalb des Untersuchungsgebiets keineswegs konstant ist. Der Geschiebeeintrag der Ill ist um einiges gröber als der Geschiebeeintrag am oberen Modellrand. Neben dem unterschiedlichen Geschiebeinput findet innerhalb des Gerinnes ein sogenannter Sortier- und Entmischungsprozess statt (Kap. 4.3.6.2). Kleinere Kornfraktionen werden bei geringerer hydraulischer Belastung bewegt, während gröbere Kornfraktionen liegen bleiben. Dies führt zu einer Vergröberung der Gerinnesohle im oberen Bereich, während die Gerinnesohle im unteren Bereich mit feineren Kornfraktionen aufgebaut wird. Theoretisch erfolgt auch eine Verfeinerung der Gerinnesohle durch den Abrieb des

---

<sup>18</sup>Überschrieben mit „Tardisbrücke bis Oberrieter Rheinbrücke“

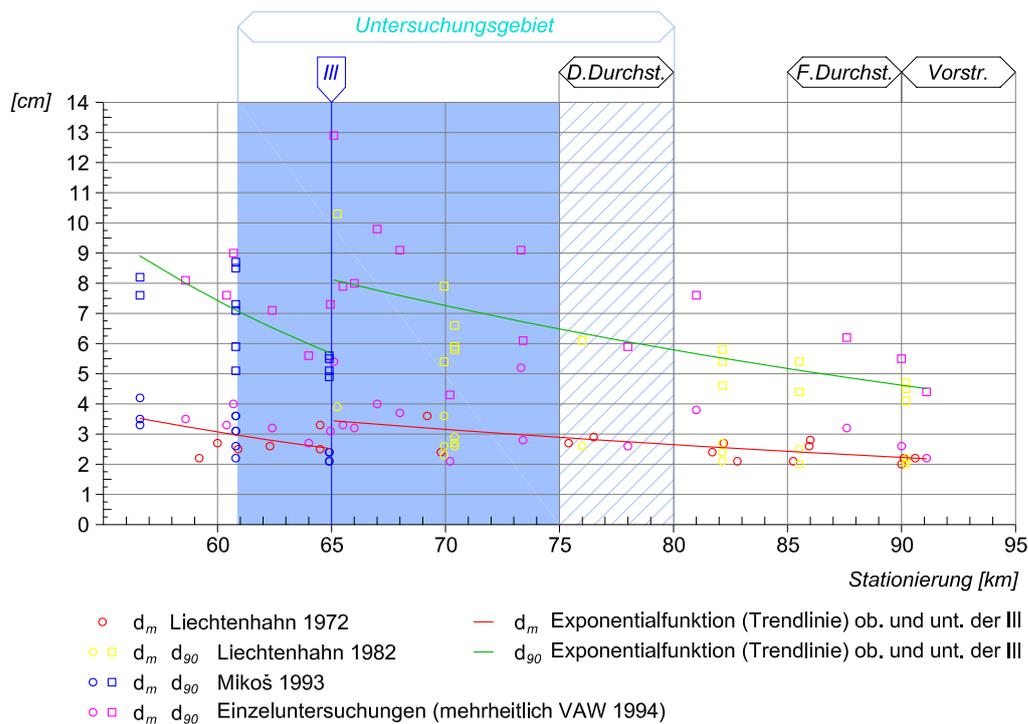
<sup>19</sup>1848 ist der Ausgangszeitpunkt der numerischen Berechnung



**Abbildung 5.29.:** Längsschnitt mit der Veränderung der Sohlage von 1848 bis 1875 (Quelle: SASStG). Bei den rot eingefärbten Bereichen kam es zu Auflandungen, bei den gelben Bereichen zu Erosionen. Im Bild unten sind die Querprofile aus dem numerischen Modell eingezeichnet. Die Veränderung der Sohlage von 1848 auf 1875 werden qualitativ übernommen und bilden die Grundlage für die Modellkalibrierung.

transportierten Geschiebes. Dies kann jedoch im numerischen Modell nicht nachgebildet werden.

Gestützt wird diese Erkenntnis der Vergrößerung der Gerinnesohle im Mündungsbereich der Ill auch durch Untersuchungen aus jüngerer Zeit. Die VAW führte 1995 eine Studie mit dem Titel „Der Geschiebehaushalt des Alpenrheins zwischen Domat/Ems und dem Bodensee - Neue Erkenntnisse und Prognosen über die Sohlenveränderung und den Geschiebetransport“ (VAW et al. (1995)) durch. Im Zuge der Studie wurde erstmals ein numerische Berechnung des Geschiebetransports mit dem Computerprogramm MORMO durchgeführt. Dazu wurden auch Daten über die Beschaffenheit der Gerinnesohle aus früheren Untersuchungen herangezogen. Abbildung 5.30 zeigt eine grafische Zusammenstellung von  $d_m$  und  $d_{90}$  entlang der Internationalen Strecke beruhend auf den aufbereiteten Daten der VAW.



**Abbildung 5.30.:**  $d_m$ ,  $d_{90}$  aus Geschiebeproben unterschiedlicher Untersuchungen am Alpenrhein und daraus abgeleitete Exponentialfunktionen (Daten aus: VAW et al. (1995)): Die dargestellte Stationierung bezieht sich auf die Kilometrierung des neuen Alpenrheins. Hellblau unterlegt das Untersuchungsgebiet. Deutlich ersichtlich die stattfindende Vergrößerung durch den Geschiebeeintrag der Ill.

Desweiteren wurden im Vorfeld des geplanten Umbauprojekts des Alpenrheins, durch welches die Abflusskapazität des Alpenrheins auf der Internationalen Strecke auf  $4300 \text{ m}^3/\text{s}$  erhöht werden soll, erneut sedimentologische Untersuchungen durchgeführt. Die Ergebnisse der Volumenproben aus der Gerinnesohle sind in Abbildung 5.31 in Form von linearen Korngrößenverteilungen dargestellt. Die Daten stammen von der Firma „Baugeologie und

Geo-Bau-Labor Chur“, die mit der Auswertung der Geschiebeprouen vertraut war (Geo-Bau-Labor (2010)). Die Ergebnisse beweisen wiederum, das die Korngrößenverteilung unterhalb der Illmündung weitgestuft ist und wesentlich gröbere Kornfraktionen aufweist (Abb. 5.31).

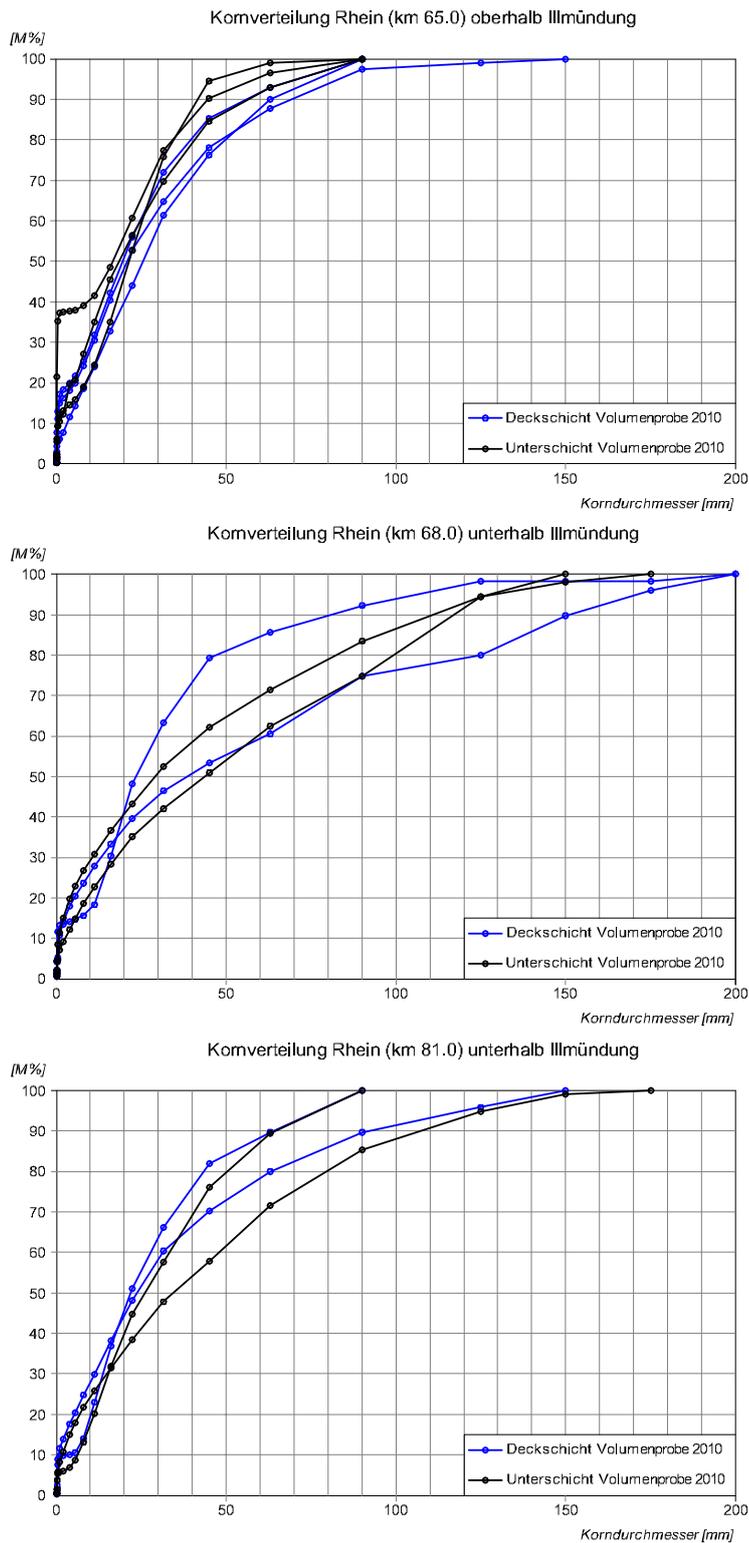
Um die unterschiedlichen Kornzusammensetzungen der Gerinnesohle zu berücksichtigen wird das numerische Modell in Längsrichtung in drei Zonen aufgeteilt. Dies sind: Der Bereich oberhalb der Illmündung (QP 62 bis QP 68.2); Der Bereich unmittelbar unterhalb der Illmündung (QP 69 bis QP 74.2); Der untere Modellbereich (QP 75 bis QP 92) (Abb. 5.32). Jeder Zone wird eine unterschiedliche Korngrößenverteilungen zugeordnet. Im Simulationsprogramm BASEMENT werden dazu erst die Korndurchmesser (GRAIN\_CLASS) festgelegt. Danach werden einzelne Kornzusammensetzungen (MIXTURE) definiert, indem die Volumenanteile der einzelnen festgelegten Korndurchmesser bestimmt werden. In Summe muss dies 100 % ergeben. Die unterschiedlichen Gerinnesohlen (SOIL\_DEF) ergeben sich über die Definition der Layer welche den vertikalen Aufbau der Gerinnesohle darstellen. Jeder Layer besteht aus einer Höhenangabe und Zuordnung der Kornzusammensetzung (MIXTURE). Erst diese Gerinnesohlen können dann den entsprechenden Querprofilen zugeordnet werden. Dabei wird auch der Bereich der Gerinnesohle in Querrichtung definiert. Auch für den Geschiebeinput muss eine Kornzusammensetzung definiert werden. Mehr über den Aufbau eines sedimentologischen Modells in BASEMENT ist im Kapitel 6.3 zu lesen.

Das numerische Modell in dieser Arbeit wird im Ganzen mit vier Korndurchmessern aufgebaut. Dies ist ein Kompromiss zwischen der Rechengeschwindigkeit und der Möglichkeit die unterschiedlichen Gerinnebeschaffenheiten in Längsrichtung modellieren zu können. Der kleinste Korndurchmesser soll in etwa der mittlere Durchmesser  $d_m$  darstellen und gilt für das gesamte Modell. Desweiteren wurden jeweils ein Korndurchmesser für jede Zone definiert, der für das  $d_{90}$  der entsprechenden Zone steht. Dieses ist oberhalb der Illmündung am kleinsten und im Bereich der Illmündung am größten. Dem  $d_m$  wird ein Volumen von 80 % zugeteilt dem jeweiligen  $d_{90}$  die verbleibenden 20 %. Die Volumenaufteilungen bleiben während der Simulation konstant. Sie sind also keine Kalibrierungsparameter.

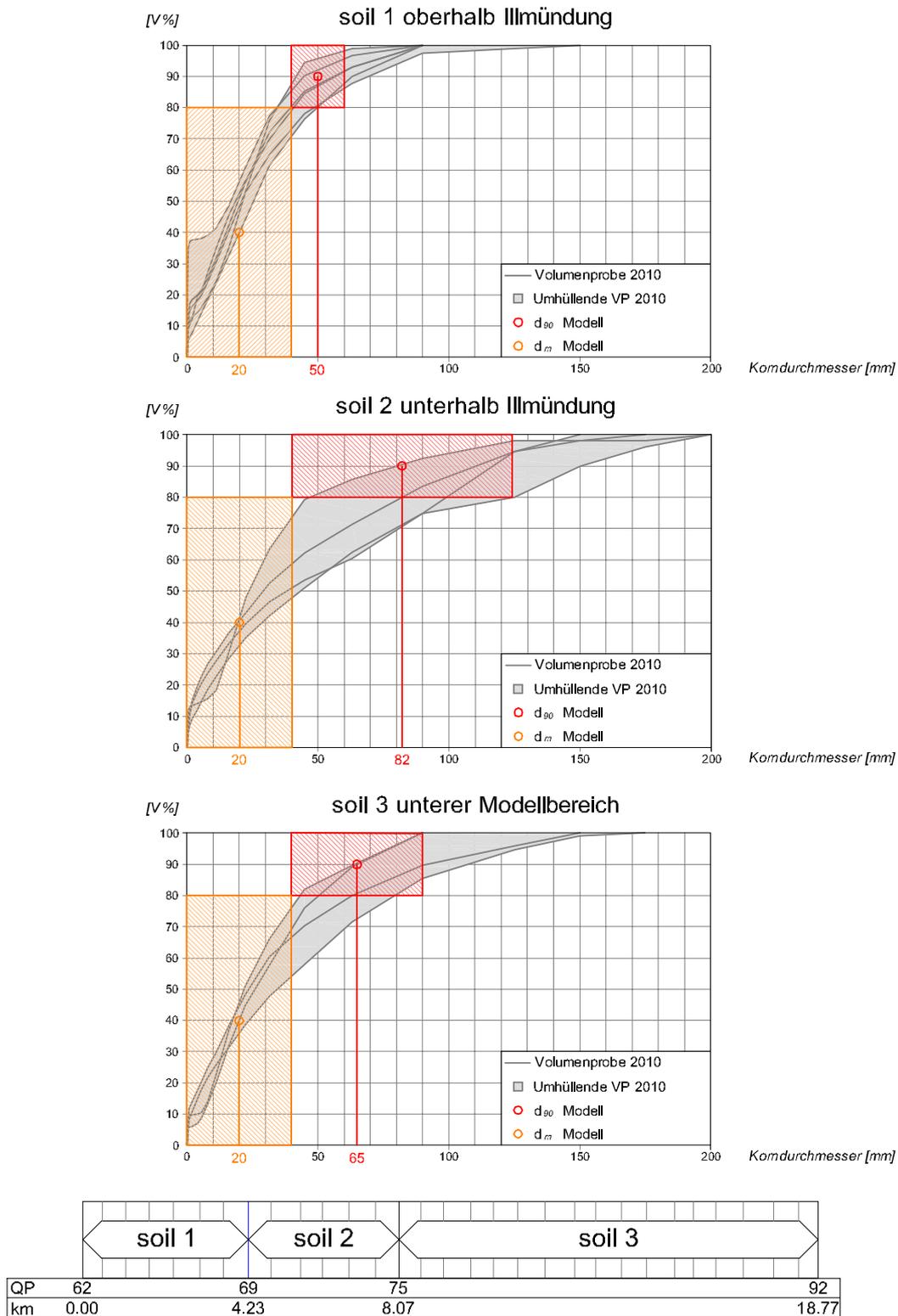
Die Korngrößenverteilung des Geschiebeinputs wird ebenfalls über die vier Korndurchmesser modelliert. Das Geschiebe, das am oberen Modellrand zugeführt wird, besitzt dieselbe Korngrößenverteilung, wie die Gerinnesohle in diesem Bereich. Das Geschiebe der Ill besteht aus den Kornfraktionen  $d_m$  und den beiden  $d_{90}$  der Zonen unterhalb der Illmündung. Die Volumenverhältnisse sind dabei 60 % zu 20 % zu 20 %. Abbildung 5.32 zeigt eine grafische Darstellung der unterschiedlichen Korngrößenverteilungen der Gerinnesohlen im Modell. Die angegebenen Korndurchmesser sind das Ergebnis der Modellkalibrierung. Die schraffierten Bereiche dienen zur Veranschaulichung welche Korngrößenbereiche in etwa abgedeckt werden. Der Korndurchmesser bildet den Mittelpunkt der eingezeichneten Bereiche. Für die Berechnungen im numerischen Modell wurde die von Hunziker adaptierte Formel von Meyer-Peter und Müller verwendet. Damit ist auch die Berechnung des fraktionsweisen Geschiebetransports möglich (Kap. 6.3).

### 5.4.3. Geschiebeganglinie an den Modellrändern

An den beiden Modellrändern muss als Randbedingung der Geschiebeinput in Form einer Zeitreihe angegeben werden. Man spricht dabei von einer Geschiebeganglinie. Noch ist es nicht Stand der Technik den Geschiebetransport kontinuierlich aufzuzeichnen. Folglich



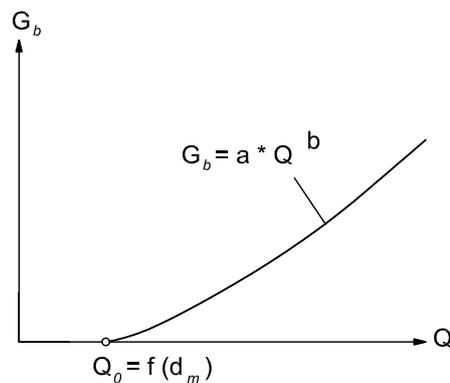
**Abbildung 5.31.:** Lineare Darstellung aktueller Korngrößenverteilungen im Bereich des Untersuchungsgebiets: Daten wurden im Jahr 2010 erhoben und ausgewertet (Geo-Bau-Labor (2010)).



**Abbildung 5.32.:** Die im Modell verwendeten Korngrößenverteilungen: Das Untersuchungsgebiet wurde in Längsrichtung in drei unterschiedliche Zonen eingeteilt (Bild unten). Die eingezeichneten Korndurchmesser entsprechen dem Resultat der Modellkalibrierung. Im Hintergrund zum Vergleich die Umhüllende der aktuellen KGV aus dem Jahr 2010 (siehe Abb. 5.31).

kann dieser nur von anderen, messbaren Größen abgeleitet werden. Wie in Kapitel Geschiebehaushalt (4.3.6) ausgeführt, kann der Geschiebetransport  $G_b$  als Funktion des Abflusses  $Q$  angegeben werden. Diese Funktion wird als Geschiebefunktion bezeichnet. In Wirklichkeit ist der Geschiebetransport nicht primär vom Abfluss, sondern vom Wasserstand bzw. vom hydraulischen Radius abhängig (siehe dazu die Geschiebetransportformel von Meyer-Peter und Müller (4.61)).

Die Geschiebefunktion kann als Potenzfunktion beschrieben werden. Sie geht jedoch nicht durch den Nullpunkt, da der Geschiebetransport erst beim Übersteigen eines gewissen Abflusses (Grenzabfluss  $Q_0$ ) beginnt (Abb. 5.33). Die Höhe des Grenzabflusses wird mit  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  festgelegt. Für die Kalibrierung dienen die beiden Gleichungsparameter  $a$  und  $b$ . Der Exponent  $b$  gibt dabei die Form der Geschiebefunktion an. Ist er größer als 1, wie in Abbildung 5.33 dargestellt, nimmt der Geschiebetransport bei steigendem Abfluss überproportional zu. Bei der Kalibrierung werden schlussendlich die mittleren Jahresgeschiebefrachten, der mit Hilfe der Geschiebefunktion abgeleiteten Geschiebeganglinien miteinander verglichen.



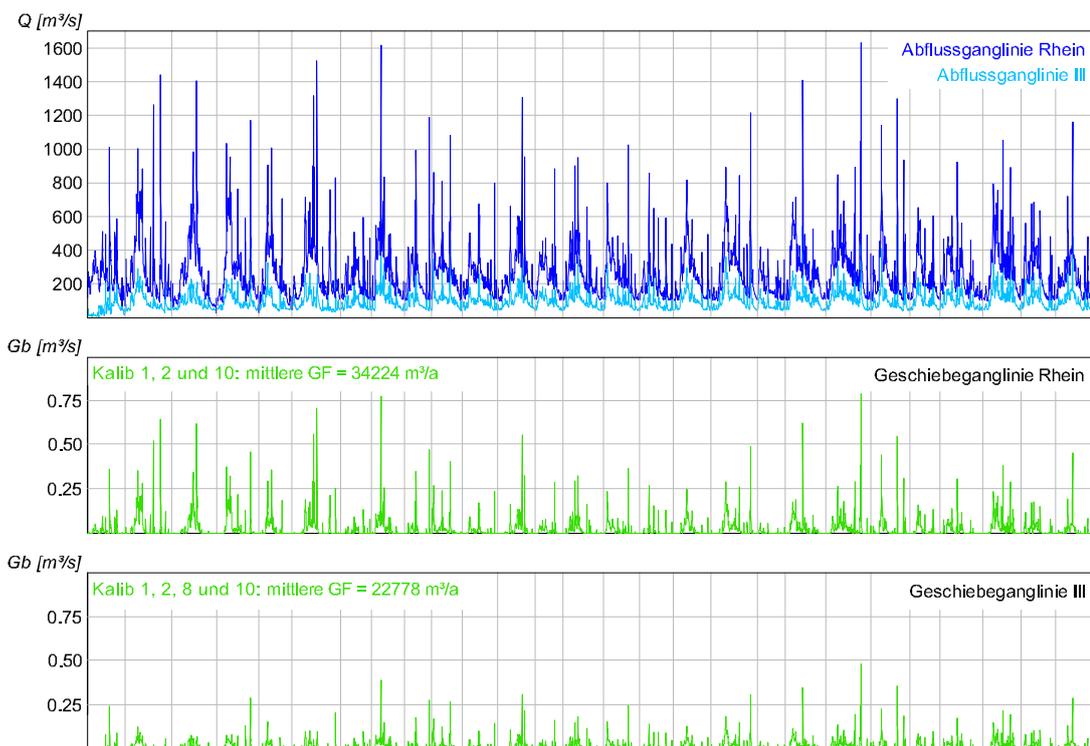
**Abbildung 5.33.:** Geschiebefunktion für die Berechnung des Geschiebetransports in Abhängigkeit des Abflusses

Abbildung 5.34 zeigt die Geschiebeganglinien der Ill und des Alpenrheins für die Kalibrierungsperiode von 1848 bis 1875. Für beide Ganglinien werden unterschiedliche Geschiebefunktionen aufgestellt. Die verwendeten Abflussganglinien sind dabei ausgedünnt, so dass nur Abflüsse über  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  in der Zeitreihe vorkommen (Kap. 5.3.1).

#### 5.4.4. Studien über den Feststofftransport am Alpenrheins

Um einen Anhaltspunkt für die Größenordnung der mittleren jährlichen Geschiebefrachten zu bekommen sollen im folgenden zwei Studien vorgestellt werden, die sich mit dieser Thematik auseinandersetzen. Es handelt sich dabei um die ersten umfassenden Untersuchungen über den Geschiebetransport am Alpenrhein.

Am neu eröffneten Fussacher Durchstich stellte der erste österreichische Rheinbauleiter Philipp Krapf umfassende Untersuchungen an. 1919 wurden die Untersuchungen als „Die Schwemmstoffführung des Rheins und anderer Gewässer“ in der „Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst Heft 48 bis 50“ veröffentlicht. Eine Zusammenfassung und zusätzliche



**Abbildung 5.34.:** Über die Geschiebefunktion von den Abflussganglinien abgeleitete Geschiebeganglinien des Alpenrheins am oberen Modellrand und der Ill als seitlichen Zubringer.

Interpretationen seiner Studie findet sich in einem Sonderabdruck von „Die Wasserwirtschaft“ aus dem Jahr 1934. Der Artikel trägt den Titel „Besprechung einiger an fließenden Gewässern vorgenommenen Schwemmstoffmessungen (Schwebstoffe und Geschiebe)“. Die Untersuchungen selbst wurden schon im Jahr 1905 durchgeführt. Dabei wurde das Vordringen der Geschiebemassen in den, im Mai 1900 eröffneten, Fussacher Durchstich erhoben. Die Mächtigkeit der Geschiebeschicht wurde durch Sondierungen ermittelt. Der gewählte Querprofilabstand betrug dabei 100 m. Somit wurde die Kubatur der Geschiebeschicht ermittelt, die in den Fussacher Durchstich vorgedrungen war. Ein Großteil dieser Geschiebemassen stammt jedoch von der sogenannten Zwischenstrecke, die unmittelbar oberhalb des Durchstichs angrenzt. Durch die Laufverkürzung kam es zu einer Erhöhung des Sohlgefälles und folglich zu der erwünschten Steigerung der Schleppkraft. Die Gerinnesohle im Bereich der Zwischenstrecke vertiefte sich in den ersten Jahren stark. Die Flussole im neu geschaffenen unteren Bereich des Alpenrheins befand sich also nicht im Gleichgewicht. Es fand ein Ausgleich von der Zwischenstrecke hin zum Fussacher Durchstich statt, der nicht dem natürlichen Geschiebetrieb zuzurechnen war. Daher wurde das Erosionsvolumen der Zwischenstrecke ebenfalls ermittelt und von der Geschiebekubatur im Fussacher Durchstich abgezogen. Desweiteren wurde auch das Geschiebe, welches noch in das alte Flussbett<sup>20</sup> gelangte berücksichtigt. Übrig blieb eine Gesamtkubatur von 727.000 m<sup>3</sup>, welche in der Zeit von 1900 bis 1905 in den Fussacher Durchstich gelangten. Aufgeteilt auf die fünf Jahre ergibt sich eine mittlere jährliche Geschiebefracht von 145.000 m<sup>3</sup> am unteren Lauf des damals neuen Alpenrheins (Krapf (1919)).

In weiterer Folge stellte Krapf in der Veröffentlichung von 1934 erneute Überlegungen an, wonach aufgrund von Entmischungsprozessen kleinere Kornfraktionen aus dem Fussacher Durchstich ausgeschwemmt wurden. Zudem ist die korrekte Bemessungsdauer nicht fünf sondern lediglich 4 1/2 Jahre. „So ergab sich als „laufender“ Geschiebetrieb in der untersten Rhein-strecke eine jährliche Menge von 220.000 m<sup>3</sup>“ (Krapf (1934)). Weiters sind noch Ablagerungen aus der oberen Flussstrecke dazuzurechnen, die nun durch die weitestgehende Fertigstellung der Rheinregulierung ebenfalls wirksam würden. Dafür veranschlagt Krapf einen „Zuwachs von schätzungsweise 80.000 bis 90.000 m<sup>3</sup>“ und die mittlere jährliche Geschiebefracht erhöht sich folglich auf 300.000 m<sup>3</sup>. Er weist auch darauf hin, dass in der Untersuchungsperiode 1900 bis 1904 keine Hochwasser auftreten und die Wasserführung in diesen Jahren 7 % unter dem zwanzigjährigen Mittel lag. Demnach müsste es zu einer weiteren Erhöhung kommen.

Während Krapf in seiner ersten Veröffentlichung 1919 noch darauf hinweist, dass die Erhebung der Mächtigkeit der Kiesschicht durch die Sondierung „...aller orten gut gelungen sind.“ (Krapf (1919)) heißt es im Artikel von 1934: „Endlich kann nicht unberücksichtigt bleiben, daß den Erhebungen auch einige Unsicherheiten anhaften. Man vermochte nicht allerorten ganz zu durchstechen“ (Krapf (1934)). Woher die unterschiedliche Interpretation, der von ihm selbst geleiteten Untersuchungen kommen, kann nicht nachvollzogen werden. Jedoch veranlaßte es ihn, die jährliche durchschnittliche Geschiebefracht in der untersten Rhein-strecke mit maximal 500.000 m<sup>3</sup> anzugeben.

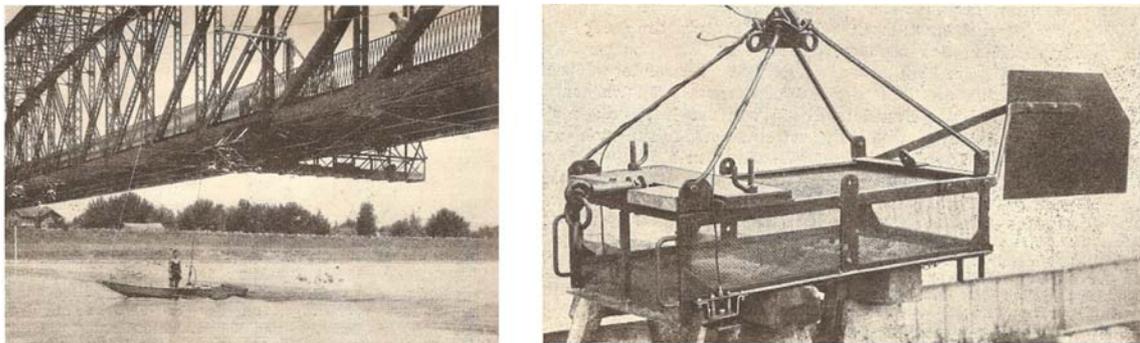
Eine weitere Untersuchung des Geschiebetransports am Alpenrhein fand in den Jahren 1934 bis 1936 statt. Veranlaßt wurde die Untersuchung vom Felix Nesper, der ebenfalls als Rheinbauleiter fungierte. In dieser Zeit fanden schon an anderen Gewässern in Österreich Untersuchungen mit sogenannten Geschiebefängern statt. Deshalb beantragte Nesper eine „Durchführung von Mesungen zur Bestimmung der Geschiebe- und Schwemmstoffführung

---

<sup>20</sup>Das sogenannte „Rheinrinnsal“

des Rheines in ähnlicher Weise wie sie in den letzten Jahren von Ministerialrat Ing. Ehrenberger an der Donau bei Wien<sup>21</sup> und von Dr. Ing. Müllhofer am Inn bei Kirchbichel<sup>22</sup> vorgenommen wurden.“ Dem Antrag wurde von der Internationalen Rheinregulierungskommission stattgegeben.

Insgesamt umfassten die Untersuchungen in den Jahren 1934 und 1935: 13 Querprofilaufnahmen, 15 Wassermessungen, 18 (1934) und 53 (1935) Geschiebevollmessungen, 3 Dauermessung und 13 Schlammvollmessungen. Die Wasserführung im Jahr 1934 war unterdurchschnittlich im Jahr 1935 war sie um einiges höher. Die Messungen wurden im Jahr 1936 nochmals mit einer geänderten Fangvorrichtung wiederholt. Es wurden in diesem Jahr nochmals 4 Querprofilaufnahmen, 2 Wassermessungen, 28 Geschiebevollmessungen mit verspanntem Seil, 3 Geschiebemessungen mit schlaffem Seil (wie in den Jahren 1934 und 1935) und 2 Geschiebevollmessungen unter Verwendung einer Stange, sowie regelmäßige Entnahmen von Schlammproben durchgeführt. Schlußendlich wurden für die Aufstellung der Geschiebefunktion nur die Werte aus dem Jahr 1936 herangezogen. Als Messstelle diente die Strassenbrücke in Brugg<sup>23</sup> am Einlauf des Rheins in den Fussacher Durchstich.



**Abbildung 5.35.:** Links: Standort der Geschiebemessungen. Rechts: Der verwendete Geschiebefänger (1,00 m \* 0,50 m \* 0,25 m; 75 kg ohne Eisenlaschen als Auflast) (aus Nesper (1937)).

Die Geschiebevollmessungen wurden mit einem Fangkorb (Abb. 5.35) durchgeführt, die entsprechenden Abflussdaten wurden von einem Pegelschreiber 550 Meter oberhalb der Messstelle entnommen. Die Eichung des Fangkorbs erfolgte an der Versuchsanstalt für Wasserbau in Zürich<sup>24</sup>. Dies ergab einen Wirkungsgrad des Gerätes von 45 %<sup>25</sup>. Die Ergebnisse der ersten Messreihen gaben eine hohe Streuung der Fangergebnisse mit der Wasserführung. Als Ursache wurde die Aufhängung des Geräts an einem Fährseil festgestellt. Dies führte zu Schürfungen des Materials aus der Flusssohle bei der Entnahme. Der Fangkorb wurde in Folge ab dem Jahr 1936 mit zusätzlichen Seilern verspannt, so dass die horizontalen Bewegungen des Korbs besser kontrolliert werden konnten. Für die Auswertung der

<sup>21</sup>Ministerialrat Ing. R. Ehrenberger “Direkte Geschiebemessungen an der Donau bei Wien und deren bisherige Ergebnisse“ (in: Die Wasserwirtschaft, Wien 1931, Heft 34) und “Geschiebemessungen an Flüssen mittels Auffanggeräten und Modellversuche mit letzteren“ (in: Die Wasserwirtschaft, Wien 1932, Hefte 33 und 36.)

<sup>22</sup>Ing. Dr. L. Müllhofer “Untersuchungen über die Schwebstoff- und Geschiebeführung des Inn nächst Kirchbichl (Tirol)“ (in: Die Wasserwirtschaft, Wien 1933, Hefte 1 bis 6)

<sup>23</sup>Heute Lustenau

<sup>24</sup>Heute VAW

<sup>25</sup>Siehe dazu Einstein (1937)

Ergebnisse wurde nur auf die Messungen aus dem Jahr 1936 zurückgegriffen. Das Querprofil der Messtelle wurde in 7 Lotrechte im Abstand von 10,5 bis 11 m aufgeteilt wo die Messungen<sup>26</sup> durchgeführt wurden. Im Bericht wird zwischen Vollmessungen und Dauermessungen unterschieden. Eine Vollmessung erstreckte sich über alle Lotrechte im Profil. Bei einer Dauermessung wurden möglichst viele Messungen an einer Lotrechten durchgeführt. Die Untersuchung legte es darauf an, Messungen bei möglichst allen Wasserständen<sup>27</sup> durchzuführen, um eine Geschiebefunktion erstellen zu können.

Die Ergebnisse zeigten, dass der Geschiebetrieb im Rhein nicht das ganze Jahr dauert, sondern ab einem Abfluss von ca.  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  einsetzt. Der Geschiebetrieb findet somit in etwa an 150 Tagen im Jahr statt. Die Auswertungen der Dauermessungen ergab, dass der Geschiebetrieb eine sehr hohe zeitliche Variabilität aufweist. Wobei der Geschiebetrieb über eine gewisse Zeitspanne um einen gewissen Wert pendelt und dann eine sprunghafte Änderung vollzieht. Es gab auch Messungen, bei denen trotz relativ konstanter Abflusstiefe kein Geschiebetrieb stattfand. Eine absolute Regelmässigkeit der Schwankungen konnte nicht festgestellt werden, jedoch nahm sie mit einer Zunahme des Abflusses zu (Nesper (1937)).

Weiters wurde festgestellt, dass die Mächtigkeit der Geschiebewelle kaum größer als 25 cm sein kann. Es wurden zu Beginn der Untersuchungen auch Körbe oberhalb der Öffnung des Fangkorbs<sup>28</sup> angebracht, um Informationen über die Mächtigkeit der Geschiebewelle zu erhalten. Diese waren jedoch nur in Ausnahmefällen mit Geschiebe gefüllt. Die Breite der Geschiebewelle konnte nicht festgestellt werden. Jedoch konzentrierte sich bei kleineren und mittleren Wasserständen der Geschiebetrieb im Talweg, der sich gewunden zwischen den Kiesbänken bewegt.

Die Korngrößenverteilungen der Fangergebnisse und das Sohlenmaterial der Kiesbänke im unmittelbaren Bereich der Messtelle wurden ebenfalls bestimmt. Es wurde dabei festgestellt, je geringer die gefangene Menge war, desto höher war der Anteil der großen Kornfraktionen. Bei kleinen Geschiebemengen fehlte das Korn von 0 bis 20 mm fast zur Gänze (Nesper (1937)). Weiters wurde festgestellt, dass der Beginn und das Ende der Geschiebewelle durch große Kornfraktionen und das Maximum der Geschiebewelle durch feine Kornfraktionen gekennzeichnet ist. Der Verfasser des Berichts erklärt es folgendermassen: „*Erst ein kräftiger Angriff auf die Kiesbank, der auch in tiefere Schichten reicht, bringt das normale Geschiebe in Bewegung*“ (Nesper (1937)).

Eine Beziehung zwischen Einzelmessungen und dem Wasserstand konnten nicht hergestellt werden. Jedoch lieferten die Vollmessungen plausible Resultate, mit welcher eine Geschiebefunktion aufgestellt werden konnte (Abb. 5.36). Der Knick in der Linie der Abbildung 5.36 liegt bei einem Pegelstand von 5,50 Meter was einem Abfluss von  $400 \text{ m}^3/\text{s}$  entspricht. Nesper geht davon aus, dass es daran liegt, dass dort der Geschiebetrieb über die gesamte Breite einsetzt. Es ist jedoch davon auszugehen, dass mit diesem Abfluss die kritische Sohlschubspannung der Deckschicht erreicht wird. Ein Prozess, der an anderer Stelle des Berichts beschrieben wurde<sup>29</sup>. Über die so ermittelte Geschiebefunktion wurde die Jahresfrachten für die Jahre 1934, 1935 und 1936 ermittelt (Tab. 5.8).

---

<sup>26</sup>Pro Lotrechte zwischen 10 bis 30 Einzelmessungen

<sup>27</sup>Mit einer Auflösung von 10 cm

<sup>28</sup>Der Fangkorbs war 25 cm hoch

<sup>29</sup>Vergl. Nesper (1937) Seite 25)

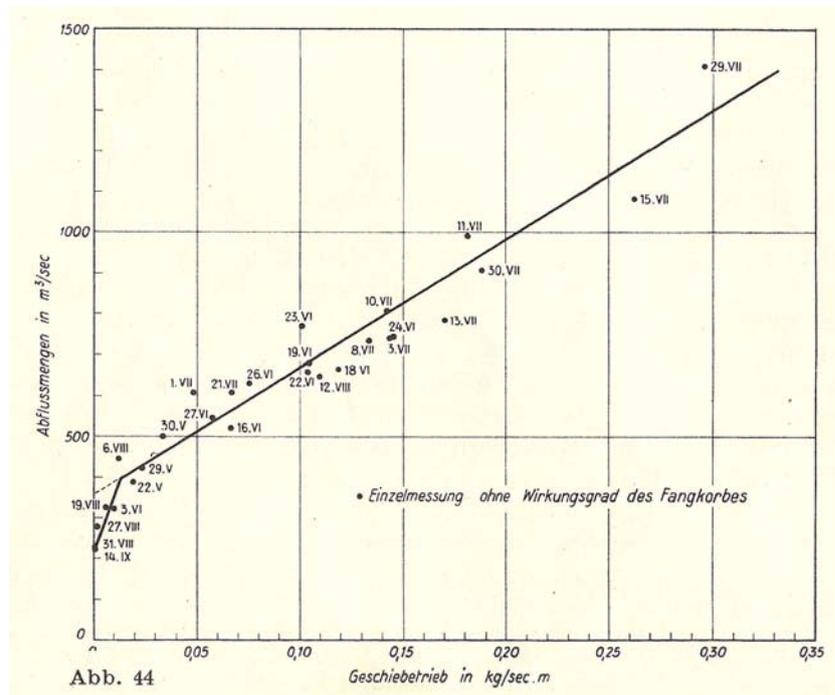


Abbildung 5.36.: Die ermittelte Geschiebefunktion (aus Nesper (1937)).

Tabelle 5.8.: Ergebnisse der Geschiebeuntersuchungen aus den Jahren 1934, 1935 und 1936

Jahr	Wasserfracht [Mio m <sup>3</sup> ]	Geschiebefracht [m <sup>3</sup> ]	größter Stein [kg]	größtes Fangergebnis [kg/min]
1934	5.379	13.297	3.02	96.15
1935	8.199	55.506	4.95	128.07
1936	8.001	50.900	4.32	94.20

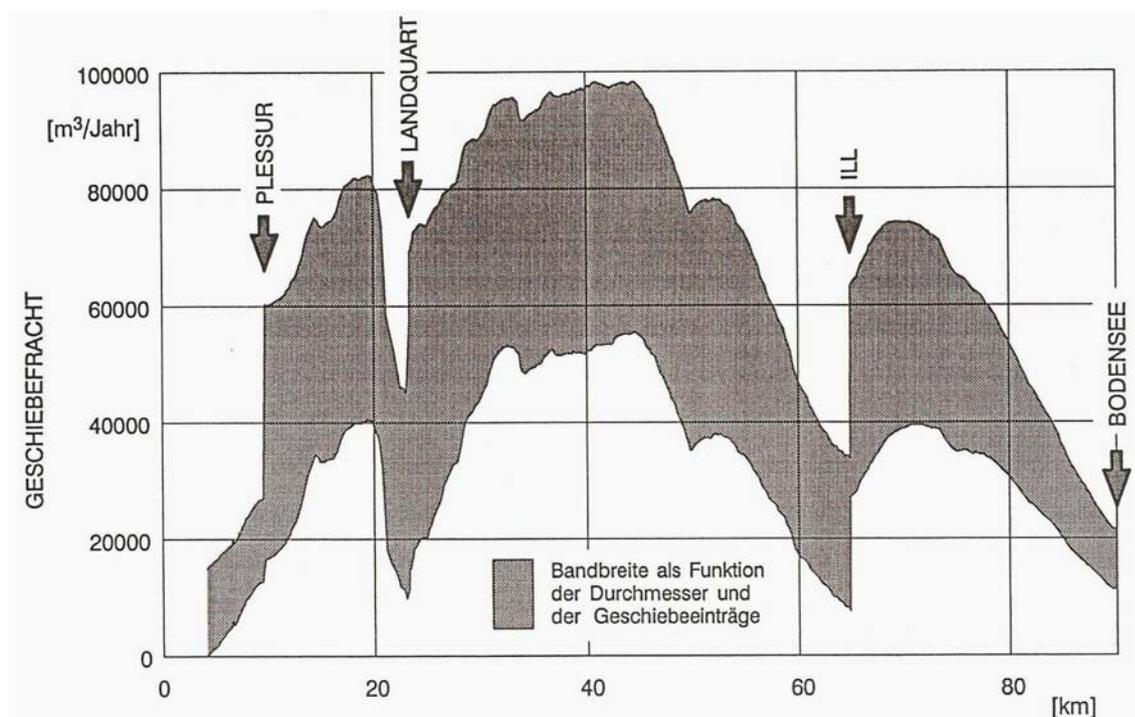
Die Geschiebefrachten in Tabelle 5.8 wurden über die ermittelte Geschiebefunktion (Abb. 5.36) ermittelt. Der Mittelwert über die drei beobachteten Jahre ergibt eine mittlere jährliche Geschiebefracht von rund 40.000 m<sup>3</sup>.

Die Resultate der beiden Untersuchungen bezüglich der ermittelten Geschiebefrachten liegen sehr weit auseinander. Krapf ermittelte eine um nahezu 10fach höhere Geschiebefracht an der selben Stelle des Alpenrheins, wie rund 30 Jahre nach ihm Felix Nesper. Es ist davon auszugehen, dass in der Zeit nach der Fertigstellung des Fussacher Durchstichs der Geschiebetransport höher ausfällt. Jedoch war Krapf in seiner Rechnung bemüht, gerade dieser zusätzlich auftretende Geschiebetransport in der Berechnung zu berücksichtigen. Die grundlegende Idee, über die Kubaturen der neugebildeten Kiesschicht im Fussacher Durchstich auf den Geschiebetransport zu schließen, ist durchaus nachvollziehbar. Jedoch wie Krapf<sup>30</sup> anführt, war es nicht überall möglich die Mächtigkeit der Kiesschicht zu ermitteln. Zudem teilte er in der ersten Veröffentlichung (Krapf (1919)) mit, dass die Schichtstärken der Ablagerungen selbst in ein und demselben Querschnitt große Unterschiede aufgewiesen haben.

<sup>30</sup>Zumindest in seiner zweiten Veröffentlichung (Krapf (1934))

Die Untersuchungen von Nesper beruhen auf einer gänzlich anderen Methode. Seine Methode mittels Fangkorb erscheint umfangreicher und wurde auch in der Untersuchungsperiode weiterentwickelt. Zudem fand eine wissenschaftliche Begleitung seiner Studien durch die VAW Zürich statt. Die Aufarbeitung und Dokumentierung seiner Ergebnisse wirken seriöser und gewissenhafter, als jene von Krapf. Zur Messung des Geschiebetransports mittels Fangkörben ist zu sagen, dass auch dieser Methode Unsicherheiten, vor allem bei stärkerer Wasserführung, anhaften. Laut Bezzola ist es gerade bei höherer Strömungsbelastung kaum möglich die Öffnung des Fangkorbs in einer stabilen Lage, in welcher die Öffnung senkrecht zur Strömungsrichtung liegt, zu gewährleisten (Bezzola (2007)).

An dieser Stelle sei noch darauf verwiesen, dass es auch nach diesen Studien zu weiteren Untersuchungen über den Geschiebetransport am Alpenrhein gekommen ist. Eine umfangreiche Untersuchung dazu ist die von der VAW 1995 durchgeführte Studie mit dem Titel „Der Geschiebehaushalt des Alpenrheins zwischen Domat/Ems und dem Bodensee - Neue Erkenntnisse und Prognosen über die Sohlenveränderung und den Geschiebetransport“ (VAW et al. (1995)). Dabei wurde der Geschiebetransport über die Kalibrierung eines numerischen Geschiebetransportmodells bestimmt.



**Abbildung 5.37.:** Geschiebetransportdiagramm aus der Modellkalibrierung des Geschiebetransportmodells der VAW (aus VAW et al. (1995)).

Das Diagramm in Abbildung 7.2 zeigt die Bandbreite der berechneten aufsummierten mittleren Jahresgeschiebefrachten entlang der Untersuchungsstrecke. Als Kalibrierungsperiode wurden die Jahre von 1974 bis 1988 herangezogen. Der Fussacher Durchstich, an dem die beiden oberen Studien durchgeführt wurden beginnt mit dem Kilometer 85. Die in diesem Bereich von der VAW ermittelten jährlichen Geschiebefrachten decken sich ziemlich gut mit der Studie von Nesper. Trotzdem sind die Vergleiche kritisch zu hinterfragen. Zwischen der Zeit von Nesper und der Studie der VAW liegen nahezu 60 Jahre, in denen sich auch der

Geschiebehalt verändert haben dürfte. Zumindest gab es erhebliche anthropogene Eingriffe, wie eine Verringerung der Mittelgerinnebreite<sup>31</sup> oder erhebliche Kiesentnahmen in der Nachkriegszeit.

---

<sup>31</sup>Bekannt als Umbauprojekt IIIb



## 6. Verwendete Software für die Numerische Simulation

Die Angaben bezüglich der Simulationssoftware BASEMENT in diesem Kapitel beziehen sich auf die Version 2.01, die für die numerischen Berechnungen verwendet wurde. Im Dezember 2010 erschien die Version 2.1, die wesentliche Änderungen beinhaltet. Beispielsweise ist nun eine Überströmung von Dämmen innerhalb des Gerinnes möglich. Für Informationen über die aktuelle Version von BASEMENT sei auf die Projektseite der VAW verwiesen: <http://www.basement.ethz.ch/> .  
Sämtliche Informationen in diesem Kapitel stammen aus dem User Manual von BASEMENT (Fäh et al. (2010)). Informationen aus dieser Quelle werden in diesem Kapitel nicht extra gekennzeichnet.

Verwendet wird das Softwarepaket BASEMENT (BASic simulation environMENT - for computation of environmental flow and natural hazard simulation), welches von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETHZ) entwickelt wurde und zum Zeitpunkt dieser Arbeit noch weiter entwickelt wird. Die Software wird gratis zur Verfügung gestellt und kann im Internet über die Projektseite <http://www.basement.ethz.ch/> bezogen werden.

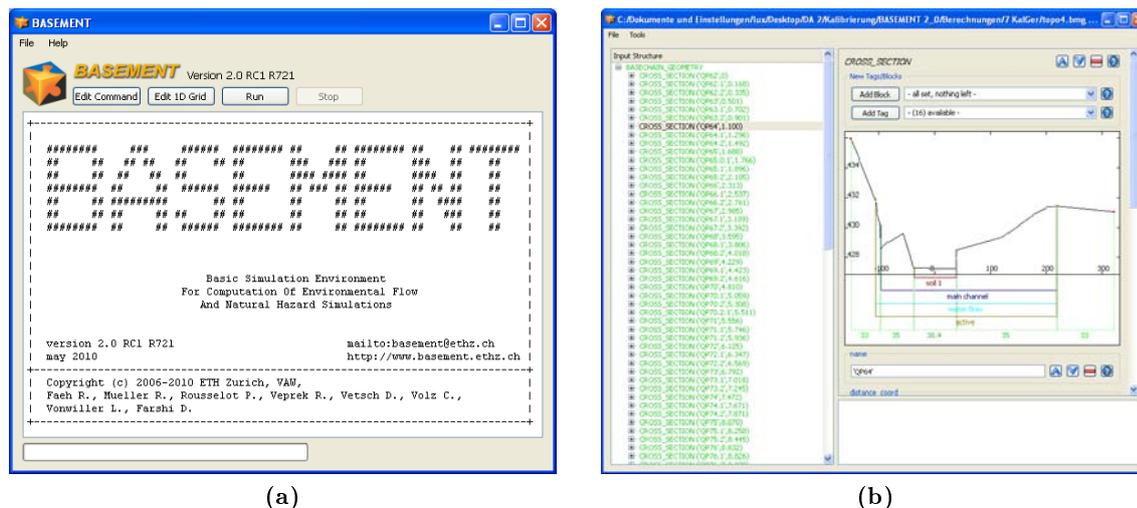
BASEMENT besteht zur Zeit der Arbeit (BASEMENT Version 2.01 veröffentlicht am 10. August 2010) im Wesentlichen aus zwei numerischen Teilsysteme (Numerical Subsystems). Dies sind das eindimensionale System BASEchain und das zweidimensionale System BASEplane. Beide Programme erlauben eine Berechnung der Wasserspiegellage und des Sedimenttransportes (Geschiebe und Schwebstoffe). Seit der Version 1.7 ist auch eine Koppelung dieser beiden Systeme möglich. In Zukunft sollen auch die Berechnung des dreidimensionalen Strömungs- und Sedimenttransport und die Berechnung der Seitenerosion (gravitationsinduzierter Transport) als weitere Teilsysteme in BASEMENT inkludiert werden. Für die Berechnung des eindimensionalen Geschiebetransport wird das Teilsystem BASEchain verwendet und alle weiteren Ausführungen über das Programm BASEMENT beziehen sich daher auf dieses Teilsystem.

Seit der Version BASEMENT 2.0 steht dem Anwender der Software eine grafische Benutzeroberfläche<sup>1</sup> zur Verfügung. Dadurch wurde die Eingabe des „command file“ und die Aufbereitung der Querprofile um einiges erleichtert. Zudem ist eine umfangreiche Hilfefunktion direkt bei der Auswahlmöglichkeit der einzelnen Parameter ein weiteres Werkzeug, das die Software bedienungsfreundlicher gestaltet.

Mit Ausnahme der Querprofile ist keine Aufbereitung und Nachbereitung der benötigten Inputdaten oder Ergebnisse (Pre- und Postprocessing) innerhalb von BASEMENT möglich. Informationen, wie zum Beispiel die Zuflussganglinie am oberen Modellrand, müssen

---

<sup>1</sup>Graphical User Interface (GUI)



**Abbildung 6.1.:** (a) Grafische Benutzeroberfläche (GUI) von BASEMENT 2.01 mit den beiden Buttons zur Bearbeitung des „command file“ (Edit Command) und der Querprofile (Edit 1D Grid). (b) GUI für die Bearbeitung der Querprofile

mit anderen Programmen aufgearbeitet und in ein entsprechendes Format (.txt) gebracht werden, sodass es von BASEMENT eingelesen werden kann. Der Aufbau des Modells erfolgt mittels Definition des „command file“. Dies ist auch die Schnittstelle zwischen diesen externen Daten und der Software.

Das „command file“ ist in die Blöcke GEOMETRY, HYDRAULICS, MORPHOLOGY und OUTPUT gegliedert. Für eine rein hydraulische Berechnung kann auf den Block MORPHOLOGY auch verzichtet werden. In Abbildung 6.2 ist der Aufbau für eine Berechnung mit Sedimenttransport dargestellt. Die einzelnen Blöcke werden in den folgenden Unterkapitel näher beschrieben.

Als numerische Lösungsverfahren wird das sogenannten Finite-Volumen-Verfahren angewendet. Der Vorteil dieses Verfahrens liegt in der numerischen Stabilität und der geringeren Rechenzeit. Die Rechenzellen (Kontrollvolumen) werden so um die Querprofile angeordnet, dass die Querprofile die Mitte der Rechenzelle charakterisieren (Fäh (2005)). Bei der Diskretisierung des Raums werden Flusskrümmungen nicht berücksichtigt und die Querprofile werden parallel angenommen. Die Grenze zwischen zwei Rechenzelle wird als Kante bezeichnet. Die Flüsse über eine solche Kante werden mit dem sogenannten "Riemann Löser nach Roe" berechnet.

## 6.1. Geometrie des Gerinnes (GEOMETRY und „1D Grid Editor“)

Die Berechnung einer 1D Simulation beruht auf der Eingabe von Querprofilen (cross section). Die Geometrie der Querprofile ergibt sich durch die Angabe von einzelnen Querprofilpunkten (node\_coords). Ein Punkt besteht aus zwei Werten. Einerseits der Abstand zu einem Referenzpunkt innerhalb des Querprofil und zum Anderen die Höhe über einer Referenzhöhe, in der Regel die Höhe über Meer (m.ü.M). Optional ist in BASEMENT

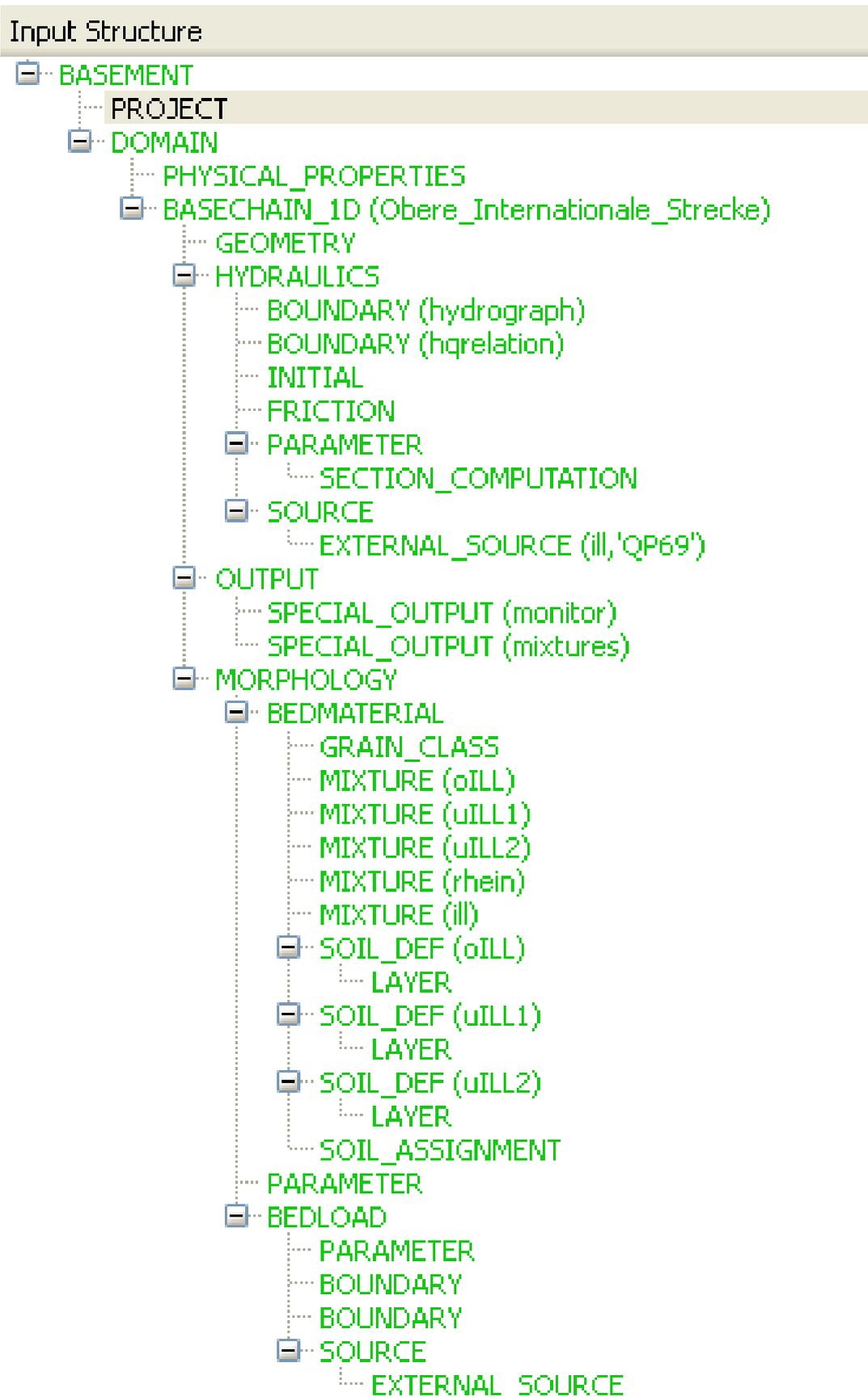


Abbildung 6.2.: Gliederung des „command file“ in BASEMENT

auch die Angabe einer selbst gewählten Referenzhöhe (`reference_height`) möglich, auf welche sich die angegebenen Höhen beziehen sollen. Als Referenzpunkt für den Abstand kann zum Beispiel die Flussachse oder eine Uferböschung dienen. Es können folglich auch Abstände mit negativen Werten eingegeben werden. Wie schon ausgeführt, berücksichtigt BASEMENT die Orientierung der einzelnen Querprofile im Raum nicht und ordnet alle Querprofile parallel an. Trotzdem ist eine Angabe des Azimutwinkel (`orientation_angle`) und die Koordinaten des linken Rand des Querprofils (`left_point_global_coords`) möglich, da diese Informationen für die Querprofilinterpolation und das Exportieren der Geländeinformation in 2D benötigt werden. Beide Funktionen sind jedoch in der aktuellen Version noch als experimentell ausgewiesen. Des Weiteren muss für jedes Querprofil die Kilometrierung (`distance_coord`) in Bezug zum ersten Querprofil am oberen Modellrand, und eine Bezeichnung (`name`) angegeben werden. Durch diese Definitionen ist die Geometrie des Gerinnes zum Zeitpunkt Null (Anfangsbedingung) gegeben.

In Querrichtung kann das Querprofil in mehrere Zonen eingeteilt werden. Durch die Definition des `active_range` wird jener Teil des Querprofil bestimmt, der für die Berechnung herangezogen wird. Punkte außerhalb dieses Bereichs werden in keiner Weise berücksichtigt. Die Definition des `active_range` impliziert gleichzeitig die Definition der Hochwasserschutzdämme bzw. jener Punkte, die bei der Definition von `off_channel` überströmt werden. Innerhalb des `active_range` kann kein erhöhter Punkt definiert werden, der überströmt werden soll, sodass dahinter liegende tiefere Teile des Querprofil erst ab Erreichen eines gewissen Wasserstand in Rechnung gestellt werden. Die Höhenangabe des „left dike“ und „right dike“ im „outputfile“ beziehen sich auf die Höhen der beiden äußeren Punkte des `active_range`. Wird kein `active_range` definiert, zählen alle definierten Querprofilpunkte zum `active_range`.

Weiters kann ein Hauptgerinne (`main_channel_range`) definiert werden. Die seitlichen Punkte außerhalb dieses Bereichs werden folglich als Vorländer behandelt. Innerhalb des Hauptgerinne kann der Bereich der Gerinnesohle (`soil_def`) bestimmt werden. Die Definition dieser Bereiche ermöglicht die Zuordnung der Rauigkeitswerte abschnittsweise für mehrere Querprofile gleichzeitig. Eine feinere Gliederung der Rauigkeitsbereiche eines Querprofils ist durch die Definition von zusätzlichen Rauigkeitsbeiwerten (`friction_coefficient`) möglich. Diese werden dann den gewünschten Querprofilsegmente (`friction_ranges`), beginnend links, zugeordnet. Für die Berechnung des Sedimenttransport ist die Definition der Gerinnesohle und der Zuordnung eines `soil_index` (siehe dazu 6.3) obligatorisch. Auflandungen und Erosion bei einer Sedimenttransportrechnung finden nur im Bereich der definierten Gerinnesohle statt.

Bereiche des Querprofils, die zwar überflutet werden, jedoch nicht bzw. mit nur sehr geringer Fließgeschwindigkeit durchströmt werden, können so berücksichtigt werden, dass ein `water_flow_range` definiert wird, der diese Bereiche nicht inkludiert.

Die Parameter `bed_form_factor` und `theta_crit` (Beschreibung siehe 6.3) können für einzelne Querprofile angegeben werden.

Alle die genannten Einstellungen betreffend der Gerinnegeometrie und -eigenschaften können über den „1D Grid Editor“ getätigt werden. Im GEOMETRY Bloc des „command file“ muss die Reihenfolge der Querprofile (`cross_section_order`) angegeben werden. Zudem wird hier die gewünschte Datei mit den Querprofilen der Simulation zugeordnet. Bei einer Erstellung mit dem „1D Grid Editor“ ist das auszuwählende Dateiformat „basement“.

## 6.2. Hydraulische Berechnung (HYDRAULICS)

Die Berechnung der Strömungsparameter in BaseChain basiert auf der Lösung der St. Venant Gleichung für eindimensionale, ungleichförmige Strömung (siehe Kapitel 4.2.6.2). Die Charakterisierung der Strömung kann durch Angabe von zwei Variablen erfolgen, die restlichen gesuchten Größen lassen sich von diesen ableiten. Folglich genügen auch zwei Gleichungen zur Berechnung der hydraulischen Größen. Dies sind die Massenerhaltungsgleichung (6.1a) und die Impulserhaltungsgleichung (6.1b).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (6.1a)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \beta \cdot \frac{Q^2}{A_{red}} \right) + g \cdot A_{red} \cdot \frac{\partial z_S}{\partial x} + g \cdot A_{red} \cdot S_f - q_l \cdot v_x = 0 \quad (6.1b)$$

$A$ .....	Fläche begrenzt durch Wasserspiegel und Gerinne
$t$ .....	Zeit
$Q$ .....	Durchfluss
$x$ .....	Wegstrecke
$q_l$ .....	seitlicher Zufluss und Abfluss
$\beta$ .....	Faktor zur Berücksichtigung der Geschwindigkeitsverteilung
$A_{red}$ .....	Durchflussfläche („water flow range“)
$g$ .....	Erdbeschleunigung
$z_S$ .....	Wasserspiegellage
$S_f$ .....	Reibungsgefälle
$v_x$ .....	Geschwindigkeit in x-Richtung

Die Impulserhaltungsgleichung (siehe Kapitel 4.2.4.3) beruht auf der Betrachtung folgender Kräfte, die am jeweils betrachteten Kontrollvolumen (Querprofil) angreifen: Druckkräfte flussauf und flussab, Gewichtskraft des Kontrollvolumens und Reibungskräfte. In einer 1D Betrachtung sind jeweils nur die Komponenten in x-Richtung von Interesse. Nicht berücksichtigt wird der Impuls seitlicher Zuflüsse (qlateral) und Abflüsse (off\_channel). Gleichung (4.28) zeigt, dass nur bewegte Masse einen Impuls besitzt, folglich wird in der Impulserhaltungsgleichung (6.1b) nur die durchströmte Fläche ( $A_{red}$ ) herangezogen. Für die Betrachtung der Massenerhaltung wird wiederum die gesamte eingenommene Querschnittsfläche ( $A$ ) der Flüssigkeit betrachtet. Bei der Berechnung mit reduzierter Querschnittsfläche wird die Fläche mit dem Faktor  $\beta$  multipliziert. Dieser Faktor berücksichtigt die Geschwindigkeitsverteilung im Querprofil und ist Wesentlichen von den unterschiedlichen Rauigkeitsbeiwerten im Querprofil abhängig. Gleichung 6.2 zeigt den in BASEMENT verwendeten Ansatz von Cunge, Holly et al. (1980)<sup>2</sup> bei der Verwendung von Stricklerbeiwerten.

<sup>2</sup>zit. in Fäh et al. (2010)

$$\beta = \frac{A \cdot \sum_i k_{str_i}^2 \cdot h_i^{7/3} \cdot b_i}{\left(\sum_i k_{str_i} \cdot h_i^{5/3} \cdot b_i\right)^2} \quad (6.2)$$

Die Berechnung des Reibungsgefälle  $S_f$  wird vom quadratischen Widerstandsgesetz hergeleitet, welches für vollturbulente Strömungen als gültig angenommen wird (Bezzola (2007)). Dieses besagt, dass die mittlere Fließgeschwindigkeit zum Quadrat proportional zur Wand Schubspannung ist ( $v_m^2 \sim \tau_{0,m}$ ). Folglich kann die Beziehung zwischen mittlerer Geschwindigkeit und Wandreibung mit Gleichung 6.3a angegeben und aus dieser das Reibungsgefälle 6.3b abgeleitet werden. Für eine exakte Herleitung der Gleichungen (6.1), (6.2) und (6.3) sei an dieser Stelle auf das User Manual von BASEMENT verwiesen.

$$v_m = c_f \cdot \sqrt{g \cdot R \cdot S_f} \quad (6.3a)$$

$$S_f = \frac{Q \cdot |Q|}{g \cdot A^2 \cdot c_f^2 \cdot R} \quad (6.3b)$$

Der Parameter  $c_f$  steht allgemein für den Rauigkeitsbeiwert. BASEMENT stellt für die Berechnungen der Hydraulik insgesamt drei verschiedene Ansätze für die Behandlung der Rauigkeiten zur Auswahl. Im Block FRICTION kann zwischen den Ansätzen von Strickler (strickler), Manning (manning) und Chézy (chezy) gewählt werden, wobei die Rauigkeitsbeiwerte nach Manning, der Kehrwert der Stricklerbeiwerte darstellt. Für die beiden Ansätze, Strickler (6.4a) und Chézy (6.4b), ergeben sich folgende  $c_f$  Werte.

$$c_f = \frac{k_{str} \cdot R^{1/6}}{\sqrt{g}} \quad (6.4a)$$

$$c_f = 5.75 \cdot \log\left(\frac{12 \cdot R}{k_s}\right) \quad (6.4b)$$

In Gleichung 6.4a ist  $k_{str}$  der Stricklerbeiwert, in Gleichung 6.4b ist  $k_s$  die äquivalente Sandrauigkeit. Desweiteren können in diesem Block noch die allgemeine Rauigkeitsbeiwerte (default\_friction) für Querprofilbereiche angegeben werden, deren Rauigkeit nicht explizit ausgewiesen wurde. Erfolgt eine Berechnung des Sedimenttransport und es wurde folglich eine Gerinnesohle definiert, so kann die Rauigkeit auch vom  $d_{90}$  des Sohlmaterial abgeleitet werden (grain\_size\_friction) (6.5). Der Faktor 21.1 in der Gleichung (6.5a) kann vom Anwender verändert werden (strickler\_factor).

$$k_{str} = \frac{21.1}{\sqrt[6]{d_{90}}} \quad (6.5a)$$

$$k_s = 3 \cdot d_{90} \quad (6.5b)$$

Zu Beginn der Simulation müssen die Anfangsbedingungen (INITIAL) im Modell angegeben werden. Dazu stehen drei Auswahlmöglichkeiten zur Verfügung. Einerseits eine Staukurvenberechnung (backwater), ein trockenes Gerinne (dry) oder die Zuordnung einer Datei (fileinput), in der der Durchfluss und der zugehörige Durchflussquerschnitt für den Zeitpunkt Null gespeichert sind. Nach jeder Simulation erzeugt BASEMENT ein sogenanntes Restartfile, welches als Anfangsbedingung für eine weitere, auf der ersten aufbauenden Simulation, herangezogen werden kann. Dazu muss das Dateiformat durch eine Umbenennung von „.dat“ auf „.txt“ geändert werden. Bei der Verwendung einer Staukurvenrechnung ist die Angabe des Abfluss ( $q_{out}$ ) und des korrespondierenden Wasserspiegel ( $WSE_{out}$ ) für den unteren Rand des Modells erforderlich.

Nach der Definition der Anfangsbedingung müssen die Einstellungen zu den Randbedingungen (BOUNDARY) getroffen werden. Für jede Randbedingung muss ein eigener Block erstellt werden. Für die obere und untere Randbedingung durch die Definition eines BOUNDARY blocks, die seitlichen Randbedingungen werden über den Block SOURCE definiert.

Für die Definition der obere Randbedingung (upstream string) stehen prinzipiell zwei Möglichkeiten zur Verfügung. Wird die Abflussganglinie (hydrograph) als Randbedingung gewählt, so müssen diese Daten in einer separaten Datei (.txt) aufbereitet werden. Diese Datei besteht im Wesentlichen aus zwei Spalten. In der ersten steht die Zeit in Sekunde in der zweiten der jeweilige Abfluss in  $m^3/s$ . Die Zeitabstände können auch unregelmäßig sein. Ausgehend vom Abfluss berechnet BASEMENT den korrespondierenden Wasserspiegel im ersten Querprofil iterativ. Dazu muss das Sohlgefälle am oberen Modellrand (slope), die maximale Anzahl an Iterationen (number\_of\_iterations) und die gewünschte Genauigkeit (percision) angegeben werden. In der praktischen Anwendung ist eigentlich nur diese Anwendung denkbar. Für experimentelle Untersuchungen kann auch davon ausgegangen werden, dass kein Wasser in das Modell fließt (wall). Diese Randbedingung kann auch für den unteren Modellrand gewählt werden.

Als untere Randbedingung (downstream string) stehen insgesamt sechs unterschiedliche Auswahlmöglichkeiten zur Verfügung.

**zhydrograph** Der Wasserspiegel am untersten Querprofil wird als Zeitreihe angegeben. Dazu ist eine kontinuierliche Aufzeichnung des Wasserspiegels am entsprechenden Querprofil notwendig. Die Daten werden analog zur Abflussganglinie in einer separaten Datei abgespeichert und von BASEMENT eingelesen. Wird diese Auswahl gemeinsam mit der Auswahl eines trockenen Gerinnes als Anfangsbedingung getroffen, muss sichergestellt werden, dass der erste Wasserspiegel auch unter der Höhe des Talwegs zu liegen kommt.

**zero\_gradient** Die Wassermenge, die das letzte Querprofil erreicht, fließt einfach aus dem Modell ohne Auswirkungen auf die Strömung flussauf. Diese Randbedingung ist einfach in der Anwendung, führt aber zu Ungenauigkeiten im untersten Querprofil.

**hqrelation** Darunter wird die Angabe einer Pegelrelation verstanden. Die Abflüsse und die jeweiligen korrespondierenden Wasserstände können einerseits in einer separaten

Datei angegeben werden, alternativ kann diese auch von BASEMENT selbst erstellt werden. Dazu ist zusätzlich die Angabe des Sohlgefälles (slope) am unteren Modellrand erforderlich.

**weir** Der untere Modellrand wird als Wehr behandelt. Der Fließzustand der Strömung im untersten Querprofil muss dabei strömend sein. Zur Anwendung kommt die Poleni-Formel. Die Parameter (Wehrhöhe, Wehrbreite, Polenifaktor), die für die Anwendung der Formel erforderlich sind, müssen vom Anwender angegeben werden. Es ist auch möglich die Wehrhöhe und -breite als Zeitreihe anzugeben.

**gate** Der untere Modellrand wird als Durchlass modelliert. Liegt der Wasserspiegel unterhalb der oberen Begrenzung des Durchlass, erfolgt die Berechnung mittels der Wehrformel. Für diesen Fall muss ebenfalls ein Polenifaktor angegeben werden. Für die Berechnung als Durchlass müssen folgende Parameter festgelegt werden: Höhe der unteren und oberen Begrenzung, Breite, Kontraktions- und Reduktionsbeiwert. Die Höhe und Breite können auch hier als Zeitreihe angegeben werden.

Die seitlichen Randbedingungen werden über den Block SOURCE definiert. Prinzipiell handelt es sich um den Zufluss (qlateral) oder einen Abfluss (off\_channel). Der Zufluss erfolgt analog zur oberen Randbedingung "hydrograph" durch Zuweisung einer Datei mit der Zeitreihe des Zufluss. Werden negative Werte verwendet, so entspricht dies einer „punktuellen“ Entnahme und der entsprechende Betrag wird dem Abfluss im Gerinne abgezogen. Die Lage des Zufluss bzw. des Abfluss wird durch Angabe des entsprechenden Querprofils (cross\_section) definiert. Erreicht der Wasserspiegel die Höhe der seitlichen Begrenzung des Gerinnes, wird dort eine fiktive senkrechte Wand angenommen und das Wasser bleibt im System (siehe auch Kapitel 6.1). Soll diese seitliche Begrenzung (Hochwasserdämme) jedoch überströmt werden, ist dies in diesem Block über die Funktion off\_channel festzulegen. Die Überströmung kann über mehrere Querprofile (cross\_sections) erfolgen. Es ist dabei nur das erste und letzte Querprofil anzugeben. Des Weiteren ist die Seite (side) anzugeben, wo die Überströmung ermöglicht werden soll. Berechnet wird die Überströmung mit dem Ansatz eines Streichwehrs. Die überströmende Wassermenge scheidet dann aus dem System aus und wird in einem eigenen Outputfile gespeichert.

Im Block PARAMETER werden die entsprechenden Einstellungen für die Simulation getroffen und die numerische Berechnung gesteuert. An dieser Stelle wird vorwiegend auf jene Parameter eingegangen, die in der Arbeit Verwendung fanden. Vor allem bei der Anwendung des impliziten Rechenverfahren stehen dem Anwender noch weitere Einstellungen zur Verfügung.

**total\_run\_time** Simulationsdauer in Sekunden.

**initial\_time\_step** Zeitschritt, mit dem die Ermittlung des Berechnungszeitschritt erfolgt. Verwendung bei der impliziten Berechnung und bei der Anfangsbedingung mit trockenem Gerinne (dry).

**CFL** Bei der expliziten Berechnung der Hydraulik erfolgt die Ermittlung des Berechnungszeitschrittes über die Angabe der sogenannten Courant Zahl (6.2). Über die Courant Zahl kann die numerische Stabilität der Berechnung beeinflusst werden. Je kleiner die Zahl, desto stabiler die Berechnung, gleichzeitig wird auch das Ergebnis ungenauer. Wenn es die numerische Stabilität erlaubt, sollte ein Wert, möglichst nahe bei 1, gewählt werden.

$$CFL = \frac{v \cdot \Delta t}{L} < 1 \quad (6.6)$$

**minimum\_water\_dept** Wasserspiegel, bei dem das Gerinne als trocken gilt. Diese Angabe wird aufgrund der numerischen Berechnung benötigt.

**simulation\_scheme** Es steht ein expliziter und impliziter Ansatz für die Diskretisierung der Zeitreihe zur Auswahl. Gerade beim Sedimenttransport, wo die Veränderung der Gerinnegeometrie von Interesse ist, sind Simulationen über lange Zeitabschnitte erforderlich. Bei der expliziten Berechnung ergeben sich durch die Begrenzung mit der Courant Zahl recht kurze Berechnungsschritte, was die gesamte Simulationsdauer erhöht. In diesem Fall kann die Simulationszeit mit der Wahl des impliziten Verfahren verkürzt werden. Bei impliziter Berechnung sollte der Abfluss möglichst stationär erfolgen. Bei trockenem Gerinne oder bei der Berechnung eines Dammbrochs kann das implizite Verfahren nicht angewendet werden.

In den Gleichungen (6.1a, 6.1b) wurden die grundlegenden Gleichungen für die hydraulische Berechnung dargestellt. Primär werden die jeweiligen Querschnittsfläche ( $A$  und  $A_{red}$ ) in Abhängigkeit des jeweiligen Durchflusses bestimmt. Benötigt werden jedoch weitere hydraulische Kenngrößen (hydraulischer Radius, Wasserspiegelbreite,...), die jedoch wiederum von der Wasserspiegellage abhängig sind. Von der Querschnittsfläche kann nur iterativ auf die exakte Wasserspiegellage geschlossen werden (iteration), was jedoch die Simulationsdauer sehr beansprucht. In BASEMENT kann jedoch festgelegt werden, dass zu Beginn der Simulation eine Tabelle erstellt wird aus welcher die Wasserspiegellage und die dazugehörigen hydraulischen Kenngrößen in Abhängigkeit der Querschnittsfläche herausgelesen werden (table). Die gesuchten Werte werden zwischen den in der Tabelle bekannten Werten linear interpoliert. Dies verringert die Genauigkeit der Berechnung etwas, steigert jedoch die Geschwindigkeit der Simulation. Es ist zu beachten, dass sich bei der Berechnung des Sedimenttransportes die Sohlenlage verändern kann, was eine Neuberechnung der Tabelle erfordert (Kapitel 6.3). Die Auswahl des Rechenschemas erfolgt in einem Unterblock der Parametereinstellungen (SECTION\_COMPUTATION).

### 6.3. Berechnung des Sedimenttransportes (MORPHOLOGY)

Zu Beginn der Berechnung des Sedimenttransportes mit BASEMENT muss die sedimentologische Zusammensetzung der **Gerinnesohle (BEDMATERIAL)** definiert werden. Dazu werden zuerst die mittleren Korndurchmesser, der in der Modellierung verwendeten Kornfraktionen, festgelegt (GRAIN\_CLASS). Aus den einzelnen definierten Kornfraktionen werden durch Angabe der Volumenverteilung unterschiedliche Kornverteilungen (MIXTURE) definiert, die den einzelnen Schichten der Gerinnesohle (Layer) oder der Geschiebezufuhr an den Rändern des Modells zugewiesen werden.

Eine Gerinnesohle (SOIL\_DEF), die einem oder mehreren Querprofilen zugeordnet wird, kann aus mehreren Schichten (LAYER) bestehen. Innerhalb der obersten Schicht findet auch der Geschiebetransport im sogenannten „bed load control volumen“ statt. Das „bed load control volumen“ wird auch als Austauschschicht (active layer) bezeichnet, da hier der Massenaustausch zwischen dem Geschiebe und der Gerinnesohle<sup>3</sup> stattfindet. Eine Schicht (LAYER) ergibt sich aus der definierten Kornzusammensetzung (MIXTURE) und der unteren Schichtgrenze (bottom\_elevation) in Relation zur Flusssohle. Optional für

---

<sup>3</sup>Im entsprechenden LAYER

die Definition einer Gerinnesohle ist auch die Angabe der kritischen Sohlschubspannung (`tau_erosion_start`)  $\tau_{crit}$  oder die Definition einer Deckschicht durch die Angabe von  $d_{90}$  (`d90_armored_layer`). Die Angabe von  $\tau_{crit}$  kann bei einem Untergrund, dessen Oberfläche nicht aus Kornfraktionen besteht, wie zum Beispiel eine Grasdecke im Vorland, angewendet werden. Durch beide Parameter kann die Mobilisierung von Sedimenten aus der Gerinnesohle beeinflusst werden. Im Fall der Deckschicht wird die Formel von Günter (Siehe auch (4.52)) für die Definition des Transportbeginns angewendet (6.7).

$$\Theta_{crit,DS} = \Theta_{crit} \cdot \left( \frac{d_{90}}{d_m} \right)^{2/3} \quad (6.7)$$

In Gleichung (6.7) sind  $\Theta_{crit}$  und  $d_m$  die jeweiligen Werte der Unterschicht. Die Definition steht nur bei der Anwendung eines Einkornmodells (`mpm`) zur Verfügung. Es kann daher auch zu keiner Neubildung der Deckschicht kommen. Der Untergrund besitzt nur solange eine Deckschicht, bis die kritische dimensionslose Schubspannung das erste Mal den Wert von  $\Theta_{crit,DS}$  erreicht. Wurde auf dieser Sohle schon zuvor Geschiebe abgelagert, wird dieses zuerst erodiert, bevor die definierte Deckschicht beansprucht wird.

Wird eine Gerinnesohle ohne Schichten definiert, so gilt diese als fixe Sohle von der aus kein Material mobilisiert werden kann. Die Zuordnung der Gerinnesohlen zu den einzelnen Querprofile läuft über Indizes. Somit muss jede Sohle einem Index zugeordnet werden (`SOIL_ASSIGNMENT`).

Für die Berechnung des **Geschiebetransport (BEDLOAD)** müssen zuerst die Randbedingungen (`BOUNDRY`) festgelegt werden. Es müssen sowohl für den oberen wie auch für den unteren Modellrand (`string`) die jeweiligen Randbedingungen bestimmt werden. Für den oberen Modellrand stehen insgesamt vier Auswahlmöglichkeiten zur Verfügung, für den unteren zwei.

**sediment\_discharge** Eine Sedimentzuflussganglinie [ $m^3/s$ ], die in einer externen Datei (`name`) aufbereitet wird und dann von `BASEMENT` unter Angabe des Dateinamen (`.txt`) eingelesen wird. Eine in `BASEMENT` vordefinierte Kornzusammensetzung (`mixture`) muss der Ganglinie zugeordnet werden.

**IOUp** Eine Randbedingung, die sich für die Bestimmung des Gleichgewichtszustand in einem Gerinne eignet. Es wird dabei angenommen, dass am oberen Modellrand soviel Geschiebe eintritt, wie aus der ersten Rechenzelle aufgrund der hydraulischen Belastung ausgeht. Folglich muss keine Kornzusammensetzung (`mixture`) angegeben werden. Mit einem Faktor (`factor`) kann der Sedimentinput am oberen Rand beeinflusst werden.

**IODown** Analog zu `IOUp` geht diese Randbedingung davon aus, dass die Menge an Geschiebe, welche in die letzte Rechenzelle fließt, das Modell über den unteren Rand verlässt.

**transport\_capacity** Berechnet die Transportkapazität des ersten Querprofil in Abhängigkeit einer zugewiesenen Kornzusammensetzung (`mixture`) und setzt diese als Geschiebezufluss am oberen Modellrand an. Der Geschiebeinput kann ebenfalls mit einem Faktor (`factor`) abgeändert und somit kalibriert werden.

**wall** Diese Randbedingung geht von keinem Geschiebein- und output über die Ränder des Modells aus.

Es ist auch möglich dem Modell an einem bestimmten Querprofil Sediment zuzugeben oder zu entnehmen (**SOURCE**). Damit kann ein seitlicher geschiefeführender Zufluss oder eine

Entnahme durch Baggerung in der Simulation berücksichtigt werden. Die Zugabe (`sediment_discharge`) erfolgt analog zur gleichnamigen oberen Randbedingung durch Angabe einer Datei (`file`) und Zuordnung einer Korngrößenverteilung des Inputs (`mixture`). Bei der Entnahme (`dredge`) kann eine maximale Tiefe (`limited_bottom_level`) angegeben werden, bis zu dieser Höhenkote eine Entnahme erfolgt. Weiters kann ein Mindestmaß an Auflandung (`minimum_dredge_thickness`) der Gerinnesohle angegeben werden, ab der eine Entnahme einsetzt. Die Entnahme kann auch so gesteuert werden, dass nur bestimmte Korngrößen aus der Gerinnesohle entnommen werden (`grain_class`).

Der Zusammenhang der berechneten Strömungsgrößen, wie etwa Fließgeschwindigkeit oder Abflusstiefe mit dem Geschiebetransport, beruht auf empirischen Untersuchungen. Die daraus abgeleiteten Ansätze beruhen zum Teil auf unterschiedlichen **Parametern (PARAMETER)**. Die einzelnen Ansätze, mit denen BASEMENT rechnet, wurden für unterschiedliche Fragestellungen entwickelt. Daher ist eine dementsprechende Auswahl entscheidend für das Endergebnis der Simulation.

**Meyer-Peter Müller (mpm; mpm\_multi)** Meyer-Peter Müller (1948) führten Versuche im Labor in einem Gefällsbereich von 0.0004 bis 0.023 durch. Ihr Ansatz beruht auf der Annahme eines mittleren charakteristischen Korndurchmesser  $d_m$ , der stellvertretend für die Kornverteilung des transportierten Materials betrachtet wird. Unter stationären Bedingungen definierten sie für  $\Theta_{crit} = 0.047$ . Bei diesem Wert befinden sich 50 % der Körner in Bewegung. Einzelne Körner bewegen sich jedoch bereits bei  $\Theta_{crit} = 0.03$ . Fäh<sup>4</sup> schlägt für instationäre Strömungen eine Anpassung von  $\Theta_{crit}$  an die Strömungsbedingungen vor. Laut Malcherek<sup>5</sup> kann die Formel für groben Sand und Kies mit einer Korngröße  $> 1\text{mm}$  angewendet werden. In BASEMENT gibt es einen erweiterten Ansatz, der es erlaubt, die Formel auch für den fraktionsweisen Transport anzuwenden. Er wendet einen Korrekturfaktor für jede einzelne Kornklasse an, um den Bewegungsbeginn an den Korndurchmesser anzupassen. Dieser Ansatz stammt von Ashida und Michiue (1971)<sup>6</sup>.

**Power-law (powerlaw)** Ein sehr einfacher Ansatz, bei dem die Geschiebetransportrate rein von der berechneten Fließgeschwindigkeit abhängt. Der Zusammenhang ist  $q_b = a \cdot v^b$ . In diesem Ansatz wird folglich keine kritische Schubspannung  $\tau_{crit}$  berücksichtigt.

**Meyer-Peter Müller Hunziker (mpmh)** Hunziker entwickelte den Ansatz von Meyer-Peter und Müller (1948) weiter, um einen fraktionsweisen Transport von abgestuftem Material simulieren zu können. Prozesse, die dabei berücksichtigt werden, sind einerseits die Sortierprozesse in der Austauschschicht und andererseits der "hiding effect". Größere Körner sind exponierter und der Strömung mehr ausgesetzt, während kleinere Sedimente durch größere Körnern von der Strömung abgeschirmt werden. Dies wird als sogenannter "hiding effect" bezeichnet. Der Ansatz erhöht, durch die "hiding function", die kritische dimensionslose Schubspannung  $\Theta_{crit}$ , jedoch wird diese nur für den mittleren Korndurchmesser ermittelt. Dies impliziert die Annahme, dass der Bewegungsbeginn für alle Kornfraktionen unter denselben Strömungsbedingungen stattfindet.

**Parker (parker)** Seine Untersuchungen basieren ausschließlich auf Felddaten. Der Ansatz beruht auf der Betrachtung des Materials der Gerinnesohle als Quelle für das Geschiebe. Eine Berechnung des selektiven Transport ist möglich. In seinem in BASEMENT

<sup>4</sup>zit. in Fäh et al. (2010)

<sup>5</sup>zit. in Fäh et al. (2010)

<sup>6</sup>zit. in Fäh et al. (2010)

verwendeten, neuen Ansatz (1991) geht Parker davon aus, dass in der Regel Geschiebetransport stattfindet, wenn die Strömungszustände so sind, dass Sand nicht als Geschiebe sondern als Schwebstoffe transportiert werden. Sein Ansatz ist daher für Körner  $< 2\text{mm}$  nicht anwendbar. Weiters weist Marti (2006)<sup>7</sup> darauf hin, dass Felddaten bei niedrigen Abflüssen und damit niedrigen Geschiebetransport erhoben werden und der entwickelte Ansatz daher den Geschiebetransport tendenziell unterschätzt.

**Rickenmann (rickenmann)** Rickenmann wertete 252 Versuche von Meyer-Peter und Müller (1948), Smart und Jäggi (1983) und Rickenmann (1990) aus und entwickelte daraus eine Ansatz, der den gesamten in den Versuchen verwendeten Gefällsbereich von 0.0004 bis 0.2 abdeckt. Für die Berechnung eines fraktionsweisen Geschiebetransportes wendet BASEMENT diesen Ansatz für jede Kornklasse separat an. Bezzola (2007) führt an, dass Rickenmann seine Versuche auch mit Suspension (Wasser-Ton) durchführte und dieser Ansatz dadurch die Auswirkungen der Schwebstoffe auf den Geschiebetransport besonders berücksichtigt.

**Smart und Jäggi (smartjaeggi)** Neben den Daten von Meyer-Peter und Müller (1948) verwendeten Smart und Jäggi (1983) Daten aus eigenen Versuchen für ihren Ansatz. Ihre Versuche führten sie mit einem weit größerem Gefälle von 0.03 bis 0.2 durch. Der Ansatz geht von einem kritischen Gefälle als Funktion des hydraulischen Radius und der dimensionslosen kritischen Schubspannung  $\Theta_{crit}$  aus, bei dem der Geschiebetransport beginnt. Bezzola (2007) empfiehlt eine Anwendung dieses Ansatzes in einem Gefällsbereich von 0.05 bis 0.2. Wie bei Rickenmann wendet BASEMENT in der numerischen Simulation diesen Ansatz für jede Kornklasse einzeln an.

**Wu, Wang und Jia (wu)** Eine neue Transportformel, die auf Labor und Feldversuchen aus dem Jahr 2000 für abgestuftes Kornmaterial beruht. Der "hiding" und "exposure" Effekt wird stochastisch in Abhängigkeit der Korngröße und -verteilung behandelt. Auch mit diesem Ansatz ist eine Berechnung des fraktionsweisen Geschiebetransport möglich.

Für die Berechnungen in dieser Arbeit wurde der von Hunziker modifizierte Ansatz von Meyer-Peter und Müller verwendet (mpmh). Ausschlaggebend waren die Übereinstimmung des Gefällsbereich und die Möglichkeit den Geschiebetransport fraktionsweise zu berechnen. Durch eine fraktionsweise Berechnung kann der Einfluss der Ill, deren Geschiebe um einiges gröber ist als jenes des Rheins, besser nachgebildet werden. Der Ansatz von Hunziker geht davon aus, dass die Deckschicht die Mobilität der einzelnen Kornfraktionen reguliert und im Falle des Gleichgewicht die Kornverteilung des laufenden Materials (active layer) derjenigen der Unterschicht (soil layer) entspricht. Die kritische dimensionslose Sohlschubspannung (Transportbeginn) wird für die gesamte Kornverteilung durch das Verhältnis der charakteristischen Korndurchmesser der Austauschschicht (active layer) und Unterschicht (soil layer) berechnet („equal mobility“) (6.8b). Die Mobilität wird dann jedoch durch einen Gewichtungsfaktor (hiding factor) entsprechend der Korngrößen der einzelnen Kornfraktionen gesteuert (6.8c). Für kleine dimensionslose Sohlschubspannungen divergiert der Exponent der „hiding function“ gegen minus unendlich (6.8d), was zur numerischen Instabilität führt. BASEMENT legt daher einen Mindestwert von -1.5 fest, der jedoch vom Anwender geändert werden kann (hiding\_exponent).

---

<sup>7</sup> zit. in Fäh et al. (2010)

$$q_{B_g} = 5 [\xi_g(\Theta'_{dms} - \Theta_{cdms})]^{3/2} \cdot \sqrt{(s-1)gd_{ms}^3} \quad (6.8a)$$

$$\Theta_{cdms} = \Theta_{crit} \left( \frac{d_{mo}}{d_{ms}} \right)^{0,33} \quad (6.8b)$$

$$\xi_g = \left( \frac{d_g}{d_{ms}} \right)^{-\alpha} \quad (6.8c)$$

$$\alpha = 0,011 \cdot \Theta_{dms}'^{-1,5} - 0,3 \quad \alpha_{limited} = \min(\alpha_{min}, \alpha) \quad (6.8d)$$

- $q_{B_g}$  ..... Geschiebetransportrate der Kornklasse g
- $\xi_g$  ..... „hiding factor“
- $\Theta'_{dms}$  . vorhandene dimensionslose Schubspannung, bezogen auf die Transportschicht, die aus der hydraulischen Belastung resultiert
- $\Theta_{cdms}$  .. kritische dimensionslose Schubspannung der Mischung berechnet nach Gl (6.8b)
- $\Theta_{crit}$  kritische dimensionslose Schubspannung bezogen auf  $d_m$  der Mischung (Berechnung siehe weiter unten)
- $d_{mo}$  ..... mittlerer Korndurchmesser der Unterschicht (soil layer)
- $d_{ms}$  .....mittlerer Korndurchmesser der Transport- Austauschschicht (active layer)
- $\alpha$  ..... Exponent der „hiding function“

Für die Berechnung der dimensionslosen kritischen Sohlschubspannung  $\Theta_{crit}$ <sup>8</sup> schlugen Meyer-Peter und Müller (1948) für den turbulenten Bereich<sup>9</sup> einen konstanten Wert von 0.047 vor. BASEMENT verwendet für die Ansätze mpm,mpmh, mpm\_multi, rickenmann, smartjaeggi jedoch einen Ansatz von Van Rijn (1984)<sup>10</sup> und berechnet  $\Theta_{crit}$  in Abhängigkeit eines dimensionslosen Korndurchmessers  $D^*$ .

**Tabelle 6.1.:** Dimensionslose kritische Schubspannung  $\Theta_{crit}$  als Funktion des dimensionslosen Korndurchmesser  $D^*$  nach Van Rijn (1984) (zit. in Fäh et al. (2010))

$\Theta_{crit} = 0.24 \cdot (D^*)^{-1}$	für $1 \leq D^* \leq 4$
$\Theta_{crit} = 0.14 \cdot (D^*)^{-0.64}$	für $4 \leq D^* \leq 10$
$\Theta_{crit} = 0.04 \cdot (D^*)^{-0.1}$	für $10 \leq D^* \leq 20$
$\Theta_{crit} = 0.013 \cdot (D^*)^{0.29}$	für $20 \leq D^* \leq 15$
$\Theta_{crit} = 0.055$	für $D^* \geq 150$

<sup>8</sup>siehe Kapitel 4.3.3

<sup>9</sup> $Re^* > 10^3$

<sup>10</sup>zit. in Fäh et al. (2010)

$$D^* = \left( \frac{(\rho_s - \rho) \cdot g}{\rho \cdot \nu^2} \right)^{1/3} \cdot d \quad (6.9)$$

Wu geht von einem konstanten Wert,  $\Theta_{crit} = 0.03$ , für den mittleren Korndurchmesser aller Kornklassen aus. Dieser Wert wird dann für die einzelnen Kornklassen entsprechend des „hiding and exposure factor“ modifiziert.

Die einzelnen Ansätze in BASEMENT sind über folgende Parameter regelbar:

**theta\_critic** (mpm, mpmh, mpm\_multi, rickenmann, smartjaeggi, parker, wu) BASEMENT berechnet die kritische dimensionslose Sohlschubspannung  $\Theta_{crit}$  wie in Tabelle 6.1 dargestellt. Der Wert kann jedoch vom Anwender zu Kalibrierungszwecken auch vorgegeben werden. Dies geschieht entweder in diesem Block (BEDLOAD) und ist somit für alle Querprofile konstant. Alternativ dazu kann auch eine Zuordnung zu einzelnen Querprofilen über den „1D Grid Editor“ erfolgen.

**min\_theta\_critic** (wu, parker) Bei diesen Ansätzen ist es möglich, dass die  $\Theta_{crit}$  sehr klein und sogar Null wird. Um die Stabilität der Simulation nicht zu gefährden, ist die Angabe des kleinstmöglichen Wert für  $\Theta_{crit}$  nötig. Wird dieser Wert vom Anwender nicht geändert, ist der Wert 0.02 voreingestellt.

**critical\_shear\_stress\_calibration** (mpm,mpmh, mpm\_multi, rickenmann, smartjaeggi) Ein Faktor, mit dem der aus dem Shieldsdiagramm ermittelten Wert  $\Theta_{crit}$  beeinflusst werden kann. Der Wert muss positiv und kleiner 100 sein.

**hiding\_exponent** (mpmh, mpm\_multi, wu) Ein Faktor für die „hiding and exposure“ Funktion, der stets einen negativen Wert hat. Damit kann der Sortiereffekt beeinflusst werden und ist ein wichtiger Kalibrierfaktor für diesen. Sollte jedoch nur geringfügig von den voreingestellten Werten<sup>11</sup> abweichen, um die Rechenstabilität nicht zu gefährden.

**power\_law\_a und power\_law\_b** (power\_law) Die beiden Parameter, die in diesem Ansatz vorkommen, werden mit diesen Werten eingestellt.

**d90 und d30** (rickenmann, smartjaeggi) Für die beiden Ansätze ist die Angabe dieser beiden charakteristischen Durchmesser der Kornverteilung notwendig. Es ist ein Maß für die Korngrößenverteilung.

**bedload\_factor** Der mit dem jeweiligen Ansatz ermittelte Geschiebetransport kann, für Kalibrierungszwecke mit diesem Faktor (bedload\_factor) multipliziert werden. Faktor < 1 verringert den Geschiebetransport, Faktor > 1 führt dementsprechenden zu einer Erhöhung.

**upwind** Da die für den Sedimenttransport nötigen Werte nur im Querprofil selbst, also im Zentrum des Kontrollvolumens, gegeben sind, muss über diesen Parameter der Einfluss zweier benachbarter Querprofile auf den Sedimentfluss vom einen Kontrollvolumen zum nächsten angegeben werden. Ist der Parameter 1, so werden nur die Werte des Querprofil flussauf für die Berechnung verwendet, bei 0 nur jene vom Querprofil flussab. Bei Werten dazwischen wird entsprechend interpoliert. Mit diesem Wert wird vor allem die Stabilität der Berechnung beeinflusst. Empfohlen wird ein Wert zwischen 0.5 und 1.

---

<sup>11</sup>Hunziker -1.5; Wu -0.6

**angle\_of\_repose** Schüttwinkel der Sedimente. Dieser wird im Programm eingesetzt, um die kritische Sohlschubspannung  $\tau_{crit}$  in Abhängigkeit des Sohlgefälles zu modifizieren. Wird vom Programm mit  $30^\circ$  angenommen, falls dieser Wert nicht selber eingegeben wird.

**bed\_forms** In einem Gerinne, bei dem Sohlenformen auftreten, kommt es zu Reibungsverlusten, die im Modell, beruhend auf Querprofilen, nicht berücksichtigt werden. Die berechnete kritische Schubspannung  $\tau_{crit}$  wird somit überschätzt und kann über diesen Faktor (kleiner 1) dementsprechend verringert werden. Der Wert kann entweder konstant für das gesamte Gerinne (BEDLOAD) oder für einzelne Querprofile (1D Grid Editor) angegeben werden. Eine Möglichkeit zur Bestimmung dieses Faktors ist zuerst den Stricklerbeiwert  $k_{str}$  für das Gerinne über eine Kalibrierung zu ermitteln. Somit sind sowohl Sohl- als auch Kornrauigkeit in diesem Stricklerbeiwert enthalten. Die reine Kornrauigkeit kann nach Jäggi mit  $k_{str} = \frac{21,1}{\sqrt[6]{d_{90}}}$  berechnet werden. Der bed\_form Faktor ergibt sich mit  $\mu = \left(\frac{k_{str}}{k'_{str}}\right)^{3/2}$ .

**local\_slope** BASEMENT bietet die Möglichkeit eines vereinfachten Ansatzes der den Einfluss der Gravitation aufgrund größerer lokaler Gefälle auf den Sedimenttransport berücksichtigt. Dies hat jedoch nur in einer zweidimensionalen Berechnung eine Auswirkung. Die Methode erhöht den Geschiebetransport, wenn ein Gefälle in Strömungsrichtung vorliegt, umgekehrt kommt es zu einer Reduktion. Kann entweder berücksichtigt (on) oder nicht berücksichtigt (off) werden.

**hydro\_step** Es kann eine Zeitspanne angegeben werden, nach der die hydraulische Belastung neu berechnet werden soll. Dies kann bei morphologischen Untersuchungen über einen langen Zeitraum nützlich sein.

**sediment\_relocation** Es kann definiert werden, von welchem Teil der definierten Flusssohle Material erodiert wird bzw. wo Material abgelagert werden kann. Die Auswahlmöglichkeiten sind: 1. Die gesamten definierten Sohle (bottom) 2. Jeweils nur benetzte Flächen (wetted) 3. Zwischen den beiden äußersten Punkten der definierten Sohle, die gerade noch benetzt sind (between\_wetted).

**velocity\_area** Definiert, welchen Teil des Querprofils für die Berechnung der Geschwindigkeit  $v = Q/A$  verwendet werden soll, die in weiterer Folge für die Berechnung des Geschiebetransport herangezogen wird. Auswahlmöglichkeiten sind: das gesamte Querprofil (general), die im Querprofil definierten Bereiche des Hauptgerinne (main), der Bereich der Sohle (bottom).

Im MORPHOLOGY Block **PARAMETER** kann die Berechnung des Feststofftransportes gesteuert werden. Die Berechnung des Geschiebetransportes findet innerhalb des obersten Layer der Gerinnesohle, im sogenannten „bed load control volumen“, statt. Die obere Begrenzungen dieses Volumens ist die aktuelle Gerinnesohle. Die Mächtigkeit der Schicht (control\_volume\_thickness) wird von BASEMENT über die Sortierungsprozesse und die Massenerhaltung berechnet.

$$q_{B_g} = \beta_g \cdot q_B \cdot (\xi_g) \quad (6.10)$$

$$(1 - p) \frac{\partial}{\partial t} (\beta_g \cdot h_m) + \frac{\partial q_{B_g}}{\partial x} + s_g - s f_g - s l_{B_g} = 0 \quad (6.11)$$

$$(1 - p) \frac{\partial z_B}{\partial t} + \sum_{g=1}^{ng} \left( \frac{\partial q_{B_g}}{\partial x} + \frac{\partial q_{B_g}}{\partial y} + s_g - sl_{B_g} \right) = 0 \quad (6.12)$$

$q_{B_g}$ .....	Geschiebetransportrate der Kornklasse $g$ . Manche Ansätze berechnen die Geschiebetransportrate auch fraktionsweise für einzelne Kornklassen.
$\beta_g$ .....	Volumenanteil der Kornklasse $g$
$q_B$ .....	Geschiebetransportrate
$\xi_g$ .....	hiding factor
$p$ .....	Porosität der Sedimente (konstant)
$h_m$ .....	Mächtigkeit des „bed load control volumen“
$s_g$ .....	Masse an Material, welches in den darüberliegenden Layer (Wasser und Schwebstoffe) übergeht (Suspension) oder von diesem aufgenommen wird (Ablagerung).
$sf_g$ .....	Masse an Material die von der Gerinnesohle aufgenommen (Sohle erodiert) oder abgegeben (Auflandung) wird.
$sl_{B_g}$ .....	Externer Sedimentinput oder -output (SOURCE)
$z_B$ .....	Höhe der Gerinnesohle

Der Geschiebetransport einer einzelnen Kornklasse  $g$  berechnet sich über das Volumen dieser Kornklasse, dem gewählten Ansatz für die Berechnung des Geschiebetransport und einem eventuellen Korrekturfaktor für den „hiding and exposure effect“, sofern dies im Ansatz vorgesehen ist (6.10). Gleichung (6.11) zeigt die Berechnung der Sortierung für die Kornklasse  $g$  und ist eine Berechnung der Massenerhaltung für jede einzelne Kornklasse. Aus der globalen Massenerhaltung (6.12) berechnet sich die neue Gerinnesohle. Mit den ersten fünf beschriebenen Parametern kann auf die Berechnung der Gerinnesohle Einfluss genommen werden.

**porosity** Porengehalt des Sediments. Wird vom Anwender kein eigener Wert angegeben, rechnet das Programm mit einem Wert von 37%.

**density** Dichte des Sediments. Im Programm ist die Dichte von Quarz mit  $2650 \text{ kg/m}^3$  voreingestellt.

**control\_volumen\_type, control\_volume\_thickness** Für den Anwender besteht die Möglichkeit eine konstante Höhe für das „bed load control volumen“, auch als „active layer“ bezeichnet, anzugeben. Voreingestellt bei diesem Parameter ist in BASEMENT 0,10 m. Geändert wird dieser Wert unter dem Parameter control\_volume\_thickness. Von BASEMENT wird standardgemäß der Ansatz von Borah (et al. 1982)<sup>12</sup> für die Berechnung der Transporthöhe des Geschiebes angewendet. Eine weitere Möglichkeit der Berechnung der Höhe der Geschiebetransportschicht ist im „User Manual“ angeführt, steht jedoch in der verwendeten Version BASEMENT 2.01 nicht zur Verfügung. Dabei ließe sich die Höhe aus dem mittleren Durchmesser des „bed load control volumen“ multipliziert mit einem anzugebenden Faktor berechnen lassen.

**restart\_file, initial\_condition** BASEMENT bietet die Möglichkeit eine numerische Simulation des Sedimenttransport zu unterbrechen bzw. an eine schon berechnete Simulation anzuschließen (initial\_condition auswählen). Dazu muss, das von BASEMENT erzeugte „restart file“ angegeben werden, in dem die Informationen zur Gerinnesohle nach einer Berechnung gespeichert wurden.

<sup>12</sup>zit. in Fäh et al. (2010)

**max\_dz\_table** Intervall für Neuberechnung. Wird für die Berechnung der Hydraulik eine Tabelle verwendet, so muss hier angegeben werden, nach welcher Veränderung der Gerinnesohle diese Tabelle neu berechnet werden soll.

## 6.4. Ergebnisse (OUTPUT)

Wie das Preprocessing, also die Aufbereitung der benötigten Daten, ist auch das Post-processing in BASEMENT nicht möglich. Die Ausgabe der berechneten Daten erfolgt in separaten Dateien (outputfiles), die im Projektordner erstellt werden. BASEMENT bietet jedoch Schnittstellen zu anderen Programmen wie Tecplot (tecplot\_all) oder MATLAB (matlab) an. Die Dateien werden dann in einem Dateiformat erstellt, welches in den genannten Programmen geöffnet und weiterverarbeitet werden kann. Standard ist die Erzeugung einer .txt Datei, in welche die gewünschten Ergebnisse geschrieben werden sowie einer restart Datei die als Anfangsbedingung für eine weitere Simulation verwendet werden kann. Der Verlauf der Simulation kann mit einem Zusatzprogramm (BASEviz) visuell verfolgt werden. Folgend einige generelle Parameter, die zur Einstellung des Standardoutput dienen:

**output\_time\_step** Einstellung der Zeitschritte in Sekunden, nach der die Ergebnisse in die gewünschte Ergebnisdatei (outputfile) geschrieben werden sollen.

**console\_time\_step** Einstellung der Zeitschritte in Sekunden, nach der die Ergebnisse am Computerbildschirm dargestellt werden.

**restart\_time\_step** Angabe der Zeitschritte in Sekunden, nach denen die Ergebnisse in das restartfile geschrieben werden. Die Daten vom vorangegangenen Zeitpunkt werden überschrieben.

Für jeden Zeitschritt (output\_time\_step) werden zuerst die Flüsse wie zB Abfluss- oder Sedimenttransport über die Kanten<sup>13</sup> angegeben. Dann wird der jeweilige Zustand im Modell, bezogen auf die Querprofile, beschrieben. Die wichtigsten Werte für die Berechnung des Geschiebetransport sind in Tabelle 6.2 angegeben.

**Tabelle 6.2.:** Ausgewählte Parameter im outputfile von BASEMENT bei einer Berechnung des Geschiebetransport

Bezeichnung im outputfile	Beschreibung
zbed	Talweg
leftdam, righdam <sup>1</sup>	seitlichen Hochwasserdämme
bottomlev.	mittlere Sohllage
z	Wasserspiegellage
eline	Höhe der Energielinie
A	Durchflussquerschnitt
Q	Durchfluss
u	Fließgeschwindigkeit
Fr	Froudzahl
Tau	Sohlschubspannung

<sup>1</sup> Definition über „active range“ (Kapitel 6.1)

<sup>13</sup>Unter Kante versteht man die Schnittstellen zwischen zwei Rechenzellen. In BASEMENT befindet sich das Querprofil im Zentrum einer Rechenzelle (zellenzentriert). Die Kanten befinden sich somit mittig zwischen zwei benachbarten Querprofilen.

Neben diesen Standardeinstellungen kann je nach Fragestellung ein Output mit speziellen Ergebnissen durch das Hinzufügen des Blocks **SPECIAL\_OUTPUT** definiert werden. Dabei wird jeweils eine .txt Datei erzeugt.

**monitor** Sind einzelne Querprofile (cross\_sections) von besonderem Interesse, können ausgewählte Parameter für diese aufgezeichnet werden. Für die gewünschten Parameter kann der höchste Wert (max), der kleinste Wert (min) oder die zeitliche Entwicklung (time) aufgezeichnet werden. Für die Parameter Abfluss (Q), Geschiebetransport (Gb) und Konzentration (C) kann zudem noch die gesamte Fracht (sum) über den Simulationszeitraum angegeben werden. Ein eigenes Zeitintervall (output\_time\_step), nach dem die Werte in dieses outputfile geschrieben werden soll, muss festgelegt werden. Für jedes Querprofil wird eine eigene Datei erzeugt. Die einzelnen Parameter sind:

Q	Abfluss
A	Durchflussquerschnitt
WSE	Wasserspiegellage
V	Geschwindigkeit
Qb	Geschiebetransport
C	Konzentration
geometry	Geometrie des Querprofil mit Wasserspiegellage im Tecplot-Format
geometry_bin	Wie geometry, allerdings in einem binary-Format

**mixtures** Es werden die Veränderungen der Gerinnesohle für alle Querprofile aufgezeichnet. Für jedes Querprofilsegment<sup>14</sup> und jeden soillayer des Querprofils wird die Kornzusammensetzung nach einem definierten Zeitschritt (output\_time\_step) aufgezeichnet. Es wird empfohlen einen möglichst großen Zeitschritt zu verwenden, da diese Datei sonst sehr umfangreich wird.

**delta\_v\_sed, delta\_v\_water, delta\_v\_suspension** Die Veränderung der jeweiligen Größe im gesamten Modell als Zeitreihe. Die einzelnen Parameter sind Geschiebe (delta\_v\_sed), Wasser (delta\_v\_water) und Feststoffe in Suspension (delta\_v\_suspension). Der Zeitschritt (output\_time\_step) wird auch für diese Ausgabe extra bestimmt.

**transport\_diagram** Mit dieser Einstellung kann ein Transportdiagramm für den Geschiebetransport erstellt werden. Die Aufzeichnung erfolgt für alle Querprofile mit dem angegebenen Zeitschritt (output\_time\_step).

Es gibt auch die Möglichkeit den Verlauf der Simulation visuell zu verfolgen. In BASEMENT ist ein Zusatzprogramm vorhanden, welches über die Wahl BASEviz im Block **SPECIAL\_OUTPUT** gestartet wird. Gesteuert wird die Darstellung über folgende Parameter:

**output\_time\_step** Zeitschritt, nachdem die Veränderung der ausgewählten Variable in BASEviz dargestellt wird.

**variable** Auswahl der Variable, welche mit BASEviz dargestellt werden soll. Zur Auswahl

---

<sup>14</sup>Bereich zwischen zwei Querprofilpunkten

stehen die Wassertiefe (depht), die absolute Wasserspiegellage in müM (wse), Geschwindigkeit (velocity), Abfluss (Q) und die Sohlschubspannung (tau). Mit der neuen Version kann innerhalb von BASEviz zwischen den einzelnen Variablen gewechselt werden.

**show gridlines** Auswahl, ob die Gitternetzlinien dargestellt werden sollen oder nicht.

Wurde die Darstellung mit BASEviz gewählt, öffnet sich beim Programmstart ein weiteres Konsolenfenster (Abb. 6.3). Dort sind die Querprofile dreidimensional dargestellt. Die Position der Betrachtung und der Zoomfaktor kann verändert werden. Die Verwendung von BASEviz verlangsamt jedoch den Fortschritt der Simulation erheblich.

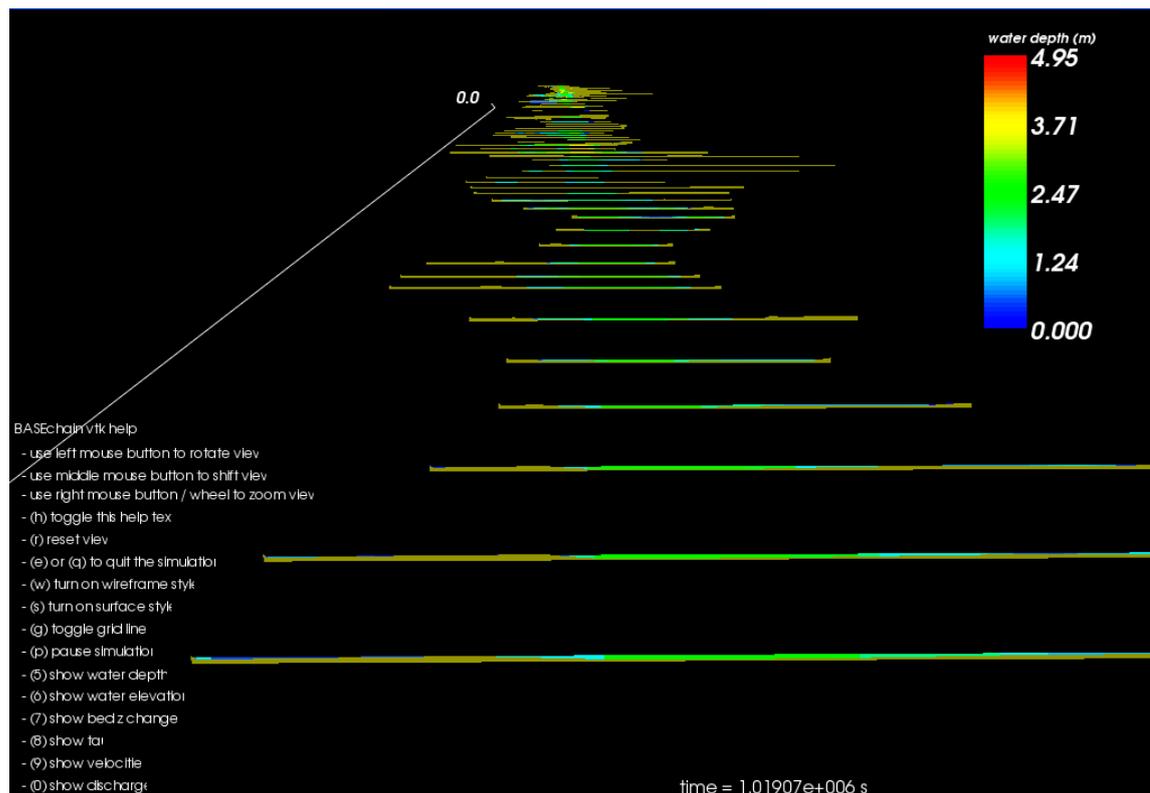


Abbildung 6.3.: Darstellung der Wassertiefe mit BASEviz



## 7. Ergebnisse der numerischen Simulation

Ergebnisse und Erkenntnisse die sich aus der Aufbereitung und Analyse der Rohdaten ergeben werden bereits im vorherigen Kapitel 5 angeführt und diskutiert. Dieses Kapitel dient zur Darstellung und Interpretation der Ergebnisse die sich auf die numerische Berechnung stützen. Der Aufbau des numerischen Modells wird ausführlich ebenfalls in Kapitel 5 beschrieben.

### 7.1. Überblick über den Aufbau und Betrieb des numerischen Modells

- Das Untersuchungsgebiet erstreckt sich von der damaligen Wuhrgrenze zwischen Österreich und Liechtenstein und zieht sich über 18,8 km bis in die Mitte der damaligen Hohenemser Kurve.
- Im Modell wird die Ill als Zubringer berücksichtigt. Die Einmündung der Ill erfolgt am Querprofil 69.
- Die Gerinnegeometrie basiert auf 96 Querprofilen die aus einem DGM generiert werden. Der Querprofilabstand beträgt im Durchschnitt 190 Meter.
- Die Grundlage für das DGM bilden im Wesentlichen ein historischer Lageplan und Querprofile aus dem Jahr 1848. Ausgangslage der numerischen Berechnungen ist das Jahr 1848.
- Das Modell wird in drei Zonen mit unterschiedlicher Kornzusammensetzung der Gerinnesohle aufgeteilt. In Fließrichtung: Zone 1 der Bereich oberhalb der Illmündung (4,2 km) mit einer relativ feinen KGV; Zone 2 unmittelbar unter der Illmündung (4 km) mit der größten KGV und anschließend Zone 3 mit einer etwas feineren KGV (10,6 km).
- Das Modell wird insgesamt mit vier Korndurchmessern betrieben: Ein mittlerer Korndurchmesser  $d_m$  für alle Zonen und der jeweilige  $d_{90}$  der definierten Zone.
- Die Kornverteilung des Geschiebeinputs wird ebenfalls mit diesen Korndurchmessern gebildet.
- Die Kornverteilung des Geschiebeinputs am oberen Modellrand entspricht der Kornverteilung der Flusssohle der Zone 1.
- Die Kornverteilung des Geschiebeinputs der Ill wird aus dem  $d_m$  und dem  $d_{90}$  der Zone 2 und Zone 3 im Verhältnis 60 : 20 : 20 gebildet.
- Die hydrologischen Randbedingungen werden durch Abflussganglinien aufgestellt, die aus einer späteren Zeitperiode stammen (1904 bis 1950). Die Abflussdaten beruhen auf Tagesmittelwerten und Monatsextremwerten.
- Die Abflussganglinie der Ill ist nur teilweise durch Originaldaten gegeben. Die Abflussdaten für die restlichen Jahre werden aus der Ganglinie des Alpenrheins abgeleitet.

- Der Geschiebeinput wird über die Geschiebefunktion der jeweiligen Abflussganglinie abgeleitet.
- Für die Modellkalibrierung wird die Zeitspanne von 1848 bis 1875 herangezogen. Ein historischer Längenschnitt zeigt die Sohlveränderung für diese Zeitspanne. Die Sohldifferenzen der Vermessung werden qualitativ in Klassen zu je 40 cm Höhenunterschied eingeteilt.
- Die Modellkalibrierung erfolgt auf der Basis der Sohlveränderung. Für eine hydraulische Kalibrierung sind keine Daten vorhanden.

### 7.2. Sensitivitätsanalyse

Wie in Kapitel 5 „Datengrundlage, Aufbereitung und Modellaufbau“ ausgeführt, gelten die vier Korndurchmesser und die Geschiebefunktion bzw. die daraus abgeleiteten mittleren Jahresgeschiebefrachten als Kalibrierungsparameter. Die Geschiebefunktion ist eine Potenzfunktion  $G_b = a * Q^b$  bestehend aus dem Faktor  $a$  und dem Exponent  $b$  (Abb. 5.33). Beide werden als variabel angenommen. Die Geschiebefunktion wird einmal für die Ill und einmal für den oberen Modellrand aufgestellt, daraus ergeben sich insgesamt vier Kalibrierungsparameter. Die Sensitivitätsanalyse ergibt einen ersten Eindruck, wie das Modell auf die Veränderung der verschiedenen Kalibrierungsparameter reagiert. Zuerst werden die Korndurchmesser verändert und die Parameter der Geschiebefunktion bleiben konstant. In weiterer Folge werden Auswirkungen der Veränderung der Parameter der Geschiebefunktion, bei unveränderten Korndurchmessern, untersucht.

Tabelle 7.1 zeigt die verschiedenen Parameter, die für die Sensitivitätsanalyse der Korndurchmesser festgelegt wurden. Die Parameter der Geschiebefunktion bleiben bei allen drei Simulationen gleich. Die Gesamtgeschiebefracht an beiden Modellrändern ist rund  $57.000 \text{ m}^3$  und liegt im oberen Bereich der Untersuchungen von Nesper aus dem Jahr 1936 (Kap. 5.4.4) (Nesper (1937)). Die Spannweite der Geschiebefrachten, die die VAW bei ihrem Geschiebetransportmodell von 1995 ermittelt haben liegt im Bereich des oberen Modellrands bei rund  $20.000 \text{ m}^3$  bis  $50.000 \text{ m}^3$  nach dem Zusammenfluss mit der Ill ergeben sich Geschiebefrachten von rund  $10.000 \text{ m}^3$  bis  $60.000 \text{ m}^3$ . Die Geschiebefrachten wurden dabei über eine Modellkalibrierung ermittelt und beziehen sich auf die aktuellen Geschiebeverhältnisse am Alpenrhein. Die Werte sind in der Abbildung als Geschiebetransportdiagramm dargestellt.

Der Geschiebeinput des Rheins ist um  $10.000 \text{ m}^3$  größer als jener der Ill. Die Korngrößenverteilung ist so gewählt, dass sie bei der ersten Simulation (**Sens 1**) sehr grob, bei der zweiten (**Sens 2**) sehr fein eingestellt ist. Schlußendlich wird eine Kornverteilung gewählt, deren Korngrößen sich dazwischen bewegen (**Sens 3**). Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 7.16 in Form eines Längenschnittes und der Sohldifferenzen dargestellt. Die größte Aussagekraft haben die Sohldifferenzen bezogen auf die Ausgangssohle von 1848. Deshalb wird dieses Diagramm nochmals vergrößert in Abbildung 7.1 abgebildet. Den berechneten Sohldifferenzen sind die gemessenen Sohldifferenzen von 1848 auf 1875 hinterlegt (siehe dazu Abb. 5.29).

**Tabelle 7.1.:** Parameter für die Sensitivitätsanalyse der Korndurchmesser

Simulation	Korngrößen [mm]			
	alle $d_m^1$	o Ill $d_{90}^2$	u Ill 1 $d_{90}^3$	u Ill 2 $d_{90}^4$
Sens 1	30	55	100	85
Sens 2	15	40	80	60
Sens 3	20	50	80	65
Simulation	Geschiebezufuhr Rhein			
	$Q_0^5$ [ $m^3/s$ ]	Faktor <sup>6</sup> [-]	Exponent <sup>6</sup> [-]	GF <sup>7</sup> [ $m^3$ ]
Sens 1	200	0.0000035	1.38	34224
Sens 2	200	0.0000035	1.38	34224
Sens 3	200	0.0000035	1.38	34224
Simulation	Geschiebezufuhr Ill			
	$Q_0^5$ [ $m^3/s$ ]	Faktor <sup>6</sup> [-]	Exponent <sup>6</sup> [-]	GF <sup>7</sup> [ $m^3$ ]
Sens 1	60	0.000007	1.38	22778
Sens 2	60	0.000007	1.38	22778
Sens 3	60	0.000007	1.38	22778
Simulation	Dauer <sup>8</sup>	Verhältnis <sup>9</sup>	Summe GF <sup>10</sup>	
	[Jahre]	Rhein : Ill [-]	[ $m^3$ ]	
Sens 1	2.5	1.503	57002	
Sens 2	2.5	1.503	57002	
Sens 3	3	1.503	57002	

<sup>1</sup> kleinster Durchmesser gilt als mittlerer Durchmesser entlang des gesamten Modells

<sup>2</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 62 bis 68.2 sowie des Geschiebeinput am oberen Modellrand

<sup>3</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 69 bis 74.2 sowie 20 % Anteil am Geschiebeinput der Ill

<sup>4</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 75 bis 92 sowie 20 % Anteil am Geschiebeinput der Ill

<sup>5</sup>  $Q_0$  Abfluss, bei dem der Geschiebetransport an den Modellrändern beginnt

<sup>6</sup> Variablen der Geschiebefunktion:  $G_b = a * Q^b$  a...Faktor; b...Exponent

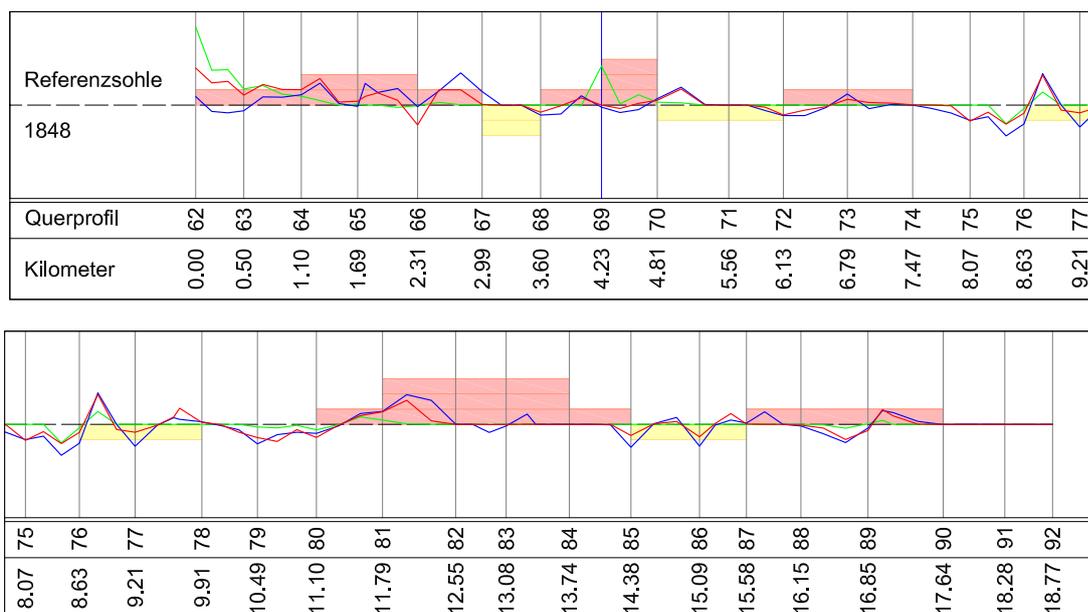
<sup>7</sup> mittlere jährliche Geschiebefracht; ermittelt über die Kalibrierungsperiode 1848 bis 1875

<sup>8</sup> simulierte Zeit in Jahren

<sup>9</sup> Verhältnis der mittleren jährlichen Geschiebefracht des Rheins zur Ill

<sup>10</sup> Summe der jährlichen Geschiebefrachten des Alpenrheins und der Ill

Die Ergebnisse sind eindeutig und zeigen, dass das Modell am empfindlichsten auf die Änderungen der Korndurchmesser reagiert. Die Ergebnisse nach einer Simulationsdauer von nur 2.5 bzw. 3 Jahren fallen sehr unterschiedlich aus. Auffallend ist das Ergebnis der Simulation mit der groben Korngrößenverteilung (**Sens 1**). Dabei kommt es an den Rändern des Modells (QP 62 und QP 69), an denen auch der Input des Geschiebes erfolgt, zu starken Auffandungen, die als „Geschiebestau“ bezeichnet werden können. Die Geschiebetransportkapazität im Modell reicht bei Weitem nicht aus, um den Geschiebeinput mit dieser groben Kornverteilung von den Modellrändern weiter zu transportieren. Außer an den Modellrändern kommt es nur zu ganz wenigen Veränderungen der Sohllage. Dies ist ein Indiz, dass diese Kornverteilung zu grob gewählt wurde. Das genaue Gegenteil zeigt die Simulation mit der feinen Kornverteilung (**Sens 2**). Hier kommt es zu nahezu keinen Auffandungen im Bereich der Modellränder. Diese Kornverteilung führt jedoch zu starken Erosionen, die im Vergleich mit den Sohldifferenzen der Kalibrierungsperiode 1848 bis



**Abbildung 7.1.:** Berechnete Sohldifferenzen mit unterschiedlichen Korndurchmessern und gleichbleibender Geschiebefunktion. Parameter in Tabelle 7.1 Längenschnitt in Abbildung 7.16

1875 zu stark ausfallen. Mit den Simulationen **Sens 1** und **Sens 2** kann im wesentlichen der Bereich der Korngrößenverteilung eingegrenzt werden. Das Ergebnis der Sohldifferenzen der Simulation mit der mittleren Korngrößenverteilung (**Sens 3**) kommt, besonders im unteren Modellbereich, zwischen den beiden anderen Simulationsergebnissen zu liegen. Die Erosionen gehen weniger weit als jene der feinen Korngrößenverteilung und die Auflandungen konzentrieren sich nicht auf den Bereich der oberen Modellränder. Trotzdem ist dieses Ergebnis im Vergleich mit den gemessenen Sohlveränderungen von 1848 bis 1875 nicht zufriedenstellend. Die simulierten Auflandungen nach 3 Jahren entsprechen in manchen Bereichen denen aus der Vermessung von 27 Jahren. Besonders im Bereich oberhalb der Ill ist dies ausgeprägt. Dies hängt jedoch mehr mit einem zu hohen Geschiebeinput, als mit der Korngrößenverteilung zusammen. Der Geschiebeinput ist allgemein zu hoch, dasselbe gilt auch für das Verhältnis des Geschiebeinputes von Rhein zur Ill.

**Tabelle 7.2.:** Parameter für die Sensitivitätsanalyse der Geschiebefunktion

Simulation	Korngrößen [mm]			
	alle $d_m^1$	o Ill $d_{90}^2$	u Ill 1 $d_{90}^3$	u Ill 2 $d_{90}^4$
Sens 4	20	50	80	65
Sens 5	20	50	80	65
Simulation	Geschiebezufuhr Rhein			
	$Q_0^5$ [ $m^3/s$ ]	Faktor <sup>6</sup> [-]	Exponent <sup>6</sup> [-]	GF <sup>7</sup> [ $m^3$ ]
Sens 4	200	0.0000018	1.38	17112
Sens 5	200	0.0000235	0.90	17112
Simulation	Geschiebezufuhr Ill			
	$Q_0^5$ [ $m^3/s$ ]	Faktor <sup>6</sup> [-]	Exponent <sup>6</sup> [-]	GF <sup>7</sup> [ $m^3$ ]
Sens 4	60	0.0000047	1.38	15294
Sens 5	60	0.0000385	0.90	15294
Simulation	Dauer <sup>8</sup> [Jahre]	Verhältnis <sup>9</sup> Rhein : Ill [-]	Summe GF <sup>10</sup> [ $m^3$ ]	
	Sens 4	3	1.119	32406
Sens 5	3	1.119	32406	

<sup>1</sup> kleinster Durchmesser gilt als mittlerer Durchmesser entlang des gesamten Modells

<sup>2</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 62 bis 68.2 sowie des Geschiebeinput am oberen Modellrand

<sup>3</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 69 bis 74.2 sowie 20 % Anteil am Geschiebeinput der Ill

<sup>4</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 75 bis 92 sowie 20 % Anteil am Geschiebeinput der Ill

<sup>5</sup>  $Q_0$  Abfluss, bei dem der Geschiebetransport an den Modellrändern beginnt

<sup>6</sup> Variablen der Geschiebefunktion:  $G_b = a * Q^b$  a...Faktor; b...Exponent

<sup>7</sup> mittlere jährliche Geschiebefracht; ermittelt über die Kalibrierungsperiode 1848 bis 1875

<sup>8</sup> simulierte Zeit in Jahren

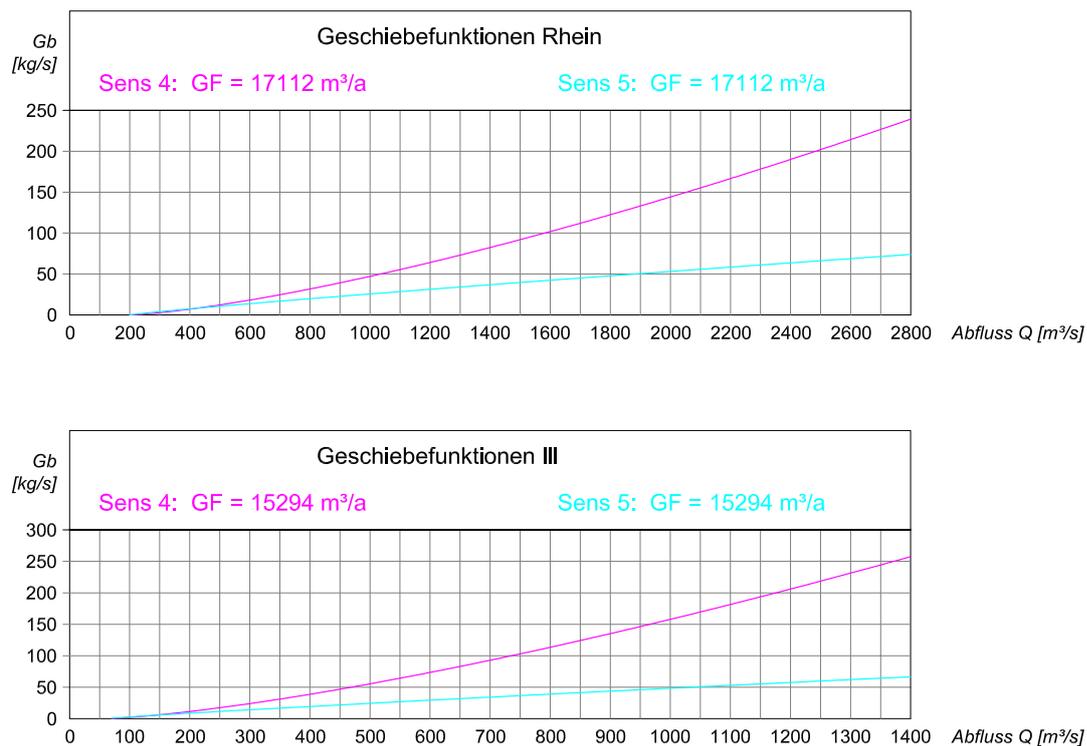
<sup>9</sup> Verhältnis der mittleren jährlichen Geschiebefracht des Rheins zur Ill

<sup>10</sup> Summe der jährlichen Geschiebefrachten des Alpenrheins und der Ill

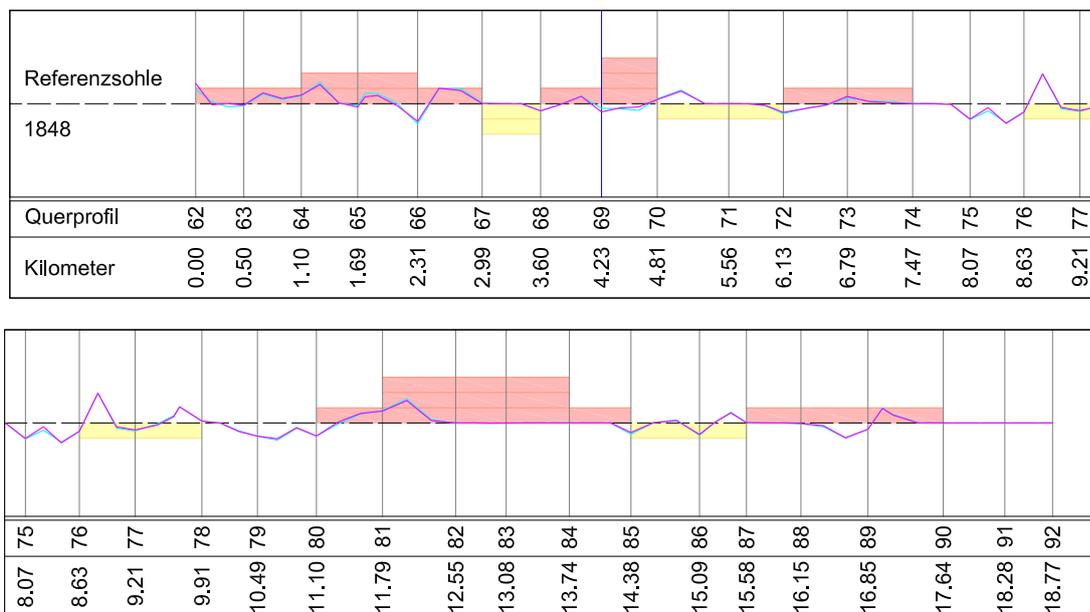
Als Nächstes wird im Zuge der Sensitivitätsanalyse die Form der Geschiebefunktion untersucht. Die Korngrößenverteilung wird aus Sens 3 mit einem  $d_m$  von 20 mm übernommen. Verändert werden die Parameter Faktor a und Exponent b der Geschiebefunktion. Durch die Veränderung des Exponenten wird die Form der Geschiebefunktion verändert. Sens 4 hat einen Exponenten, der größer als eins ist. Folglich ist der Geschiebeinput bei einem Hochwasser dementsprechend größer als bei der Geschiebefunktion mit dem kleineren Exponenten Sens 5. Abbildung 7.2 stellt die beiden Geschiebefunktionen dar. Bei der Geschiebefunktion Sens 4 steigt der Geschiebeinput mit steigendem Abfluss überproportional. Bei der Geschiebefunktion Sens 5 nimmt der Anstieg des Geschiebeinputs mit steigendem Abfluss ab.

Um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, wird die mittlere jährliche Geschiebefracht an den Modellrändern nicht verändert (Tab. 7.2). Aus den vorigen Ergebnissen ist ersichtlich, dass die Geschiebefrachten und das Verhältnis von Rhein zur Ill zu hoch angesetzt waren. Deshalb wird die Summe der beiden Geschiebeinputs auf rund 32500  $m^3$  verringert und das Verhältnis verringert sich von 1.5 auf 1.1, dadurch ist der Geschiebeinput des Alpenrheins und der Ill beinahe gleich.

## 7. Ergebnisse der numerischen Simulation



**Abbildung 7.2.:** Die verschiedenen Geschiebefunktionen. Parameter in Tabelle 7.2.

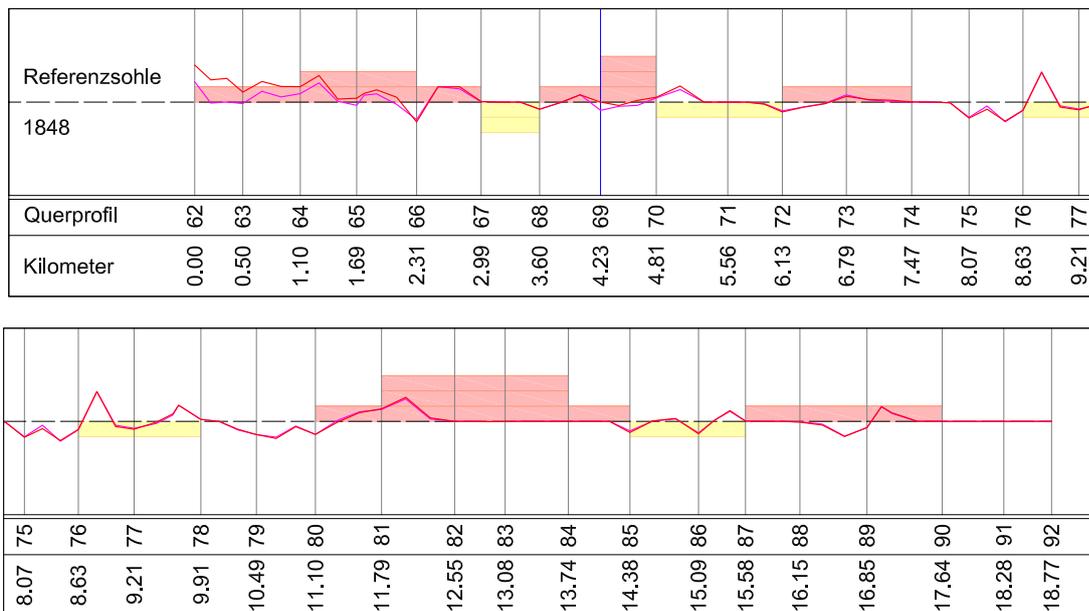


**Abbildung 7.3.:** Berechnete Sohldifferenzen mit unterschiedlicher Geschiebefunktion und gleichbleibenden Korndurchmesser. Parameter in Tabelle 7.2.

Die größten Abflüsse in den 3 Jahren Simulationszeit liegen beim Rhein bei rund  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$  und bei der Ill bei rund  $580 \text{ m}^3/\text{s}$ . Beide Werte liegen in einem Abflussbereich, wo sich aufgrund der Geschiebefunktion sehr große Unterschiede im Geschiebeinput ergeben (Abb. 7.2). Trotzdem hat dies keine Auswirkungen auf das Gesamtergebnis nach drei Jahren Simulationszeit (Abb. 7.3). Die beiden berechneten Sohllagen sind nahezu deckungsgleich und weichen nur minimal voneinander ab. Bei den geringen Abweichungen ist keine Regelmäßigkeit zu erkennen. Zieht man in Betracht, dass Abflüsse des Rheins über  $600 \text{ m}^3/\text{s}$  nur 6 % aller simulierten Abflüsse ausmachen, so ist darin die Erklärung für diesen Umstand zu suchen. Erst bei einem Abfluss von  $600 \text{ m}^3/\text{s}$  des Rheins und bei  $250 \text{ m}^3/\text{s}$  der Ill weist auch der, über die Geschiebefunktion ermittelte, Geschiebeinput starke Unterschiede auf. Im Bereich der geringeren Abflüsse weichen die Geschiebefunktionen kaum voneinander ab (Abb. 7.2). Die Analyse zeigt, dass sich einzelne Hochwasserereignisse aufgrund ihrer kurzen Dauer wenig auf eine längerfristige Veränderung der Sohllage im Modell auswirken. Somit hat der Exponent  $b$  in der Geschiebefunktion eine geringere Auswirkung. Mit dem Faktor  $a$  kann die mittlere jährliche Geschiebefracht stärker beeinflusst werden.

Es ist zu beachten, dass sich diese Erkenntnis nur auf das Modell bezieht. Aus historischen Quellen wissen wir, dass Hochwasserereignisse durchaus starke morphologische Änderungen im Untersuchungsgebiet verursachten. Es sei an dieser Stelle nochmals an das Zitat in Kapitel 5.3 bezüglich des Hochwassers von 1868 erinnert. Krapf bezieht sich darin auf eine Aussage Hartmanns, dass sich die Sohle alleine nach dem Hochwasser von 1868 um 1,20 m angehoben haben soll (Krapf (1901)). Ob sich diese enorme Aufandung gleichmäßig über die gesamte Gerinnesohle vollstreckte oder ob es sich dabei um extreme, punktuelle Veränderungen handelte sei dahingestellt. Trotzdem zeigt dieses Zitat eine Diskrepanz zwischen Natur und Modell auf. Eine mögliche Erklärung ist das Aufreißen der Deckschicht und die sprunghafte Zunahme des Geschiebetransports beim Überschreiten einer gewissen hydraulischen Belastung in der Natur. Sowohl der Alpenrhein im Untersuchungsgebiet als auch die Ill sind beides kiesführende Flüsse mit einer relativ breiten Korngrößenverteilung der Gerinnesohle. Damit erfüllen sie die Kriterien für die Ausbildung der Deckschicht in der Flusssohle. Ein sprunghafter Anstieg ab einer gewissen hydraulischen Belastung kann alleine mit einer Potenzfunktion als Geschiebefunktion nicht nachgebildet werden. Angesichts der Fragestellung nach einer langfristigen Veränderung der Sohllage und der zusätzlich dürftigen Datenlage wird an der Modellierung des Geschiebeinputs mittels einfacher Potenzfunktion festgehalten.

**Sens 3** und **Sens 4** weisen dieselbe Kornverteilung und denselben Exponenten in der Geschiebefunktion auf. Sie unterscheiden sich durch einen unterschiedlichen Faktor und somit durch unterschiedliche mittlere jährliche Geschiebefrachten. Die Geschiebefracht am oberen Modellrand ist mit  $17112 \text{ m}^3$  bei **Sens 4** genau die Hälfte von **Sens 3**. Das Ergebnis zeigt, dass sich die Aufandungen oberhalb der Ill bei **Sens 4** erwartungsgemäß verringert haben.



**Abbildung 7.4.:** Berechnete Sohldifferenzen mit unterschiedlichen mittleren jährlichen Geschiebefrachten und gleichbleibenden Korndurchmessern. Parameter in Tabelle 7.1 und Tabelle 7.2.

### 7.3. Modellkalibrierung

Wie zu Beginn dieses Kapitels zusammengefasst, ist eine hydraulische Kalibrierung zur Ermittlung der Gerinnerauigkeit aufgrund der Datenlage nicht möglich. Die Rauigkeiten des Gerinnes werden größtenteils von den Korngrößen der Gerinnesohle abgeleitet. Dazu wird der Ansatz  $k_{str} = 21,1/\sqrt[6]{d_{90}}$  verwendet. Da keine hydraulische Kalibrierung des Modells möglich war, konnte auch die Formrauigkeit des Gerinnes nicht berücksichtigt werden, obwohl die verwendete Software einen entsprechenden Faktor für die 1D Berechnung vorgesehen hat. Es ist davon aus zu gehen, dass die Formrauigkeit gerade in einem natürlichen Fließgewässer einen Einfluss auf die Gesamtrauigkeit des Gerinnes hat. Somit wird die Gerinnerauigkeit, welche sich rein von den Korngrößen ableitet tendenziell zu gering ausfallen. Eine Veränderung der Korndurchmesser, wie bei der Sensitivitätsanalyse durchgeführt, hat eine doppelte Wirkung. Bei einer größeren Korngrößenverteilung steigt die Widerstandfähigkeit der Gerinnesohle und die Gerinnerauigkeit nimmt ebenfalls zu. Bei einer feineren Korngrößenverteilung wirkt beides in die entgegengesetzte Richtung. Im Bereich außerhalb der Gerinnesohle wird ein Stricklerbeiwert von  $35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , für einzelne Querprofile mit ausgedehnten Vorländer ein Stricklerbeiwert von  $33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  angenommen.

**Tabelle 7.3.:** Typische Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler (Bezzola (2007))

Oberflächenbedeckung	$k_{st}$
Büsche, Bäume	10-25
Gras	30-35
Blockwurf	20-25
Blocksatz	30-40

Die Kalibrierung erfolgt anhand der Veränderung der Sohllage von 1848 auf 1875. Als Beurteilungsgrundlage dient ein Längenschnitt, der die Sohllagen aus beiden Jahren zeigt (Abb. 5.29). Übernommen wurde die qualitative Veränderung der Sohllage von 1848 auf 1875, wobei die Auflandungs- und Erosionsbereiche in Klassen zu je 40 cm Höhendifferenz eingeteilt werden. Näheres zu diesem Längenschnitt ist dem Kapitel 5.4.1 „Die Kalibrierungsparameter, Geschiebeganglinie und Korngrößenverteilung“ zu entnehmen.

Die lange Kalibrierungsperiode von 27 Jahren hat sowohl Vor- als auch Nachteile. Der Vorteil ist, dass sich einzelne, in der Kalibrierungsperiode auftretende Extremereignisse, weniger auf das Endergebnis auswirken werden, als dies bei einer kurzen Kalibrierungsperiode der Fall wäre. Die über die Kalibrierungsperiode ermittelten Parameter entsprechen einem langjährigen Mittel. Allerdings ist auch davon auszugehen, dass sich in der Kalibrierungszeit von 1848 auf 1875 auch Baumaßnahmen auf die Entwicklung der Sohllage im Untersuchungsgebiet ausgewirkt haben. Diese anthropogenen Einflüsse können im Modell nicht nachgebildet werden. Das bedeutet in weiterer Folge, dass sich dieser Umstand unmittelbar auf die Kalibrierungsparameter auswirkt. Mittels der vorliegenden historischen Quellen können die einzelnen Baumaßnahmen zeitlich und räumlich nicht mehr rekonstruiert werden. Trotzdem ist der menschliche Einfluss auf die morphologische Veränderung des Flusslaufes bei der Interpretation der Kalibrierungsergebnisse zu berücksichtigen.

Das Ergebnis der Sensitivitätsanalyse bringt gerade in Bezug auf die Korngrößenverteilung klare Erkenntnisse. In der Modellkalibrierung ist bezüglich der Korngrößenverteilung abzuklären, welchen langfristigen Einfluss kleinere Veränderungen der Korndurchmesser nach sich ziehen. Das Hauptaugenmerk in der Modellkalibrierung liegt somit in der Ermittlung des Geschiebeinput an den Modellrändern. Neben dem gesamten Geschiebeinput ist vor allem das Verhältnis des Geschiebeinputs von Rhein und Ill von Interesse. An dieser Stelle sei nochmals daran erinnert, dass gerade der Einfluss der Ill auf die Sohllage des Alpenrheins zum Teil heftige Diskussionen zwischen den handelnden Ingenieuren des 19. Jhd. auslöste (Kap. 5.4). Eine erste Erkenntnis bezüglich des Geschiebeinputs wurde bereits aus der Sensitivitätsanalyse gewonnen. Abbildung 7.1 zeigt, dass eine mittlere jährliche Geschiebefracht von rund  $57000 \text{ m}^3$  schon nach drei Jahren massive Auflandungen verursacht.

Aufgrund der langen Rechenzeit, die für die Simulation der 27jährigen Kalibrierungsperiode benötigt wird, erfolgt die Modellkalibrierung in zwei Schritten. Nach einem Drittel der gesamten Kalibrierungsperiode, das sind 9 Jahre Simulationszeit, werden die bis dahin berechneten Sohllagen dargestellt. Simulationen, deren Ergebnis nicht plausibel wirken, werden nicht weiter über die volle Kalibrierungsperiode berechnet sondern scheiden aus. In der Tabelle 7.4 sind die unterschiedlichen Kalibrierungsparameter dargestellt.

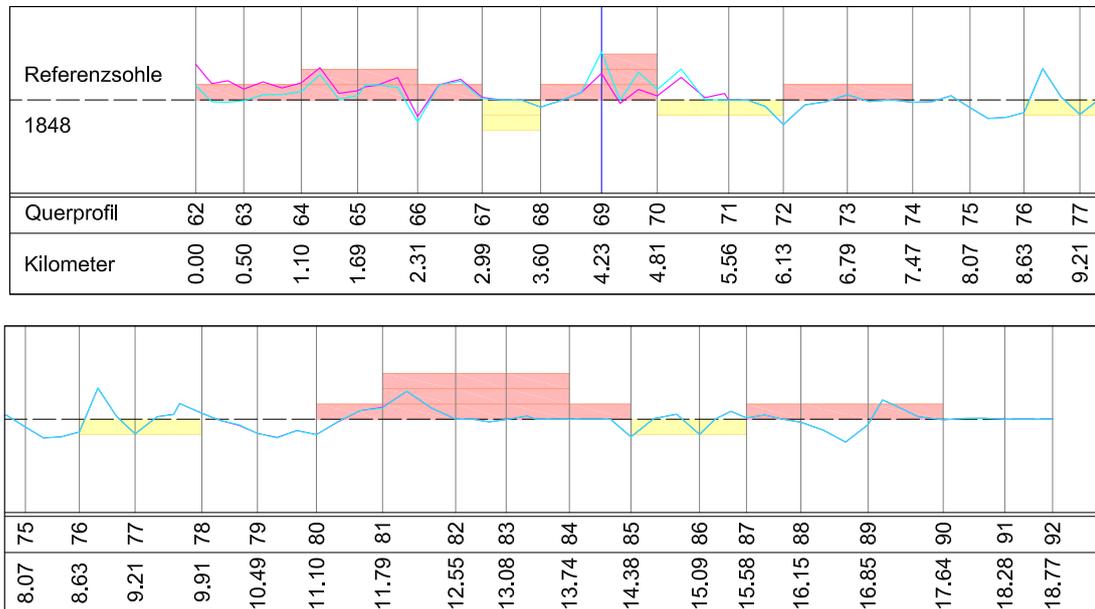
Tabelle 7.4.: Parameter für die Modellkalibrierung

Simulation	Korngrößen [mm]			
	alle $d_m^1$	o Ill $d_{90}^2$	u Ill 1 $d_{90}^3$	u Ill 2 $d_{90}^4$
Kalib 1	20	50	80	65
Kalib 2	20	50	80	65
Kalib 3	20	50	80	65
Kalib 4	20	50	80	65
Kalib 5	20	50	82	65
Simulation	Geschiebezufuhr Rhein			
	$Q_0^5$ [ $m^3/s$ ]	Faktor <sup>6</sup> [-]	Exponent <sup>6</sup> [-]	GF <sup>7</sup> [ $m^3$ ]
Kalib 1	200	0.000002	1.38	17112
Kalib 2	200	0.000013	0.90	9453
Kalib 3	200	0.000013	0.90	9453
Kalib 4	200	0.000013	0.90	9453
Kalib 5	200	0.000013	0.90	9453
Simulation	Geschiebezufuhr Ill			
	$Q_0^5$ [ $m^3/s$ ]	Faktor <sup>6</sup> [-]	Exponent <sup>6</sup> [-]	GF <sup>7</sup> [ $m^3$ ]
Kalib 1	60	0.000005	1.38	15294
Kalib 2	60	0.000007	1.38	22778
Kalib 3	60	0.000039	0.90	15294
Kalib 4	60	0.000026	0.90	10325
Kalib 5	60	0.000026	0.90	10325
Simulation	Dauer <sup>8</sup>	Verhältnis <sup>9</sup>	Summe GF <sup>10</sup>	
	[Jahre]	Rhein : Ill [-]	[ $m^3$ ]	
Kalib 1	9	1.119	32406	
Kalib 2	9	0.415	32231	
Kalib 3	27	0.618	24747	
Kalib 4	27	0.916	19778	
Kalib 5	27	0.916	19778	

<sup>1</sup> kleinster Durchmesser gilt als mittlerer Durchmesser entlang des gesamten Modells<sup>2</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 62 bis 68.2 sowie des Geschiebeinput am oberen Modellrand<sup>3</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 69 bis 74.2 sowie 20 % Anteil am Geschiebeinput der Ill<sup>4</sup>  $d_{90}$  für die Querprofile 75 bis 92 sowie 20 % Anteil am Geschiebeinput der Ill<sup>5</sup>  $Q_0$  Abfluss, bei dem der Geschiebetransport an den Modellrändern beginnt<sup>6</sup> Variablen der Geschiebefunktion:  $G_b = a * Q^b$  a...Faktor; b...Exponent<sup>7</sup> mittlere jährliche Geschiebefracht; ermittelt über die Kalibrierungsperiode 1848 bis 1875<sup>8</sup> simulierte Zeit in Jahren<sup>9</sup> Verhältnis der mittleren jährlichen Geschiebefracht des Rheins zur Ill<sup>10</sup> Summe der jährlichen Geschiebefrachten des Alpenrheins und der Ill

Die Parameter von **Kalib 1** entsprechen den Parametern von **Sens 5**. Nahezu mit derselben mittleren jährlichen Geschiebefracht von etwas mehr als 32000  $m^3$  wird die zweite Kalibrierung **Kalib 2** berechnet. Allerdings ist der Geschiebeinput unterschiedlich auf die beiden Modellränder Rhein und Ill verteilt. Während bei **Kalib 1** etwas mehr Geschiebeinput beim

Rhein als bei der Ill angesetzt wird, ist das Verhältnis bei **Kalib 2** so gewählt, dass die Ill nahezu doppelt soviel Geschiebeinput wie der Rhein bringt.

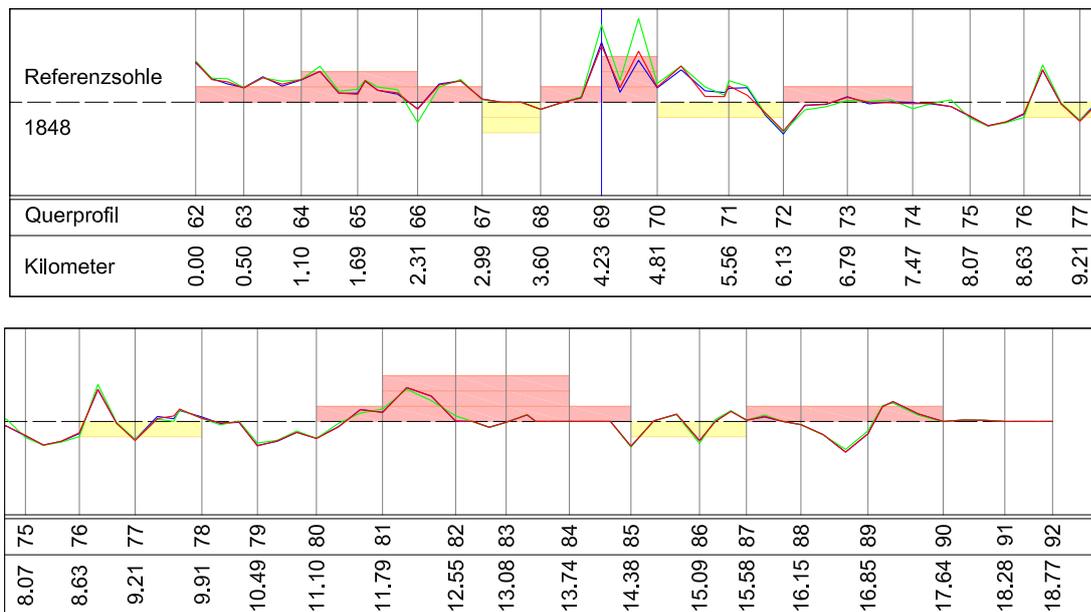


**Abbildung 7.5.:** Berechnete Sohldifferenzen nach 9 Jahren Simulationszeit. Aufgrund der starken Auflandungen scheidet beide Simulationen aus der Modellkalibrierung aus. Beide Simulationen haben dieselbe jährliche mittlere Gesamtgeschiebefracht von rund  $32000 \text{ m}^3$ , der Geschiebeinput teilt sich jedoch unterschiedlich auf die Modellränder auf. Parameter in Tabelle 7.4.

Abbildung 7.5 zeigt das Ergebnis der beiden Simulationen **Kalib 1** und **Kalib 2** nach neun Jahren Simulationszeit. Die Auflandungen an den oberen Modellrändern verhalten sich analog zur Höhe des Geschiebeinputs. **Kalib 1**, welche einen höheren Geschiebeinput am oberen Modellrand aufweist, hat dementsprechend höhere Auflandungen oberhalb der Ill. Dagegen liegt die Flusssohle von **Kalib 2** im Bereich der Illmündung über **Kalib 1**. Im unteren Modellbereich unterscheiden sich die berechneten Sohlagen nicht. Dies lässt den Schluss zu, dass sich das Verhältnis des Geschiebeinputs von Rhein zur Ill nicht auf den unteren Modellbereich auswirkt. Beide Simulationen werden aufgrund der hohen Auflandungen, **Kalib 1** im Bereich oberhalb der Ill und **Kalib 2** im Bereich der Illmündung, nicht weiter berechnet.

Die Simulation von **Kalib 3** verwendet den Geschiebeinput von **Kalib 1** an der Ill und den Geschiebeinput von **Kalib 2** am oberen Modellrand. Dadurch reduziert sich die mittlere jährliche Geschiebefracht auf rund  $25000 \text{ m}^3$ . Der Geschiebeeintrag der Ill beträgt nun rund  $15000 \text{ m}^3$ , jener des Alpenrheins rund  $9500 \text{ m}^3$ . Die Simulationszeit geht nun über die vollen 27 Jahren der Kalibrierungsperiode. Das Ergebnis der Sohlage ist in den Abbildungen 7.6 und 7.18 dargestellt. Das Ergebnis zeigt, dass mit diesen Parametern die berechneten Sohlagen vor allem im Bereich oberhalb der Illmündung sehr gut übereinstimmen. Die Auflandungen an der Illmündung fallen jedoch viel zu hoch aus, weshalb eine weitere Simulation mit einem um ein Drittel geringeren Geschiebeinput der Ill durchgeführt wird. Dieser reduziert sich bei **Kalib 4** und bei **Kalib 5** nun auf nahezu  $10000 \text{ m}^3$  und ist damit

in etwa gleich groß wie der Geschiebeinput am oberen Modellrand. Die gesamte jährliche Geschiebefracht beträgt somit rund  $20000 \text{ m}^3$ . Das Ergebnis der Kalibrierung von **Kalib 4** zeigt sehr zufriedenstellende Ergebnisse. Gerade im oberen Bereich gibt es gute Übereinstimmungen zwischen den gemessenen Veränderungen der Sohllage und den berechneten Ergebnissen. Um den Einfluss einer geringfügigen Veränderung der Korndurchmesser zu untersuchen, wird dieselbe Simulation nochmals mit einem erhöhten  $d_{90}$  für den Bereich unterhalb der Illmündung durchgeführt (**Kalib 5**). Das Ergebnis unterscheidet sich im Wesentlichen kaum von **Kalib 4**. Im Bereich der Illmündung kommt es jedoch zu geringen Abweichungen, wobei die berechneten Sohldifferenzen von **Kalib 5** näher an den tatsächlichen Sohldifferenzen liegen (Abb. 7.6). Daher wird die weiterführende Simulation mit den Parameter von **Kalib 5** durchgeführt.



**Abbildung 7.6.:** Berechnete Sohldifferenzen nach der vollen Kalibrierungsperiode von 27 Jahren. **Kalib 5** stellt das beste Ergebnis dar. Parameter in Tabelle 7.4.

Zwischen Querprofil 76 und 77 kommt es zu starken Auffandungen in einem Bereich, in dem es laut Vermessung eigentlich zu Erosionen kommen sollte (Abb. 7.6). Konkret handelt es sich dabei um Querprofil 76.1. Bei der Betrachtung der Lage des benannten Querprofils ist zu erkennen, dass dieses direkt im Mündungsbereich der Frutz liegt (Abb. 7.7). Das Querprofil, welches aus dem DGM generiert wurde und als Grundlage für die numerische Berechnung dient, weist auch eine Vertiefung in diesem Bereich auf (Abb. 7.8). Die Geometrie in diesem Bereich lässt darauf schließen, dass die Frutz für diese lokal auftretenden Erosionen bei der Vermessung von 1875 verantwortlich ist. Wurde in Kapitel 5.3 davon ausgegangen, dass sich der Abfluss der Frutz nicht auf die Bildung der Sohllage auswirkt, so widerlegt das Ergebnis der Modellkalibrierung diese Annahme. Zumindest scheint das Nichtberücksichtigen der Frutz zu lokalen Unstetigkeiten im numerischen Modell zu führen.

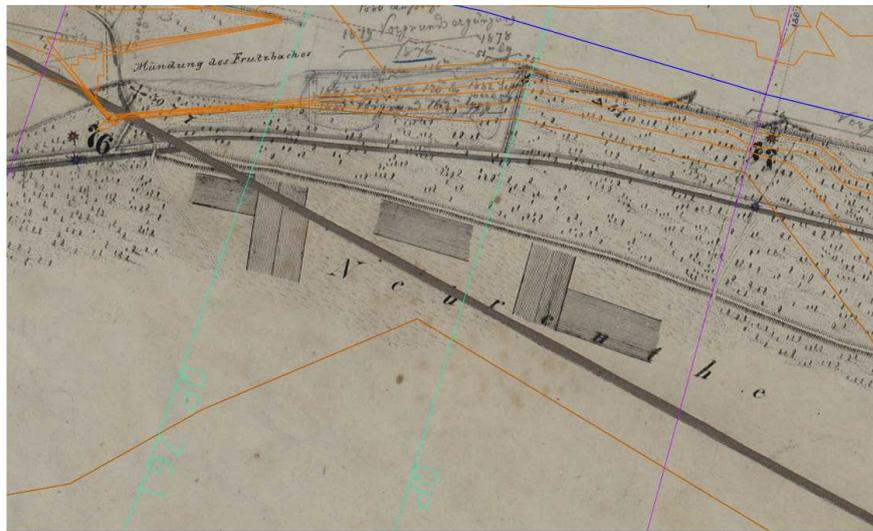


Abbildung 7.7.: Lage des Querprofil 76.1. Das Querprofil liegt genau im Mündungsbereich der Frutz.

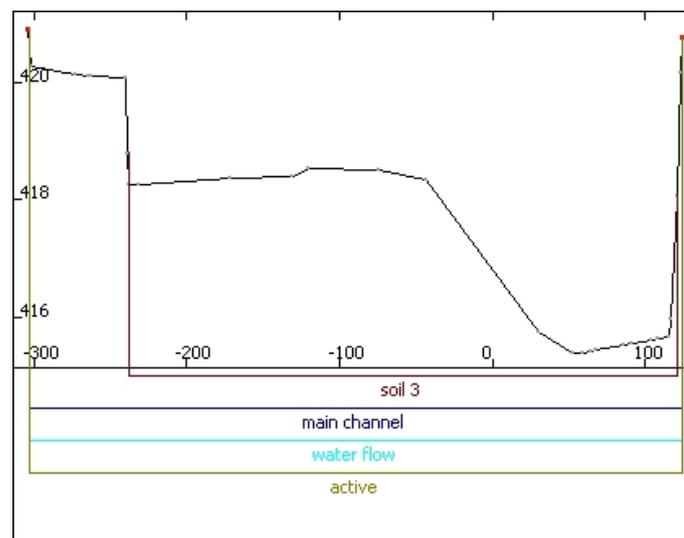
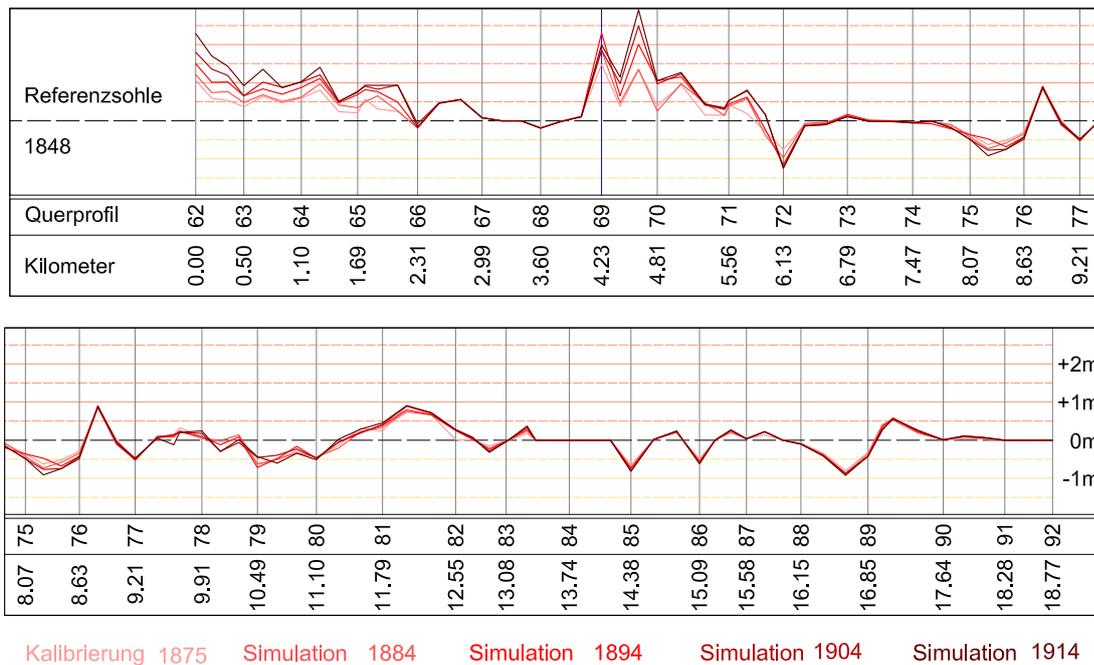


Abbildung 7.8.: Darstellung des Querprofil 76.1 aus dem 1D Grid Editor von BASEMENT

## 7.4. Die weitere Entwicklung der Sohlage

Die Simulation wurde mit den aus der Modellkalibrierung ermittelten Parametern über das Jahr 1875 hinaus bis 1914 weitergeführt. Die Parameter sind folglich jene von **Kalib 5** und sind in der Tabelle 7.4 dargestellt. Der jährliche mittlere Geschiebeinput beträgt rund  $20000 \text{ m}^3$  und ist auf die beiden Modellränder nahezu gleich aufgeteilt.



**Abbildung 7.9.:** Berechnete Sohlagen von 1875 bis 1914 mit den Parametern von **Kalib 5**. Die Parameter können der Tabelle 7.4 entnommen werden.

Die Simulationsergebnisse sind in Form der Sohldifferenzen mit der Referenzsohle von 1848 in Abbildung 7.9 und als Längenschnitt in Abbildung 7.19 dargestellt. Die Ergebnisse sind in einem Zeitintervall von jeweils 10 Jahren abgebildet. Sie starten mit dem Ergebnis der Kalibrierung, also im Jahre 1875 und enden 1914 also 22 Jahre nach der Unterzeichnung des Staatsvertrags zur Rheinregulierung. Augenscheinlich ist, dass sich in der Zeit nach der Modellkalibrierung das Modell überwiegend an den oberen Modellrändern verändert hat. Der Bereich von Querprofil 82 abwärts weist nahezu keine Änderungen der Sohlage mehr auf. Die zu erwartende sukzessive Aufhöhung der Gerinnesohle findet nur im oberen Bereich des Modells statt. Dort erreichen die zusätzlichen Aufhöhungen ein bis zwei Meter, was durchaus im Bereich des Möglichen liegt, bedenkt man, dass die gemessenen Aufhöhungen von 1848 auf 1875 teilweise 80 cm und mehr betragen. Allerdings sollte der Bereich im unteren Modellabschnitt näher untersucht werden. Ein wirklicher Vergleich mit der auf Grundlage von Vermessungen ermittelten tatsächlichen Entwicklung der Sohlage ist aufgrund der zahlreichen anthropogenen Eingriffe in der betrachteten Zeitspanne nicht zulässig. Diese Eingriffe hatten nicht nur eine grundlegende Änderung der Gerinnegeometrie zur Folge, sondern wirkte sich auch auf den Geschiebehaushalt des Alpenrheins nachhaltig aus, was mit den folgenden beiden Zitaten belegt werden soll.

*„Das umsoweniger, als seit 1910 außerordentlich viel auf dem Gebiete der Wildbachverbauung im Illgebiete geleistet worden ist, wie das bereits erwähnt und die Jahresberichte nachweisen. In dieser Hinsicht ist auch einer während des Krieges zustande gekommener grosser Stausperre in der Samina auf Lichtensteiner Boden Erwähnung zu tun. Es kann daher gar keinem Zweifel unterliegen, daß die Ill auch bei einem Katastrophenhochwasser den Rhein nicht nachteilig beeinflussen wird.“* (Krapf (1931))

*„Zu beachten ist außerdem, daß im genannten Zeitabschnitte<sup>1</sup> den Kiesbänken des Rheins auch eine ziemlich große Menge Schotter zur Ausgestaltung der Rheindämme, zu Straßen- und Bauzwecken und zwar in der ganzen St. Gallisch-Liechtensteinisch-Österreichischen Rheinstraße ungefähr 608.000 m<sup>3</sup>, also im Jahr 87.000 m<sup>3</sup> entnommen worden sind.“* (Krapf (1919)).

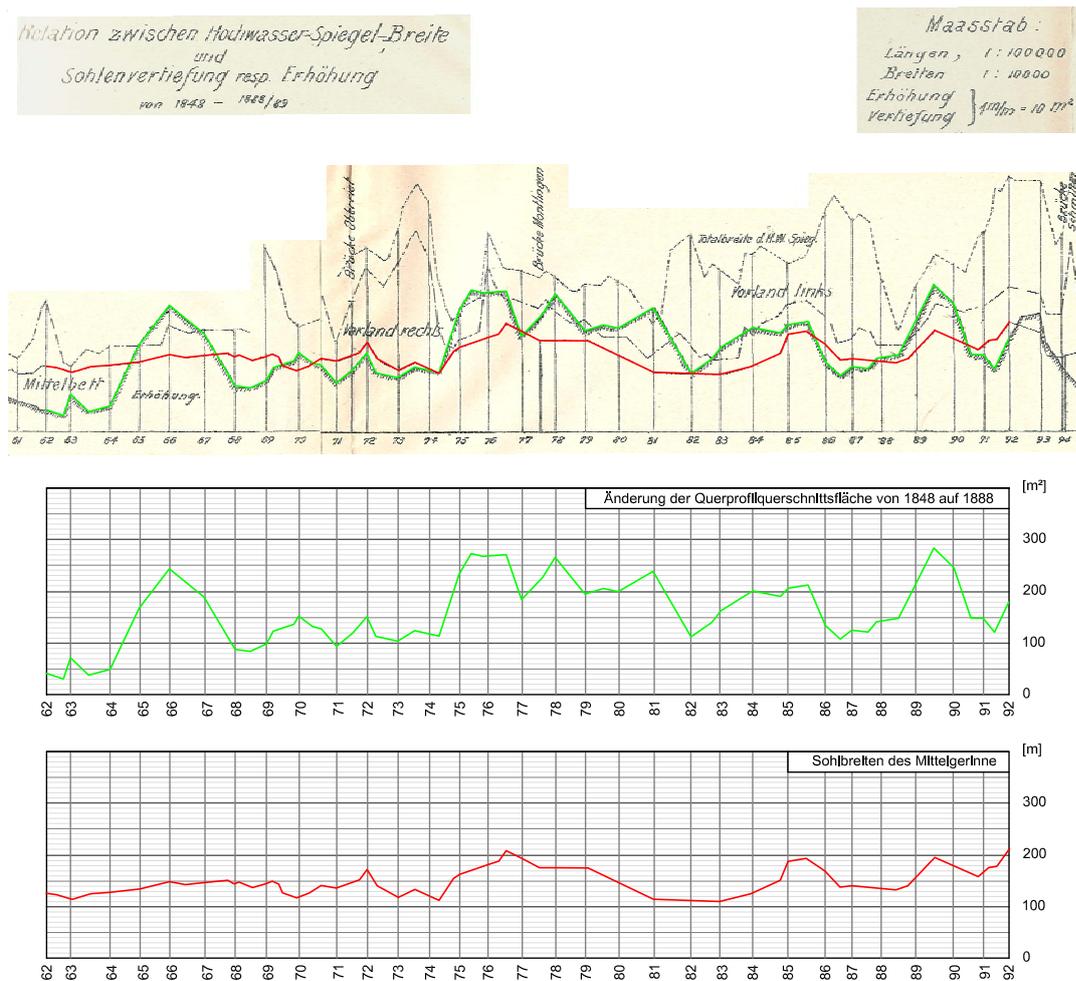
Die Zitate stammen beide aus den ersten Jahren des 20. Jahrhunderts. Bekannt ist jedoch, dass Bauarbeiten nahezu während der gesamten Simulationsperiode über stattfanden und es ist davon auszugehen, dass dabei auch Material aus dem Flussbett gewonnen wurde. Zudem hat auch die Veränderung der Gerinneform erheblichen Einfluss auf den Geschiebehalt. Alle bekannten Faktoren weisen auf alle Fälle darauf hin, dass die wirkliche Sohllage nicht nur durch natürliche Prozesse, wie in der numerischen Simulation nachgebildet, beeinflusst wurden. Trotzdem soll im Folgenden ein Vergleich des Simulationsergebnis mit den auf Vermessungen beruhenden Veränderungen der Flusssohle nach 1875 durchgeführt werden. Auf Grundlage dieses Vergleichs können weitere Schlüsse aus den Simulationsergebnissen gezogen werden.

Jost Wey hat im Anhang seines „Memorial zum Diepoldsauer Durchstich“ eine Grafik mit den Sohldifferenzen von 1848 auf 1888 abgebildet (Abb. 7.10). Er stellt darin die flächenmäßige Veränderung der vermessenen Querprofile und die jeweilige Gerinnebreite dar. Daraus kann die durchschnittliche Anhebung der Gerinnesohle abgeleitet werden.

---

<sup>1</sup>In der Zeit vom Winter 1899/1900 bis zum Winter 1905/06

## 7. Ergebnisse der numerischen Simulation



**Abbildung 7.10.:** Veränderung der Sohllage von 1848 auf 1888 (aus Wey (1906)). Angegeben sind die Veränderung der Querschnittsfläche des jeweiligen Querprofils und die Breite des Mittelgerinne. Daraus wird die Sohldifferenz von 1848 auf 1888 berechnet (Tab. 7.5).

**Tabelle 7.5.:** Sohldifferenzen von 1848 auf 1888. Daten beruhen auf Abbildung 7.10.

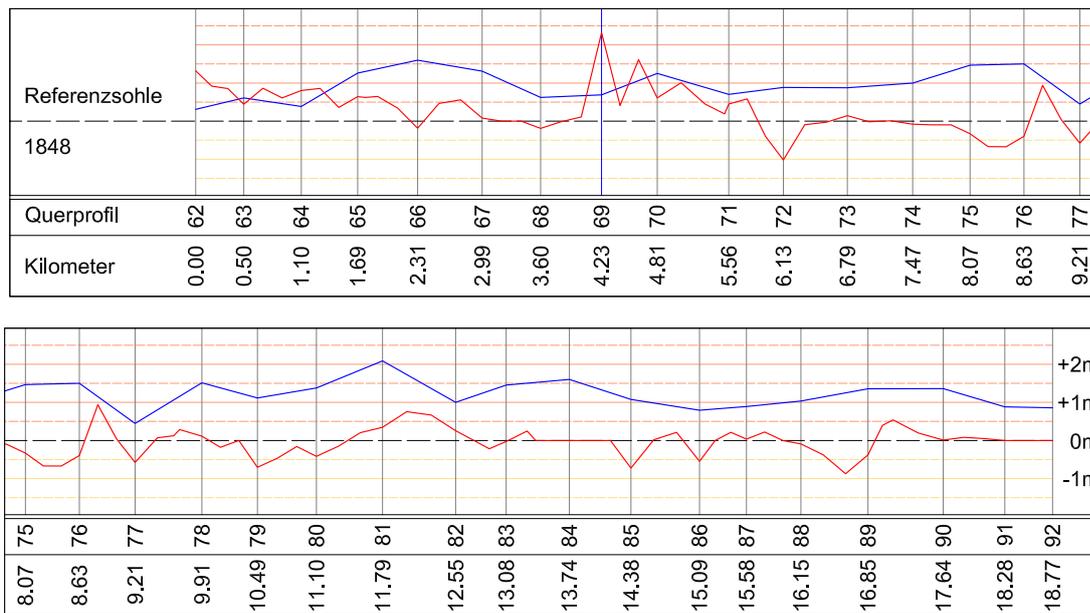
QP	Fläche <sup>1</sup> [m <sup>2</sup> ]	Breite <sup>2</sup> [m]	Differenz <sup>3</sup> [cm]	QP	Fläche <sup>1</sup> [m <sup>2</sup> ]	Breite <sup>2</sup> [m]	Differenz <sup>3</sup> [cm]
62	40	130	31	78	265	175	151
63	70	115	61	79	195	175	111
64	50	130	38	80	200	145	138
65	170	135	126	81	240	115	209
66	240	150	160	82	110	110	100
67	190	145	131	83	160	110	145
68	90	145	62	84	200	125	160
69	100	145	69	85	205	190	108
70	150	120	125	86	135	170	79
71	95	135	70	87	125	140	89
72	150	170	88	88	140	135	104
73	105	120	88	89	210	155	135
74	120	120	100	90	245	180	136
75	235	160	147	91	150	170	88
76	270	180	150	92	180	210	86
77	85	190	45				

<sup>1</sup> Veränderung der Querprofilfläche von 1848 bis 1888. Daten aus Abbildung 7.10.

<sup>2</sup> Sohlbreite des Mittelgerinnes. Daten aus Abbildung 7.10.

<sup>3</sup> Differenz der Sohllage von 1848 auf 1888. Die Werte ergeben sich aus der Division der Flächenveränderung durch die Gerinnebreite.

Alle durchgeführten Maßnahmen während der Simulationsperiode hatten das Ziel, den Geschiebeeintag in den Alpenrhein, respektive in das Untersuchungsgebiet, zu verringern. Folglich ist davon auszugehen, dass die Simulationsergebnisse über der tatsächlichen Sohllage von 1888 liegen müsste. Wie aus Abbildung 7.11 ersichtlich, ist dies jedoch nur im oberen Modellbereich der Fall. Eine relativ gleichmäßige Anhebung der Flusssohle, wie dies bei der Darstellung der Ergebnisse von Wey erfolgt, ist nicht gegeben. Daher sind die Ergebnisse der numerischen Simulation kritisch zu betrachten. Mögliche Erklärungen finden sich im nächsten Kapitel 7.5.

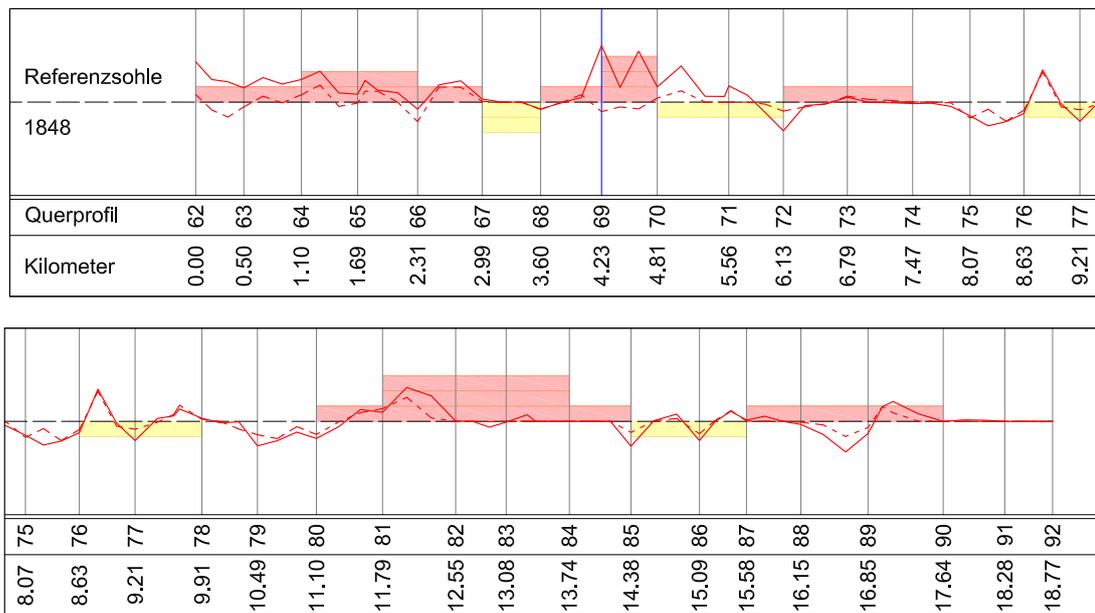


**Abbildung 7.11.:** Vergleich der Sohldifferenzen von 1848 bis 1888. Die rote Linie entspricht der Simulation mit den Parametern von **Kalib 5**. Die Parameter können der Tabelle 7.4 entnommen werden. Die blaue Linie beruht auf einer Vermessungen von 1888 (Abb. 7.10)

## 7.5. Interpretation der Ergebnisse

Alle Simulationsergebnisse zeigen, dass sich das Modell nach der Kalibrierung im Wesentlichen nur noch im oberen Bereich verändert (Abb. 7.9). Dort findet eine kontinuierliche Auflandung der Flusssohle statt. Diese Tendenz ist auch durch historische Quellen belegt. Das Maß der tatsächlichen Auflandungen kann nicht zur Beurteilung der Simulationsergebnisse herangezogen werden. Dazu hatten die anthropogenen Maßnahmen im 19. Jhd. einen zu starken Einfluss auf den Geschiebehauhalt. Jedoch zeigt ein Vergleich mit Vermessungen aus dem Jahr 1888, dass damals die Auflandungen der Flusssohle entlang des gesamten Untersuchungsgebietes erfolgten (Abb. 7.11). Dies wird jedoch im Modell nicht nachgebildet und soll im Folgenden weiter untersucht werden.

In Abbildung 7.12 ist dazu die berechnete Sohllage der Kalibrierung nach drei Jahren Simulationszeit und am Ende der Kalibrierungsperiode, also nach 27 Jahren, dargestellt. Es zeigt sich, dass die Veränderungen der Flusssohle in den ersten drei Jahren überproportional hoch sind. Auch wenn das Endergebnis der Kalibrierung durchaus zufriedenstellende Ergebnisse liefert, so ist ein Großteil der Veränderung der Flusssohle den ersten drei Jahren Simulationszeit zuzuschreiben. Besonders trifft diese Aussage auf den unteren Modellbereich zu. Bei einer genaueren Betrachtung der Ergebnisse nach den ersten drei Jahren Simulationszeit zeigt sich, dass es zu starken Umlagerungen der Gerinnesohle im gesamten Modellgebiet kommt. Dabei folgen Auflandungszonen auf Erosionszonen (Abb. 7.13). Dies kann als ein Ausgleich der Gefällslinie der Flusssohle interpretiert werden. Auch wenn dies durchaus ein natürlicher Prozess ist, weist die kurze Zeitspanne viel mehr auf Defizite im numerischen Modell hin, auf die im Folgenden näher eingegangen werden soll.



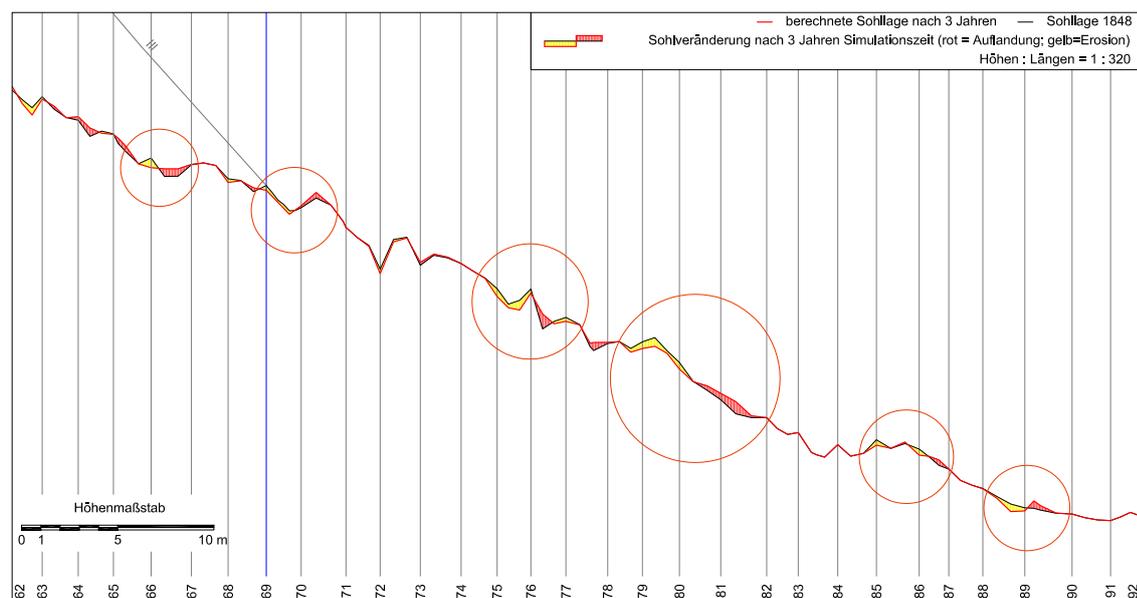
**Abbildung 7.12.:** Das Ergebnis der Modellkalibrierung nach 3 Jahren (gestrichelte Linie) und nach der vollen Kalibrierungszeit von 27 Jahren (vollausgezogene Linie).

Wie im Eingang zum Kapitel 4 „Theoretische Grundlagen“ beschrieben, gibt es eine Wechselbeziehung zwischen Form und Beschaffenheit des Gerinnes und der hydraulischen Belastung durch die Strömung. Dass es diese Wechselbeziehung gibt, heißt jedoch nicht, dass es zu keinen Änderungen der Gerinnes kommen kann. Allerdings verlaufen diese Änderungen im Allgemeinen kontinuierlich. Natürliche Ausnahmen bilden Extremereignisse wie Hochwasser. In den ersten drei Jahren der Kalibrierungsperiode treten jedoch keine Extremereignisse auf, die eine Erklärung für das auftretende Phänomen der Sohlumlagerungen wären.

Eine mögliche Erklärung für diese überproportionalen Änderungen der Sohlage gleich zu Beginn der Simulation bietet die Gerinnegeometrie des Flusslaufs von 1848. Diese wurde bereits in Kapitel 5.2 „Gerinnegeometrie“ ausführlich beschrieben. Der Flusslauf von 1848 kann als gewunden-verzweigt beschrieben werden, wobei gerade in einem so komplexen verzweigten Fluss vermehrt Querströmungen auftreten, die ebenfalls an der Ausbildung der Gerinnegeometrie beteiligt sind. In dem genannten Kapitel über die Gerinnegeometrie ist auch ein Zitat zu finden, welches dezidiert auf diese Querströmungen im Untersuchungsgebiet hinweist. Es soll hier nochmals angeführt werden:

*„Diese lag nicht weit unterhalb jenes weitausgreifenden, gegenüber der gestreckten Richtung 2,8 km Mehrlänge messenden Bogens („Hohenemser Bucht“), wo also das Wasser auf einem etwa 8 km langen Laufe ständig seine Richtung änderte. ... Indessen bedingten auch die wechselseitig gelagerten, einst mächtigen Kiesbänke, die in Abständen von ungefähr 600 m einander folgten solche Querströmungen, die auch bei Hochwasser, wenn einmal die Kiesbänke alle überronnen wurden, an der Sohle jedenfalls bestanden haben.“*(Krapf (1934))

Diese Strömungen können in einer 1D Simulation nicht nachgebildet werden. Sie sind jedoch



**Abbildung 7.13.:** Sohlumlagerungen in den ersten drei Jahren Simulationszeit

maßgeblich für die Form der zu Beginn der Simulation verwendeten Querprofile verantwortlich. Diese Diskrepanz zwischen den natürlichen an der Ausbildung der Gerinnegeometrie beteiligten Strömungen und die in der Simulation vereinfachte, eindimensionale Strömung, könnte möglicherweise durch die starke Veränderung der Gerinnegeometrie zu Beginn der Simulation ausgeglichen werden.

Die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse und der Modellkalibrierung zeigen, dass mit den gewählten Kalibrierungsparametern diese Sohlumlagerungen nicht wirklich beeinflussbar sind. Der größte Einfluss wird noch mit der Wahl der Korndurchmesser erzielt. Dabei kann jedoch nur das Ausmaß der Umlagerungen beeinflusst werden. Bei der Wahl von sehr groben Korngrößen konnten die Sohlumlagerungen unterbunden werden. Dabei kam es jedoch zu dem beschriebenen Geschiebestau an den Modellrändern (Abb. 7.1). Allerdings ist festzuhalten, dass sich diese Aussage nicht auf Untersuchungen, die sich konkret mit einem Zusammenhang von Kalibrierungsparametern und Sohlumlagerungen beschäftigten, stützt. Trotzdem lassen die Ergebnisse auch Schlüsse in diese Richtung zu.

Ein Großteil der über die Kalibrierungsperiode stattgefundenen Veränderungen der Gerinnesohle im unteren Modellbereich wurde also durch einen Prozess verursacht, der weitestgehend nicht von den Kalibrierungsparametern abhängt. Trotzdem zeigte die Kalibrierung des Modells zufriedenstellende Resultate, was zu einer Fehlinterpretation der Kalibrierungsergebnisse führte. Mit den so aus der Kalibrierung bestimmten Parametern änderte sich während der Simulation nur noch der obere Bereich des Modells.

Bei weiterführenden Untersuchungen müsste, auf diesen Erkenntnissen aufbauend, die Sohlumlagerungen in den ersten Jahren der Simulation bei der Modellkalibrierung berücksichtigt werden. Die für die numerische Berechnung verwendete Software BASEMENT bietet dem Anwender eine Vielzahl von Möglichkeiten mit denen das numerische Modell beeinflusst werden kann. Einige Parameter lassen sich auch für jedes Querprofil einzeln anpassen. Aufgrund der schlechten Datenlage scheint es jedoch angebrachter, das numerische

Modell relativ einfach zu gestalten. Um herauszufinden, ob wirklich die Gerinnegeometrie für die überproportionalen Veränderungen der Flusssohle zu Beginn der Simulation verantwortlich ist, müsste die Form der Querprofile ebenfalls als Kalibrierungsparameter herangezogen werden. Dabei sind die Querprofile nahezu die einzigen Daten, die sich auf eine sichere Datengrundlage stützen. Eine weitere Möglichkeit wäre die Sohlumlagerungen zu Simulationsbeginn zuzulassen, diese jedoch bei der Betrachtung der Kalibrierungsergebnisse in Rechnung zu stellen.

Aus der komplexen Gerinnegeometrie ergeben sich noch weitere Diskrepanzen zwischen Modell und Natur, die bei einer Interpretation der Ergebnisse zu beachten sind. 1848 gab es noch keine durchgehenden Uferverbauungen. Der Schutz der Ufer fand nur dort statt, wo eine unmittelbare Gefahr drohte. Das Gerinne veränderte sich nicht nur in seiner Höhenlage, wie dies im Modell angenommen wird, sondern es kam auch zu Veränderungen in der Gerinnebreite. Zudem bildete das Gewässer immer wieder neue Verzweigungen und Seitenarme aus, die bei einer 1D-Modellierung, basierend auf Querprofilen, ebenfalls nicht nachgebildet werden können. Maßgebender Prozess dabei ist die sogenannten Seitenerosion oder Uferauskolkung. Ein Ziel der VAW ist es, in Zukunft auch ein Modul zur Simulation der Seitenerosion bei der 2D Berechnung in BASEMENT zu implementieren. Gerade im Bereich von naturnahen Flüssen, wie es der Alpenrhein noch vor der Regulierung darstellte, sind durch die Berücksichtigung der Seitenerosion bessere Simulationsergebnisse zu erwarten.

Betrachtet man die für den Aufbau des numerischen Modell verwendeten Querprofile von 1848, so ist ersichtlich, dass sich eine Art natürliches Mittelgerinne ausbildete, welches bei kleineren und mittleren Abflüssen durchflossen wurde (Abb. 7.14). An manchen Stellen, wo sich der Fluss verzweigte, sind zwei oder auch mehrere solche Nebengerinne im Querschnitt zu erkennen. Diese besitzen einen hydraulisch günstigen Querschnitt, was sich im Modell positiv auf den Geschiebetransport auswirkt. Veranschaulicht ist dies in Abbildung 7.15, wo die Breiten des Mittelgerinne von 1848 und 1888 gegenüber gestellt werden. Für die Querprofile von 1848 wurde die Wasserspiegelbreite bei einem mittleren Abfluss von  $230 \text{ m}^3/\text{s}$  als Mittelgerinnebreite definiert.



**Abbildung 7.14.:** Querprofil 70 mit einem natürlich ausgebildeten „Mittelgerinne“ (Quelle: SASStG)

Da diese natürlich geschaffenen „Mittelgerinne“ keine seitlichen Befestigungen aufweisen, ist davon auszugehen, dass diese in Form und Lage starken zeitlichen Änderungen unterliegen

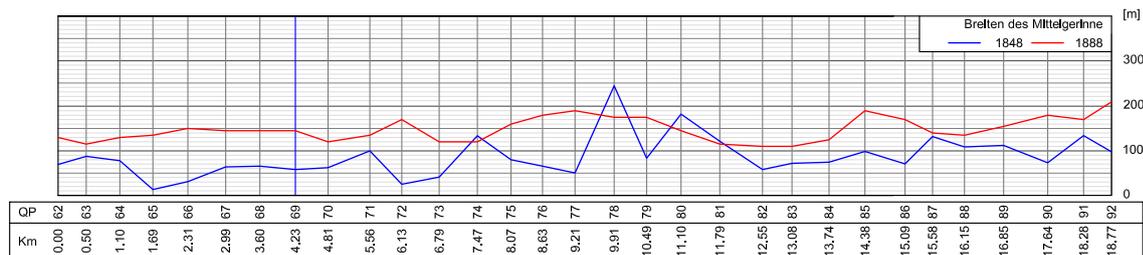


Abbildung 7.15.: Vergleich der Sohlbreiten von 1848 bis 1888.

sind, die im Modell nicht nachgebildet werden können. Im numerischen Modell verändert sich wiederum nur die Höhenlage. Dies zeigt ein weitere Divergenz zwischen numerischem Modell und der Natur auf.

Die beschriebenen Unterschiede zwischen Natur und dem numerischen Modell sollen jedoch nicht die Sinnhaftigkeit einer 1D Berechnung für die Untersuchung von langfristigen morphologischen Veränderungen in Frage stellen. Allerdings sollten dem Betrachter der Ergebnisse die im Modell getätigten Vereinfachungen bewusst sein. In diesem Kapitel lag der Fokus auf der Betrachtung des numerischen Modells und dessen Ergebnissen. Dies soll aber nicht darüber hinwegtäuschen, dass die im Kapitel 5 beschriebenen Kompromisse, die bei der Aufbereitung der Daten getroffen werden mussten sich ebenfalls auf die Ergebnisse der numerischen Berechnung auswirken. Bei einer ausreichend gesicherten Datenlage können auch die Auswirkungen der im numerischen Modell getätigten Vereinfachungen besser beurteilt und abgeschätzt werden.

## 7.6. Abbildungen der Längenschnitte

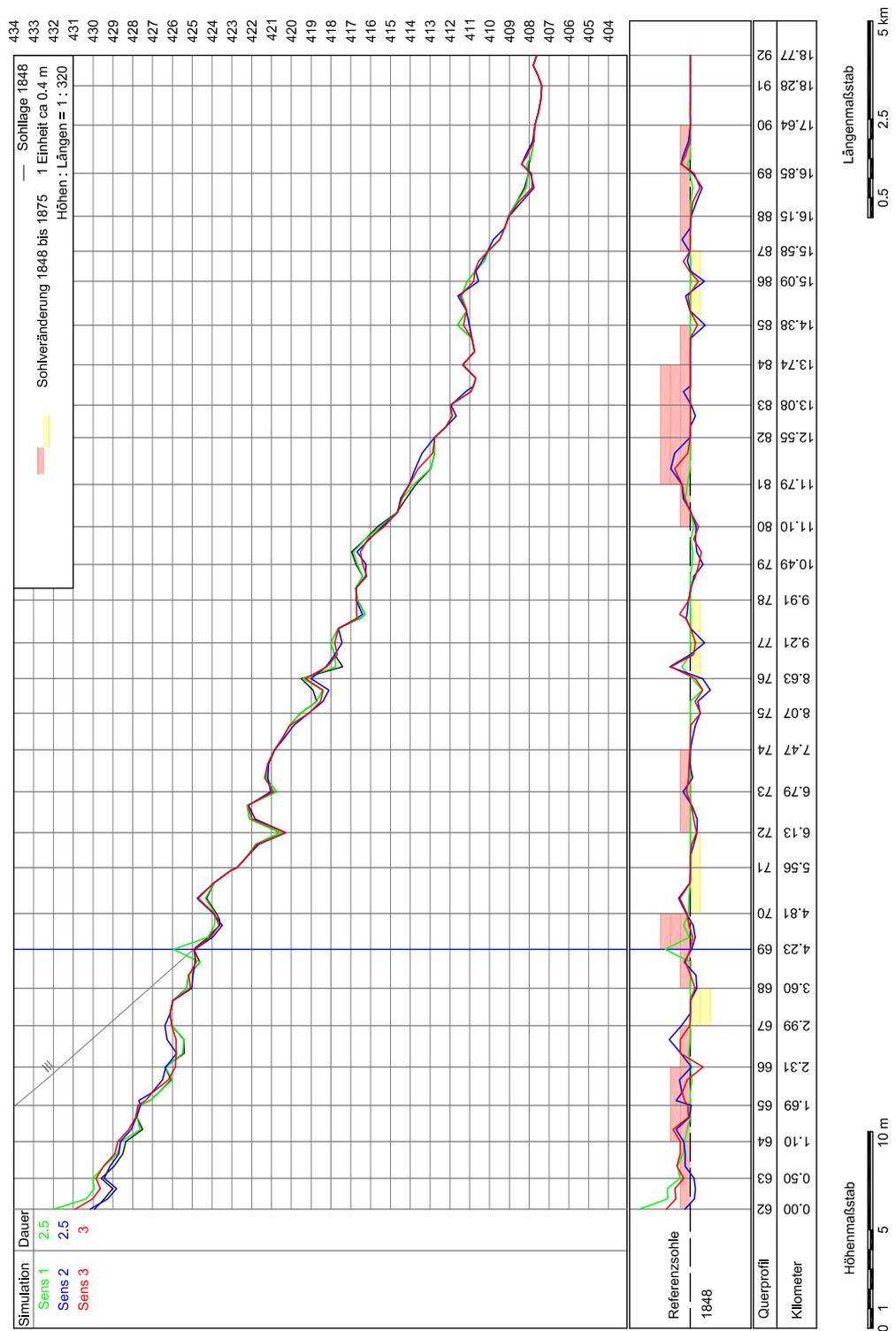


Abbildung 7.16.: Längenschnitt der Sohllagen aus den Simulationen für die Sensitivitätsanalyse der Korndurchmesser. Parameter in Tabelle 7.1

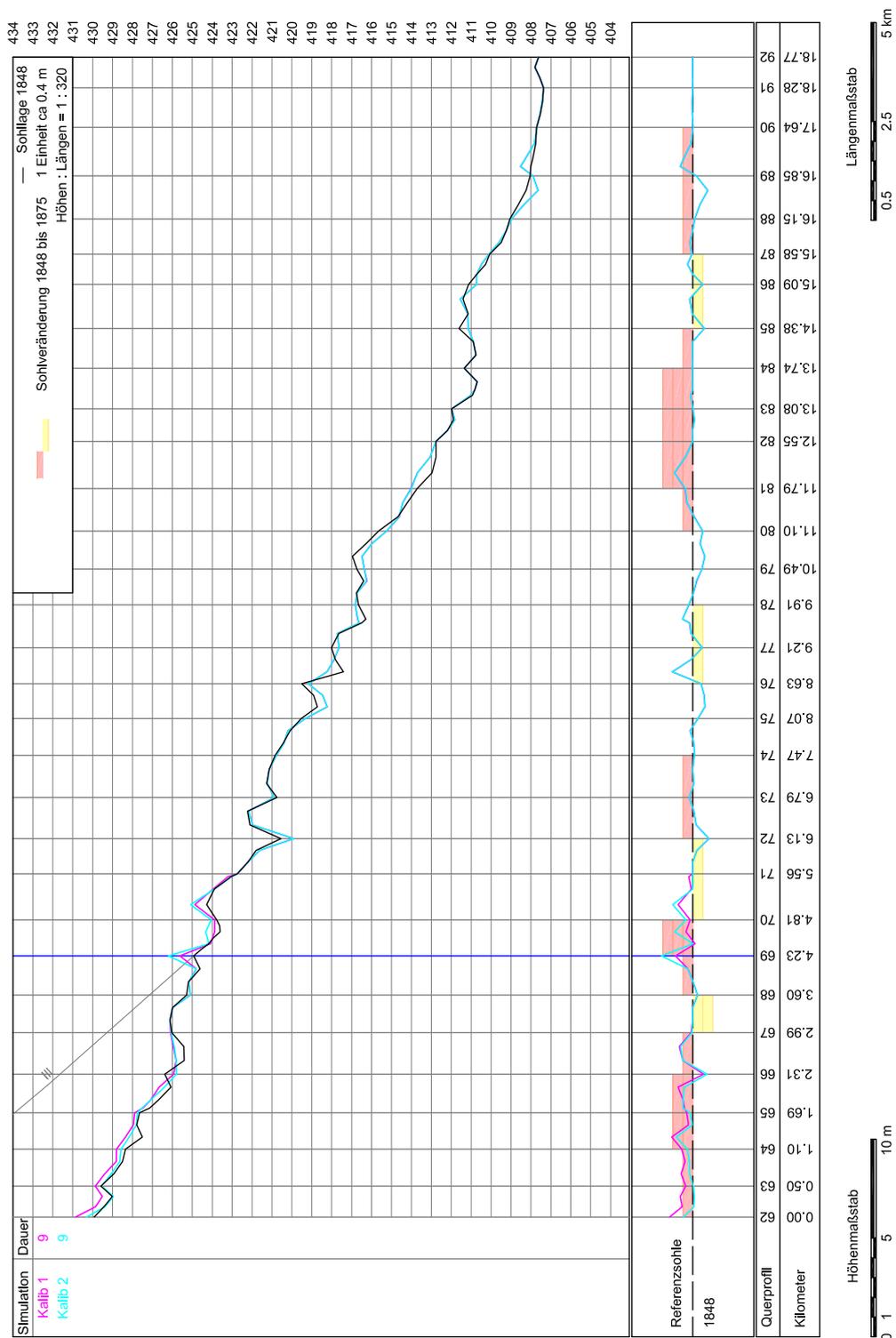


Abbildung 7.17.: Längenschnitt der Sohlagen aus der Modellkalibrierung. Die Ergebnisse zeigen jene Simulationen die nach 9 Jahre Simultaionszeit ausscheiden. Parameter in Tabelle 7.4

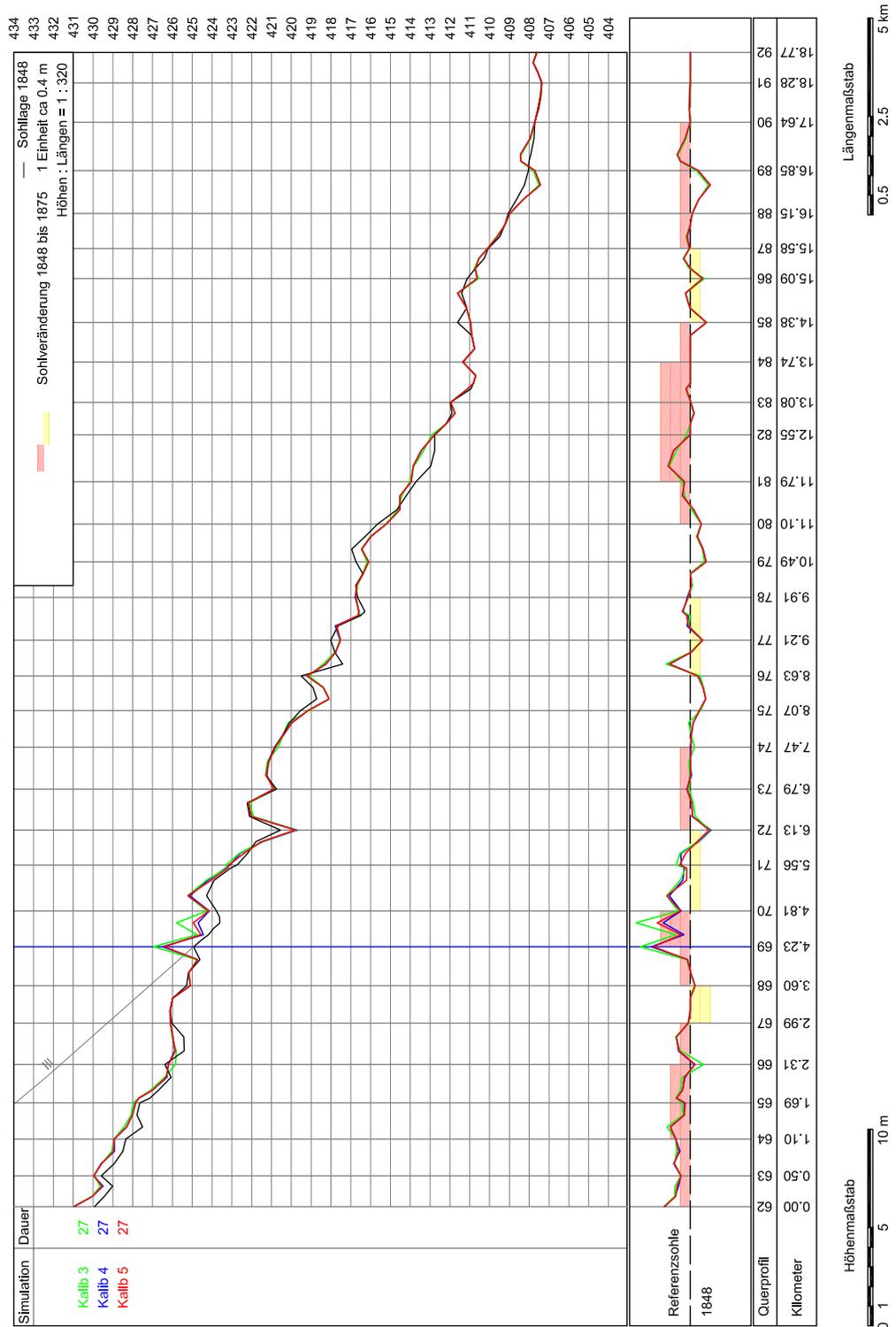


Abbildung 7.18.: Längenschnitt der Sohllagen aus der Modellkalibrierung. Die Ergebnisse zeigen die volle Simultaionszeit von 27 Jahren. Das beste Ergebnis lieferte Kalib 5. Parameter in Tabelle 7.4

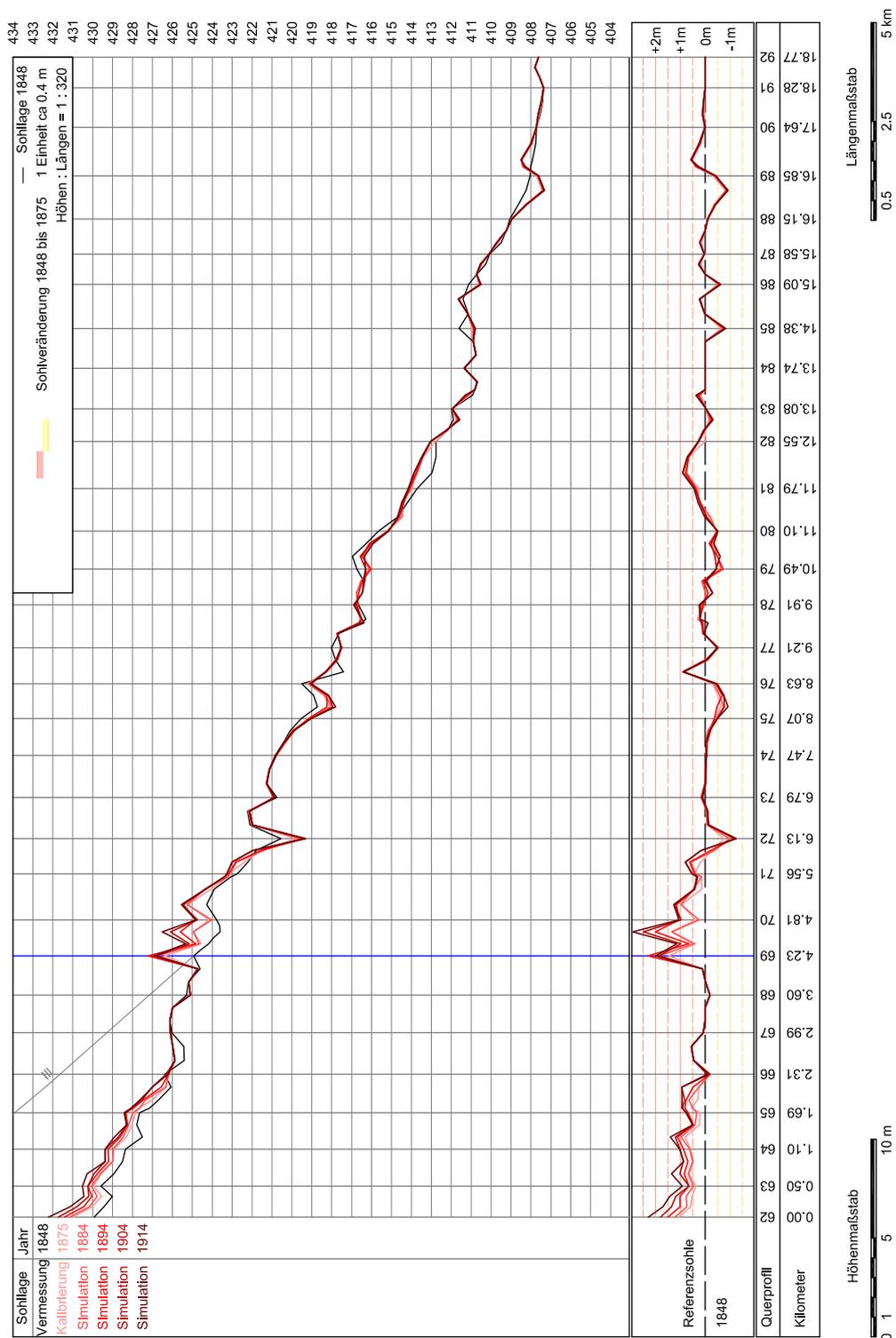


Abbildung 7.19.: Entwicklung der Sohlagen von 1875 bis 1914. Die Modellparameter entsprechen den Parametern von **Kalib 5** aus der Tabelle 7.4

## 8. Zusammenfassung

Das Ziel dieser Arbeit bestand in der Evaluierung der im Zuge der Rheinregulierung gesetzten Maßnahmen. Diese bestanden im Wesentlichen in einer Laufverkürzung durch die Durchstiche und einer Normalisierung des Querprofils. Das Querprofil besteht im Bereich der Internationalen Strecke<sup>1</sup> aus einem Doppeltrapezprofil dessen Sohlbreite im Mittelgerinne 110 m betrug. Diese Breite wurde später aufgrund von Geschiebeablagerungen nochmals verringert. Vor der Regulierung handelte es sich um einen gewunden, verzweigten Flusstyp mit Breiten von mehreren hundert Metern. Für diese Arbeit wurde ein Untersuchungsgebiet gewählt, welches sich von der damaligen Wuhrgrenze<sup>2</sup> Österreich - Liechtenstein bis in die Mitte der Hohenemser Kurve erstreckte. Somit befindet sich auch die Ill als seitlicher Zubringer im Untersuchungsgebiet. Die Länge des Flusslaufs beträgt auf dieser Strecke 18,8 km. Für die Evaluierung wurde ein numerisches ComputermodeLL herangezogen, womit die Entwicklung der Sohlage berechnet wurde. Aufgrund des großen Raum- und Zeitmaßstabes wurde für diese Arbeit ein eindimensionales Modell gewählt.

Die Rheinregulierung wurde 1892 mit einem Staatsvertrag geregelt. Das numerische Modell muss folglich mit Daten aufgebaut werden, die von vor dieser Zeit stammen. Zu Beginn dieser Arbeit standen keine Daten zu Verfügung, die für den Modellaufbau verwendet werden konnten. Die Beschaffung der historischen Daten und deren Aufbereitung war eine zentrale und zeitintensive Anforderung an diese Arbeit. Die Methodik musste ebenfalls an die gefundenen Daten angepasst werden. Die Suche und Aufbereitung der historischen Daten einerseits und die Ausarbeitung der genauen Methodik<sup>3</sup> andererseits waren somit zwei Prozesse, die parallel nebeneinander liefen.

Grundlage für den Aufbau des 1D Modells sind Querprofile. Im Staatsarchiv St. Gallen konnten historische Querprofile aus dem Jahr 1848 gefunden werden. Dieses Jahr wurde folglich zum Ausgangszeitpunkt der numerischen Simulation. In einem historischen Lageplan konnten diese Querprofile lagemäßig zugeordnet werden, allerdings war der Querprofilabstand mit 600 m zu groß für eine numerische Simulation. Die Raumdiskretisierung in Längsrichtung musste verfeinert werden, um die numerische Stabilität des Modells zu gewährleisten. Aus den aufbereiteten topographischen Daten wurde ein digitales Geländemodell (DGM) erstellt, aus welchem in weiterer Folge die Querprofile in einem geringeren Abstand generiert werden konnten. Ein Argument für das DGM waren auch mögliche weitere Untersuchungen in diesem historischen Kontext. Aus dem DGM wurden schlussendlich 96 Querprofile gewonnen, mit welchen das numerische Modell aufgebaut wurde. Der durchschnittliche Querprofilabstand im numerischen Modell beträgt in etwa 190 m.

Im Jahr 1904 beginnen die kontinuierliche Aufzeichnungen der Abflüsse im Bereich des Untersuchungsgebietes. Zuvor wurden die Wasserstände an mehreren Pegelstellen im Untersuchungsgebiet erhoben. Die gefundenen Daten gehen bis in das Jahr 1862 zurück. Die

---

<sup>1</sup>Strecke von der Illmündung bis zum Bodensee

<sup>2</sup>Rund 600 m oberhalb der Staatsgrenze

<sup>3</sup>Aufbau und Betrieb des numerischen Modells

Ablesung erfolgte visuell und wurde in der Regel dreimal am Tag durchgeführt. Eine Aufbereitung und Analyse der Wasserstandsdaten in den Wintermonaten<sup>4</sup> zeigte starke Veränderungen in der betrachteten Zeitperiode von 1862 bis 1910, wobei ein klarer Trend einer Zunahme des Wasserstands im Laufe der Jahre erkennbar war. Dieses Phänomen wurde der Anlandung des Flussbetts zugeschrieben. Eine weitere Schlussfolgerung daraus war, dass keine über die Jahre allgemeingültige Wasserstands-Abfluss Beziehung aufgestellt werden konnte. Somit konnte auch keine Abflussganglinie aus den Wasserstandsdaten abgeleitet werden. Um das numerische Modell trotzdem betreiben zu können, musste auf tatsächlich erhobene Abflussdaten aus einer späteren Zeitperiode zurückgegriffen werden. Diese Entscheidung impliziert die Annahme, dass sich das Abflussgeschehen in der simulierten Zeitperiode von 1848 bis 1914 nicht von der Zeitperiode der verwendeten Abflussdaten von 1904 bis 1950 unterscheidet.

Die Abflussdaten für den Alpenrhein unterhalb der Illmündung stammen vom BAFU<sup>5</sup> und lagen als Tagesmittelwerte und Monatsextremwerte vor. Die Monatsextremwerte wurden so in die Abflussganglinie eingebaut, dass sich die Jahresabflussfracht nicht veränderte. Verwendet wurden nur die Daten bis 1950, da das spätere Abflussgeschehen durch den Bau von Wasserspeichern im Einzugsgebiet beeinflusst wurde. Für die Ill standen für die Periode von 1904 bis 1950 nur teilweise Originaldaten zu Verfügung. Sie besitzen dieselbe zeitliche Auflösung. Für die Zeitperioden, in denen keine Abflussdaten der Ill vorhanden waren, wurden diese aus den Abflüssen des Alpenrheins abgeleitet. Für die numerische Berechnung wurden die Abflussganglinien an beiden Modellrändern ausgedünnt, um die Simulationszeit zu verkürzen. Der Schwellenwert wurde mit  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  für den Abfluss unterhalb der Illmündung festgelegt. Dieser Wert stützt sich auf Beobachtungen, wonach bei Abflüssen unterhalb dieses Werts kein Geschiebetransport im Modell festgestellt wurde.

Aufgrund der fehlenden Wasserstands-Abfluss Beziehung konnte keine hydraulische Kalibrierung vorgenommen werden. Die Kalibrierung des numerischen Modells erfolgte über die Veränderung der Sohlage des numerischen Modells. Ein historischer Längenschnitt zeigt die Flusssohle des Untersuchungsgebiet aus den Jahren 1848 und 1875. Dies bildete die Grundlage für die sedimentologische Kalibrierung des Modells. Durch historische Quellen ist belegbar, dass es in dieser Zeitperiode auch Bautätigkeiten gab. Das Gerinne wurde somit auch von Prozessen beeinflusst, die im numerischen Modell nicht nachgebildet werden können. Dies musste bei der Interpretation der Kalibrierungsergebnisse berücksichtigt werden. Für eine Validierung des Modells wurden keine geeigneten Daten gefunden, da die anthropogenen Einflüsse auf das Untersuchungsgebiet in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhundert stark zunahmen.

Die mittleren jährlichen Geschiebefrachten werden über eine Geschiebefunktion aus der Abflussganglinie abgeleitet. Eine Analyse von sedimentologischen Studien zeigte, dass der Geschiebeinput der Ill eine gröbere Korngrößenverteilung aufweist als das Geschiebe, welches über den oberen Modellrand in das Untersuchungsgebiet gelangt. Durch diesen Einfluss der Ill besitzt die Flusssohle auch im Bereich unterhalb der Illmündung eine gröbere Korngrößenverteilung, welche aufgrund von Sortierungsprozessen weiter flussab wieder abnimmt. Das Modell wurde in Längsrichtung in drei Zonen eingeteilt, die die unterschiedlichen Korngrößenverteilungen der Flusssohle im Untersuchungsgebiet nachbilden. Die Korngrößenverteilung jeder Zone wurden durch die Angabe von jeweils zwei Korndurchmesser und deren Volumenverteilung definiert. Jede Zone besteht aus einem kleinen Korndurchmesser

---

<sup>4</sup>Es wurden nur Daten verwendet, die augenscheinlich dem Basisabfluss zuzurechnen sind. Es ist davon auszugehen, dass sich der Basisabfluss über die betrachtete Zeitspanne nicht signifikant veränderte.

<sup>5</sup>Bundesamt für Umwelt (Schweiz)

---

mit 80 % Volumenanteil, der das  $d_m$  repräsentiert und ein größeren Korndurchmesser mit 20 % Volumenanteil, der in etwa dem  $d_{90}$  entspricht. Für den mittleren Korndurchmesser  $d_m$  wurde für alle Zonen derselbe Durchmesser angenommen. Somit unterscheiden sich die drei Zonen aufgrund der unterschiedlichen  $d_{90}$ . Das Modell wurde folglich mit insgesamt vier Korndurchmessern betrieben.

Für die numerische Berechnung wurde die Software BASEMENT<sup>6</sup> der Versuchsanstalt für Wasserwirtschaft an der ETH Zürich verwendet. Im Laufe dieser Arbeit kam es zu mehreren Veröffentlichungen neuer Versionen, darunter auch ein sogenanntes „Major Release“ mit der Version 2.0. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten numerischen Berechnungen fanden mit der Version 2.0.1 statt. Das Modell kann als Mehrkornmodell betrieben werden und erlaubt eine fraktionsweise Berechnung des Geschiebetransports. In dieser Arbeit wurde dazu ein von Hunziker modifizierter Ansatz von Meyer-Peter und Müller verwendet. Das Modell erwies sich als sehr robust. Obwohl die verwendeten Querprofile sehr unregelmäßige Geometrien aufwiesen, gab es keine Probleme mit der numerischen Stabilität. Die Software bietet dem Anwender viele Möglichkeiten zur Beeinflussung der numerischen Berechnung. Diese konnten jedoch in dieser Arbeit aufgrund der äußerst schlechten Datenlage nicht für eine Modellkalibrierung ausgenutzt werden. Vielmehr wurde versucht das Modell möglichst einfach zu gestalten und die Kalibrierung des Modells nur mit den grundlegenden sedimentologischen Parametern durchzuführen. Als Kalibrierungsparameter wurden einerseits die mittlere jährliche Geschiebefracht und deren Verteilung auf die beiden Modellränder und andererseits die Korndurchmesser und die Korngrößenverteilung der Flusssohle sowie des Geschiebeinputs definiert.

Um einen ersten Eindruck zu bekommen, wie das Modell auf die festgelegten Kalibrierungsparameter reagiert, wurde zu Beginn eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Dabei wurden die einzelnen Parameter stark variiert, um deren Einfluss auf die berechneten Sohllagen zu untersuchen. Besonders aufschlussreich war das Ergebnis bei den untersuchten Korndurchmessern. Eine zu grobe Korngrößenverteilung sorgte für einen Geschiebestau an den Modellrändern, da die Geschiebetransportkapazität nicht ausreichte, um den Geschiebeinput von den Rändern weiter zu transportieren. Aus der Sensitivitätsanalyse konnte somit der Bereich der in Frage kommenden Korndurchmesser stark eingegrenzt werden. Mit folgenden Korndurchmessern konnte das plausibelste Ergebnis erzielt werden: für das gesamte Modell  $d_m = 20 \text{ mm}$ ; oberhalb der Ill  $d_{90} = 50 \text{ mm}$ ; unmittelbar unterhalb der Ill  $d_{90} = 80 \text{ mm}$ ; unterer Modellbereich  $d_{90} = 65 \text{ mm}$ .

Bei der Modellkalibrierung lag der Schwerpunkt in der Ermittlung der jährlichen Gesamtgeschiebefracht und dessen Aufteilung auf die beiden Modellränder. Es wurde festgestellt, dass sich das Verhältnis der beiden Geschiebeinputs Ill und Rhein<sup>7</sup> kaum auf den unteren Modellbereich auswirkt. Das beste Ergebnis konnte mit einer jährlichen Gesamtgeschiebefracht von rund  $20000 \text{ m}^3$  erreicht werden, wobei sich der Geschiebeinput auf beide Modellränder relativ gleich verteilte. Die Korndurchmesser wurden bei der Modellkalibrierung gegenüber der Sensitivitätsanalyse nur noch gering verändert. Für den Modellbereich unmittelbar unterhalb der Illmündung wurde das  $d_{90}$  von 80 mm auf 82 mm erhöht. Dadurch ergaben sich im Bereich unterhalb der Illmündung bessere Werte.

Das Ergebnis der Modellkalibrierung war angesichts der dürftigen Datenlage zufriedenstellend. Auffallend war jedoch ein Querprofil<sup>8</sup>, welches stark auffandete, obwohl laut Vermessung dieser Bereich eine Erosion aufweisen sollte. Es stellte sich heraus, dass es sich

---

<sup>6</sup>BASic simulation environMEnt - for computation of environmental flow and natural hazard simulation; Projektseite: <http://www.basement.ethz.ch>

<sup>7</sup>Der obere Modellrand

<sup>8</sup>Querprofil 76.1

dabei um die Frutzmündung handelt, die im Modell nicht berücksichtigt wurde. Die Interpretation der Diskrepanz zwischen Natur und Modell wurden auf den fehlenden Einfluss der Frutz zurückgeführt. Die Frutz scheint einen lokal begrenzten Einfluss auf das Untersuchungsgebiet zu haben, indem sie im Mündungsbereich für eine Erosion der Flusssohle sorgt.

Mit den aus der Kalibrierung ermittelten Parametern wurde die numerische Simulation bis ins Jahr 1914 durchgeführt. Es musste festgestellt werden, dass sich das Modell in der Zeitperiode nach der Kalibrierung lediglich im oberen Modellbereich änderte. Die Sohllage auf den untersten 8 km änderte sich nur noch im Zentimeterbereich. Unmittelbar unterhalb der beiden Modellrändern kam es in der Periode von 1848 bis 1914 zu Auflandungen von bis zu 2,5 m. Aus historischen Quellen ist bekannt, dass eine Auflandung von mehreren Metern durchaus im Bereich des Möglichen liegt. Dass sich das Modell im unteren Bereich kaum mehr veränderte wies jedoch auf Defizite im Modell hin und wurde daraufhin weiter untersucht.

Eine mögliche Interpretation der Diskrepanz zwischen Modell und Natur ist in der Seitenerosion zu suchen, die im numerischen Modell nicht berücksichtigt wird. Gerade in einem natürlichen Gerinne, welches das Untersuchungsgebiet darstellt, ist dies ein maßgeblicher Prozess, der an der Ausbildung der Gerinnegeometrie beteiligt ist. Es wurde zudem festgestellt, dass sich das Modell auch in der Kalibrierungsperiode keineswegs kontinuierlich veränderte. Ein Großteil der Veränderungen der Sohllage im unteren Modellbereich waren den ersten drei Simulationsjahren zuzuschreiben. Es zeigte sich weiter, dass es im Modell gleich zu Simulationsbeginn zu Sohlumlagerungen gekommen war. Auf Erosionszonen folgten Auflandungszonen. Das Modell versuchte von selbst einen Ausgleich der Gefällslinie zu schaffen. Der Grund dafür ist in der komplexen Gerinnegeometrie des modellierten Untersuchungsgebietes zu suchen. Das Modell gleicht möglicherweise die Diskrepanz zwischen den natürlichen an der Ausbildung der komplexen Gerinnegeometrie beteiligten Strömungen und der in der numerischen Berechnung vereinfachten eindimensionalen Strömung durch die beschriebenen Sohlumlagerungen aus. Dies ist jedoch ein Prozess, der durch die definierten Kalibrierungsparameter nicht beeinflusst werden kann. Diese Sohlumlagerungen führten folglich zu einer Fehlinterpretation der Kalibrierung, womit auch die Ergebnisse der Simulation zu hinterfragen sind.

Auch wenn schlussendlich keine stichhaltigen Ergebnisse durch die numerische Simulation erzielt werden konnten, bietet diese Arbeit eine wertvolle Grundlage für weitere, aufbauende Untersuchungen. Vor allem die geschaffene Erkenntnis bezüglich der Sohlumlagerungen ist für weiterführende Untersuchungen mit dem numerischen Modell die Grundlage für die Interpretation der Simulationsergebnisse. Zentral in dieser Arbeit ist auch die Aufbereitung und Dokumentation historischer Quellen, die einen ausführlichen Einblick in die Verhältnisse des unregulierten Alpenrheins gewähren. Während des Verfassens dieser Arbeit laufen gerade die Untersuchungen zu einer Erhöhung der Abflusskapazität des Alpenrheins auf der Internationalen Strecke. Eine mögliche Variante, die dabei in Betracht gezogen wird, liegt in der Aufweitung des Mittelgerinnes. Somit ist der in dieser Arbeit getätigte Blick in die Vergangenheit vielleicht auch ein Blick in die nahe Zukunft des Alpenrheins.

# A. Überschwemmungschronik

**Tabelle A.1.:** Überschwemmungschronik des 19. Jahrhundert (aus Silvio Bucher in (IRR (Hrsg.) (1992))

Jahr	betroffene Gebiete
1807	Sennwald
1816	Haag, Monstein
1817	ganzes Rheintal
1821	Bangs, Koblach, Mäder, Höchst, Widnau
1829	Salez, Gamprin, Rugell, Mäder, Altach
1834	ganzes Rheintal
1839	Gamprin, Rugell, Bangs
1846	Liechtensteiner Ebene, Meiningen, Montlingen
1848	Werdenber, Schmitter, Widnau
1849	Haag, Rugell, Mäder, Altach, Koblach, Meiningen, Diepoldsau, Schmitter, Berneck, Bangs
1851/52	Meiningen, Mäder, Altach, Koblach
1853	Bad Ragaz, Sargans, Buchs, Haag, Rüthi, Montlingen, Triesen, Meiningen
1854	Eschen
1855	Bad Ragaz, Sargans, Buchs, Haag, Salez, Sennwald, Vaduz, Meiningen, Montlingen, Ebene Balgach, Heerbrugg, Berneck, Au, Widnau, Rheineck, Meiningen, Mäder, Altach, Koblach
1856	Haag, Salez
1860	Bad Ragaz, Buchs, Salez, Sennwald, Montlingen, Au
1868	ganzes Rheintal, vor allem linke Seite
1871	Watau, Buchs, Oberreit, Au, Meiningen, Rugell, Bangs
1872	Rugell, Bangs, Meiningen
1885	St. Margarethen, Meiningen
1888	Liechtensteiner Ebene, Bendern, Meiningen, Mäder, Koblach, unteres rechtsseitiges Rheintal
1890	Altach-Bauern, Lustenau, Höchst



## B. Chronologischer Überblick über die Entwicklung des Uferschutzes

Nachdem die ersten Pläne auftauchten, den Fluss nicht nur in seinem bestehenden Lauf zu beeinflussen, sondern den Flusslauf auch in seiner Lage, durch einen oder mehrere Durchstiche zu verändern, beherrschten zwei Begriffe die Diskussionen im Rheintal während des 19. Jahrhunderts. Alle Projekte die darauf abzielten den Fluss in seinem bestehenden Lauf zu verbauen wurden als Rheinkorrektur bezeichnet. Die Durchführung von Durchstichen wurden allgemein als Rheinregulierung bezeichnet. Die beiden Begriffe können natürlich nicht streng voneinander getrennt werden. Jedoch wurde gerade die Diskussion um die Durchführung der Durchstiche mit großer Emotion geführt, da dabei verschieden unterschiedliche Interessen aufeinander prallten. Als kleine Hilfe beim Studieren der Chronologie werden Anführungen die der Rheinregulierung zuzurechnen sind, mit einem \* gekennzeichnet. Überschwemmungen werden nur angeführt, wenn sie einen Einfluss auf die Entwicklung des Uferschutzes haben. Tabelle A.1 bietet einen Überblick über alle Überschwemmung während des 19. Jahrhunderts.

- 11. Jhd.** Schon in diesem Jahrhundert ist im Rheintal von „Rheinnot, Föhnnot und Rüfnot“ die Rede (Wey (1906)).
- 13. Jhd.** Die Kirche in Lustenau wird im Jahr 1206 vom Hochwasser des Alpenrheins zerstört (Krapf (1901)).
- ab 16. Jhd.** Die Wuhrestreitigkeiten entlang des Alpenrheins nehmen zu. Eine Urkunde aus dem Jahr 1568 belegt den Wuhrestreit zwischen Höchst und St. Margarethen. 1582 beschwerte sich der Graf von Hohenems über die von Oberriet errichteten Wuhre, die die Gemeinde Meiningen bedrohen. Aus demselben Jahr ist auch ein Streit zwischen Lustenau und Widnau dokumentiert. Nach einem Streit zwischen Bangs und Sennwald im Jahre 1618 wurde Sennwald dazu angehalten ihre neu errichteten Wuhre wieder zu beseitigen. 1747 entbrannt erneut ein Streit zwischen Höchst und St. Margarethen. Ein „Spruchbrief“ aus diesem Jahr besagt *„es dürfen keine neuen Kopf-, Schupf- oder sogenannte Brustwuhren errichtet oder bestehende in solche umgewandelt werden“*. Im Jahr 1770 brachten die Gemeinden Höchst und Fußach erneut Beschwerde gegen die getätigten Wuhrbauten von St. Margarethen ein. Auch zwischen den Gemeinden Götzis und Krießern kam es 1756 zu einem Streit (Krapf (1901)).
- 17. Jhd.** Bis ins 17. Jhd. ist ein Schiffsverkehr zwischen dem Bodensee und Bauern aus Hohenems nachgewiesen. Dieser musste mutmaßlich in der Mitte des 17. Jhd. eingestellt werden. *„Eine Schifffahrt war aber nur möglich, wenn das Gefälle nicht wesentlich über 0,5 Promill betrug, was eine tiefere Lage der Flusssohle gegenüber heute von ungefähr 4 Meter voraussetzt.“* (Wey (1906)).
- 1762** Ein Hochwasser führt zu Überschwemmungen im Rheintal. *„Dieses veranlaßte die Einführung des neuen umfassenden Daichsystems (vgl. Hungerbühler S.12), wengleich streckenweise auch vorher schon viele Dämme angelegt waren“* (Krapf (1901)).

- 1769/70** Nach verheerenden Überschwemmungen in den Jahren 1762, 1768 und 1769 wurde der Zürcher Ingenieur-Hauptmann Römer beauftragt das Flussgebiet und seine Umgebung zu vermessen, sowie Vorschläge über die Durchführung des begonnenen Wuhr- und Dammsystems zu erstatten (Abb. 3.7) (Krapf (1901)). *„Dieses Wuhrsystem war, wie Römer in seinem Berichte sagte, durch und durch verfehlt, weil der Fluss durch die unregelmässig placierten Wuhrköpfe hin- und hergeworfen, dessen Kraft dadurch aufgezehrt, vergeudet wurde, dass er die Bauwerke zerstörte, die mächtigen Kiesbänke hin- und herwarf, anstatt den Schotter in den See zu führen und das Bett rein zu halten. Hierzu war dasselbe nebstdem zu breit, denn es mass zwischen den Wuhrköpfen 200-300 m und zwischen den Binnendämmen 500-1000 m.“* (Wey (1906)).
- 1792\*** *„Im Jahr 1792 tritt Österreich zum erstenmal mit Anregungen zu einer technisch richtigen Behandlung des Rheinlaufs hervor und behält dann mehr als ein halbes Jahrhundert die Führung in den Rheinangelegenheiten, sowie es auch in Bezug auf die Bauweise den Schweizern lange Zeit hindurch zum Vorbilde diente“* (Krapf (1901)). Der Tiroler Baudirektor Barga entwickelte ein Projekt, das eine durchgehende Verbauung des österreichischen Ufers von Brugg<sup>1</sup> bis zum Bodensee durch „Parallelwerke“ zum Ziel hatte. Zudem schlug er vor die Schlinge vom Eselschwanz abzuschneiden bzw. den Rhein von dort direkt in den See zu leiten. Die zweite Variante ist seitdem als Niederrieder-Durchstich bekannt. Dies sind die ersten Pläne in den Lauf des Rheins einzugreifen.
- 18. Jhd.** Eine massive Entwaldung im Einzugsgebiet setzt ein. Diese intensiviert sich dann in der ersten Hälfte des 19. Jhd. (Wey (1906)).
- 1807** Vorschlag der Provinzial-Wasserbau-Direktion auf eine Teilkorrektur oberhalb der Ill. In diesem Jahr kam es zu Überschwemmungen im Gebiet Bangs und Meiningen. Der Vorschlag beinhaltet im Wesentlichen die Anfertigung einer Karte *„des Rheinlaufs mit Einschluß der Bachmündungen“* und sich bei Baumaßnahmen, mit der Schweiz, abzusprechen, *„damit diese nicht mehr zum Nachteile diesseitiger Anwohner Bauwerke anlegen könne“* (Krapf (1901)).
- 1813-21** Die bayrische Regierung veranlasst gemäß dem Vorschlag von 1807 die Erstellung einer Karte im Jahr 1813. Außerdem wurden Verhandlungen mit der Schweiz aufgenommen, die aufgrund der politischen Umwälzungen<sup>2</sup> jedoch ergebnislos blieben (Krapf (1901)).
- 1821** Ein Hochwasser verursachte einen Ausbruch des Rheins am Scheitelpunkt des Eselschwanzes und floss von dort direkt in den Bodensee. Dies entsprach dem im Jahr 1792 vorgeschlagenen Projekt von Barga. Als begonnen wurde das natürliche Rinnal zu vertiefen, kam es zu Streitigkeiten mit den angrenzenden Schweizer Gemeinden. Durch diese Maßnahmen wurden sie vom Bodensee und somit vom wirtschaftlich wichtigen Schiffsverkehr abgeschnitten. Die Bruchstelle wurde offengelassen, ein künstlicher Kanal zur Ausleitung wurde jedoch nicht geschaffen. (Krapf (1901)).
- 1825** Der Baudirektions-Adjuktant Joseph Duile wurde beauftragt *„eine Aufnahme des Rheinstroms und des österreichischen Überschwemmungsgebietes nebst der Nivellierung der ganzen Gegend persönlich zu leiten und dann die nötigen Entwürfe anzufertigen.“* Das aus 97 Blättern bestehende Kartenwerk wurde 1827 fertiggestellt und zudem eine Korrektionslinie eingezeichnet (Krapf (1901)).

---

<sup>1</sup>heute ein Ortsteil von Lustenau

<sup>2</sup>In der sogenannten napoleonischen Zeit von 1806 bis 1814 gehörte Vorarlberg zu Bayern

- 
- 1826/27\*** Joseph Duile präsentiert einen Entwurf für einen Durchstich des Eselschwanzes sowie eine Entschärfung der Kurve bei Brugg, das sogenannte Brugger Horn. Später modifizierte Negrelli in seiner Funktion als erster Schweizer Wasserbau-Inspektor (1831-1835) den Entwurf so um, dass eine Ausleitung des Rheins vom Scheitel des Eselschwanzes erfolgen soll. Beide Entwürfe entsprechen dem früheren Vorschlag von Barga (1792) (Wey (1906)).
- 1827** Das Kreisamt in Bregenz und die St. Gallische Regierung einigen sich auf vier Punkte, die als sogenanntes Wuhrbauprovisorium in die Geschichte eingehen. Dieses galt bis 1837 als Richtschnur für die Bautätigkeiten am Rhein. Es begannen jährliche „Wuhraugenscheine“, die bis in die 50er Jahre des 19. Jhd. andauerten (Krapf (1901)).
1. Der Wasserbau am Rhein darf nur noch nach gemeinsamen Augenschein unter der Beiziehung von Sachverständigen erfolgen. Die errichteten Werke dürfen nur errichtet werden, wenn sie keine nachteiligen Folgen für die gegenüberliegende Gemeinde aufweisen.
  2. In geraden Flussstrecken müssen die Bauten in die bestehende Uferlinie gerückt werden.
  3. Bei konkaven Ufern kann die Richtung der Bauten zwar frei gewählt werden, jedoch dürfen sie nur 4 Klafter von der Uferlinie vorspringen.
  4. Bei konvexen Kurven muss man sich auf die reine Uferbefestigung beschränken.
- 1830** Die Erlassung der sogenannten Wasserbau-Normale auf der österreichischen Seite. Dies bedeutete, dass sich ab diesem Zeitpunkt der Staat um den Uferschutz kümmerte. Für die Schutzbauwerke wurde ein Normal aufgestellt, nach denen sie zu errichten seien. Auf der österreichischen Seite nahmen die Bautätigkeiten, mit dem Ziel größere, zusammenhängende Bauwerke zu errichten, zu. (Krapf (1901)).
- 1831** Eine neue st.-gallische Verfassung tritt ein. Der Kanton nimmt sich unmittelbar „mehr den Rheinangelegenheiten an, indem er, von der Notwendigkeit einer einheitlichen Leitung überzeugt, einen staatlichen Wasserbau Inspektor bestellt“. Mit dieser Aufgabe, die mehr in einer beratenden Funktion für die ausführenden Gemeinde bestand, wurde der österreichische Ingenieur Negrelli beauftragt (Krapf (1901)).
- 1834** Die österreichische Regierung veranlasste die Aufnahme einer neuen Rheinkarte (Krapf (1901)). Dieser Plan dient als Datengrundlage zur topographischen Aufbereitung des Untersuchungsgebietes (Kap. 5.2.2).
- 1837** Friedrich Wilhelm Hartmann folgt Negrelli als Schweizer Wasserbau Inspektor (Krapf (1901)).
- 1837** Festlegung von Uferlinien, sogenannte Rezesslinien, nach denen die Uferbauwerke zu errichten sind. Diese wurde in die angefertigte Karte von 1834 eingezeichnet. Die Uferlinien sahen eine Flussbreite von 80 Klafter (151,7 m) vor. Nur in Ausnahmefällen und mit Zustimmung beidseitiger Techniker soll es erlaubt sein hinter den festgelegten Uferlinien zu bauen. Die meisten Schweizer Gemeinden waren allerdings finanziell zu schwach, um große Bautätigkeiten zu starten. Dadurch ergaben sich an manchen Stellen außerordentliche Breiten, wie etwa bei Meinigen mit 270 m (Krapf (1901)).
- 1847** Von der Schweiz werden entlang des Rheins steinere Wuhrmarken angebracht, um die Leitung und Beaufsichtigung der Bauarbeiten zu erleichtern. Die Wuhrmarken beginnen 615 m unterhalb der Tardisbrücke an der Kantonsgrenze von St. Gallen zu

- Graubünden. Der Abstand der Wuhrmarken beträgt rund 600 m (Krapf (1901)). Entlang dieser Wuhrmarken wurden auch die Querprofile vermessen, die als Grundlage für die topographische Aufbereitung des Untersuchungsgebiets dienten (Kap. 5.2.1).
- 1847** Die Schweizer Wuhrgemeinden drängen auf eine finanzielle Unterstützung für die Wuhrbauarbeiten. Dieser Aufruf wird auch vom Wasserbau Inspektor unterstützt (Krapf (1901)).
- 1853** Die Schweizer Wuhrgemeinden wiederholen ihre Forderungen. Wasserbau Inspektor Hartmann verfasst dazu einen „*gründlichen technischen Bericht*“. Dies führte zu einem kantonalen Gesetz zur durchgreifenden Rheinkorrektion für die Strecke Kantonsgrenze bis Monstein (Krapf (1901)).
- 1853\*** Der Schweizer Oberingenieur Hartmann bekommt einen Auftrag der Regierung ein Projekt zur durchgreifenden Stromregulierung auszuarbeiten. Darin schlägt er das erste Mal eine Ausleitung des Rheins rechts von Fußach vor. Schlussendlich wurde diese Variante des sogenannten Fußacher Durchstichs ein Teil des Staatsvertrages von 1892 (Wey (1906)).
- 1855\*** Bei einer Konferenz zwischen dem Schweizer Oberingenieur Harmann und dem österreichischen Oberingenieur Wex schlägt Wex einen Vordurchstich bei Brugg und schließlich eine Ausleitung links von Fußach vor. Hartmann behielt seinen Standpunkt, dass der Durchstich rechts von Fußach die bessere Lösung sei (Wey (1906)).
- 1859** wird das Gesetz von 1853 nochmals verändert und die Beitragspflicht der Parteien festgesetzt. Des Weiteren wird bestimmt, dass „*eine durchgreifende Korrektion des Rheins unter Leitung und Aufsicht des Staates zu erfolgen und sich auf die gesamte Uferverpflichtungen (also Wuhre und Dämme) zu erstrecken habe*“ (Krapf (1901)).
- 1861** Der Kanton St. Gallen übernimmt das Wuhrwesen auf der Strecke Tardisbrücke bis St. Margarethen (siehe Gesetz von 1859). „*Für die Korrektion waren submersible (überflutbare) Parallelwerke (Wuhre) mit Hinterdämmen vorgesehen<sup>3</sup>; nur an solchen Stellen, wo für die letzteren kein Platz war, wurden insubmersible (nicht überflutbare) Wuhre<sup>4</sup> in Aussicht genommen. Gestützt auf gemachte Erfahrungen ging man aber schon innert 10 Jahren auf der Strecke Tardisbrücke-Oberriet von den submersiblen Leitwerken ab, während sie von dort abwärts beibehalten wurden*“ (Wey (1906)).
- 1862\*** Meusburger wurde von der österreichischen Seite beauftragt ein weiteres Projekt auszuarbeiten. Er übernahm die Idee von Hartmann einer Ausleitung rechts von Fußach, ergänzte diesen jedoch durch einen weiteren Durchstich bei Widnau, der sogenannte Diepoldsauer Durchstich. (Wey (1906)).
- 1864\*** Der k&k Oberbaurat und Landesbaudirektor Martin Kink aus Graz tritt sowohl den Anträgen von Hartmann wie auch jenen von Meusburger entgegen und legt einen neuen Entwurf auf den Tisch. Dieser sieht gleich vier Durchstiche vor. Im Wesentlichen schneidet auch er die Hohenemser Kurve ab, leitet den Alpenrhein dann aber vom Scheitel des Eselschwanzes, durch das sogenannte Niederriet in den Bodensee. Seine Linienführung geht auch durch die beiden Dörfer Widnau und Lustenau (Wey (1906)).
- 1868** Ein großes Hochwasser verursachte am 28. September Damnbrüche oberhalb von Ragz, bei Sevelen und bei Montlingen. Es kam in der Folge zu massiven Überschwemmungen auf der Schweizer Seite (Wey (1906)).

---

<sup>3</sup>gemeint ist ein Doppeltrapezprofil, bestehend aus Hauptgerinne und überflutbaren Vorländer

<sup>4</sup>gemeint ist ein einfaches Trapezprofil

- 
- 1869** Zwischen den beiden Regierungen wurde am 30. April eine erneute Abmachung getroffen. Krapf schrieb 1901: „*Wenngleich dann auf Grund obiger Vereinbarung die schreiendsten Übelstände in dieser Hinsicht beseitigt wurden, so hatte man doch eine vollständige Regelung des Flußlaufes noch lange nicht erzielt, und so fällt demnach heute noch der Mangel eines einheitlichen Profils auf, der durch die internationale Rheinregulierung bis hinauf zur Illmündung behoben werden wird*“ (Krapf (1901)).
1. Größte Wuhrhöhe über Niederwasser: 3,14 m.
  2. Geringste Strombreite: auf der oberen Strecke bis Hohenemser Bucht: 120 m danach 132 m.
  3. Vorgründe dürfen höchstens 9,5 m stromeinwärts reichen.
  4. Neue Dämme dürfen höchstens 72 m der Wuhrlinie genähert werden. Der Abstand zwischen den Dämmen soll auf der oberen Strecke mindestens 265 m und auf der unteren Strecke 277 m betragen.
  5. Die Bauarbeiten sollen dort forciert werden, wo große Überbreiten vorhanden sind. Es hat sich nach der Katastrophe von 1868 gezeigt, dass die Einbrüche an diesen Stellen vermehrt auftraten.
- 1871** Ein erneutes Hochwasser verursachte am 19. Juli Damnbrüche und Überschwemmungen auf der Schweizer Seite (Wey (1906)). „*Die Bevölkerung fieng bereits damit an, dem Korrektionsystem und der Bauweise die Schuld an allem Unglück beizumessen*“ (Krapf (1901)).
- 1871\*** Die Überschwemmungen der Jahre 1868 und 1871 ermöglichten eine Einigung in der Regulierungsfrage. Es kommt zu einem Art Vorvertrag, dem sogenannten Präliminar-Übereinkommen zwischen der Schweiz und Österreich. Beschlossen wurden die Durchstiche bei Fußach und Diepoldsau sowie der Ausbau der restlichen Strecke bis zur Illmündung. Eine sogenannte Gleichzeitigkeitsklausel soll für einen gleichzeitigen Bau der beiden Durchstiche sorgen. Diese Klausel blieb bis zuletzt umstritten. Es folgten mehrere Konferenzen, auf die in dieser Chronologie jedoch nicht mehr näher eingegangen wird (Wey (1906)).
- 1872** Nach dem Hochwasser von 1871 wurden von der Schweizer Regierung Sachverständige zur Untersuchung der Ereignisse eingesetzt. Sie kamen zum Schluss, dass die begonnene Bauweise weiter zu führen sei, jedoch die unzureichende Höhe der Werke zu den Einbrüchen von 1871 geführt haben. Von Oberried aufwärts soll von einem „*Halbhochwuhren*“ zu einem *Hochwuhren* übergegangen werden (Krapf (1901)).
- 1870er Jahre** Die „*Hochwuhren*“ haben gegenüber dem „*Doppelliniensystem*“ den Nachteil, dass „*der Rhein streckenweise tiefe Rinnen am Ufer auswäscht, das Hochwuhren also viel mehr der Gefahr der Unterwühlung ausgesetzt ist als der Binnendamm mit seinem Vorlande*“. Daher veranlasste die Schweiz den Bau von Kolmationsschleusen, um das Land zwischen dem Hochwuhren und dem alten Damm „*aufzuschlickern*“. Dies geschah allerdings nur oberhalb des Untersuchungsgebiet bei Ragaz, bei Trübbach oberhalb Sevelen, bei Buchs und bei Haag (Krapf (1901)).
- 1873** Angesichts der fortschreitenden Bautätigkeit auf der Schweizer Seite erhöhte auch die österreichische Regierung die Kredite für die Wuhrbauten. Die Gelder wurde überwiegend in der oberen Strecke eingesetzt, da man auf der unteren Strecke schon mit der Durchführung der Durchstiche rechnete (Krapf (1901)).
- 1878** Die Schweiz erhöht den Baukredit (Krapf (1901)).
-

**Winter 1879/80** Erhöhung der Anzahl der Pegelstationen zur Beobachtung des Wasserstands auf der Schweizer Seite (Krapf (1901)).

**1884** Angesichts der intensiven Bautätigkeit auf der Schweizer Seite wurde auch in Vorarlberg ein „*ein Landesgesetz zur Regulierung und besseren Instandhaltung der Dämme*“ geschaffen. Zuvor wurde von Seiten des Landes argumentiert, dass die kommende Rheinregulierung eine Erhöhung der Dämme überflüssig werden lässt. Im Gesetz wurde verankert, dass die Dammkrone 1 m über dem Hochwasserspiegel von 1885 liegen soll (Krapf (1901)).

**1885/86** Nachdem Sachverständige der Schweiz schon im Jahr 1871 eine Erhöhung der Dämme auf der Schweizer Seite verlangten, erneuerte Jost Wey diese Forderung im „Bericht über die Konsequenzen eines 1868er Hochwassers“. Der Kanton sicherte weitere Kredite zu, was zu „*neuerlich vermehrten Bauthätigkeiten*“ führte (Krapf (1901)).

**1885\*** Die Schweiz drängt zu einem Abschluss des Staatsvertrages, da sie aufgrund der Hochwassergefährdung auch gezwungen wäre Strecken auszubauen, die in weiterer Folge durch den Diepoldsauer Durchstich abgeschnitten würden. Am 28. Juli sowie am 16., 22., und 28. Dezember findet in Feldkirch eine Expertenkonferenz zwischen den beiden für den Rheinbau betrauten Technikern statt. Dies sind einerseits der k. & k. Baurat Mehele und der Schweizer Oberingenieur Jost Wey (Wey (1906)).

**1888** Am 12. September verursacht ein Hochwasser Damnbrüche in Meiningen und Kolbach. Der Rhein überschwemmt weite Teile des Vorarlberger Rheintals (Wey (1906)).

**1889\*** Es kommt zur Konferenz zur Entwerfung des Staatsvertrags am 9. und 10. Dezember in Feldkirch. Auf dieser Konferenz konnten sich die österreichischen und die schweizer Delegierten in den meisten Punkten einigen. Jedoch verhinderte das Beharren der österreichischen Delegierten auf der „Gleichzeitigkeitsklausel“ einen tatsächlichen Abschluss des Vertrags (Wey (1906)).

**1890** Am 30. August kommt es erneut zu Damnbrüchen bei Hohenems, wo die Dammergeänzungen noch nicht abgeschlossen waren. In weiterer Folge wurden die Dämme auf der österreichischen Seite nochmals erhöht und mit Rheinkies verstärkt (Krapf (1901)).

**1892\*** Nach dem Eindruck des Hochwassers von 1890, welches auch große Schäden an der wirtschaftlich wichtigen, staatlichen Eisenbahn anrichtete, fasste das k & k Ministerium für Inneres im Jahr 1891 folgende Beschlüsse, die sie an die Schweiz richten (Krapf (1901)):

1. *Die von beiden Staaten gemeinsam auszuführenden Bauten sollen nicht nur die Regulierung des Rheins zwischen Mäder und dem Bodensee, sondern auch die Normalisierung der Flußstrecke bis zur Illmündung umfassen.*
2. *Das Rinnsal des Stromes sei in ein Nieder-, Mittel-, und Hochwasserprofil zu gliedern.*
3. *Die bis dahin stets als ein Teil der Rheinregulierung betrachtete Binnengewässerkorrektur müsse aus dem gemeinsamen Unternehmen ausgeschieden werden.*
4. *Beide Durchstiche sollen gleichzeitig begonnen, der untere in fünf, der obere längstens in sieben Jahren, das ganze Werk in acht Jahren beendet werden.*
5. *Die Durchführung der Arbeiten ist einer internationalen Kommission anzuvertrauen.*

---

Die tatsächlichen Verhandlungen zum Staatsvertrag finden vom 7. bis 30. November 1892 in Wien statt. Die Beschlüsse werden von der Schweiz weitestgehend akzeptiert. Punkt vier wird jedoch abgeändert (Fritz König in IRR (Hrsg.) (1992)):

4. Der Fußacher Durchstich soll im 6. Baujahr, der Diepoldsauer Durchstich im 11. Baujahr fertiggestellt werden. Für die Gesamtbauzeit werden 14 Jahren angenommen.

Weiters werden in den Vertrag aufgenommen:

6. Die Kosten für die Rheinregulierung sind zu beiden Teilen zu tragen.
7. Verpflichtung zur Verbauung der geschiebeführenden Gebirgszuflüsse im gesamten Einzugsgebiet.
8. Der Bau von vier Brücken über den Rhein.

Die Unterzeichnung des Vertrages erfolgte am 30. Dezember 1892 durch den schweizerischen Minister Aepli und den österreichischen Außenminister Kalnoky. Die Ratifikationen des Vertrags folgten auf beiden Seiten einstimmig im Juni und Juli 1893 (Fritz König in IRR (Hrsg.) (1992)).

**1895\*** Die Arbeiten zum Fußacher Durchstich beginnen am 14. Oktober (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)).

**1896\*** Das Ausführungsprojekt wird von den Rheinbauleitern Philipp Krapf und Jost Wey ausgearbeitet. Die wesentlichen Änderungen zur Vereinbarung des Staatsvertrages sind die Reduktion des Mittelgerinnes von 120 m auf 110 m und eine Erhöhung der Dämme oberhalb des Fußacher Durchstichs um 60 cm. Desweiteren wurde beschlossen die Parallelgräben weiter weg vom Dammfuss zu rücken (Wey (1906)).

**1900\*** In der Nacht vom 5. auf den 6. Mai durchbricht der aufgrund der Schneeschmelze stark wasserführende Alpenrhein die Trennwerke und fließt das erste Mal durch den Fußacher Durchstich in Richtung Bodensee. Die offizielle Eröffnung war für Sonntag 6. Mai geplant (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)).

**1900 bis 08\*** Es kommt zu einer Auseinandersetzung zwischen den beiden Vertragspartnern. Durch die Fertigstellung des Fußacher Durchstiches kam es zu einer Sohleintiefung in der Zwischenstrecke. Neue Gutachten werden erstellt, die die Sinnhaftigkeit des Bau des Diepoldsauer Durchstich in Frage stellen. Durch Bodensondierungen wurde auch festgestellt, dass der Durchstich auch durch eine Torfschicht geführt werden muss, was den Bau um einiges erschwert (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)).

**1909\*** Der Bau des Diepoldsauer Durchstichs beginnt (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)).

**1923\*** Am 18 April kann der Diepoldsauer Durchstich nach einer 14-jährigen Bauzeit eröffnet werden (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)).

**Ende 1920er bis Anfang 1930er\*** Die Normalisierung der Strecke oberhalb des Diepoldsauer Durchstichs bis zur Illmündung wird durchgeführt (Ferdinand Waibel in IRR (Hrsg.) (1992)).



# Abbildungsverzeichnis

3.1.	Das digitale Geländemodell (DGM) des Untersuchungsgebiet. Das DGM wurde zur Generierung der Querprofile für das numerische Modell aufgebaut (Kapitel 5.2.3).	7
3.2.	Lage des Untersuchungsgebiet an der Grenze zwischen Österreich und der Schweiz. Die rote Linie zeigt das Einzugsgebiet des Alpenrheins (aus Liechtenhahn (1972)).	8
3.3.	Karte des Untersuchungsgebiet aus dem Jahr 1871 im Vergleich mit der ÖK 50 aus dem Jahr 2005 (Quelle: Land Vorarlberg - LVA).	9
3.4.	Geologische Übersicht über das Einzugsgebiet des Alpenrheins (Quelle: VAW et al. (1995))	10
3.5.	Jahreshochwasser der gesamten Beobachtungsperiode von 1919 bis 2009 (Quelle: BAFU). Das größte Hochwasser trat im Jahr 1987 mit $2665 \text{ m}^3/\text{s}$ auf.	10
3.6.	Das Einzugsgebiet des Alpenrheins mit einer Gesamtfläche von $6123 \text{ km}^2$ . (Quelle: <a href="http://www.rheinregulierung.at">http://www.rheinregulierung.at</a> Stand Jänner 2011)	11
3.7.	Karte von Johann Conrad Römer „Der Rheinlauff durch das ganze Rheintal, 1769“. Die erste Karte, die mit den damals neuen trigonometrischen Hilfsmittel erstellt wurde (Kaiser (1990)). Abbildung aus Minor und Hager (2004).	13
4.1.	Erklärung der dynamischen Viskosität (nach Kammerer und Loiskandel (2009))	17
4.2.	Strom-, Bahn- und Streichlinie am Beispiel eines Schornsteines bei böigem Wind (Loiskandel (2004))	18
4.3.	Farbfadenversuch und Geschwindigkeitsverteilung bei laminarer und turbulenter Strömung	20
4.4.	Erklärung der Kontinuitätsgleichung an einer Stromröhre	24
4.5.	Bernoulli Gleichung für (a) ideale Flüssigkeit, (b) zähe Flüssigkeit	25
4.6.	Energiehöhen in einem Gerinne bei Normalabfluss	27
4.7.	Kräftebilanz an einem Kontrollvolumen (nach Zanke et al. (2001))	28
4.8.	Energiezustände in einem Gerinne mit Wasserspiegellage	29
4.9.	Mobilisation, Transport und Deposition von Feststoffen	34
4.10.	Zur Bestimmung der Schubspannung (nach Bezzola (2007))	35
4.11.	Shieldsdiagramm (aus Graf (1971) bearbeitet)	36
4.12.	Deckschicht in einem kiesführenden Gerinne (nach Vischer und Huber (1993) zit. bei Nachtnebel (2004))	38
4.13.	Sohlformen (nach Jäggi (1985))	39
4.14.	Überlagerung der Teilwiderstände bei vorhandenen Sohlformen (nach Bezzola (2007))	40
4.15.	Kräftebilanz an einem einzelnen Korn (nach Bezzola (2007))	41
4.16.	Reduktionsfaktor $(k_{St,S}/k_{St,r})^{3/2}$ für die Sohlenschubspannung im Ansatz von Meyer-Peter und Müller in Abhängigkeit der dimensionslosen Transportrate sowie Beziehung der beobachteten Sohlformen. (Bezzola (2007))	43

---

4.17. Anschluss des Schwebstoffkonzentrationsprofils an die Referenzkonzentration $C_a$ am Übergang zwischen den Transportschichten für Geschiebe und Schwebstoffe (nach Bezzola (2007) . . . . .	45
4.18. Geschiebefunktion (a) allgemein (b) in einem Gerinne mit Deckschicht (c) in einem Gerinne mit Deckschicht vereinfacht (nach Bezzola (2007) . . . . .	46
4.19. Ganglinie der maximalen Geschiebeführung und minimalen Geschiebeführung, abgeleitet aus der Wasserganglinie (nach Bezzola (2007) . . . . .	48
4.20. Ermittlung des Abriebkoeffizient $a_M$ aus Geschiebeproben (nach Bezzola (2007) . . . . .	49
5.1. Raumdiskretisierung in Längsrichtung (aus Fäh et al. (2010)). Bei der Simulationssoftware BASEMENT befinden sich die Querprofile in der Mitte der Rechenzelle. . . . .	52
5.2. Oben: Geschwindigkeitsmessungen. Mitte: Umrechnungsfaktor Fuss auf Meter. Unten: Massstab der gezeichneten Querprofile. Die Querprofile sind 21fach überhöht dargestellt (Quelle SASTG) . . . . .	56
5.3. Die Werte aus der Tabelle (Quelle SASTG) und aus dem gezeichneten Querprofil (Quelle SASTG) werden zu einem Querprofil vereint (rechts unten; blau: Tabellenwerte, gelb: Werte aus gezeichnetem Querprofil) . . . . .	57
5.4. Die Tardisbrücke nach dem Hochwasser von 1888 (Quelle: Tiefbauamt Graubünden). Dasselbe Hochwasser verursachte großräumige Überschwemmungen im unteren Rheintal überwiegend auf der österreichischen Seite. Die Brücke wurde 1892 neu errichtet. . . . .	58
5.5. Ausgewählte historische Querprofile im Untersuchungsgebiet (Quelle: SASTG) 60	
5.6. Übersicht über die Blattanordnung der 21 Kartenblätter (Quelle: AdR). Gelb unterlegt das behandelte Untersuchungsgebiet. . . . .	62
5.7. Lageplan des Untersuchungsgebiets (Quelle: AdR). Rosarot die definierten Bruchkanten des Flusslaufs. . . . .	64
5.8. Ausschnitte aus Pläne der durchgeführten schweizer Wuhrbauten ab 1861 (aus Wey (1906)). Die Pläne sahen ein einfaches Trapezprofil bis Oberriet (gegenüber Illmündung) und von Oberriet flussabwärts ein Doppeltrapezprofil vor. Die Totalbreite des Flußquerschnitt von Binnendamm bis Binnendamm schwankt zwischen 195 und 503 Meter. Der Abstand zwischen den Wuhren wird mit 47 bis 105 Meter angegeben. . . . .	66
5.9. Passpunkte des dritten Blattes des Lageplans. Verwendet wurden markante Punkte, die sowohl im Lageplan, wie auch im Franziszeischen Kataster eindeutig definierbar sind. Dabei handelt es sich vorwiegend um Ecken diverser Bauwerke. . . . .	68
5.10. Eingefügte Höhenpunkte des Querprofil 67 (blaue Kreise) und definierte Bruchkante (rosarote Linien). Der rote Punkt im Lageplan stellt den Markstein dar von dem aus die Vermessung der Querprofile erfolgte. . . . .	69
5.11. Ausschnitt aus dem Lageplan oberhalb der Illmündung: Links des Rheins die Gemeinde Büchel, rechts die damalige Mündung des Lehmbachs. Linkes Bild: definierte Bruchkanten (rosarot) aus dem historischen Lageplan. Rechtes Bild: Ein aktuelles Orthophoto wurde über den historischen Lageplan gelegt. Die historisch definierten Bruchkanten prägen teilweise immer noch das Landschaftsbild. . . . .	69

- 5.12. **A:** Definierte Querprofillagen normal auf die Flussachse. Die Querprofile werden außerhalb des Flusslaufs geknickt damit es zu keinen Überschneidungen kommt. Violett dargestellte Querprofile sind die neuen Querprofillagen an der Stelle der historischen Querprofilaufnahme. **B:** Verwendet Höheninformationen für den Aufbau des DGM. Rosarot in der Mitte die definierten historischen Bruchkanten mit den entsprechenden Höheninformationen aus den Querprofilen. Äußerste rote Linie ist die Begrenzung des DGM. Die unterschiedlich eingefärbten Höhengichtlinien stellen Höhenunterschiede von 5 Meter dar und gehen bis maximal 500 MüM. Die eingezeichneten Punkte sind zusätzliche punktuelle Höhenangaben. **C und D:** Dreiecksvermaschung und Höhengichtlinien des DGM. Die Höhengichtlinien stellen einen Höhenunterschied von 1 Meter dar. Blau in der Mitte die definierte Flussachse. 71
- 5.13. Ein aus dem DGM generiertes Querprofil über den gesamten Talboden im unteren Bereich des Untersuchungsgebiets: Es ist ersichtlich, dass der Talboden sich einige Meter unter der Sohllage befindet und der Alpenrhein in erhöhter Lage über der Talebene fließt. . . . . 73
- 5.14. Perspektivische Ansicht der generierten Querprofile im Untersuchungsgebiet 73
- 5.15. Höhengichtlinien aus der Generierung des Geländemodell entlang des Flusslaufs. Blau in der Mitte die definierte Flußachse. **A:** Bereich oberhalb der Illmündung. **B:** Bereich der Illmündung. Rote Pfeile stellen die Falllinien dar. Deutlich ersichtlich der Schwemmkegel der Ill. Die Hauptströmung des Alpenrheins verläuft entlang des linken Ufers. **C:** Bereich der Frutzmündung. Die Falllinien verlaufen hin zur Mündung, ein Indiz das die Frutz im Mündungsbereich lokale Erosionen der Flußsohle verursacht. Dies wird durch die Simulation bestätigt. **D:** Bereich am Beginn der Hohenemserkurve am unteren Modellrand. . . . . 74
- 5.16. Vergleich ausgewählter historischer Querprofile mit den aus dem Modell generierten Querprofilen im Bereich des Flußlaufs. Die Querprofile sind analog der Orginaldarstellung 21fach überhöht. Grüne Linie im Vordergrund stellt das generierte Querprofil aus dem DGM dar. Im Hintergrund Foto des jeweiligen historischen Querprofils. . . . . 75
- 5.17. Die selben Querprofile wie in Abb. 5.16 nach der Aufbereitung für die Simulation. Bilder stammen aus dem 1D Grid Editor von BASEMENT das Verhältnis der Höhen zur Breite ist nicht konstant. Die Bilder besitzen keinen einheitlichen Maßstab. Die Querprofile wurden auf den Bereich des Flußlaufs gekürzt. Dargestellt ist die Definition der Gerinnesohle, Hauptgerinne und die durchströmbare Zone. . . . . 76
- 5.18. Original Wasserstandsganglinien von 1868 in Fuss (Quelle: VLA): Das Bild stellt nur einen Ausschnitt mit den Pegelstationen des Untersuchungsgebietes dar. Weitere Pegelstellen auf der Vorarlberger Seite sind: Lustenau, Brugg, Höchst, Gaissau und Bodensee bei Fussach. Die Pegelstation Hohenems wurde damals noch nicht in Betrieb genommen. Das Hochwasser Ende September gehörte zu den Größten im 19. Jhd. und verursachte Überschwemmungen auf der Schweizer Seite. . . . . 78
- 5.19. Übersicht über alle vorhandenen hydrologischen Daten in Form eines Raum-Zeit-Diagrammes: Auf der Y-Achse befinden sich die Ortsangaben; die X-Achse fungiert als Zeitachse. Auf der Zeitachse blau ausgezogene Jahre stellen Jahre mit Hochwasserereignissen dar (Quelle: Krapf (1901)). . . . . 79

5.20.	Zeitreihe der Wasserstände der Basisabflüsse von 1862 bis 1910 der Pegel Bangs, Koblach und Mäder. Als Wasserstände der Basisabflüsse wurden die Wasserstände der Monate Jänner und Februar ohne ersichtliche Hochwasserspitzen herangezogen. Die Zeitreihe zeigt, dass die Wasserstand-Abfluss-Beziehung über die Jahre nicht konstant ist. . . . .	80
5.21.	Grafische Darstellung der mittleren Jahresabflüsse und der Jahresabflussfrachten von 1904 bis 1950. Die Werte entsprechen der Tabelle 5.6 . . . . .	84
5.22.	Die Jahresganglinie des Alpenrheins unterhalb der Illmündung von 1910: Das Hochwasser von 1910 verursachte vor allem im Einzugsgebiet der Ill erhebliche Schäden. Oberes Diagramm: Die Daten beruhen auf Tagesmittelwerte (TMW) durchgezogene Linie und Monatsextremwerte (MEW) durch Kreise dargestellt. Unteres Diagramm: Die Monatsextremwerte wurden so in die Ganglinie eingefügt, dass sich die Jahresabflussfracht nicht ändert (siehe Vergrößerung). . . . .	85
5.23.	Die Jahresganglinien des Alpenrheins unterhalb und oberhalb der Illmündung, sowie der Ill der Jahre 1925 und 1935: Die Werte der Ill sind im Jahr 1925 und in der Lücke im Mai 1935 über die Monatsfaktoren (Tab. 5.7) von der Ganglinie Diepoldsau Rietbrücke abgeleitet. Die Datenlücke im Mai 1935 ist mit gelben Kreisen auf der Zeitachse gekennzeichnet. Die übrigen Werte der Ill sind Originaldaten. Der Abfluss des Alpenrheins oberhalb der Illmündung ergibt sich aus der Differenz der Pegelstation Diepoldsau Rietbrücke und der Ill. Als Randbedingung für die numerische Berechnung wurden die Ganglinien des Alpenrheins oberhalb der Illmündung und der Ill verwendet. . . . .	87
5.24.	Minimale, maximale und mittlere Abflüsse des Alpenrheins oberhalb der Illmündung und der Ill. Die Grundlage bilden Tagesmittelwerte und Monatsextremwerte der Periode von 1904 bis 1950. . . . .	88
5.25.	Abschätzung des Grenzabfluss im numerischen Modell: Die roten Kreise zeigen den Bewegungsbeginn im jeweiligen Querprofil des Modells. Die obere Skala zeigt den mit der Zeit korrespondierenden Abfluss. . . . .	89
5.26.	Oben: Die Zeitreihe der Abflüsse über den Kalibrierungszeitraum von 27 Jahren: Dunkelblau die Ganglinie des Alpenrheins; hellblau die der Ill. Als horizontale Linie eingezeichnet die Grenzabflüsse des Alpenrheins bei $105 \text{ m}^3/\text{s}$ und jener der Ill bei $45 \text{ m}^3/\text{s}$ . Unten: Die ausgedünnte Zeitreihe der für numerische Berechnung verwendeten Abflüsse. Die Zeitreihe verkürzt sich auf nahezu die Hälfte der Zeit. . . . .	89
5.27.	Verlandung der Fussacher Bucht von 1885 bis 1969 . . . . .	91
5.28.	Illmündung in den Alpenrhein mit Blick rheinaufwärts. Ausschnitt aus Zeichnung von Schmidt in Bleuler, 1826. (Haidvogel und Eberstaller (1997)). Zu erkennen sind die Schwemmkegel der Ill und eine Reihe von Buhnen (Schupfwuhren) auf der gegenüberliegenden schweizer Seite. In anderen Publikationen wird dieses Gemälde auch mit 1880 datiert. . . . .	93
5.29.	Längsschnitt mit der Veränderung der Sohllage von 1848 bis 1875 (Quelle: SASTG). Bei den rot eingefärbten Bereichen kam es zu Auflandungen, bei den gelben Bereichen zu Erosionen. Im Bild unten sind die Querprofile aus dem numerischen Modell eingezeichnet. Die Veränderung der Sohllage von 1848 auf 1875 werden qualitativ übernommen und bilden die Grundlage für die Modellkalibrierung. . . . .	95

5.30.	$d_m$ , $d_{90}$ aus Geschiebeprobe unterschiedlicher Untersuchungen am Alpenrhein und daraus abgeleitete Exponentialfunktionen (Daten aus: VAW et al. (1995)): Die dargestellte Stationierung bezieht sich auf die Kilometrierung des neuen Alpenrheins. Hellblau unterlegt das Untersuchungsgebiet. Deutlich ersichtlich die stattfindende Vergrößerung durch den Geschiebeeintrag der Ill. . . . .	96
5.31.	Lineare Darstellung aktueller Korngrößenverteilungen im Bereich des Untersuchungsgebiets: Daten wurden im Jahr 2010 erhoben und ausgewertet (Geo-Bau-Labor (2010)). . . . .	98
5.32.	Die im Modell verwendeten Korngrößenverteilungen: Das Untersuchungsgebiet wurde in Längsrichtung in drei unterschiedliche Zonen eingeteilt (Bild unten). Die eingezeichneten Korndurchmesser entsprechen dem Resultat der Modellkalibrierung. Im Hintergrund zum Vergleich die Umhüllende der aktuellen KGV aus dem Jahr 2010 (siehe Abb. 5.31). . . . .	99
5.33.	Geschiebefunktion für die Berechnung des Geschiebetransports in Abhängigkeit des Abflusses . . . . .	100
5.34.	Über die Geschiebefunktion von den Abflussganglinien abgeleitete Geschiebeganglinien des Alpenrheins am oberen Modellrand und der Ill als seitlichen Zubringer. . . . .	101
5.35.	Links: Standort der Geschiebemessungen. Rechts: Der verwendete Geschiebefänger (1,00 m * 0,50 m * 0,25 m; 75 kg ohne Eisenlaschen als Auflast) (aus Nesper (1937)). . . . .	103
5.36.	Die ermittelte Geschiebefunktion (aus Nesper (1937)). . . . .	105
5.37.	Geschiebetransportdiagramm aus der Modellkalibrierung des Geschiebetransportmodells der VAW (aus VAW et al. (1995)). . . . .	106
6.1.	(a) Grafische Benutzeroberfläche (GUI) von BASEMENT 2.01 mit den beiden Buttons zur Bearbeitung des „command file“ (Edit Command) und der Querprofile (Edit 1D Grid). (b) GUI für die Bearbeitung der Querprofile . .	110
6.2.	Gliederung des „command file“ in BASEMENT . . . . .	111
6.3.	Darstellung der Wassertiefe mit BASEviz . . . . .	127
7.1.	Berechnete Sohldifferenzen mit unterschiedlichen Korndurchmessern und gleichbleibender Geschiebefunktion. Parameter in Tabelle 7.1 Längenschnitt in Abbildung 7.16 . . . . .	132
7.2.	Die verschiedenen Geschiebefunktionen. Parameter in Tabelle 7.2. . . . .	134
7.3.	Berechnete Sohldifferenzen mit unterschiedlicher Geschiebefunktion und gleichbleibenden Korndurchmesser. Parameter in Tabelle 7.2. . . . .	134
7.4.	Berechnete Sohldifferenzen mit unterschiedlichen mittleren jährlichen Geschiebefrachten und gleichbleibenden Korndurchmessern. Parameter in Tabelle 7.1 und Tabelle 7.2. . . . .	136
7.5.	Berechnete Sohldifferenzen nach 9 Jahren Simulationszeit. Aufgrund der starken Auflandungen scheiden beide Simulationen aus der Modellkalibrierung aus. Beide Simulationen haben dieselbe jährliche mittlere Gesamtgeschiebefracht von rund $32000 m^3$ , der Geschiebeinput teilt sich jedoch unterschiedlich auf die Modellränder auf. Parameter in Tabelle 7.4. . . . .	139
7.6.	Berechnete Sohldifferenzen nach der vollen Kalibrierungsperiode von 27 Jahren. <b>Kalib 5</b> stellt das beste Ergebnis dar. Parameter in Tabelle 7.4. . . . .	140
7.7.	Lage des Querprofil 76.1. Das Querprofil liegt genau im Mündungsbereich der Frutz. . . . .	141
7.8.	Darstellung des Querprofil 76.1 aus dem 1D Grid Editor von BASEMENT .	141

7.9. Berechnete Sohllagen von 1875 bis 1914 mit den Parametern von <b>Kalib 5</b> . Die Parameter können der Tabelle 7.4 entnommen werden. . . . .	142
7.10. Veränderung der Sohllage von 1848 auf 1888 (aus Wey (1906)). Angegeben sind die Veränderung der Querschnittsfläche des jeweiligen Querprofils und die Breite des Mittelgerinne. Daraus wird die Sohldifferenz von 1848 auf 1888 berechnet (Tab. 7.5). . . . .	144
7.11. Vergleich der Sohldifferenzen von 1848 bis 1888. Die rote Linie entspricht der Simulation mit den Parametern von <b>Kalib 5</b> . Die Parameter können der Tabelle 7.4 entnommen werden. Die blaue Linie beruht auf einer Vermessungen von 1888 (Abb. 7.10) . . . . .	146
7.12. Das Ergebnis der Modellkalibrierung nach 3 Jahren (gestrichelte Linie) und nach der vollen Kalibrierungszeit von 27 Jahren (vollausgezogene Linie). . .	147
7.13. Sohlumlagerungen in den ersten drei Jahren Simulationszeit . . . . .	148
7.14. Querprofil 70 mit einem natürlich ausgebildeten „Mittelgerinne“ (Quelle: SASTG) . . . . .	149
7.15. Vergleich der Sohlbreiten von 1848 bis 1888. . . . .	150
7.16. Längenschnitt der Sohllagen aus den Simulationen für die Sensitivitätsanalyse der Korndurchmesser. Parameter in Tabelle 7.1 . . . . .	151
7.17. Längenschnitt der Sohllagen aus der Modellkalibrierung. Die Ergebnisse zeigen jene Simulationen die nach 9 Jahre Simultaionszeit ausscheiden. Parameter in Tabelle 7.4 . . . . .	152
7.18. Längenschnitt der Sohllagen aus der Modellkalibrierung. Die Ergebnisse zeigen die volle Simultaionszeit von 27 Jahren. Das beste Ergebnis lieferte <b>Kalib 5</b> . Parameter in Tabelle 7.4 . . . . .	153
7.19. Entwicklung der Sohllagen von 1875 bis 1914. Die Modellparameter entsprechen den Parametern von <b>Kalib 5</b> aus der Tabelle 7.4 . . . . .	154

# Tabellenverzeichnis

3.1. Verteilung der Höhenstufen des Einzugsgebiet bis Bad Ragaz . . . . .	9
4.1. Physikalische Eigenschaften schwebstoffführender Flüsse (aus Fäh (2005)) . .	16
4.2. Physikalische Eigenschaften von Wasser als Funktion der Temperatur . . . .	17
4.3. Überblick über die Beschleunigung und den abgeleiteten Strömungsverhältnissen . . . . .	22
4.4. Froudzahl und Strömungszustand (nach Zanke et al. (2001), ergänzt) . . . .	30
5.1. Charakteristische Raum- und Zeitskalen für unterschiedliche Untersuchungsobjekte und mögliche Hilfsmittel zur Beobachtung, Interpretation und Prognose (Bezzola (2007)). . . . .	54
5.2. Zusammengefasste Informationen zu den Querprofilen aus den drei historischen Quellen: Lageplan, geschriebene Querprofile und gezeichnete Querprofile. . . . .	59
5.3. Ergebnis der Höhenreferenzierung . . . . .	72
5.4. Pegelstationen des Untersuchungsgebietes mit maximalem und minimalem Wasserstand der bis 1897 beobachteten Wasserstände (Quelle: VLA) . . . .	77
5.5. Für den Betrieb des numerischen Modells verwendete Abflussdaten . . . . .	81
5.6. Mittlere Jahresabflüsse und Jahresfrachten der Pegelstationen Oberriet Blatten und Diepoldsau Rietbrücke der Jahre 1904 bis 1950 . . . . .	83
5.7. Ermittelte Monatsfaktoren zur Ableitung der Abflüsse der Ill. . . . .	86
5.8. Ergebnisse der Geschiebeuntersuchungen aus den Jahren 1934, 1935 und 1936	105
6.1. Dimensionslose kritische Schubspannung $\Theta_{crit}$ als Funktion des dimensionslosen Korndurchmesser $D^*$ nach Van Rijn (1984) (zit. in Fäh et al. (2010)) .	121
6.2. Ausgewählte Parameter im outputfile von BASEMENT bei einer Berechnung des Geschiebetransport . . . . .	125
7.1. Parameter für die Sensitivitätsanalyse der Korndurchmesser . . . . .	131
7.2. Parameter für die Sensitivitätsanalyse der Geschiebefunktion . . . . .	133
7.3. Typische Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler (Bezzola (2007)) . . . . .	137
7.4. Parameter für die Modellkalibrierung . . . . .	138
7.5. Sohldifferenzen von 1848 auf 1888. Daten beruhen auf Abbildung 7.10. . . .	145
A.1. Überschwemmungschronik des 19. Jahrhundert (aus Silvio Bucher in (IRR (Hrsg.) (1992)) . . . . .	159



# Literaturverzeichnis

- Bender, D. und E.-E. Pippig (1989), *Einheiten Maßsysteme SI, 6., berichtigte Auflage*. Akademie Verlag Berlin.
- Bezzola, G. R. (2007), *Vorlesungsmanuskript Flussbau - Fassung 2007*. ETH - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich - Professur für Wasserbau.
- Einstein, H. A. (1937), *Die Eichung des am Rhein verwendeten Geschiebefängers*. Sonderdruck aus der "Schweizer Bauzeitung" Bd. 110, Nr. 12 bis 15.
- Fäh, R. (2005), *Vorlesungsmanuskript Numerische Modellierung von Fließgewässern*. ETH - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich - Professur für Wasserbau.
- Fäh, R., D. Gutknecht, H. Habersack, M. Hengl, B. Huber, R. Hunziker, V. Kienberger, H.-P. Nachtnebel, H. Ogris, H. Pircher, G. Reichel, M. Samek, M. Schilling, und D. Sengschmitt (1995), *Mathematische Modelle offener Gerinne - ÖWAV Seminar 1995*. Helmut Drobir, Dieter Gutknecht.
- Fäh, R., R. Müller, P. Rousselot, R. Veperek, D. Vetsch, C. Volz, L. Vonwiller, und D. Farshi (2010), *System Manuals of BASEMENT, Version 2.0. Available from <<http://www.basement.ethz.ch>> [October 2010]*. Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology (VAW). ETH Zurich.
- Geo-Bau-Labor (2010), *Untersuchungsbericht Internationale Rheinregulierung IRR - Geschiebeuntersuchungen Internationale Strecke Alpenrhein*. Tech. rep.
- Graf, W. H. (1971), *Hydraulics of Sediment Transport*. Mc Graw-Hill Book Company.
- Habersack, H. (2009), *Vorlesungsunterlagen computer based river modelling*. Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau.
- Habersack, H., M. Haimann, W. Kerschbaumeister, und P. Lalk (2008), *Schwebstoffe im Fließgewässer - Leitfaden zur Erfassung des Schwebstofftransportes*. Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Stubenring 1, 1012 Wien.
- Haidvogel, G. und J. Eberstaller (1997), *Gewässer- und Fischökologisches Konzept Alpenrhein; Teil 2: Analyse der historischen Verhältnisse*. Abteilung für Hydrobiologie, Fischereibewirtschaftung und Aquakultur; Institut für Wasserversorgung, Gewässerökologie und Abfallwirtschaft, Universität für Bodenkultur; Wien.
- Heinemann, E. und R. Paul (1998), *Hydraulik für Bauingenieure*. B.G.Teubner Stuttgart - Leipzig.
- Hunziker, R. und B. Zarn (2001), *Morphologie und Geschiebehaushalt Alpenrhein - Zusammenfassender Bericht über die Untersuchungen zwischen 1985 und 2000*. Tech. rep., Internationale Regierungskommission Alpenrhein Projektgruppe Flussbau.

- IRKA, IRR (Hrsg.) (2005), *Entwicklungskonzept Alpenrhein - Kurzbericht Dezember 2055*. Internationale Regierungskommission Alpenrhein (IRKA) AND Internationale Rheinregulierung (IRR).
- IRR (1973), *Wasserbauliche Probleme an der Mündung des Alpenrheins in den Bodensee*.
- IRR (Hrsg.) (1992), *Der Alpenrhein und seine Regulierung*. Internationale Rheinregulierung, Rorschach.
- Jäggi, M. (1985), *Vorlesung Flussbau*. ETH - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich - Professur für Wasserbau.
- Jugovic, C. (2008), *Studienblätter zu Wasserbauliches Modellversuchswesen*. Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau.
- Kaiser, M. (1990), *Rheinkarten und Rheinpläne aus 375 Jahren, Eine Landschaft im Wandel. Das Werdenberger Jahrbuch*.
- Kammerer, G. und W. Loiskandel (2009), *Vorlesungsmanuskript und Präsentationsunterlagen zu Hydraulik und Hydromechanik*. Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft. Universität für Bodenkultur Wien.
- Krapf, P. (1901), *Die Geschichte des Rheins zwischen dem Bodensee und Ragaz*. Sonderdruck aus den Schriften des Vereins Geschichte des Bodensees Heft XXX.
- Krapf, P. (1919), *Die Schwemmstoffführung des Rheins und anderer Gewässer*. Tech. rep., Wochenschrift f.d. öffentlichen Baudienst Heft 48 bis 50.
- Krapf, P. (1931), *Der Rhein ob dem Bodensee - Zum Gutachten der Ingenieure Dr. Faber und Dr. Marquardt*.
- Krapf, P. (1933), *Etwas über das Wesen und die Behandlung von Gebirgsflüssen mit besonderer Berücksichtigung des Rheins ob dem Bodensee - Sonderdruck aus Wasserkraft und Wasserwirtschaft 1933, Hef 12t-15*. R.Oldenbourg, München u. Berlin.
- Krapf, P. (1934), *Besprechung einiger an fließenden Gewässern vorgenommenen Schwemmstoffmessungen (Schwebstoffe und Geschiebe). Sonderdruck aus Die Wasserwirtschaft - Hefte 16-17, 18-19 und 20-21*.
- Liechtenhahn, C. (1972), *Flussbauliche Probleme am Rhein zwischen Reichenau und dem Bodensee im Wandel der Zeit*. Sonderdruck aus "Wasser- und Energiewirtschaft"(Baden), No. 10/11.
- Loiskandel, W. (2004), *Hydraulik 1, Studienblätter am Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft. Universität für Bodenkultur Wien*. Institut für Hydraulik und landeskulturelle Wasserwirtschaft. Universität für Bodenkultur Wien.
- Minor, H.-E. und W. H. Hager (2004), *Flussbau in der Schweiz*. Gesellschaft für Ingenieurbaukunst.
- Müller, R. (1937), *Überprüfung des Geschiebegesetzes und der Berechnungsmethode der Versuchsanstalt für Wasserbau an der E.T.H. mit Hilfe der direkten Geschiebemessungen am Rhein*. Sonderdruck aus der "Schweizer Bauzeitung" Bd. 110, Nr. 12 bis 15.
- Nachtnebel, H.-P. (2003), *Studienblätter Gewässerplanung und konstruktiver Wasserbau*. Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau.

- Nachtnebel, H.-P. (2004), *Studienblätter Gewässerkunde, Hydrometrie und Hydroinformatik*. Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau.
- Naudascher, E. (1992), *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke - 2., verb. Aufl.*. Springer-Verlag Wien New York.
- Nesper, F. (1937), *Ergebnisse der Messung über die Geschiebe- und Schlammführung des Rheins an der Brugger Rheinbrücke*. Sonderdruck aus der "Schweizer Bauzeitung" Bd. 110, Nr. 12 bis 15.
- Rössert, R. (1999), *Hydraulik im Wasserbau - 10. Auflage*. R. Oldenbourg Verlag München Wien.
- Schaller, K. (1992), Der Einfluss der Stauseen auf Rhein und Bodensee. *Der Alpenrhein und seine Regulierung* pp. 328–331.
- VAW (2008), Nachhaltiger Hochwasserschutz innerhalb der Dämme (Kapitel 2 Strömung und Sedimenttransport. Tech. rep., Projektgruppe Internationale Rheinstraße Nachhaltiger Hochwasserschutz innerhalb der Dämme (ARGE IRR Hochwasserschutz).
- VAW, D. Vischer, B. Zarn, M. Oplatka, S. Pellandini, M. Mikoš, R. Hunziker, und M. Jäggi (1995), Der Geschiebehaushalt des Alpenrhein zwischen Domat/Ems und dem Bodensee: Neue Erkenntnisse und Prognosen über die Sohlenveränderung und den Geschiebetransport. Tech. rep., VAW - Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der Eidgenössischen Technischen Hochschule, Zürich.
- Vischer, D. (2003), *Die Geschichte des Hochwasserschutzes in der Schweiz - Von den Anfängen bis ins 19. Jahrhundert*. Bundesamt für Wasser und Geologie.
- Vischer, D. und A. Huber (2002), *Wasserbau - Hydrologische Grundlagen, Elemente des Wasserbaus, Nutz- und Schutzbauten an Binnengewässern - 6. Auflage*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York.
- ÖWAV, H. Habersack, M. Hengl, H. Knoblauch, und M. Tritthart (2007), ÖWAV-Arbeitsbehelf 37; Fließgewässermodellierung - Arbeitsbehelf Hydrodynamik Grundlagen, Anwendung und Modelle für die Praxis. Tech. rep.
- Wey, J. (1906), *Memorial zum Diepoldsauer Durchstich der Internationalen Rheinregulierung - Bericht erstattet im Auftrag der h. Regierung des Kantons St. Gallen - Mit 26 graphischen Beilagen*.
- Zanke, U. C., K. Lecher, und H.-P. Lühr (2001), *Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Kapitel 4, 8., völlig neubearbeitete Auflage*. Parey Buchverlag, Berlin.
- Zarn, B. (2010), Internationale Strecke des Alpenrheins - Ermittlung des Feststoffaufkommens. Tech. rep.