

Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft



Numerische Berechnungen von Hochwasserwellen – Fallbeispiel Sulm

**Masterarbeit
von
Boris Bursac, BSc**

Vorgelegt zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieur
Masterstudium Geotechnical and Hydraulic Engineering

Graz, Juni 2018

Betreuer der Masterarbeit:

Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut KNOBLAUCH

.....

Mitbetreuender Assistent:

Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann

.....

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung)

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

Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Graz, im Juni 2018

.....

Danksagung

Ich danke dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz für die Gelegenheit, meine Masterarbeit an diesem Institut zu schreiben. Mein herzlicher Dank gilt meinem Betreuer, Herrn Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Knoblauch, der mich von Beginn an bis zum Abschluss der vorliegenden Masterarbeit fachlich und persönlich unterstützt hat. Für die Aushilfe bei der Modellierung mit dem Programm TELEMAT-2D danke ich dem Herr Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinen Eltern, Dragan und Snezana, die mir das Studium ermöglicht und mich stets nicht nur finanziell, sondern auch emotional unterstützt haben. Ebenso möchte ich mich bei meiner Freundin, für ihre alltägliche Unterstützung, positive Motivation und den Glauben an mich, bedanken.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Freunden und Kollegen bedanken, die mich während meines Studiums motiviert und begleitet haben. Ich habe mit euch zahlreiche schöne Momente gehabt und werde davon viele Erinnerungen auf meinem weiteren Weg mitnehmen.

Kurzfassung

Die folgende Arbeit befasst sich mit der numerischen Berechnung der Hochwasserwellen am Fluss Sulm in der Steiermark. Der Fokus der Untersuchung liegt auf der Flussstrecke von 3,6 km flussab der Gemeinde Heimschuh, bei welcher ein Hochwasserschutzprojekt im Jahr 2000 durchgeführt wurde. Mit Hilfe eines 2d-numerischen Modells werden die Auswirkungen verschiedener Hochwasserereignisse auf die bestehenden Schutzeinrichtungen analysiert. Die numerischen Berechnungen werden im Programm TELEMAC-2D durchgeführt und die Berechnungsergebnisse werden im Programm BlueKenue ausgewertet.

Insgesamt wurden achtzehn Simulationen durchgeführt, welche unter anderem die Informationen zu den Wasserständen und Fließgeschwindigkeiten liefern. Die Wasserstände werden an zwei Querprofilen berechnet und mit den Ergebnissen der Referenzanalyse verglichen. Die Genauigkeit der Simulationsergebnisse hängt in erster Linie von den Eingabeparametern ab. Die Varianten werden daher mit verschiedenen Durchflusskennwerten, Sohlrauigkeiten, Turbulenzmodellen und Berechnungsnetzen ausgeführt. Die Simulationen zeigen im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung zu den Referenzwerten.

Abstract

The following work deals with the numerical calculation of flood waves on the river Sulm in Styria. The focus of the investigation is set on the river stretch of 3.6 km downstream from the municipality of Heimschuh, where a flood protection project was carried out in 2000. Using a 2d-numerical model, the effects of different flooding events on the existing flood protection measures are analyzed. The numerical calculations are performed in the software called TELEMAC-2D and the calculation results are evaluated in the software BlueKenue.

A total of eighteen simulations were performed, which provide, among other the information about water levels and velocities in x and y direction. The water levels are calculated on two cross sections and compared with the results of the reference analysis. The accuracy of the simulation results depends primarily on the input parameters. The simulations are therefore performed with different discharges, bottom frictions, turbulence models and meshes. The simulations have shown good correspondence to the reference values.

Inhaltsverzeichnis

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung).....	iii
Danksagung.....	iv
Kurzfassung.....	v
Abstract.....	vi
Inhaltsverzeichnis.....	vii
1. Einführung.....	1
2. Hochwasser.....	3
2.1 Entstehung von Hochwasser.....	3
2.1.1 Witterung.....	3
2.1.2 Klimawandel.....	4
2.1.3 Versiegelung.....	4
2.1.4 Begradigung von Flüssen und Eindeichung.....	5
2.2 Hochwasserschutz.....	6
2.2.1 Hydrologische Bemessungsgrundlage.....	7
2.2.2 Hochwasserganglinie.....	8
2.3 Hochwasserschutz an der Sulm.....	10
2.3.1 Gründe für das Hochwasserschutzprojekt.....	11
2.3.2 Maßnahmen des Hochwasserschutzes -1998 bis 2000.....	12
3. Numerische Modelle.....	14
3.1 Numerische Modellgrundlagen.....	17
3.1.1 Navier-Stokes Gleichungen.....	18
3.1.2 Saint-Venant Gleichungen.....	19
3.2 Turbulenzmodelle.....	20
3.3 Numerische Diskretisierung.....	23
3.3.1 FDM.....	24
3.3.2 FVM.....	24
3.3.3 FEM.....	25
3.3.4 Numerische Gitter.....	25
3.4 Gültigkeitsbestimmung.....	26

4.	Software zur Simulation	28
4.1	Gliederung einer numerischen Strömungsberechnung	28
4.2	Software BlueKenue	29
4.2.1	2D-Netz (Modellaufbau)	29
4.2.2	Randbedingungen.....	35
4.2.3	Rauhigkeitswerte.....	39
4.3	Software TELEMAC-2D	42
4.3.1	The Steering File.....	44
4.3.2	Die Geometriedatei	45
4.3.3	Die Randbedingungstyp-Datei.....	45
4.3.4	Die Zuflussganglinie und die Abflusskurve	47
4.3.5	Start der Simulation.....	47
4.4	Post-Processing.....	49
5.	Auswertung der Ergebnisse	50
5.1	Durchgeführte Simulationen.....	50
5.2	Variantenuntersuchung.....	53
5.2.1	Stationäre Bedingungen.....	54
5.2.2	Relative Abweichung und Tendenz	55
5.2.3	Sensitivitätsanalyse.....	61
5.2.4	Validierung	64
5.2.5	Stationäre Simulationen mit reduziertem Durchfluss	68
5.3	Instationäre Berechnung.....	71
6.	Zusammenfassung	75
	Literaturverzeichnis	77
	Abbildungsverzeichnis	79
	Tabellenverzeichnis	81
	Anhang.....	82

1. Einführung

Die Ufer von Flüssen waren seit frühen Zeiten ein bevorzugter Siedlungsraum von Menschen. Die über Jahre wachsenden Nutzungsansprüche (Landgewinnung, Landwirtschaft, Transportweg, Handelsstraße etc.) führten zu weitreichenden Eingriffen in den natürlichen Flusslauf. Begradigung, Eindeichung, Uferbefestigung und Versiegelung von Retentionsflächen untergraben die natürliche Bewegungsfreiheit eines Flusses. Diese Eingriffe des Menschen in Naturräume und die Veränderung von Flussgebieten beeinflussen die Entstehung, den Verlauf und die Auswirkungen von Hochwasserereignissen maßgeblich. Weltweit verursachen jedes Jahr Hochwasserereignisse Personen- und Sachschäden in Milliardenhöhe. Sie gehören zu den häufigsten und teuersten Naturkatastrophen. Historische Hochwassermarken, vor allem an den großen Flüssen, beweisen, dass auch in der Vergangenheit schon hohe Wasserstände aufgetreten sind. Die Hauptursache für die Schäden ist die Konzentration von Menschen und Sachwerten in gewässernahen Bereichen.

Die Notwendigkeit einer Hochwasservorsorge spielt eine immer wichtigere Rolle. Hier ist zu beachten, dass ein totaler Hochwasserschutz- trotz bester Planung, Ausführung und Instandhaltung von Hochwasserschutzanlagen- nicht möglich ist. Die numerische Hochwassermodellierung gewinnt immer mehr an Bedeutung. Auf Basis eines gekoppelten numerischen Modells kann die Auswirkung von flächenhaften Überflutungen auf die Lebewesen simuliert, sowie die Wirksamkeit von Schutzmaßnahmen (Dammbauten etc.) optimiert werden. Die Flexibilität und Prognosefähigkeit bei der Anwendung numerischer Modelle stellt für die Hochwasservorsorge unabdingbare Hilfsmittel dar.

Das Interesse an der Hochwasservorsorge kommt aus der Tatsache, dass ich aus Bosnien komme. Die schweren Überschwemmungen im Jahr 2014, wo ein Drittel des Landes überflutet war, haben gezeigt, dass ein Hochwasserschutz durch bessere Prognosen und Darstellung der erwartenden Überflutungsflächen von größter Bedeutung ist.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, den Einfluss der Hochwasserwellen auf bereits besiedelte Gebiete durch ein numerisches Modell zu untersuchen, sowie die bereits vorhandene Hochwasserschutzmaßnahmen laut Ergebnissen möglichst zu verbessern. Der Fokus der Untersuchung liegt auf dem Fluss Sulm in der Steiermark, wo im Jahr 2000 ein Hochwasserschutzprojekt durchgeführt wurde. Diese Masterarbeit bezieht sich auf die Fallstudie von Frau Dipl.-Ing. Julia Cancola und stellt eine Fortsetzung der Untersuchung, mit Hilfe eines 2d-numerischen Modells, dar.

2. Hochwasser

Als Hochwasser beschreibt man den Zustand eines Gewässers, bei dem der Wasserstand deutlich über dem Pegelstand des Mittelwassers liegt. Das Hochwasser ist an sich ein natürliches und saisonal wiederkehrendes Phänomen, in praktisch jedem großen Flusssystem der Erde, und wird erst als Katastrophe eingestuft, wenn menschliche Werte davon betroffen sind.

Hochwasser wirken je nach Gerinnesystem unterschiedlich. In den Wildbachsystemen dominieren intensive Feststoffumlagerungen und Ablagerungen. Hier kommt es überwiegend zu Übermurungen und Ufererosionen. Bei Gewässern im Tal hingegen überwiegen Überschwemmungen. Es können aber auch Ufer- und Sohlerosion auftreten, welche zu Unterspülungen führen. Außerdem kann es zu Sohlenuflandungen kommen. [1]

Die Kenntnisse über die Hochwasserstände sind erforderlich für die Planung und Ausführung von Bauwerken entlang der oder über die oberirdischen Gewässer, für Schifffahrten, die Abgrenzung von Überschwemmungsgebieten und den operativen Hochwasserschutz. [2]

2.1 Entstehung von Hochwasser

Es gibt viele Faktoren die ein Hochwasser auslösen können. In diesem Kapitel werden die wichtigsten vorgestellt.

2.1.1 *Witterung*

Ein Hochwasser ist grundsätzlich ein Teil des natürlichen Wasserkreislaufs, dessen Ausmaß maßgeblich von der Größe der Niederschläge bestimmt wird. So führen Starkniederschläge, oder anhaltende Dauerniederschläge, zu einer Abflussbildung, welche sich in den Oberflächenabfluss und den Zwischenabfluss aufteilt. Kurze Starkniederschläge verursachen nur lokal begrenzte Hochwasser in einzelnen Flussgebieten. Dadurch sind kleine Bäche besonders betroffen, die bei Gewittern oder Schauern sehr rasant ansteigen.

Langanhaltende Niederschläge sättigen den Boden, sodass weitere Niederschläge nicht mehr versickern können. Dadurch besteht die Gefahr für ein wirklich schweres Hochwasser, da ein weit größeres Gebiet getroffen wird. Die Wassermengen einer großen Fläche können irgendwann nicht mehr vom Fluss aufgenommen werden und als Folge kommt es zu Überschwemmungen.

Auch das Zusammentreffen von Dauerregen und Schneeschmelze kann zu hohen Pegelständen führen.

2.1.2 *Klimawandel*

Mit der langsamen globalen Erwärmung (Klimawandel) kommt es zum Anstieg der Durchschnittstemperaturen in der Atmosphäre. Wärmere Luft kann deutlich mehr Wasser aufnehmen, wodurch es langfristig zu einer Häufung von Extremwetterereignissen (Dürren, Stürme, Starkniederschläge, etc.) kommen kann. In Mittel- und Nordwesteuropa würden diese Ereignisse zu einer Zunahme von Starkniederschlägen führen. Solche Veränderungen sind für das hydrologische System nur schwer aufzunehmen und resultieren letztendlich in extremen Pegelständen und Hochwasserwellen.

Hydrologische Extremwerte stehen oft im Zentrum der Klimadebatte. Der Szenarienansatz, zur Untersuchung möglicher Auswirkung des Klimawandels auf hydrologische Größen, bringt zahlreiche Unsicherheiten mit sich. Beispielsweise kann die zukünftige Entwicklung der Klima-Extremwerte nicht ausreichend zuverlässig berechnet werden. Dies betrifft insbesondere die Starkniederschläge, weswegen die Prognosen über Hochwasseränderungen nach dem derzeitigen Kenntnisstand nicht möglich sind. [3]

2.1.3 *Versiegelung*

In der Regel wird der Niederschlag in un bebauten Gebieten von Vegetation (Grünland, Wälder, etc.) aufgenommen und gespeichert oder in Mulden und Senken zurückgehalten und kommt daher nicht direkt zum Abfluss. Nach dem Regenereignis wird ein Teil des aufgenommenen Wassers wieder verdunstet, ohne

den Boden jemals zu erreichen. Alle diese Prozesse führen dazu, dass ein Anteil des Niederschlages nicht zum Hochwassergeschehen beitragen kann.

Der menschliche Einfluss auf natürliche Systeme führt zu einem immer größeren Verlust an ihren Speicherkapazitäten. Besonders schwere Folgen haben Flächenversiegelung, Landwirtschaft und Verkehrswachstum. Diese künstlichen Veränderungen der Natur wirken sich stark auf den Abfluss der Niederschläge aus. Durch die Versiegelung des Grünlandes und der Wälder erhöhen sich die Oberflächenabflüsse, da der Boden dann weniger Wasser versickern kann, was wiederum das Hochwasserrisiko stark erhöht.

2.1.4 Begradigung von Flüssen und Eindeichung

Die Begradigung der Flüsse wirkt sich negativ auf den zeitlichen Ablauf eines Hochwassers aus. Die Kanalisierung der Flüsse führt zu einer Beschleunigung der Hochwasserwelle und daher erreicht eine Hochwasserwelle bedrohte Gebiete früher. Dies kann die Reaktionszeit für Vorsorgemaßnahmen erheblich verkürzen. Mit den Flusskorrekturen und dem Ausbau der Flüsse ist auch der Verlust der Retentionsflächen verbunden. Deswegen wird der Flusslauf eingeeignet und der Fluss bekommt eine größere Fließtiefe. Als Folge dessen lässt sich feststellen, dass die Begradigung der Flüsse die Hochwasser beschleunigt und die Wegnahme des Retentionsraums, die Wellen im Anlauf steiler macht. Daraus resultieren sich in der Regel höhere Wasserspiegel bzw. Pegelstände. [1]

Durch Eindeichung von Flussläufen wird der Hochwasserschutz, der hinter den Deichen lebenden Menschen, verbessert. Als Folge geht jedoch früherer Retentionsraum verloren, was für die Regionen unterhalb zu einer Verschärfung der Hochwassersituation führen kann. [1]

2.2 Hochwasserschutz

Unter Hochwasserschutz versteht man die Summe aller Maßnahmen und Einrichtungen, welche zum Schutz der Bevölkerung und Sachwerte gegen Hochwasser dienen. Allgemein werden die Hochwasserschutzmaßnahmen in passive und aktive unterteilt. Passive Maßnahmen sind Hochwasservorhersagen und Hochwassermeldeordnungen. Unter aktiven Schutzmaßnahmen werden baulichen Maßnahmen verstanden. Zu ihnen zählen Ausbaumaßnahmen, durch die der Verlauf eines Gewässers verändert und eine Abflußregulierung erzielt wird.

In der jüngeren Zeit haben sich viele unterschiedliche Konzepte zum Hochwasserschutz entwickelt. Eine Übersicht über mögliche Gliederung der Hochwasserschutzmaßnahmen stellt die Abbildung 1 dar.

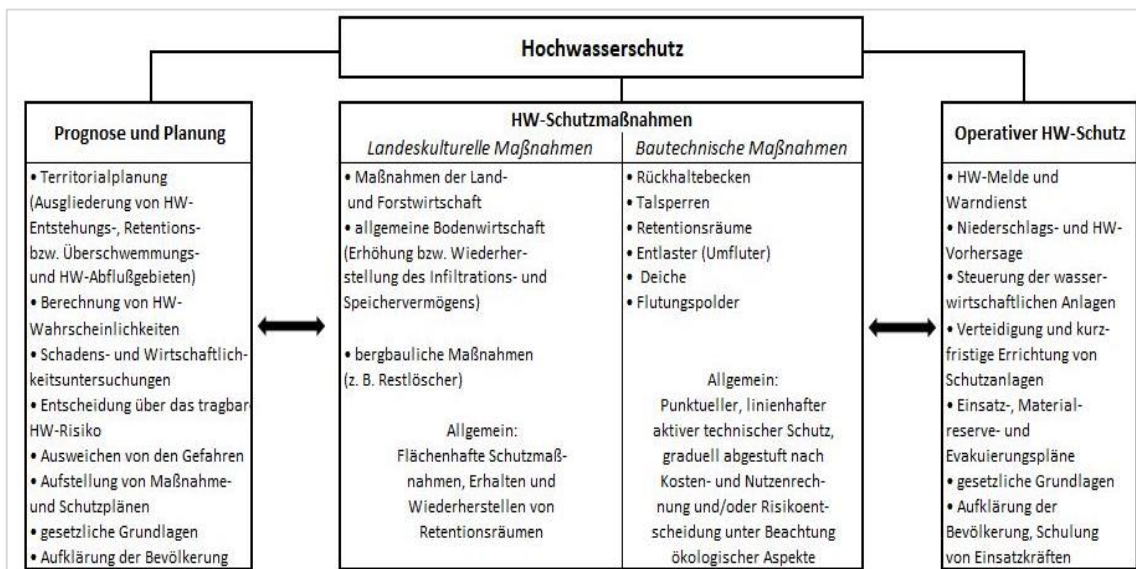


Abbildung 1: Formen des komplexen Hochwasserschutzes [2]

Trotz aller ausführbaren Schutzmaßnahmen muss das Bewusstsein erhalten bleiben, weil kein absoluter Hochwasserschutz möglich ist. Die finanziellen Mittel sind meistens beschränkt und die Unwägbarkeit der Naturereignisse setzt den Maßnahmen Grenzen. [1]

2.2.1 Hydrologische Bemessungsgrundlage

Für die Bemessung und Planung der Hochwasserschutzmaßnahmen und der wasserbaulichen Anlagen, müssen Informationen über Ereignisse aus der Vergangenheit analysiert werden, um Aussagen über den erwartenden Hochwasserabflüssen machen zu können. Um die Abflüsse an einem Flusspegel abzuschätzen, verwendet man die Statistik. Mit Hilfe von Wahrscheinlichkeitsverteilungen, werden die abgelaufenen Hochwasserereignisse analysiert und denen eine Jährlichkeit zugeordnet.

Die Hochwasserjährlichkeit gibt an, in welchem Zeitraum eine bestimmte Wasserstandshöhe oder Abflussmenge im langjährigen Mittel erreicht oder überschritten wird. So ist das HQ100 ein Abflusswert, der statistisch alle 100 Jahre einmal erreicht oder überschritten wird. In der Realität bedeutet es nicht, dass ein hundertjährliches Hochwasserereignis alle 100 Jahre eintreten muss. Ein HQ1000 tritt statistisch alle tausend Jahre einmal auf und stellt ein besonders extremes Hochwasserereignis dar. Man spricht in diesem Fall auch vom Wiederkehrintervall eines Extremereignisses.

Eine fundierte Abschätzung von Hochwasserjährlichkeiten ist mit Hilfe von statistischen Verteilungsfunktionen möglich. In der Regel erzielen Extremwertverteilungen gute Resultate. Häufig verwendete Wahrscheinlichkeitsverteilungen sind:

- Pearson-III-Verteilung
- logarithmische Normalverteilung
- Gamma-Verteilung
- Gumbel-Verteilung
- dreiparametrische Weibull-Verteilung [1]

In Zuge dieser Arbeit werden die Wahrscheinlichkeitsverteilungen nur erwähnt, da eine weitere Betrachtung der statistischen Verteilungsfunktionen keinen Einfluss auf die numerische Hochwassersimulation hat.

2.2.2 Hochwasserganglinie

Die Hochwasserganglinie stellt die ortsbezogenen Beobachtungswerte des Wasserstandes oder Abflusses, in der Reihenfolge ihres zeitlichen Auftretens, dar. Sie erfasst die Kennwerte (Scheitel, Volume, Dauer) in ihrem Zusammenhang und liefert daher eine umfassende Aussage sowohl für den operativen Hochwasserschutz als auch für die Bemessung wasserwirtschaftlicher Anlagen für den Hochwasserfall.

Die Vorhersage des Ablaufes von Hochwasserwellen ist eine bedeutende Aufgabe der operativen Hydrologie und eine wesentliche Voraussetzung für den Hochwasserwarndienst und die Organisation der Hochwasserabwehr. [2]

Anhand der Informationen des Hochwasser-Nachrichtendienstes des Landes Steiermark werden die charakteristischen Wasserstands- und Abflussdaten sowie langjährige Abflussganglinien dargestellt. In dieser Masterarbeit wird der Pegel Leibnitz/Sulm betrachtet. Der Messpegel befindet sich ca. 3 Kilometer flussabwärts von der betrachteten Flussstrecke (Sulm-Heimschuh).

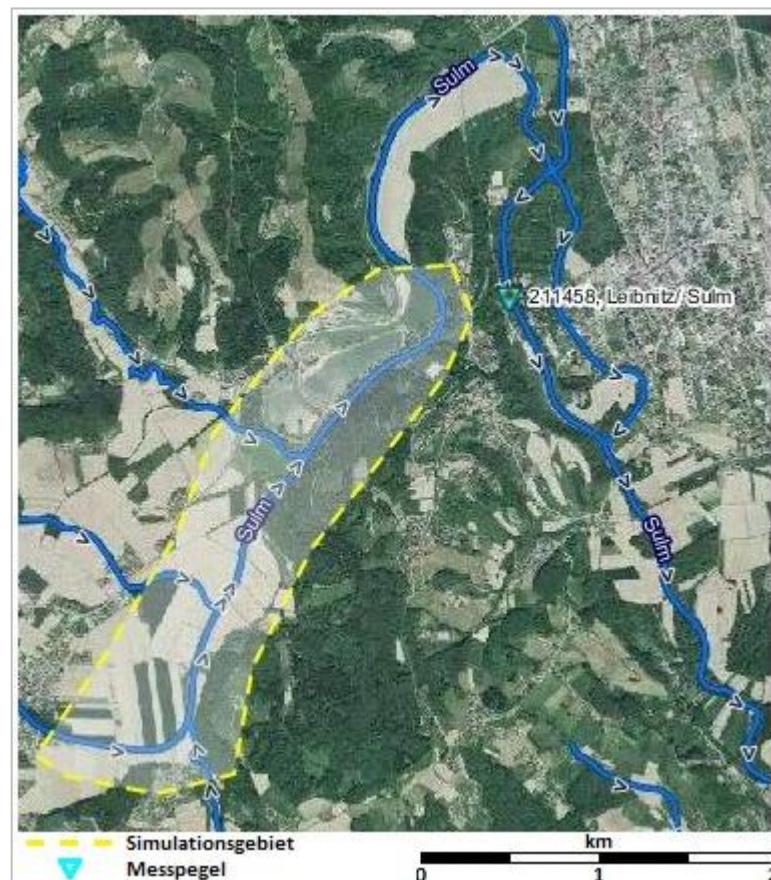


Abbildung 2: Messstation Leibnitz/Sulm [<https://www.ehyd.gv.at>]

Die charakteristischen Werte dieses Pegels dienen als Referenzwerte für die Input-Daten des numerischen Modells.

PEGEL LEIBNITZ/SULM

Beobachtete Werte:

(Stand: Dezember 2004)

- Wasserstand:

Beobachtungsbeginn: 1.1.1991

Höchster beobachteter Wert: 427 cm (13.5.1996)

Niedrigster beobachteter Wert: 138 cm (10.8. 2003) [17]

- Durchfluss:

Beobachtungsbeginn: 1.1.1951

Höchster beobachteter Wert: 400 m³/s (5.6.1954)

Niedrigster beobachteter Wert: 0.97 m³/s (5.6.1973) [17]

Statistische Werte:

(Stand: Dezember 2004)

Hochwasser	Durchfluss [m ³ /s]
HQ₁	180
HQ₅	300
HQ₁₀	350
HQ₃₀	420
HQ₅₀	455
HQ₁₀₀	500
Mittelwasser	
MQ	16,4

Tabelle 1: Statistische Werte des Durchflusses [17]

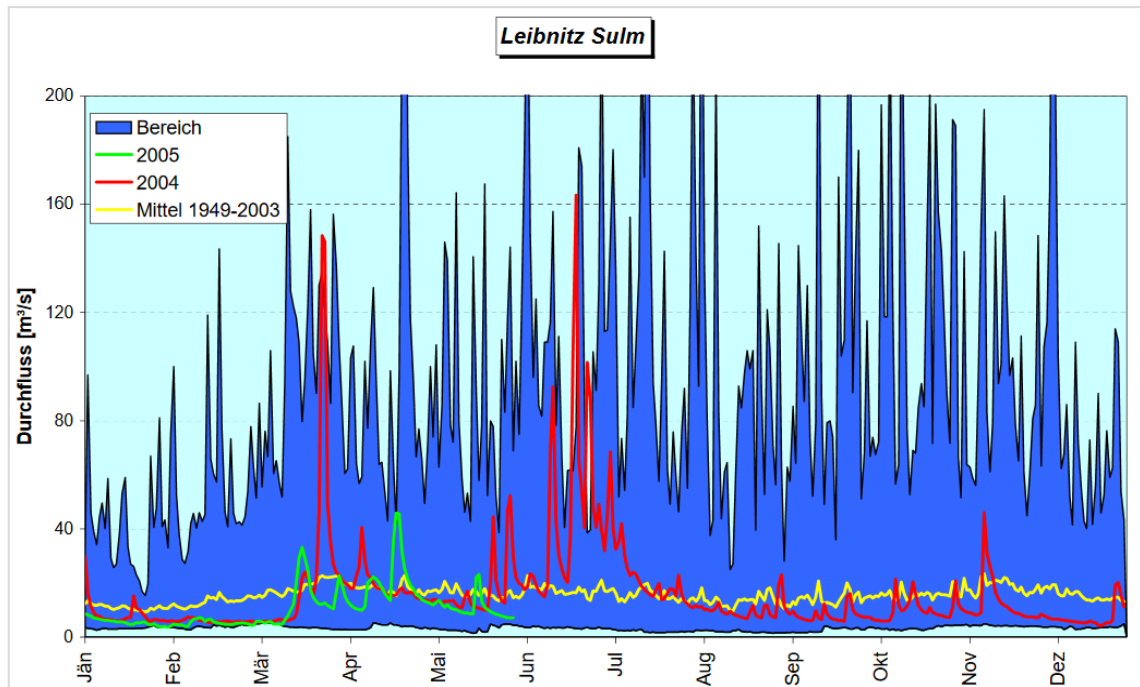


Abbildung 3: Langjährige Durchflussganglinie [<http://app.hydrographie.steiermark.at>]

2.3 Hochwasserschutz an der Sulm

Die Sulm ist ein rechter Nebenfluss der Mur in der Steiermark, mit einer Länge von rund 83 km. Die beiden Quellflüsse der Sulm, die „Schwarze“ Sulm und die „Weiße“ Sulm, entspringen an den Osthängen der Koralpe im Gebiet des Großen Speikkogels auf einer Höhe von 1660 bzw. 1500 m ü. A. und sind 35 bzw. 27 km lang. Bei Gasselsdorf, flussauf von Gleinstätten, vereinigen sich die beiden Flüsse zur Sulm. Die steierische Gemeinde Gleinstätten befindet sich etwa in der Mitte des Flussverlaufes. Bei der Gemeinde Großklein mündet die Seggau in die Sulm und bei Leibnitz die Laßnitz. Die Sulm mündet schließlich in die Mur, bei der Höhe des Kraftwerks Retznei 253 m ü. A. Das ca. 91 km lange Sulmsystem hat ein Einzugsgebiet von 1113 km². Das Gefälle variiert von 60 ‰ im Oberlauf bis 1 ‰ bei der Mündung in die Mur. Die mittlere Seehöhe des Sulmsystems kann mit 620 m ü. A. angegeben werden. [4]

Im folgenden Abschnitt wird die Hochwassersituation und der bestehende Hochwasserschutz, auf der Strecke des Flusses im südsteirischen Hügelland, näher dargestellt. Dabei handelt es sich um eine Strecke von 3,6 km flussab der Gemeinde Heimschuh, die im Zuge dieser Masterarbeit durch ein numerisches Modell analysiert wird.

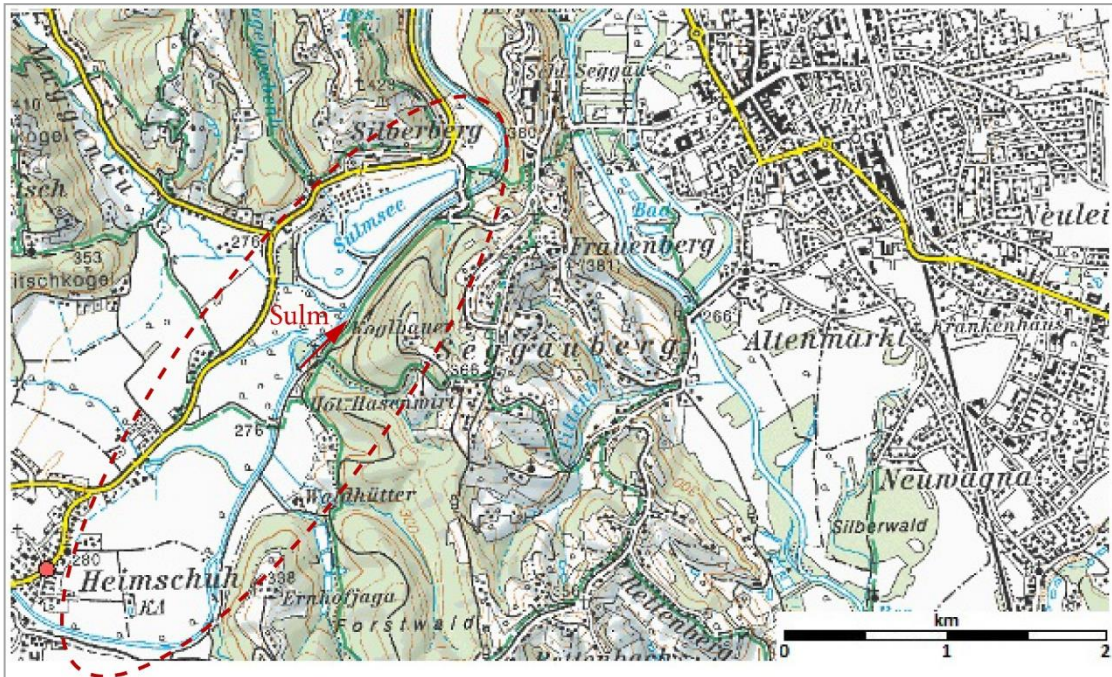


Abbildung 4: Lage des Untersuchungsgebiets in der Steiermark [<https://basemap.at>]

2.3.1 Gründe für das Hochwasserschutzprojekt

Die ersten Diskussionen über Regulierung und Verbauungen an der Sulm erfolgten bereits 1910, da die Sulm mehrmals im Jahr über ihre Ufer trat und landwirtschaftlich genutzte Flächen sowie Siedlungsgebiete überflutete. Erst zwischen 1961 und 1966 wurde die Sulm im Bereich von Heimschuh auf ein HQ₂₅ ausgebaut.

Durch die Ausschaltung natürlicher Retentionsflächen, fortschreitender Bodenversiegelung im Einzugsgebiet und eine Verringerung der Abflusskapazität in den Ausbauprofilen mittels Bewuchs und Anlandung, hat sich die Hochwassersimulation im Unterlauf der Sulm seit dem Ausbau in den Jahren 1961-1966 verändert. Es kam wieder zu jährlichen Ausuferungen im Bereich zwischen Heimschuh und den Sulmseen. Bereits bei den Abflüssen zwischen HQ₅ und HQ₁₀ waren Siedlungsgebiete betroffen. Nach dem letzten großen Sulmhochwasser 13.5.1996 wurde die Planung des Hochwasserschutzprojektes Sulm-Heimschuh begonnen.

[4]

2.3.2 Maßnahmen des Hochwasserschutzes -1998 bis 2000

Beginnend mit 1998 wurden folgende Handlungsschwerpunkte im Bereich Hochwasserschutz und Wasserwirtschaft gesetzt:

- HQ100 Schutz für die Siedlungsbereiche durch Erhöhung der Abfuhrkapazität flussabwärts von Heimschuh durch einseitige Aufweitung
- Beseitigung einer Engstelle (im Bereich Eiserner Steg) durch Anlage einer Flutmulde
- Minimierung der erforderlichen Instandhaltungsarbeiten an den Ufern der Sulm durch Schaffung eines überbreiten Profils
- Ingenieurbiologische Ufersicherungen mit Ausnahme der Maßnahmen in Heimschuh (Dämme und Ufermauern) [4]

Um zusätzlich zum Hochwasserschutz auch die ökologische Funktionsfähigkeit des Gesamtabschnittes zu verbessern, wurden insgesamt 3 ha Umlandfläche angekauft. Dort wurden zwei Flussbögen (Mäander 1 und 2), angelehnt an den ursprünglich mäandrierenden Flusstyp der Sulm, errichtet. (Abbildung 5)

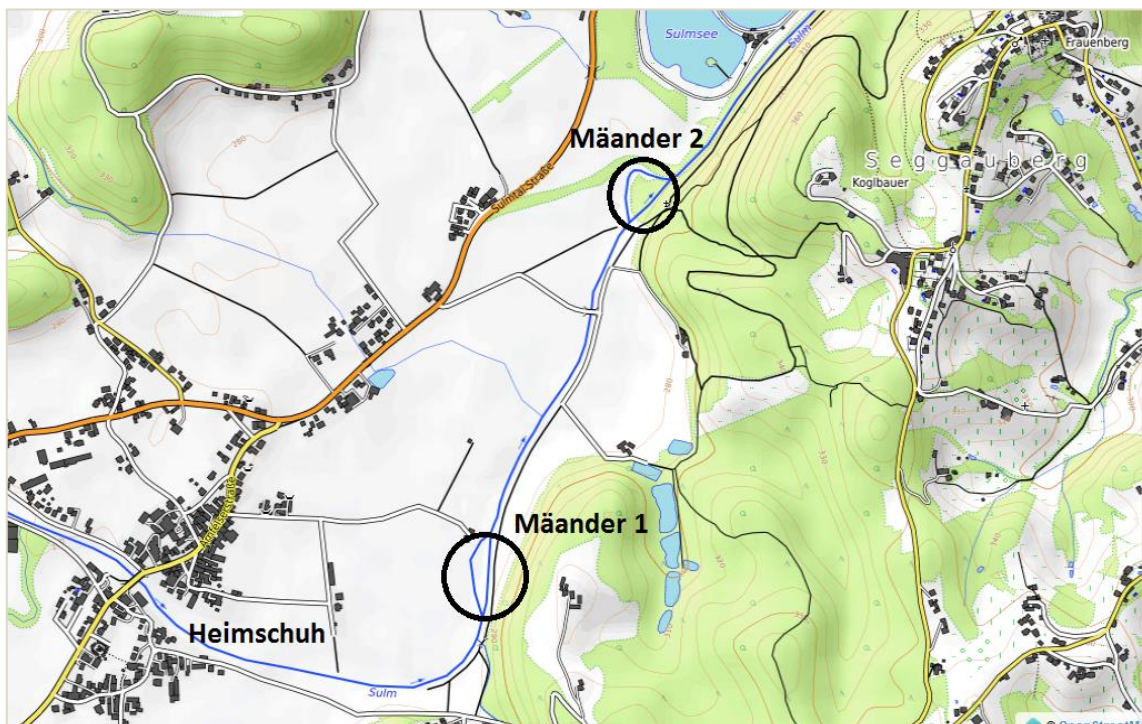


Abbildung 5: Flusslauf der Sulm im Jahr 2000 nach Durchführung der Maßnahmen
[<https://www.basemap.at>]

Durch den Erhalt des ehemaligen Gerinnebettes im Bereich dieser Bögen konnten neue Altarmflächen geschaffen werden. Dieser Raum, welcher dem Fluss neu zur Verfügung gestellt wurde und die Tatsache, dass gerade im Bereich der Flussbögen teilweise auf Ufersicherung verzichtet werden konnte, gaben der Sulm in diesem Abschnitt die Möglichkeit sich zu entwickeln. Das verbleibende Flussbett wurde durch Querwerke vom Sulmlauf abgetrennt und dient nun zur Hochwasserentlastung (ab HQ_1). Bei Niederwasser sollte die Sulm nur durch die Flussbögen fließen.

3. Numerische Modelle

3.1 Allgemeines

In der Vergangenheit waren die Forschungsmethoden der Flussprozesse auf die In-situ-Beobachtung und physikalische Modelle begrenzt. Die physikalischen Modelle sind immer noch essentiell für das Verständnis komplexerer Flussprozesse und sie werden trotz ihrer hohen Bau- und Wartungskosten als Konstruktions- und Verifizierungswerkzeuge verwendet. Feldmessungen sind für großflächige Gebiete besonders schwer zu realisieren und eine teure Forschungsmethode. Die numerische Modellierung ist heutzutage eine alternative Methode, die erst mit der rasanten Zunahme der Rechenleistung moderner EDV-Anlagen ermöglicht wurde.

Der Einsatz numerischer Modelle für die Simulation von Fließgewässern hängt von der Fragestellung und der Größe des Berechnungsgebiets ab. Modelle mit einer hohen räumlichen Auflösung oder großen Berechnungsgebieten benötigen lange Rechenzeiten. Der Aufwand für rechenintensive Aufgaben kann vermindert werden, wenn das Modell vereinfacht oder die räumliche Dimension reduziert wird. [5]

Numerische Simulationen eignen sich insbesondere für die Hochwasservorsorge, die Erstellung von Gefahrenkarten, die Regelung von Flüssen und Seen sowie zur Dimensionierung von Fließgewässern. Zudem können morphologische Entwicklungen untersucht werden. Mittels geeigneter Indizes lässt sich die Habitatsvielfalt eines Gewässers bestimmen. Im Vergleich zu den physikalischen Experimenten, können durch numerische Simulationen verschiedene Varianten, durch das Ändern von Parametern, kostengünstig verglichen werden. [5]

Analog zur Klassifizierung der Strömung und der Größe des Anwendungsgebiets, erfolgt die Einteilung auf eindimensionale (1d), zweidimensionale (2d) und dreidimensionale (3d) hydrodynamisch-numerische Modelle.

3.2 1d-Strömungsmodelle

Zahlreiche Fragestellungen, an Fließgewässern mit begrenztem Detaillierungsgrad, können mit Hilfe von eindimensionalen Modellen beantwortet werden. Die Basis für die Simulation bilden die Saint-Venant'schen oder Flachwassergleichungen. Hier wird eine vereinfachte Annahme getroffen, dass die Fließgeschwindigkeit lediglich in Hauptströmungsrichtung bzw. normal auf einen vertikalen Geländeschnitt (Querprofil) berücksichtigt wird. Als Ergebnisse solcher 1d-Simulation werden querschnittgemittelte Wasserstände und Geschwindigkeiten an Querprofilen berechnet.

Das Programm **HEC-RAS**, von *US Army Corps of Engineers*, stellt ein weit verbreitetes 1d-Strömungsmodell zur Berechnung der Wasserspiegellagen dar. HEC-RAS Software steht im Internet kostenlos zur Verfügung und erlaubt die Berechnungen von eindimensionalen, stationären und instationären Strömungen eines Fließgewässers. Das Programm wird ständig weiterentwickelt und bietet auch die Möglichkeit, Geschiebetransportberechnungen durchzuführen. HEC-RAS findet eine besondere kommerzielle Anwendung in der Planung von Überflutungszonen und dem Hochwasserschutz.

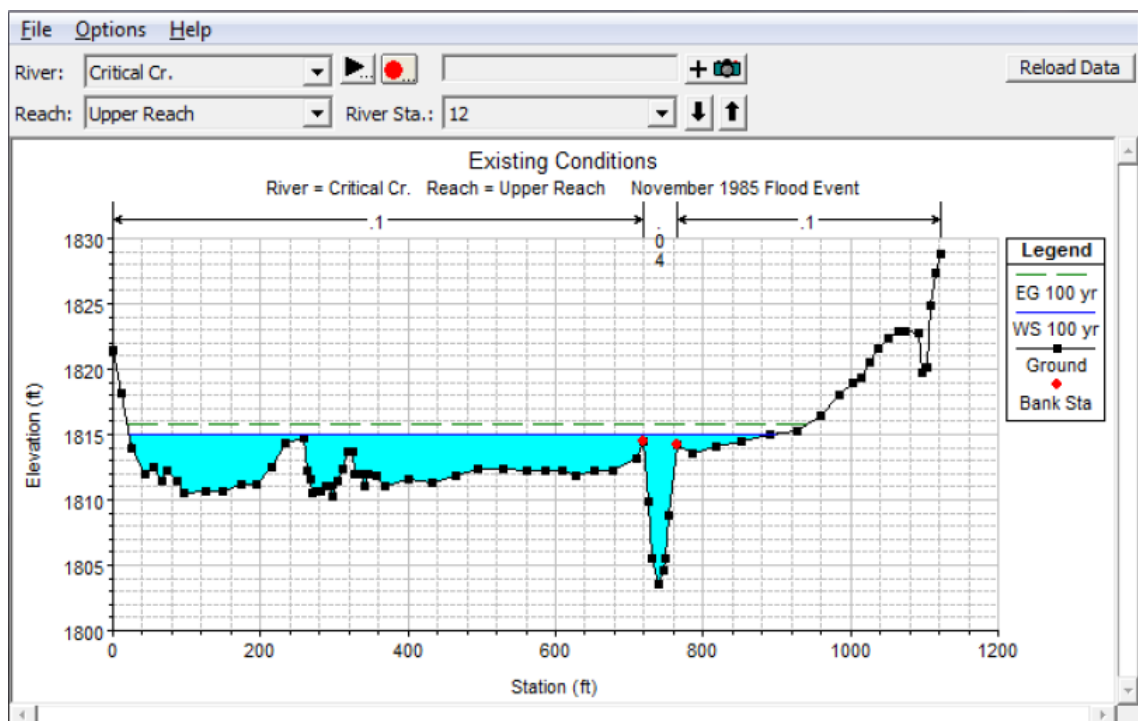


Abbildung 6: Beispiel eines Querprofils in HEC-RAS [<https://www.hec.usace.army.mj>]

3.3 2d-Strömungsmodelle

Zahlreiche praktische Probleme können heute mit Hilfe von zweidimensionalen Strömungsmodellen gelöst werden. Komplexe Abflussverhältnisse in überströmten Flusstälern gehören zu den Hauptaufgaben dieser Modelle.

2d-Modelle benutzen zur Strömungssimulation die zweidimensionalen tiefengemittelten Strömungsgleichungen von de Saint-Venant. Das bedeutet, dass es sich bei der Simulation um flächenhafte Strömungsverhältnisse handelt, mit zwei tiefengemittelten Geschwindigkeitskomponenten x und y . Die vertikale Geschwindigkeitskomponente in der z -Richtung wird vernachlässigt. 2d-Modelle eignen sich daher besonders gut für die Modellierung großflächiger Abflusssituationen, aber auch zur Simulation von Schweb- und Schadstoffausbreitung. [1] Die 2d-Abflussmodellierung von Fließgewässern wird hauptsächlich für die nachfolgenden Anwendungsgebiete eingesetzt:

- Bemessung von Hochwasserschutzmaßnahmen,
- Ermittlung von Überschwemmungsgrenzen,
- Bemessungshilfe bei der Renaturierung von Gewässern und Einstellung von ökologisch standortgerechten Überflutungshäufigkeiten,
- Untersuchung der Durchflussaufteilung zwischen Fluss und Vorland im Hinblick auf die flussmorphologische Stabilität und Bemessung von Querbauwerken,
- Beurteilung der Erosionsgefährdung in Überflutungsgebieten,
- Untersuchung von Dammbrechproblemen. [1]

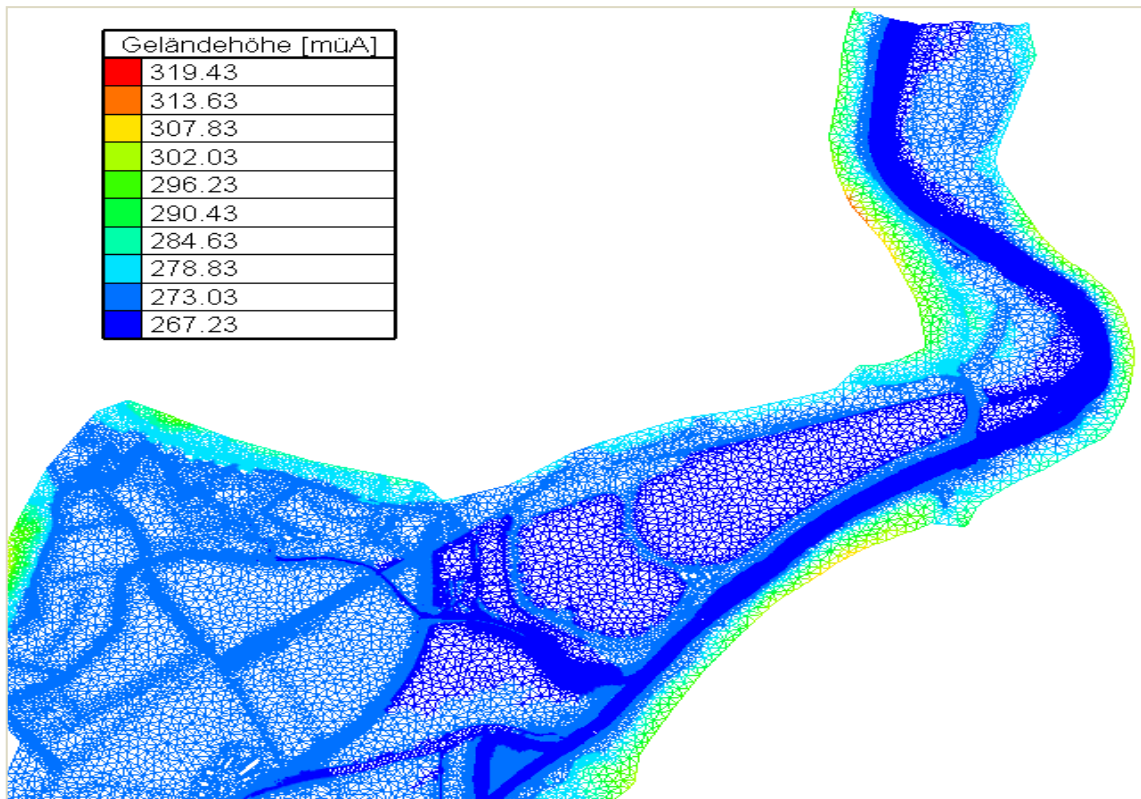


Abbildung 7: Digitales Geländemodell aus dem Programm BlueKenue

3.4 3d-Strömungsmodelle

Die Modellierung von Hochwasserereignissen, durch dreidimensionale Strömungsberechnung, ist vor allem für großräumige Gebiete aufgrund des hohen Rechenaufwandes kaum realisierbar. Der praktische Einsatz von 3d-Strömungsmodellen kann für die Lösung kleinräumiger Aufgaben, in denen turbulente vertikale Strömungen eine wesentliche Rolle spielen, sinnvoll sein.

So werden diese Modelle für die Untersuchung der lokalen Kolkbildung um Brückenpfeiler bzw. Bühnenköpfe oder für die Optimierung der Anströmbedingungen eines Wasserkraftwerks verwendet.

3.5 Numerische Modellgrundlagen

Die Bildung eines numerischen Strömungsmodells erfordert in erster Linie eine mathematische Formulierung des Problems. Eine Reihe hydraulischer, strömungsmechanischer und morphologischer Formeln stellen die erforderliche Grundlage für die Modellierung hydraulischer Prozesse dar. Zusätzlich müssen

viele Vereinfachungen bei der Einsetzung in das numerische Modell getroffen werden, da die Fließvorgänge in der Natur sehr komplex sind und oftmals erforderliche Randbedingungen bzw. Parameter unbekannt sind.

3.5.1 Navier-Stokes Gleichungen

Navier-Stokes Gleichungen beschreiben die Erhaltung von Masse und Impuls des strömenden Fluids und stellen die Grundgleichungen der Strömungsmechanik dar. Diese Gleichungen, in Form von partiellen Differentialgleichungen, sind für die Darstellung der natürlichen dreidimensionalen Strömung des Wassers sehr bedeutend und können annäherungsweise mit numerischen Methoden gelöst werden.

Die am meisten verwendete Form in der numerischen Strömungsmechanik lautet:

$$\rho * \left(\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + (\vec{v} * \nabla) \vec{v} \right) = -\nabla p + \mu * \Delta \vec{v} - \rho * \vec{g} \quad (1)$$

mit: $\frac{\partial \vec{v}}{\partial t}$ = lokale Beschleunigung

$\vec{v} * \nabla \vec{v}$ = konvektive Beschleunigung

∇p = hydrostatischer Druck

$\mu * \Delta \vec{v}$ = Reibung

$\rho * \vec{g}$ = die pro Volumen angreifenden Kräfte

Navier-Stokes-Gleichungen bilden zusammen mit der Kontinuitätsgleichung ein System von Gleichungen, das ausreicht, 3-D-Strömungen zu berechnen. [6]

- Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

3.5.2 Saint-Venant Gleichungen

Die Saint-Venant Gleichungen sind eindimensionale, tiefen- und breitengemittelte Modelle zur vereinfachten Beschreibung von Gerinneströmungen. Die Strömungsgeschwindigkeit ist dabei nur noch in der x-Richtung, also in der Fließrichtung, veränderlich. Diese Gleichungen basieren auf den folgenden Annahmen: [7]

- Hydrostatische Druckverteilung
- Einheitliche Geschwindigkeit über den gesamten Querschnitt
- Vertikale Beschleunigung der Fluidteilchen = 0
- Kleine Sohlneigung ($\cos\alpha \cong 1$)
- Stationäre Widerstandsgesetze gelten auch für instationäre Abflüsse

So kann für ein Kontrollvolumen, mit konstanter Dichte ρ , über den Ansatz der Massenerhaltung und Zuhilfenahme einiger Umformungen folgende Kontinuitätsgleichung formuliert werden: [7]

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

Aus der Impulserhaltung folgt die Gleichung:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(u * Q)}{\partial x} = -g * A * \frac{\partial z_s}{\partial x} - g * A * I_E \quad (4)$$

mit:	Q	=	Abfluss	$[\text{m}^3/\text{s}]$
	t	=	Zeit	$[\text{s}]$
	u	=	Fließgeschwindigkeit in x-Richtung	$[\text{m}/\text{s}]$
	A	=	Durchströmte Querschnittsfläche	$[\text{m}^2]$
	g	=	Erdbeschleunigung	$[\text{m}/\text{s}^2]$
	I_E	=	Energieliniengefälle	$[-]$ [7]

3.6 Turbulenzmodelle

Die turbulente Strömung ist eine Art der Flüssigkeitsbewegung, die durch scheinbar zufällige und chaotische dreidimensionale Wirbel charakterisiert ist und bei hohen Reynoldszahl-Werten erscheint. Turbulenz ist durch starke Schwankung der Strömungsgrößen gekennzeichnet, wobei große Wirbelstrukturen kinetische Energie aus der Hauptströmung entnehmen und diese Energie dann an die jeweils kleineren Wirbelstrukturen übertragen. Dieser Transfer kinetischer Energie wird als Kaskadenprozess bezeichnet.

Die Turbulenzmodelle sind mathematische Vorschriften, in Form von (partiellen Differential-) Gleichungen, welche das Verhalten der Turbulenz näherungsweise beschreiben und mit vertretbarem, numerischem Aufwand gelöst werden können. [8] Es bestehen verschiedene Ansätze zur Modellierung der Turbulenz, die sich in eine gewisse Hierarchie einordnen lassen. Eine Übersicht über die mögliche Einordnung der Turbulenzmodelle ist in der Abbildung 8 dargestellt.

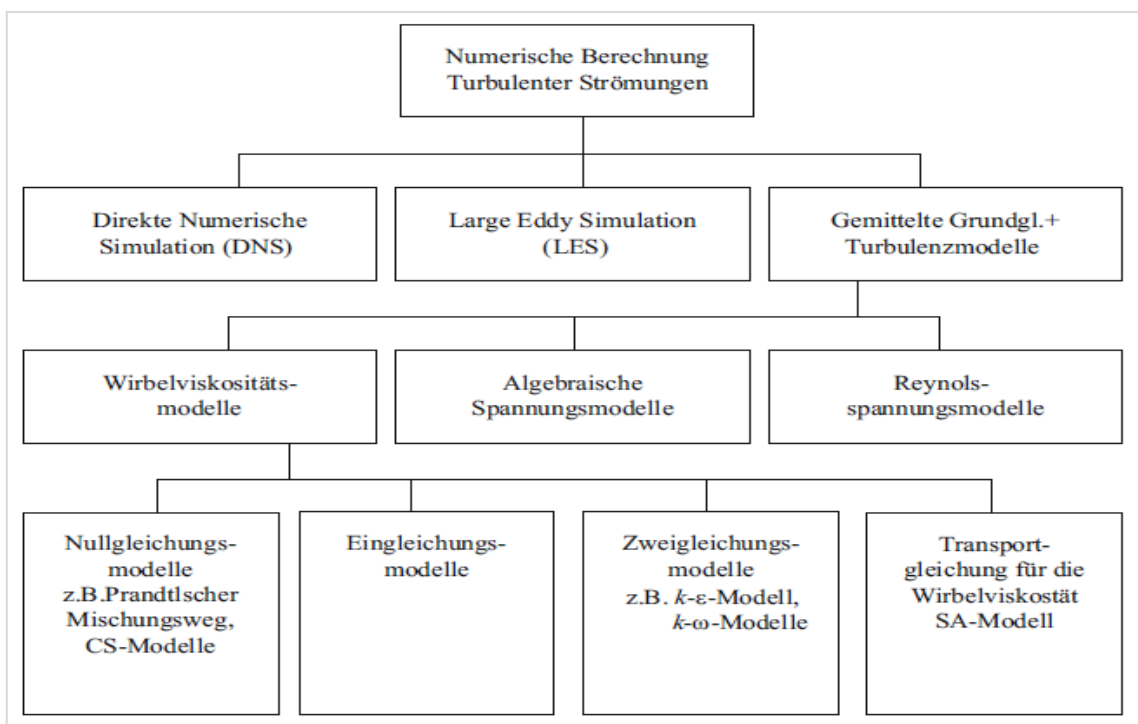


Abbildung 8: Einordnung der Turbulenzmodelle [8]

Direkte numerische Simulation (DNS) bezeichnet eine Simulation in der Strömungsdynamik, bei der die Navier-Stokes -Gleichungen ohne Turbulenzmodell

numerisch gelöst werden. Das erfordert ein Rechennetz, das fein genug sein muss, um kleinskalige turbulente Schwankungen und Wirbel numerisch in Raum und Zeit auflösen zu können. Die DNS ist das genaueste Verfahren, um turbulente Strömungen zu berechnen. Es erfordert aber einen enormen Aufwand an Rechenzeit sowie sehr große Arbeitsspeicher.

Die Large Eddy Simulation (LES) basiert auf der unterschiedlichen Behandlung von großen und kleinen Skalen. Da die großen Skalen ganz besonders von der Strömungskonfiguration abhängen, werden diese turbulenten Grobstrukturen und ihre räumlich-zeitliche Entwicklung durch Lösung der Grundgleichungen direkt berechnet. Die kleinen Skalen werden als turbulente Feinstruktur durch ein Modell approximiert. In einer statistisch stationären Strömung kann jede Variable als Summe aus einem zeitgemittelten Wert und einer Schwankung um diesen Wert dargestellt werden. Wendet man die Mittelung auf die Navier-Stokes-Gleichungen an, führt dies zu den Reynolds- gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (RANS-Gleichungen). Die Strömungsgrößen ϕ werden somit in einen Mittelwert $\bar{\phi}$ und einen Schwankungsanteil ϕ' zerlegt. [9] [10]

- Strömungsgeschwindigkeit und Druck

$$\mathbf{u}_i = \bar{\mathbf{u}}_i - \mathbf{u}'_i \quad (5)$$

$$p_i = \bar{p} - p' \quad (6)$$

- Reynoldsgleichung

$$\frac{\partial \bar{\mathbf{u}}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{\mathbf{u}}_i \bar{\mathbf{u}}_j}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 \bar{\mathbf{u}}_i}{\partial x_j^2} - \frac{\overline{\mathbf{u}'_i \mathbf{u}'_j}}{\partial x_j} \quad (7)$$

Der turbulenzbedingte zusätzliche Term $\overline{\mathbf{u}'_i \mathbf{u}'_j}$ kann nicht direkt berechnet werden. Um die Gleichungen zu schließen, muss der Zusatzterm durch die gemittelten Größen ausgedrückt werden, d.h. ein Turbulenzmodell muss eingeführt werden. Das Turbulenzmodell beschreibt die Beziehung zwischen turbulenter Schwankung und dem Mittelwert der Strömungsgrößen. [10]

Das k - ε -Modell gehört zur Kategorie der Wirbelviskositätsmodelle und stellt in heutigen kommerziellen Berechnungsprogrammen das am meisten anzutreffende Modell dar. Die Wirbelviskosität wird beim k - ε -Modell aus der turbulenten kinetischen Energie k und der Dissipationsrate ε mittels einer Gleichgewichtsbedingung ermittelt. Der, auf drei Dimensionen verallgemeinerte, Ansatz für inkompressible Strömung lautet: [8]

$$-\overline{\rho u'_i u'_j} = \rho \mu_T \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \quad (8)$$

Die Größe $\rho \cdot \mu_T$ steht für die Viskosität $\eta = \rho \cdot \mu$, ist jedoch keine Konstante (kein lineares Reibungsgesetz). Man bezeichnet μ_T als Wirbelviskosität, mit der die turbulente „Scheinreibung“ erfasst werden soll.

In diesem Modell wird der Transport der turbulenten Energie auf der Grundlage des Parameters k ausgedrückt. Zur Beschreibung der Dissipation der turbulenten Energie (Umwandlung über die zähe Reibung in Wärmeenergie), wird ein Parameter ε definiert: [8]

$$\varepsilon = \frac{c_\mu * k^2}{\mu_T} \quad (9)$$

Darin bezeichnet c_μ eine empirische Konstante und k wird als turbulente kinetische Energie definiert.

$$k = \frac{1}{2} (\overline{u'_i u'_i}) \quad (10)$$

Reynoldsspannungsmodelle (RSM) bezeichnen jene Modelle, welche den Ansatz der Wirbelviskosität nicht verwenden. Spezielle Effekte der Turbulenz, wie zum Beispiel die Sekundärströmungen infolge der Anisotropie, können mit Hilfe des Reynoldsspannungsmodells berechnet werden. RSM bestehen aus sechs Transportgleichungen, welche eine direkte Schließung des Reynolds-Span-

nungstensors beschreiben und eine Gleichung für turbulente Dissipation. Der Rechenaufwand steigt aufgrund zahlreicher Transportgleichungen erheblich, weswegen diese Modelle selten benutzt werden.

Die technischen Anwendungsmöglichkeiten der Turbulenzmodelle sind nahezu unbegrenzt. Durch diese Modelle können die strömungsmechanischen Eigenschaften untersucht werden, in Formen die experimentell fast nicht überprüfbar sind. Die Geometrie, Strömungscharakteristik, Stoffeigenschaften sowie die notwendige Rechenzeit sind wesentliche Faktoren bei der Auswahl eines bestimmten Turbulenzmodells. Aufgrund dieser Faktoren muss das bestgeeignete Turbulenzmodell für den zu berechnenden Fall ausgewählt werden, weil es kein allgemein gültiges Modell gibt.

3.7 Numerische Diskretisierung

Nach der Auswahl eines geeigneten numerischen Modells ist es notwendig, eine numerische Diskretisierungsmethode zu wählen. Grundsätzlich gibt es drei Arten von numerischen Methoden zur Lösung von partiellen Differentialgleichungen:

- Finite Differenzen Methode (FDM)
- Finite Volumen Methode (FVM)
- Finite Elemente Methode (FEM)

Als erster Schritt wird immer die Diskretisierung des Berechnungsgebiets bzw. der Geometrie durchgeführt. Dabei wird ein Berechnungsgitter errichtet, welches das Berechnungsgebiet in eine endliche Anzahl diskreter Gebiete unterteilt. Die grundlegenden Differentialgleichungen werden durch ein System algebraischer Gleichungen an den vorherbestimmten Stellen, in Zeit und Raum approximiert. Jede Methode ergibt bei fachgemäßem Ansatz und entsprechend feiner Diskretisierung eine identische Lösung. Die Vor- und Nachteile der einzelnen Methoden sind auf der Abbildung 9 dargestellt.

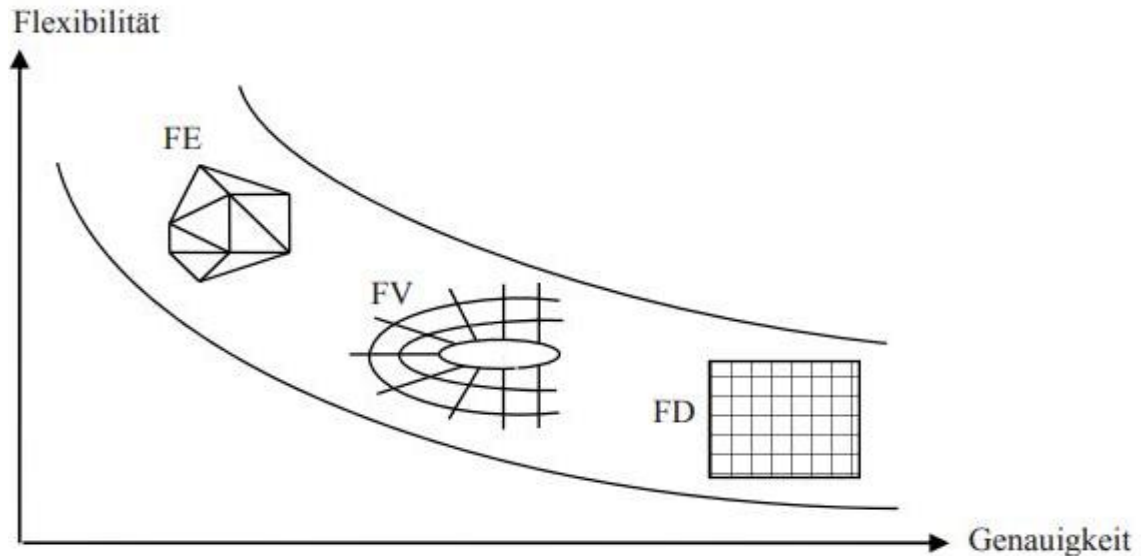


Abbildung 9: Diskretisierungsmethoden [10]

3.7.1 FDM (Finite Differenzen Methode)

FDM ist die älteste Methode zur numerischen Lösung partieller Differentialgleichungen. Der Ausgangspunkt ist die Erhaltungsgleichung in Differentialform. Durch die partiellen Ableitungen mittels Approximationen, welche auf Knotenwerten der Variable basieren, wird die Differentialgleichung in jedem Gitterpunkt approximiert. Das Ergebnis ist eine algebraische Gleichung pro Gitterpunkt, in welcher die Variablenwerte, in einer bestimmten Anzahl von Nachbarn, als Unbekannte vorkommen. Im Prinzip kann die FD-Methode bei jedem Gittertyp angewendet werden, der Nachteil besteht aber darin, dass sie auf einfache Geometrien beschränkt ist. [10]

3.7.2 FVM (Finite Volumen Methode)

Die FV-Methode verwendet die Integralform der Erhaltungsgleichung als Ausgangspunkt. Das Lösungsgebiet wird in eine finite Anzahl nicht überlappender Kontrollvolumina (KVs) unterteilt, und die Erhaltungsgleichung wird auf jedes KV angewendet. Im Schwerpunkt jedes KV liegt der Rechenknoten, in welchem die Variablenwerte berechnet werden. Als Ergebnis erhält man für jedes Kontrollvolumen eine algebraische Gleichung, in der die Variablenwerte aus dem eigenen Rechenknoten sowie aus einigen Nachbar-KVs vorkommen. Die FV-Methode

kann bei jedem Gittertyp angewendet werden, und ist auch für komplexe Geometrie geeignet. Der Nachteil der FV-Methoden, im Vergleich zu FD-Methoden, besteht darin, dass die Verfahren, einer höherer als zweiter Ordnung, schwerer zu entwickeln sind, besonders in 3D. [10]

3.7.3 FEM (Finite Elemente Methode)

Die FE-Methode ist auf vielfache Weise der FV-Methode ähnlich. Das Lösungsgebiet wird in diskrete Volumen und finite Elemente, die generell unstrukturiert sind, aufgeteilt. In 2D sind diese Elemente normalerweise dreieckig oder viereckig. In 3D hingegen, werden Tetraeder oder Hexaeder am häufigsten verwendet. Die unterscheidende Eigenschaft der FE-Methode ist, dass die Gleichungen mit einer Gewichtungsfunktion multipliziert werden, bevor sie über das gesamte Lösungsgebiet integriert werden. Ein wichtiger Vorteil der FE-Methode ist die Möglichkeit, beliebige Geometrien zu behandeln. Die Berechnungsgitter sind leicht zu verfeinern und somit optimal an die Strömungssituation anzupassen. Andererseits, ist die FE-Methode durch eine komplexe mathematische Formulierung auch sehr speicher- und rechenintensiv. [10]

3.7.4 Numerische Gitter

Im Rahmen dieser Arbeit werden zwei unterschiedliche Gittertypen genauer beschrieben: die *unstrukturierte* und *strukturierte* Gitter (Abbildung 9). *Unstrukturierte Gitter* bestehen aus Gitterpunkten, welche eine beliebige Form haben können und die Anzahl der Nachbarelemente variieren kann. Sie werden hauptsächlich in der Finite-Elemente-Methode verwendet. Die komplexen Geometrien bzw. Strömungsgebiete können sehr leicht mit dieser Struktur modelliert werden. Der Nachteil dieser Struktur besteht darin, dass die Lage der Gitterpunkte und ihre Nachbarschaftsbeziehungen explizit festgelegt und gespeichert werden müssen. Unstrukturierte Gitter benötigen daher deutlich mehr Speicher und verursachen im Allgemeinen einen höheren Rechenaufwand als strukturierte Gitter.

Strukturierte Gitter sind dadurch gekennzeichnet, dass jeder Gitterpunkt vier Nachbarn in zwei Dimensionen und sechs in drei Dimensionen hat. Diese einfache Gitterstruktur wird meistens in der Finite-Differenzen-Methode verwendet.

Sie besteht üblicherweise aus Rechteckelementen (im zweidimensionalen Raum) und Hexaedern (im dreidimensionalen Raum). Dieses regelmäßige Raster vereinfacht das Programmieren und ermöglicht einen schnellen Datenzugriff. Die Verwendung von strukturierten Gittern hat den Nachteil, dass sie nur in geometrisch relativ einfachen Strömungsgebieten einsetzbar sind.

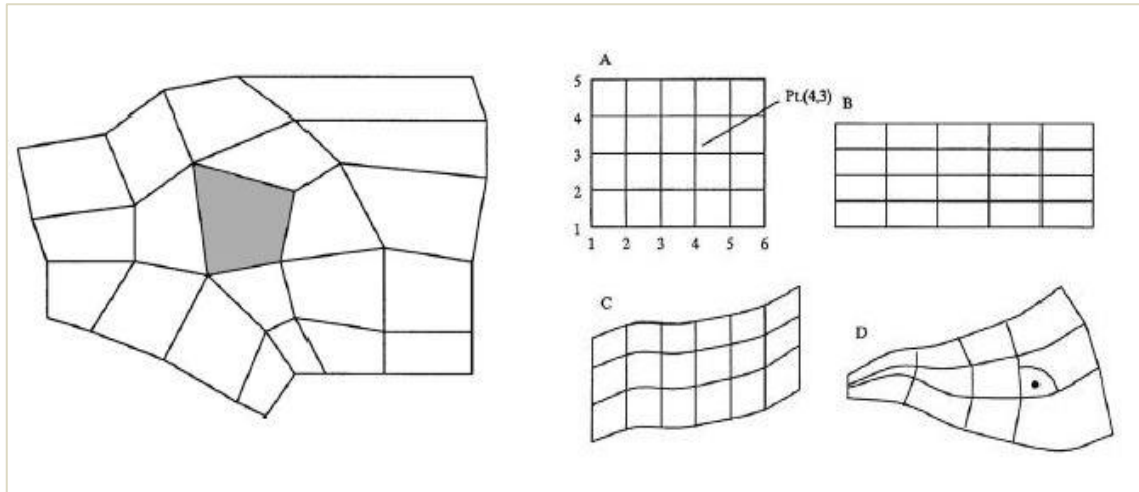


Abbildung 10: Unstrukturiertes (links) und strukturiertes (rechts) Gitter [6]

3.8 Gültigkeitsbestimmung

Die unabdingbare Voraussetzung für alle weiteren Schritte ist die Gültigkeitsbestimmung - die Überprüfung ob sich das Modell, unter Datenlast, wie das reale Ausgangssystem verhält. Die erzeugten Ergebnisse sind in der Praxis oftmals die Grundlage für weitreichende Entscheidungen. Deswegen ist die Kenntnis der Genauigkeit der Modellergebnisse von großer Bedeutung. Die Überprüfung erstreckt sich auf verschiedene Aspekte und gliedert sich in folgende Teilarbeiten: [11]

- Verifikation
- Kalibrierung
- Sensitivitätsanalyse
- Validierung

Die Verifikation findet während der Modellerstellung statt. Sie beinhaltet die richtige Wahl des Berechnungsverfahrens bzw. der zutreffenden Modellgleichungen (z.B. 1d-Gleichungen bei überwiegend 1d-Problemen), der gewählten numerischen Lösungsmethode und der Nachweise einer fehlerfreien Programmierung. Die Verifikation ist demnach der Beweis, dass von den gewählten Modellgleichungen und Eingangsdaten ausgehend die numerische Lösung hinreichend genau ist. [1]

Durch *die Kalibrierung* werden die Ergebnisse des Rechenmodells mit den vorhandenen Daten abgestimmt. Dadurch ist es möglich, Fehler in den Eingangsdaten des Modells zu erkennen. Parameter im Modell, wie z. B. die Rauheiten zur Erfassung der Fließwiderstände, können in der Regel nur geschätzt werden. In der Kalibrierung wird die erste Schätzung vom Modellaufbau überprüft und verbessert. [6]

Die Sensitivitätsanalyse gibt Auskunft, wie sich die Ergebnisse des Modells bei der Veränderung der Eingabegrößen in plausiblen Bandbreiten verändern. Sie dient für eine einfachere und bessere Kalibrierung, sowie die Beurteilung der Aussagequalität des kalibrierten Modells. [6]

Mit *der Validierung* wird schließlich das kalibrierte Modell für gültig erklärt. Der Anwender überprüft, anhand zusätzlicher Messdaten, ob das Modell nicht nur für die kalibrierten Fälle anwendbar ist. Die Modellergebnisse werden mit den realen Situationen bzw. Naturdaten verglichen. Der Erfolg der Validierung hängt eng mit der Qualität der Messdaten zusammen. [6]

4. Software zur Simulation

Derzeit gibt es eine Vielzahl an Programmen zur Simulation der hydrodynamischen Prozesse, die sich stark in ihrem Aufbau und in den implementierten Methoden unterscheiden. Für die Erstellung dieser Masterarbeit werden die Programme **TELEMAC-2D** und **BlueKenue** eingesetzt, deren Struktur und Funktionsweise an dieser Stelle näher dargestellt werden.

4.1 Gliederung einer numerischen Strömungsberechnung

Jede numerische Strömungsberechnung setzt sich immer aus folgenden Abschnitten zusammen:

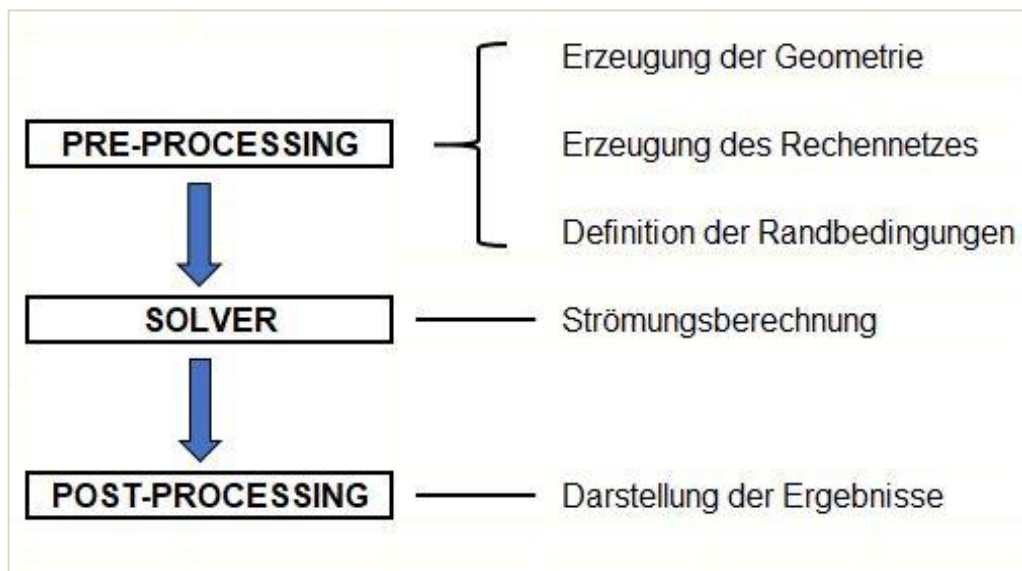


Abbildung 11: Bestandteile einer numerischen Strömungsberechnung

Im Pre-Processing Abschnitt wird die Vorbereitung der Simulation durchgeführt. Dieser Prozess beinhaltet die Erstellung des Rechengebietes (Erzeugung der Geometrie, Definition des Zu- und Auslauftrands), sowie die Definition der Berechnungsparameter (das Turbulenzmodell, die Strömungsart und die Materialeigenschaften). Der Solver stellt das eigentliche Simulationsprogramm dar. In diesem Abschnitt erfolgt die Strömungsberechnung, indem die Strömungsgleichungen approximiert und gelöst werden. Schließlich werden die Ergebnisse im Post-Processing Schritt ausgewertet und visualisiert.

4.2 Software BlueKenue

BlueKenue ist eine frei verfügbare Software, die für die Datenvorbereitung, Analyse und Visualisierung numerischer Simulationen verwendet wird. Das Programm ist ein Werkzeug zur Erstellung des Berechnungsgitters, welches dann in einem Finite-Elemente-Modell eingesetzt wird. Die Software wurde vom „Canadian Hydraulic Center“ (CHC) entwickelt und ist momentan (Stand per 01.03.2018) in der Version 3.3.4. offiziell erhältlich. BlueKenue generiert zwei Dateien: eine Geometriedatei, welche die Koordinaten und Höheninformationen des Berechnungsgitters enthält und eine Datei mit den hydraulischen Randbedingungen. Diese Dateien werden in der Simulationssoftware (TELEMAC-2D) eingelesen und dienen als die Grundlage für die Strömungsberechnung.

4.2.1 2D-Netz (Modellaufbau)

Im Auftrag der steiermärkischen Landesregierung wurden, zwischen 2006 und 2008, mehrere Abflussuntersuchungen in der Südweststeiermark von der Hydroconsult GmbH durchgeführt. Dabei wurden Referenzstrecken an den Flüssen Laßnitz und Sulm, sowie an fünf Bäche im Raum Judenburg untersucht. Basierend auf den Untersuchungsergebnissen, wurden die Maßnahmenkonzepte für mögliche Hochwasserschutz erstellt. Diese Analysen liefern viele Daten, die im Rahmen dieser Masterarbeit verwendet werden. Vor allem werden die topographischen Verhältnisse des Abflussraumes aus digitalem Geländemodell übernommen.

Dieses Geländemodell wurde für den gesamten Flusslauf erstellt. Die wichtigsten Merkmale werden hier kurz beschrieben:

- Die Topographie soll durch die Berechnungsgitter aus Drei- und Viereckelementen möglichst genau erfasst werden
- Das Gewässerbett wird, auf Basis der terrestrischen Vermessung der Flussquerprofile und Bruchkanten, getrennt von den Vorländern vernetzt
- Die Vorlandnetze werden auf Basis der Laserscandaten erstellt
- Die Querprofile werden entsprechend der Gerinnesohlbreite in den Abständen zwischen 50 Meter bis 200 Meter vermessen

- Die so entstandenen Netze (Vorland, Gewässerbett), werden auf Fehler kontrolliert, falls erforderlich korrigiert und schließlich zusammengefügt [12]

Die Flussstrecke der Sulm, in der die Simulation erfolgt, liegt zwischen km 13,806 und km 10,012 (P125 - P81) und stellt das Gebiet des Hochwasserschutzprojektes Sulm-Heimschuh dar. Dieser Bereich, in dem das HN-Modell erstellt wird, stellt nur einen kleinen Teil der vorherigen Abflussanalyse. Im Folgenden werden die erforderliche Pre-Processing Schritte im Programm BlueKenue definiert und dargestellt:

- Geometrie

Zuerst wurden geometrische Daten in das Programm geladen. Zu den gegebenen Geländeinformationen gehörten Geländehöhen, die Grenze des Gesamtgebietes sowie des Hauptgerinnes und die umliegenden Gebäude. Die Grenze des Gesamtgebietes stellt das Überflutungsgebiet eines HQ100 dar, welche bei vorherigen Abflussuntersuchungen festgelegt wurde.



Abbildung 12: Orthofoto [<https://www.gis.steiermark.at>]

Um diese Informationen mit dem Orthofoto zu vereinen, mussten vorerst Skalierungen und Verschiebungen vorgenommen werden.

- Netzerstellung

Für die Netzerstellung wurde zuerst mittels *3D-Mesh Generator* ein Netz für das Untersuchungsgebiet generiert. Das generierte Netz wurde aus unstrukturierten Dreieckselementen aufgebaut und hat die Zelllängen von 1 – 20 m. Danach wurde das Netz über das Geländemodell gelegt und den einzelnen Netzknoten Höhen zugewiesen. Dieses Modell stammt aus der vorheriger Abflussanalyse. Es verwendet ein lineares Berechnungsgitter, welches im Programm SMS erstellt wurde und als *.2dm Dateiformat abgespeichert wurde.

Für die Höhenangabe wurde die Interpolationsmethode *nearest Neighbour* gewählt. Dabei wird einem Netzknoten der Wert des nächstliegenden Vermessungspunktes zugeordnet. Diese Punkte werden für die Geländegrenzen verwendet. Für innenliegende Knoten wurde eine genauere Interpolationsmethode *linear* gewählt.

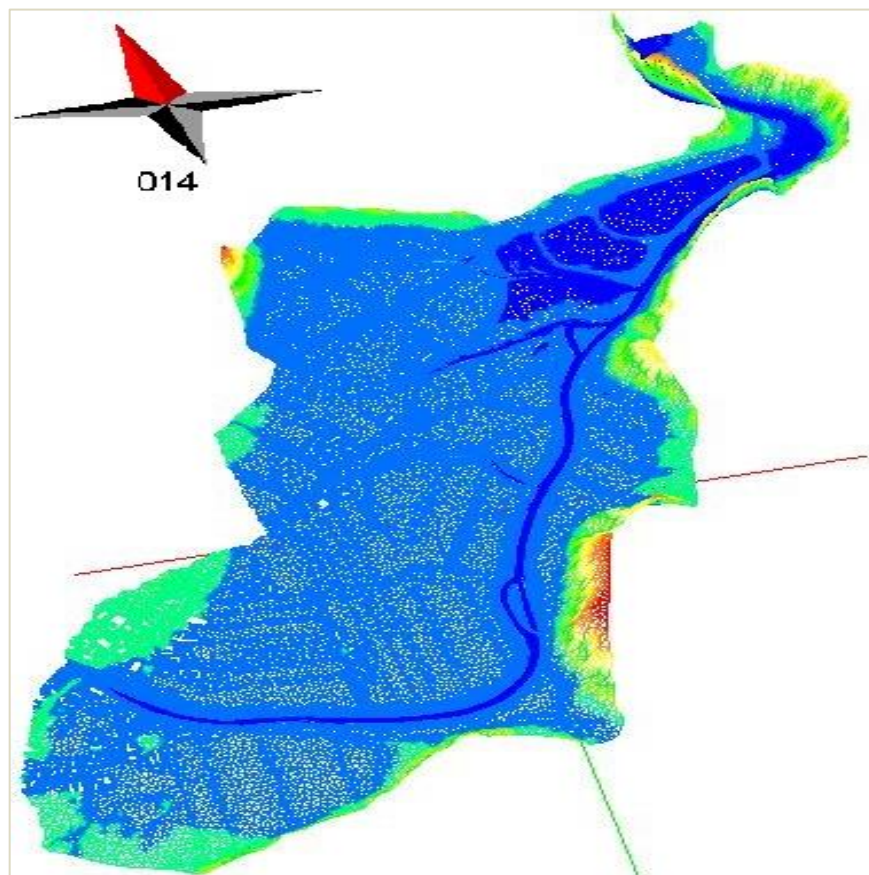


Abbildung 13: 3-d Ansicht des erstellten Netzes

Im nächsten Schritt sollen die Gebäude und jene Elemente im Gelände berücksichtigt werden, die im Falle einer Überflutung umströmt würden. Die Dateien, welche die geographische Lage der Gebäude beinhalten, wurden zu Beginn in das Programm geladen. Zusätzlich soll das Netz in der Umgebung der Gebäude und im Flussbett höher aufgelöst werden. Dies erreicht man, indem entlang der Gebäudekante mittels *Resample*-Funktion weitere Punkte interpoliert werden. Im Mesh werden diese Punkte als *Hardlines* integriert und danach das neue Mesh generiert.

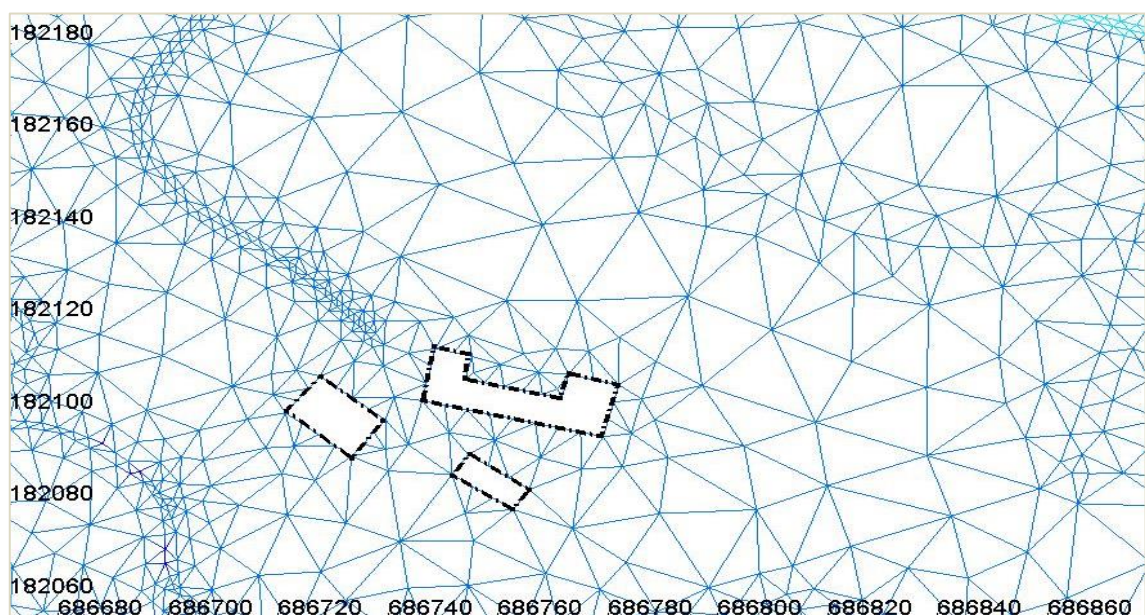
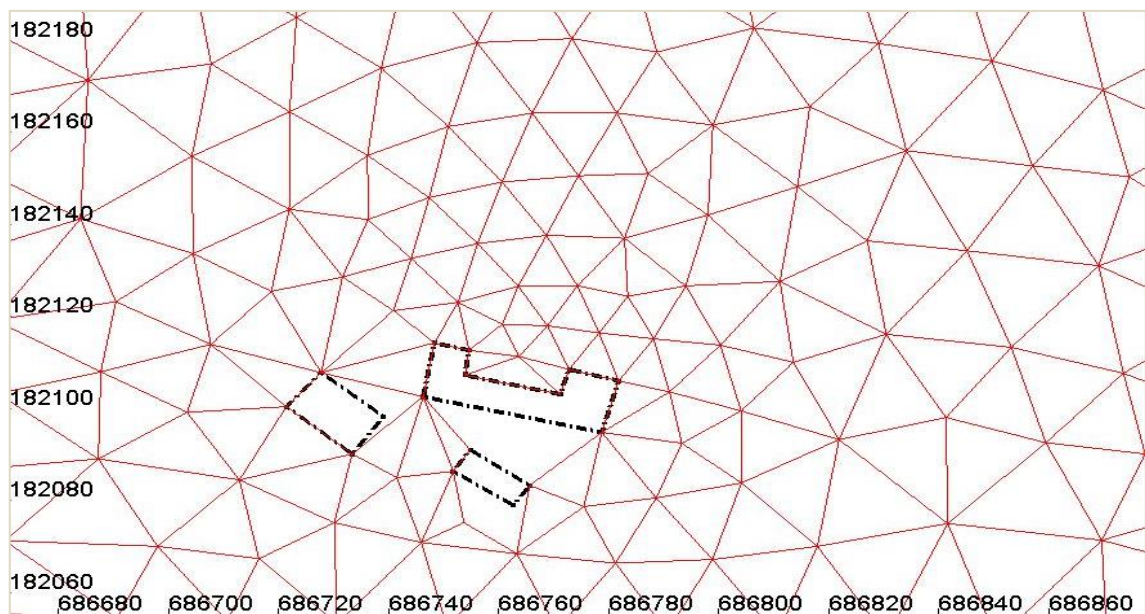
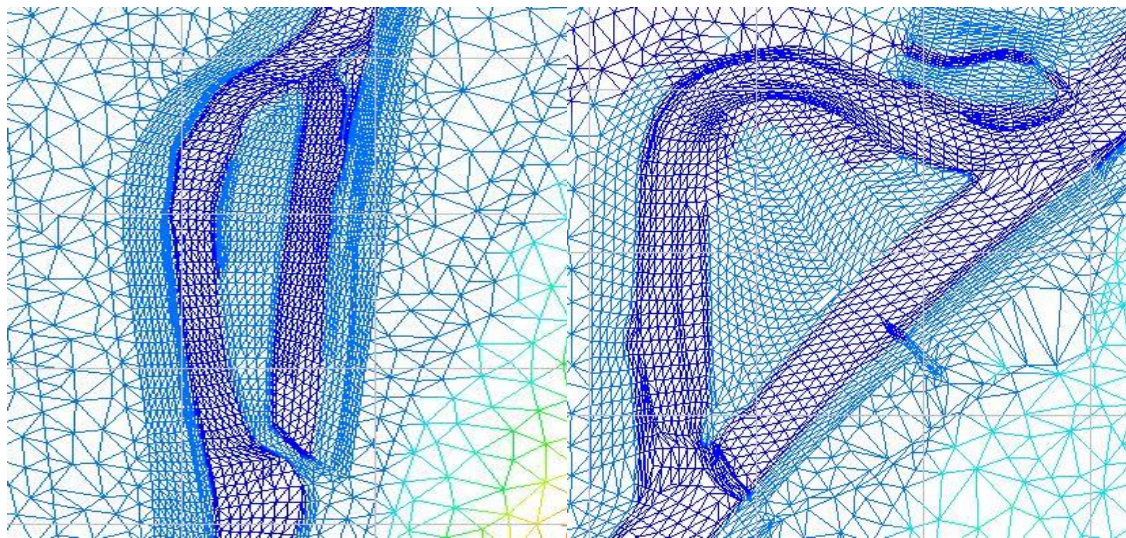


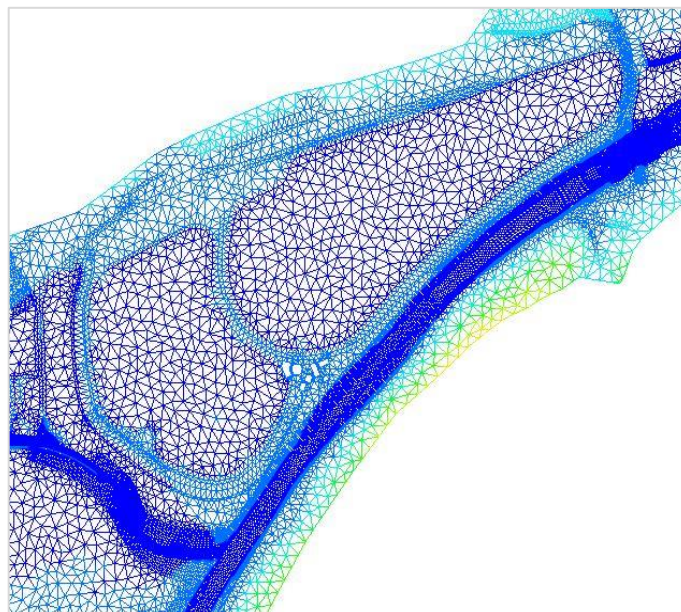
Abbildung 14: Netzverdichtung: rot→ Softlines vor der Verdichtung; blau→ Hardlines nach Resample

Um das Netz im Hauptgerinne und in den zwei Mäandern höher aufzulösen, wurde der Wert der gegebenen Geometrie zunächst auf 5m gesetzt. Über *Density* wird diese ins *Mesh* integriert, wodurch das gewünschte Ergebnis erreicht wird. Außerdem wurde das Berechnungsnetz, im Bereich des Sulmsee und an den Uferböschungen, lokal verfeinert. Die maximale Zelllänge ist an den Uferböschungen auf 3m und im Bereich des Sulmsee auf 15m eingestellt. Abschließend werden den Knoten im erzeugten Netz wieder die gegebenen Geländehöhen zugewiesen.



(A)

(B)



(C)

Abbildung 15: Netzverdichtung: (A) Mäander 1; (B) Mäander 2; (C) Sulmsee

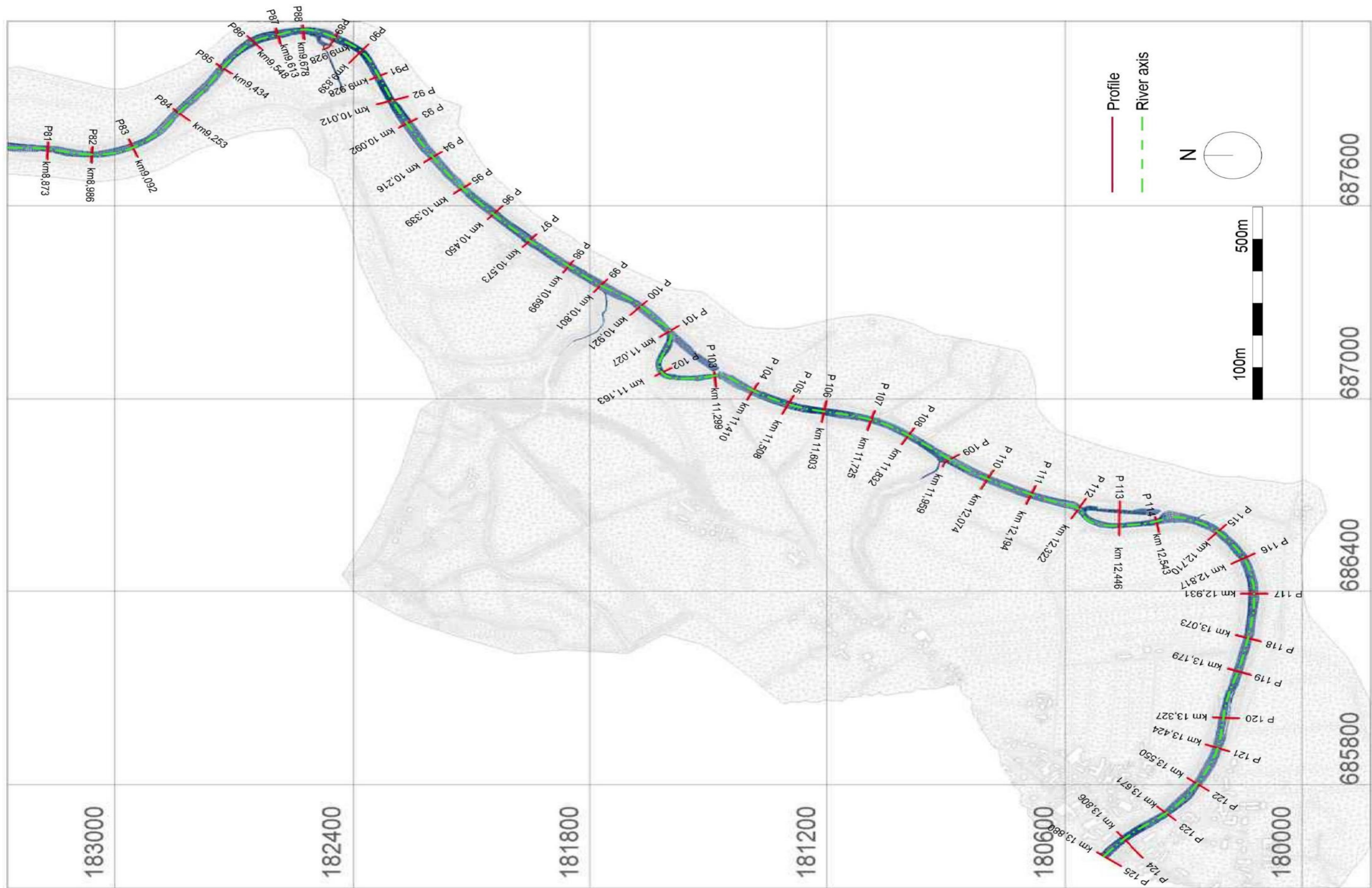


Abbildung 16: Querprofile und Kilometrierung im Modellgebiet [15]

Das fertig erstellte Netz besteht aus ca. **79.500** Knoten bzw. ca. **155.000** Elementen und ist in der Abbildung 17 zu sehen.

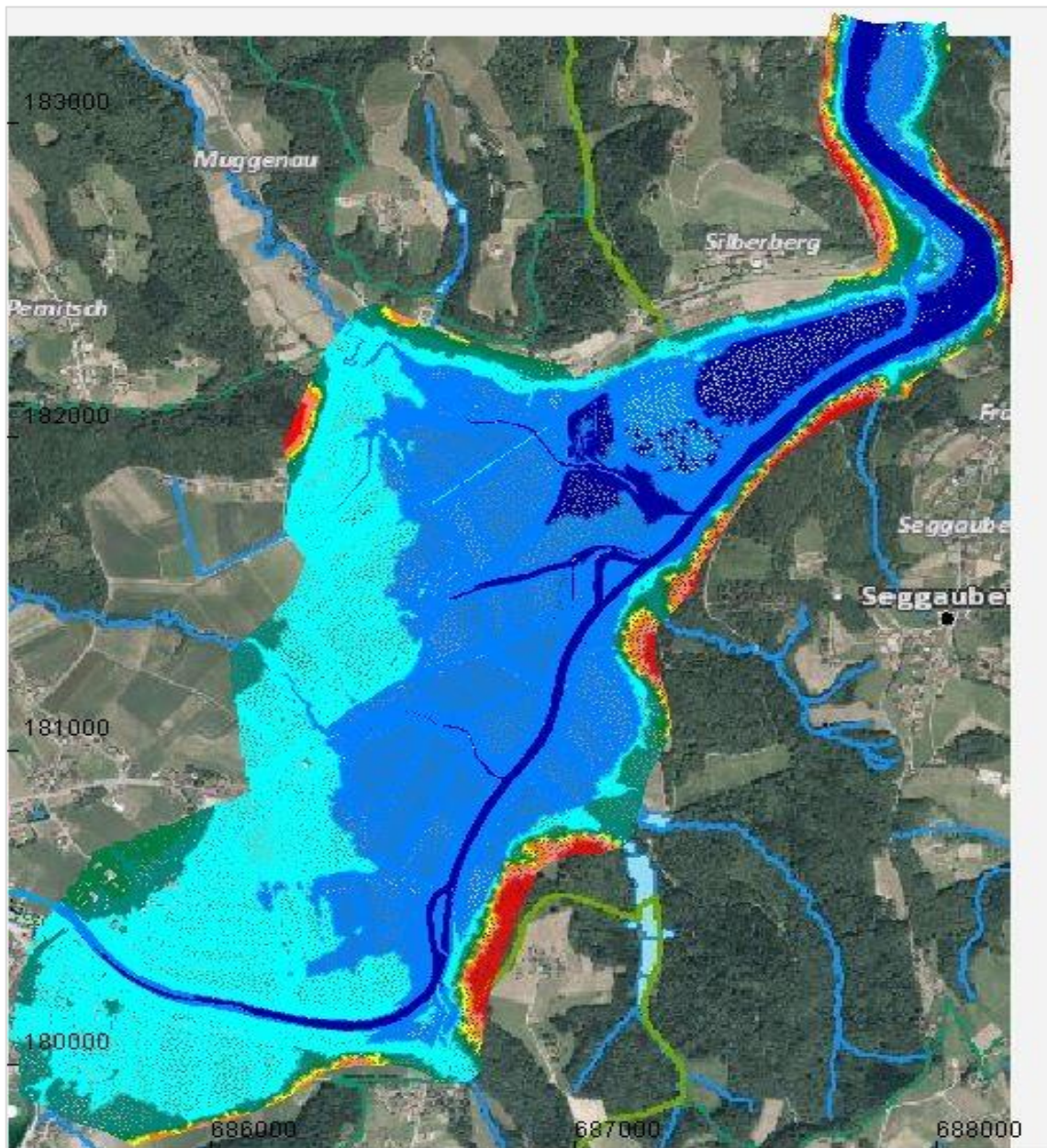


Abbildung 17: Modellgebiet

4.2.2 Randbedingungen

Nachdem das Berechnungsnetz erstellt wurde, müssen nun die hydraulischen Randbedingungen definiert werden. Dazu gehören die Zu- und Abflussbedingungen, welche die Verhältnisse am Zulauf und am Auslauf der Simulationsstrecke treffend beschreiben. Der Zulauftrand wird im Allgemeinen durch die Vorgabe der Zuflussmenge [m^3/s] angegeben, wobei die dazugehörige Wasserspiegelhöhe in

den meisten Fällen den Auslaufrand definiert. Im Programm BlueKenue werden alle Randpunkte des Berechnungsnetzes als geschlossene Wand automatisch eingetragen. Dies hat zur Folge, dass keine Strömung durch die Simulationsstrecke erfolgt. Deswegen wird flussauf- und flussabwärts je ein Profil mit offenen Ränder definiert, welches umströmt werden kann. Somit wird für den Zulauf *Open Boundary with prescribed Q* bzw. für den Auslauf *Open Boundary with prescribed H* ausgewählt. Der Zulauf und der Auslauf entsprechen in ihrer Lage der Position der Querprofile P125 bzw. P81.

Die Zuflussrandbedingung wird in Form einer Zuflussganglinie eingegeben. Für die Darstellung der Zuflussganglinie müssen die hydrologischen Daten zur Verfügung gestellt werden. Das Zeitintervall der Ganglinie kann beliebig eingestellt werden. Als Abflussrandbedingung wird eine Wasserstand-Abflussbeziehung (sog. Pegelschlüssel) verwendet.

Für das Untersuchungsgebiet Sulm-Heimschuh ist keine Abflussmessstation vorhanden, daher können die Abflussdaten nicht aus den hydrografischen Jahrbüchern entnommen werden. Die charakteristischen Abflusskennwerte der Sulm und ihrer drei Zubringer wurden seitens des Amtes der steiermärkischen Landesregierung, Abteilung 14 - Wasserwirtschaft, Ressourcen und Nachhaltigkeit, bekannt gegeben. Diese Hochwasserkennwerte dienen als Eingangsparameter zur Erstellung der Zuflussganglinien und sind in der folgenden Tabelle angegeben:

	HQ ₁₀ [m ³ /s]	HQ ₃₀ [m ³ /s]	HQ ₁₀₀ [m ³ /s]
Sulm bis Fahrenbach	212	271	332
Fahrenbach*	12,7	21,1	33,8
Wellingbach*	15,6	23,8	37,0
Muggenaubach*	21,8	33,3	51,6

Tabelle 2: Charakteristische Hochwasserkennwerte

* bei Mündung in die Sulm

Im Rahmen dieser Arbeit werden die numerischen Berechnungen der Hochwasserwellen für ein 30-jährliches bzw. 100-jährliches Ereignis durchgeführt. Daher wurden die Ganglinien für HQ_{30} und HQ_{100} erstellt. Die seitlichen Zuflüsse wurden dabei berücksichtigt. Zusätzlich wurde noch eine Zuflussganglinie HQ_{30} definiert, die sich aus der Summation der folgenden Abflusskomponenten zusammensetzt:

$$HQ_{30} = HQ_{30 \text{ Sulm}} + HQ_{30 \text{ Fahrenbach}} + HQ_{10 \text{ Wellingbach}} + HQ_{10 \text{ Muggenaubach}} \quad (11)$$

Bei der Erstellung dieser Ganglinie wurde angenommen, dass ein Hochwasserscheitel an der Sulm und an ihren Zubringern nicht gleichzeitig auftritt. Oft bringt ein Hochwasserereignis zeitliche Verschiebung der Hochwasserwelle der Nebenflüsse, daher wurden die Zuflüsse von Wellingbach und Muggenaubach mit HQ_{10} zugegeben. Diese Variante soll ein realistisches Bild im Hochwasserfall präsentieren.

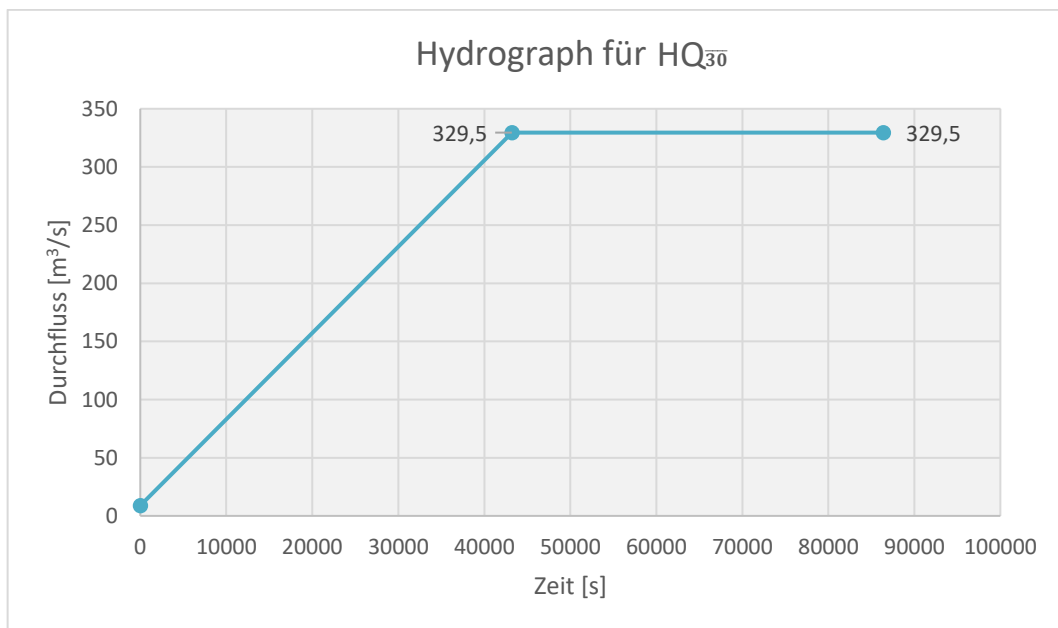


Abbildung 18: Zuflussganglinie HQ_{30}

Die Zuflussganglinien werden als Textdatei gespeichert und in TELEMAC-2D als *Liquid Boundary File* eingegeben. Jede Simulation beginnt mit dem stationären mittleren Abfluss ($MQ = 8,85 \text{ m}^3/\text{s}$), danach wird der Abfluss bis zum vorbestimmten Kennwert kontinuierlich gesteigert (12 bis 15 Stunden) [12]. Bei Erreichen des Kennwerts wird der Abfluss minimal 10 Stunden konstant gehalten, bis sich

die stationären Verhältnisse im gesamten Simulationsgebiet einstellen. Ein Beispiel der Eingabedatei ist in Abbildung 19 zu sehen.

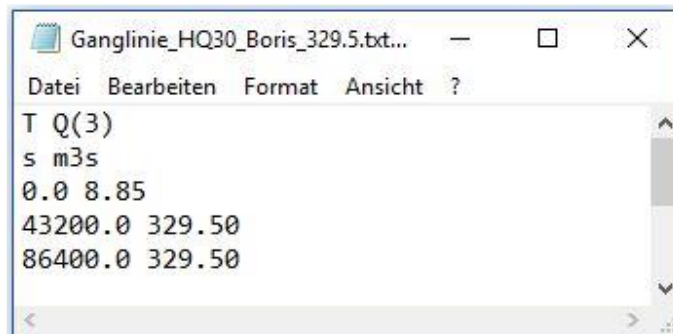
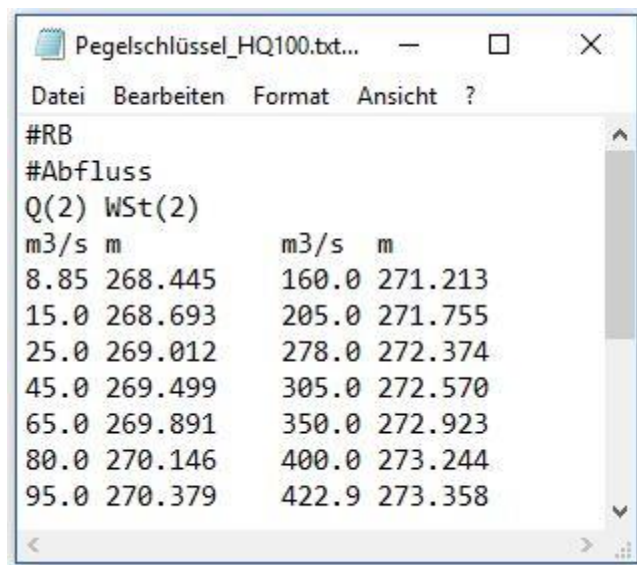


Abbildung 19: Textdatei HQ₃₀

Der Pegelschlüssel am Auslauftrand wurde mit dem Programm Bed Load Analyzer erstellt. Die Software ermöglicht die Bestimmung von hydraulischen und sedimentologischen Kennwerten in gegliederten Flussquerprofilen. Die Durchführung einer hydraulischen Berechnung erfordert die Eingabe der Koordinaten des Profils als x/z-Wertpaare, die Definition der Grenzen des Hauptgerinnes, sowie die Eingabe der Rauigkeiten für das linke Vorland, das Hauptgerinne und das rechte Vorland. Bed Load Analyzer verwendet die Strickler-Formel zur Berechnung eines stationär-gleichförmigen Abflusses und berücksichtigt die eindimensionale Strömung. [13]

Die Abflussrandbedingung wird auch in einer Textdatei gespeichert und mit dem Telemac-2D verknüpft.



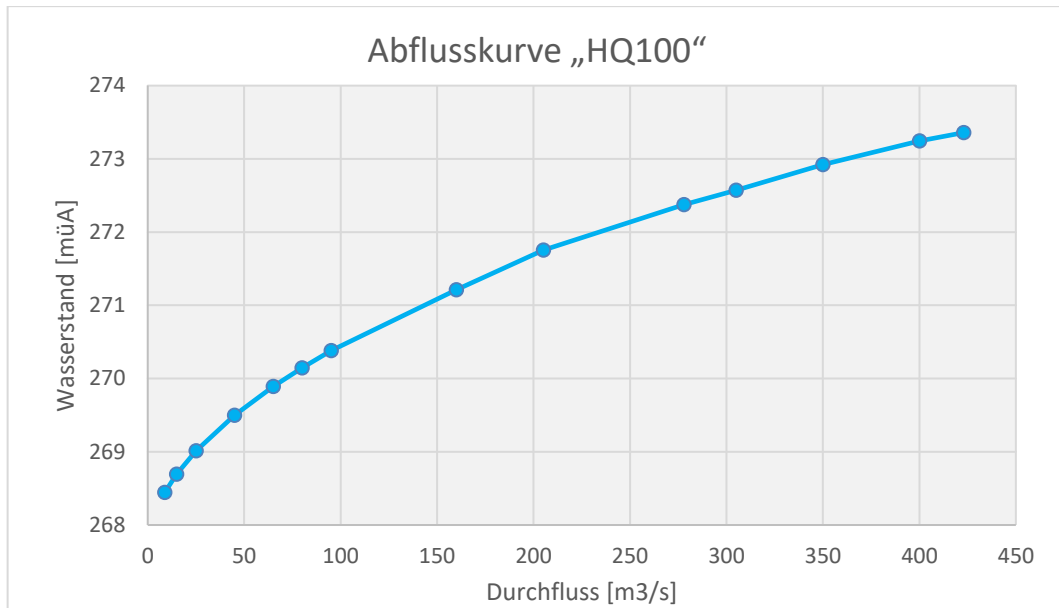


Abbildung 20: Pegelschlüssel „HQ100“

4.2.3 Rauigkeitswerte

Für die Darstellung der Rauigkeit wurden zuerst die Materialindizes im Berechnungsnetz eingeführt. Dabei kann jedem Knoten im Netz ein Rauigkeitswert zugeordnet werden. Die Informationen über die Oberflächenrauigkeit wurden aus Orthofotos, Feldbegehung und vorherigen Abflussanalyse bezogen. Das Modellgebiet wird in verschiedene Bereiche mit ähnlicher Eigenschaft eingeteilt, wobei die Rauigkeiten der Sohle und der einzelnen Bereiche als Strickler-Werte (k_{st} -Werte) eingegeben werden.

Oberfläche	Rauigkeiten k_{st} [m ^{1/3} /s]
Vorland generell	10
Wiese	15
Wald	8
Acker	10
Fluss-Böschung, kein Bewuchs	20

Fluss-Böschung, schwacher Bewuchs	17
Fluss-Böschung, mittlerer Bewuchs	12
Fluss-Böschung, starker Bewuchs	8
Siedlungsgebiet	8
kleine Zubringer	20
stehende Gewässer	25

Tabelle 3: Rauigkeitswerte nach Strickler [12]

Für die Rauigkeit des Flussbettes werden zwei Ansätze betrachtet, die besonders geeignet erscheinen. Im ersten Ansatz wurde die Sohlrauigkeit von $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ flussabwärts dem Profil 94 (km 10,216) und $k_{st} = 29 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ flussaufwärts dem Profil 94 angenommen. Diese Werte entsprechen den Rauigkeiten im Bereich des Pegel Leibnitz, die im Zuge vorheriger Abflussanalyse zur Berechnung der Hochwasseranschlaglinien angesetzt wurden. Im zweiten Ansatz wurde die Sohlrauigkeit über die gesamte Flussstrecke auf $k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ eingestellt. Dieser Ansatz berücksichtigt die örtliche Situation, vor allem die Bedingungen, die im Hochwasserfall vorherrschen. Das Flussbett besteht aus kiesigem Material und die Uferböschungen sind mit Gräsern, Sträuchern und vereinzelt Bäumen bewachsen, daher wurde die Strickler-Beiwert bei Hochwasser (HQ₃₀ bzw. HQ₁₀₀) etwas niedriger gesetzt.

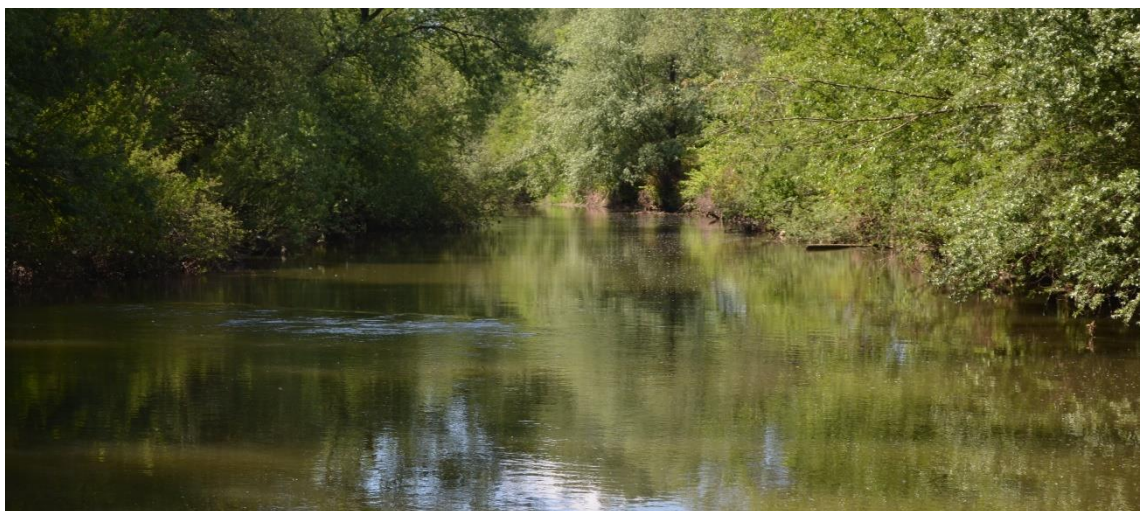


Abbildung 21: Flussverlauf zwischen zwei Mäandern mit Uferbewuchs

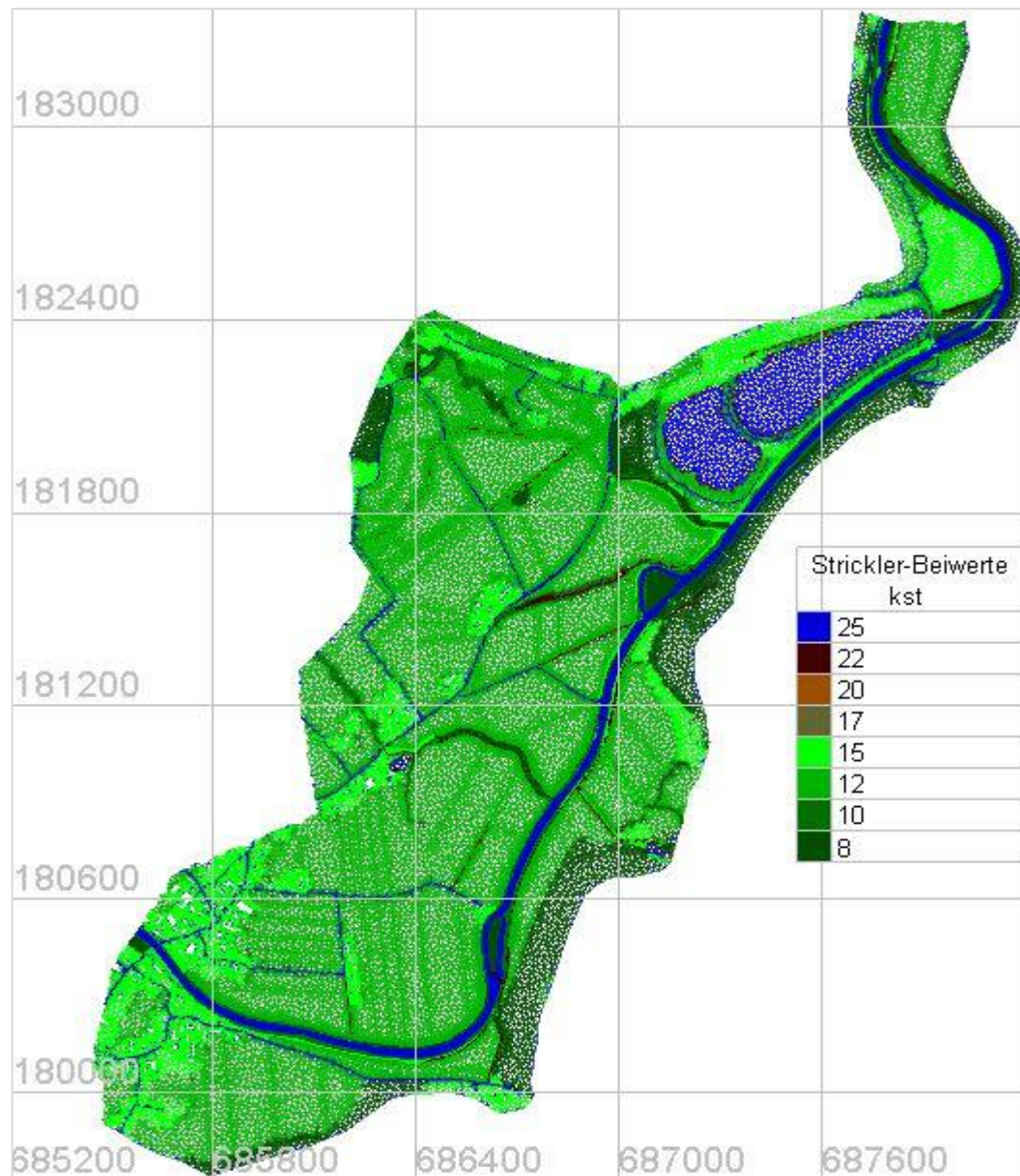


Abbildung 22: Oberflächenrauigkeiten im Modellgebiet (Ansatz 2)

Nachdem die erforderlichen Schritte im Programm BlueKenue durchgeführt wurden und das Berechnungsmodell fertiggestellt wurde, kann mit der Strömungsberechnung für verschiedene Lastfälle angefangen werden. Dazu werden die vom Pre-Processing generierten Dateien zusammen mit dem Berechnungsnetz in den Solver eingelesen. Die Durchführung der Simulation erfolgt mit dem Programm TELEMAC-2D, welches im nächsten Abschnitt näher dargestellt wird.

4.3 Software TELEMAC-2D

TELEMAC-2D ist eine „open source“ Software, die von der Électricité de France (französischer Energieversorger EDF) als ein 2D-Hydrodynamik-Modul des TELEMAC-MASCARET Systems entwickelt wurde. Dieses Programm löst die zwei-dimensional tiefengemittelten Saint-Venant Gleichungen mit Hilfe der Finite-Elemente Methode und ein Berechnungsnetz der unstrukturierten Dreieckselemente. An jedem Knoten des Berechnungsnetzes werden die Wasserspiegellhöhe (h) und die Fließgeschwindigkeiten in zwei Raumrichtungen (U, V) berechnet.

TELEMAC-2D wird vor allem im maritimen Bereich und in der Flusshydraulik eingesetzt, wobei die folgenden Phänomene mit dem Programm modelliert werden können:

- Ausbreitung von langen Wellen unter Berücksichtigung nichtlinearer Effekten
- Sohlschubspannungen
- Auswirkungen der Corioliskraft (Erdrotation)
- Auswirkungen von meteorologischen Faktoren: Atmosphärischer Druck, Niederschlag und Wind
- Turbulenz
- Schießende und strömende Abflüsse
- Trockenfallen und Überschwemmungen im Rechengebiet
- Überwachung von Schwimmer und lagrangianische Driften
- Verarbeitung von Wehren, Deichen, Rohrleitungen
- Berücksichtigung des Strömungswiderstands von vertikalen Strukturen
- Kopplung mit dem Geschiebetransport [14]

Um eine Simulation mit TELEMAC-2D durchführen zu können, sind folgende Dateien erforderlich:

- *The Steering File* – allgemeine Eingabedaten (Dateityp *.cas)
- *The Geometry File* – eine Datei mit der binären Geometrie des Modells im Format Serafin (Dateityp *.sfl)

- *The Boundary Conditions File* – eine Datei mit den Randbedingungen im Format ASCII (Dateityp *.cli)
- *The Liquid Boundary File* – Daten im Textformat, welche die physikalischen Parameter an den offenen Rändern angeben (Dateityp *.txt)

Im Programm können die folgenden Reibungsansätze verwendet werden:

- Reibungsfrei
- Manning
- Strickler
- Chézy
- Nikuradse
- Haaland
- Coolebrok-White

Die Existenz eines Turbulenzmodelles ist in TELEMAC-2D relevant, so dass ein zeitlicher Mittelwert der Saint-Venant Gleichungen berechnet werden kann. Vier verschiedene Möglichkeiten sind in TELEMAC-2D anwendbar:

- *Konstanter Viskositätskoeffizient*, der in diesem Fall die molekulare Viskosität, die turbulente Viskosität und die Dispersion präsentiert.
- *Das Modell von Elder*.
- *Das Modell von Smagorinsky*, welches üblicherweise für maritime Bereiche mit großflächigen Wirbelphänomenen verwendet wird.
- *Das $k-\varepsilon$ Modell*. [14]

Die Diskretisierungsmethode, welche in TELEMAC-2D verwendet wurde, ist das Streamline Upwind Petrov-Galerkin-Verfahren. Ein vorwärts (Upwind) Diskretisierungsverfahren hat ein generelles Schema:

$$\frac{\partial U}{\partial t} \approx \frac{U_{i+1} - U_i}{\Delta x} \quad (12)$$

mit: U = genereller Fließparameter (wie z.B. Geschwindigkeit oder Druck) [14]

Die Lösung des Gleichungssystems wird durch einen iterativen Ansatz durchgeführt. Für jede Iteration wird ein Fehler gemeldet, welcher als Maß der gesamten Erhaltung der Fließeigenschaften betrachtet werden kann.

Das Gleichungssystem ist erst lösbar, wenn die Randbedingungen (die Zuflussganglinie und der Pegelschlüssel) in das System einführt werden.

4.3.1 *The Steering File*

The Steering File, auf Deutsch die Parameterdatei, stellt in gewisser Weise die Systemsteuerung der numerischen Strömungsberechnung. Diese Textdatei enthält die ganzen von TELEMAC-2D benötigten Schlüsselwörter, d.h. die Namen der Daten des Projektes und die physikalische und numerische Parametrisierung. Alle Schlüsselwörter werden in einer „dictionary“ Datei definiert, welche die spezifische Sätze für jedes TELEMAC-Teilmodul enthält. Wenn ein Wort im Teilmodul nicht definiert, oder in der Textdatei falsch geschrieben ist, kommt es zu einer Fehlermeldung und die Simulation wird beendet.

TELEMAC-2D bietet eine Möglichkeit, die Simulation vom bekannten Strömungszustand des Modellgebiets zu starten. Für den Beginn einer Berechnung, kann aber auch von einem trockenen Modellgebiet ausgegangen werden. Um eine Hochwasserwelle mittels numerischer Simulation zu ermitteln, wird zuerst angenommen, dass ein stationärer Abfluss im Gerinne durchfließt. Dafür wird eine Initialsimulation, mit einem mittleren jährlichen Abfluss $MQ = 8,85 \text{ m}^3/\text{s}$, durchgeführt. Das Ergebnis dieser Simulation wird als Anfangsbedingung (Durchfluss, Wasserstand) gesetzt, wodurch die Instabilitäten im Einlaufbereich verhindert werden und ein realistisches Bild der Hochwasserwelle gezeigt wird. Dieser Anfangszustand der Strömung, wird in der Parameterdatei direkt über das Schlüsselwort *PREVIOUS COMPUTATION FILE* angegeben. Der Anfangswasserstand am Auslauftrand wird über die Option *PRESCRIBED ELEVATION* mit 268,445 m ü. A. angegeben.

In der Parameterdatei werden unter anderem der Berechnungszeitschritt der Simulation und die Anzahl der Zeitschritte definiert. Der Zeitschritt wird in Sekunden angegeben. Eine feine Netzauflösung im Modellgebiet führt zu kleineren Berechnungszeitschritten. Demzufolge erhöht sich die Berechnungszeit der Simulation.

Folgende Werte werden in die Parameterdatei eingetragen:

- *TIME STEP* = 1.0
- *NUMBER OF TIME STEPS* = 86400

Es wird angenommen, dass ein Hochwasserereignis in zwölf Stunden den Scheitel erreicht und dann für weitere zwölf Stunden konstant gehalten wird, bis sich die stationären Verhältnisse im Modellgebiet einstellen. Dieser Hochwasserfall mit dem Berechnungszeitschritt von 1 s ($86400 \text{ s} \triangleq 24 \text{ h}$) führt zu einer Berechnungszeit der Simulation von sieben bis acht Stunden.

Die Parameterdatei mit den Grundeinstellungen aller Simulationen ist im Anhang zu finden.

4.3.2 Die Geometriedatei

Diese binäre Datei im Format Serafin enthält alle Informationen über das Berechnungsnetz, d.h. die Anzahl der Netzknoten (*NPOIN* variable), die Anzahl der Elemente (*NELEM* variable), die Anzahl der Knoten pro Element (*NDP* variable) und die Felder X und Y mit den Koordinaten aller Knoten. In dieser Datei werden auch die Rauigkeitswerte an jedem Gitterpunkt sowie die Informationen über die Bathymetrie angegeben. [14]

TELEMAC-2D speichert die Informationen über die Geometrie am Anfang der Ergebnisdatei. Die Ergebnisdatei wird auch im standardisierten binären Format des System TELEMAC gespeichert. Aus diesem Grund kann die Ergebnisdatei als Geometriedatei verwendet werden, wenn eine neue Simulation mit dem gleichen Netz ausgeführt werden soll. [14]

4.3.3 Die Randbedingungstyp-Datei

Dies ist eine formatierte Datei, die automatisch vom Programm BlueKenue generiert wird. Sie enthält alle Randpunkte des Berechnungsnetzes in der Form einer Anzahltabelle. Jede Zeile der Tabelle ist genau einem Punkt auf der Netzgrenze zugeordnet. Die Spalten entsprechen jeweils den Variablen: die Wasserhöhe **H**, die Geschwindigkeitskomponenten **U** und **V** und den Tracer **T**. [14]

Durch die Anzahlkombination dieser Parameter wird der Bedingungstyp jedes Randpunktes definiert. Die möglichen Kombinationen sind in der Tabelle 4 zu sehen.

H	U	V	T	Boundary type
2	2	2	2	Closed boundary (Wall)
4	5	5	5	Open boundary with prescribed Q
5	4	4	4	Open boundary with prescribed H
5	5	5	5	Open boundary with prescribed Q and H
4	6	6	5	Open boundary with prescribed UV
5	6	6	5	Open boundary with prescribed H and UV
1	1	1	4	Open boundary with incident waves

Tabelle 4: Beispiele der möglichen Randbedingungen [14]

Die Nummerierung der Randpunkte wird gegen den Uhrzeigersinn, beginnend von der unteren linken Ecke (X und Y Minimum), durchgeführt. Die Randbedingungstyp-Datei wird als natives *.cli File (ASCII Format) gespeichert und mit TELEMAC-2D verknüpft. Diese Datei kann auch im Texteditor bearbeitet werden. Der Name wird in der Parameterdatei direkt über das Schlüsselwort *BOUNDARY CONDITIONS FILE* abgerufen.

Der Auszug aus der Randbedingungstyp-Datei mit dem Zufluss- und Abflussrand ist im Anhang zu finden.

4.3.4 Die Zuflussganglinie und die Abflusskurve

Um TELEMAC genauere Informationen zu den Randbedingungen zu geben, werden die Textdateien erstellt, welche die Ganglinie für den Zufluss- bzw. den Abflussrand enthalten. Diese zwei Randbedingungen werden schon im Abschnitt 4.2.2. beschrieben und werden daher hier nur erwähnt.

Die Zuflussganglinie wird in der Parameterdatei über das Schlüsselwort *LIQUID BOUNDARIES FILE* angegeben. Der letzte Zeitwert der Ganglinie muss den letzten Zeitschritt der Simulation entsprechen, ansonsten wird die Simulation mit einer Fehlermeldung gestoppt. Das Programm verwendet eine lineare Interpolation, um die vorgeschriebenen Durchflusswerte mit einem bestimmten Zeitschritt zu verknüpfen.

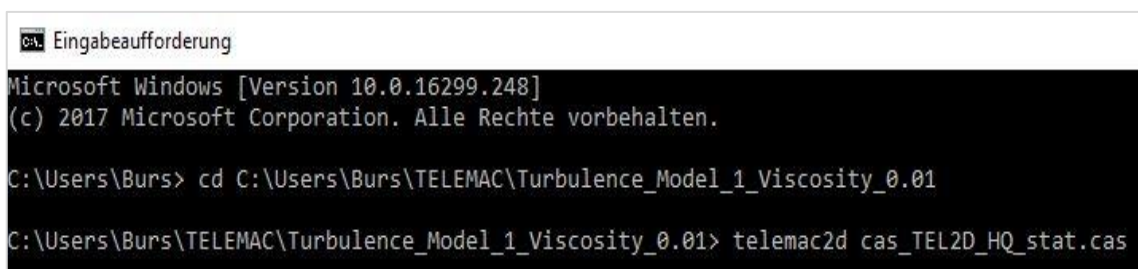
Die Angabe des Pegelschlüssels (Abflusskurve) erfordert zuerst die Definition des Abflussrands in der Parameterdatei. Dafür wird das Schlüsselwort *STAGE-DISCHARGE CURVES* verwendet, welches die folgenden Werte besitzen kann:

- **0**: keine Wasserstand-Abflussbeziehung
- **1**: Wasserstand als Funktion des Abflusses
- **2**: Abfluss als Funktion des Wasserstands [14]

Demzufolge wird der Abflussrand in der Parameterdatei mit dem Wert **1** definiert und für den Zuflussrand wird der Wert **0** eingetragen. Mit dem Schlüsselwort *STAGE-DISCHARGE CURVES FILE* wird der Name der Pegelschlüssel-Datei abgerufen.

4.3.5 Start der Simulation

Die TELEMAC-Simulation kann unter dem Betriebssystem Windows mit der MS-DOS Eingabeaufforderung (CMD) gestartet werden:



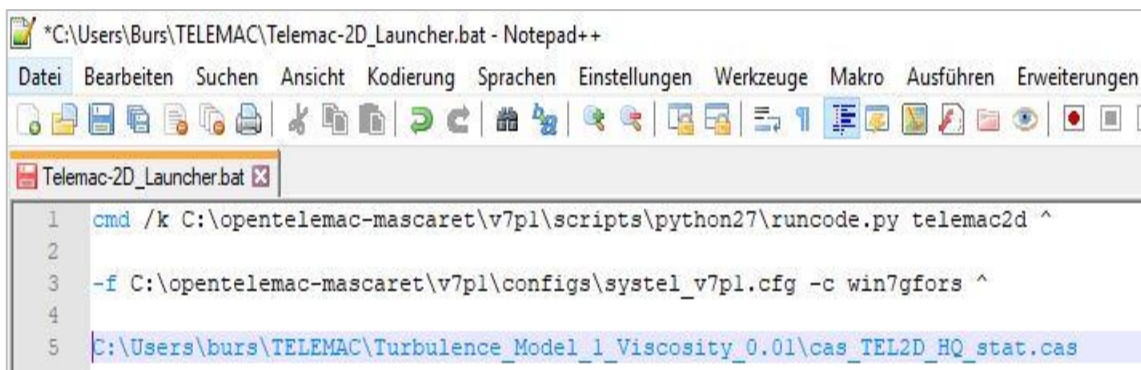
```
Eingabeaufforderung
Microsoft Windows [Version 10.0.16299.248]
(c) 2017 Microsoft Corporation. Alle Rechte vorbehalten.

C:\Users\Burs> cd C:\Users\Burs\TELEMAC\Turbulence_Model_1_Viscosity_0.01
C:\Users\Burs\TELEMAC\Turbulence_Model_1_Viscosity_0.01> telemac2d cas_TEL2D_HQ_stat.cas
```

Abbildung 23: TELEMAC-2D Startbefehl

Der erste Befehl „cd C:\Pfad“ erlaubt, zu dem richtigen Ordner, wo die Daten der Simulation gespeichert sind, zu gelangen. Danach wird mit zweiten Befehl der Pfad zur Parameter-Datei (cas_TEL2D_HQ_stat.cas) angegeben und anschließend die Berechnung gestartet.

Die TELEMAC-Simulation kann auch über eine Ausführungsdatei (sog. Launcher) gestartet werden. Dies ist eine Batch-Datei (*.bat), die im Texteditor bearbeitet werden kann. Der Launcher ermöglicht die Befehle, die regelmäßig ausgeführt werden, automatisch durchzuführen. Daher wird diese Variante zur Berechnung aller Simulationen bevorzugt.



```
*C:\Users\burs\TELEMAC\Telemac-2D_Launcher.bat - Notepad++
Datei Bearbeiten Suchen Ansicht Kodierung Sprachen Einstellungen Werkzeuge Makro Ausführen Erweiterungen
Telemac-2D_Launcher.bat x
1 cmd /k C:\opentelemac-mascaret\v7pl\scripts\python27\runcode.py telemac2d ^
2
3 -f C:\opentelemac-mascaret\v7pl\configs\system_v7pl.cfg -c win7gforc ^
4
5 C:\Users\burs\TELEMAC\Turbulence_Model_1_Viscosity_0.01\cas_TEL2D_HQ_stat.cas
```

Abbildung 24: Pfad zur Parameter-Datei in der Ausführungsdatei (Launcher)

Ein kurzer Einblick in den Solver TELEMAC-2D ist in der Abbildung 25 zu sehen.



```
ITERATION      900      TIME: 15 MN      0.0000 S (      900.0000 S )
LIQUID BOUNDARY: Q(2) =      311.5625000000000000

-----
ADVECTION STEP
-----
GRACJG (BIEF) :      DIFFUSION-PROPAGATION STEP
                  1 ITERATIONS, ABSOLUTE PRECISION:      0.4361869E-04
-----
BALANCE OF WATER VOLUME
VOLUME IN THE DOMAIN :      758989.9      M3
FLUX BOUNDARY 1:      -302.8001      M3/S ( >0 : ENTERING <0 : EXITING )
FLUX BOUNDARY 2:      311.5672      M3/S ( >0 : ENTERING <0 : EXITING )
RELATIVE ERROR IN VOLUME AT T =      900.0      S :      0.8225415E-08
PRERES: MAXIMUM COURANT NUMBER:      0.7650393
=====
ITERATION     1200     TIME: 20 MN     0.0000 S (     1200.0000 S )
LIQUID BOUNDARY: Q(2) =     315.4166666666666669

-----
ADVECTION STEP
-----
GRACJG (BIEF) :     DIFFUSION-PROPAGATION STEP
                  1 ITERATIONS, ABSOLUTE PRECISION:     0.8542300E-04
-----
BALANCE OF WATER VOLUME
VOLUME IN THE DOMAIN :     761861.6     M3
FLUX BOUNDARY 1:     -305.1000     M3/S ( >0 : ENTERING <0 : EXITING )
FLUX BOUNDARY 2:     315.4217     M3/S ( >0 : ENTERING <0 : EXITING )
RELATIVE ERROR IN VOLUME AT T =     1200.     S :     0.8674707E-08
=====
ITERATION     1500     TIME: 25 MN     0.0000 S (     1500.0000 S )
LIQUID BOUNDARY: Q(2) =     319.270833333333331
```

Abbildung 25: Berechnung in TELEMAC-2D

4.4 Post-Processing

Nachdem die Berechnungen in TELEMAC-2D abgeschlossen sind, werden die Resultate der Simulation in der Ergebnisdatei abgespeichert. Die Ergebnisdatei enthält die Ausgabevariablen, welche im Programm BlueKenue eingelesen und weiterverarbeitet werden. Das Programm bietet mehrere Ausgabevariablen an, welche numerisch und grafisch dargestellt werden:

- Wassertiefe
- Wasserstand
- Fließgeschwindigkeit
- Courant-Zahl
- Froude-Zahl
- Sohlhöhe
- Reibungsgeschwindigkeit

Diese Größen werden für jeden Knoten des Berechnungsnetzes, zu jedem über das Zeitintervall bestimmten Zeitpunkt, berechnet und abgespeichert. Schließlich werden die Resultate mittels Screenshots visualisiert.

5. Auswertung der Ergebnisse

Die Simulationen der Hochwasserwellen werden mit verschiedenen Randbedingungen durchgeführt. Dabei werden die Turbulenzmodelle, die Durchflussmenge und die Rauigkeit des Flussbettes variiert. Weiters werden auch die Simulationen mit instationärem Strömungszustand durchgeführt. Die Ergebnisse der Simulation werden auf die Querprofile und Längsschnitte abgebildet.

Zur Berücksichtigung der Turbulenz wurden drei verschiedene Turbulenzmodelle angewendet: das Turbulenzmodell mit konstantem Wirbelviskosität, das Elde Modell und das k-ε Modell. Der Ansatz der konstanten Wirbelviskosität erfordert einen gesamten Koeffizient, welcher die molekulare Viskosität, turbulente Viskosität und Dispersion beschreibt. In Rahmen dieser Arbeit wurden mehrere Simulationen durchgeführt, welche verschiedene Viskositätskoeffizienten (0,001 m²/s; 0,01 m²/s; 0,1 m²/s; 0,5 m²/s) anwenden.

Das Elder Modell berechnet die tiefengemittelte Wirbelviskosität, deren Größe proportional zur Schubspannungsgeschwindigkeit u^* [m/s] und zur Wassertiefe h [m] ist. Hierbei erfolgt eine Unterteilung der Viskositäten in Längs- und Querrichtung. [14]

$$v_l = a_l u^* h \quad \text{und} \quad v_t = a_t u^* h \quad (13)$$

mit: v_l, v_t Viskositäten in Längs- und Querrichtung [m²/s]

a_l, a_t dimensionslose Dispersionskoeffizienten in Längs- (6,0) und Querrichtung (0,6)

Einige Simulationen wurden auch mit dem k-ε Modell durchgeführt. Die Wirbelviskosität wird beim k-ε Modell mittels Transportgleichungen für k (turbulente kinetische Energie) und ε (turbulente Energiedissipation) ermittelt. Diese Gleichungen wurden bereits in Kapitel 3.2. dargestellt.

5.1 Durchgeführte Simulationen

Um ein Modell zu erhalten, das Strömungsphänomene so real wie möglich präsentiert, sind viele verschiedene Simulationen durchgeführt. Ein Überblick über die durchgeführten Simulationen ist in der Tabelle 5 gegeben.

Simulation	Hochwasserereignis	Durchfluss [m ³ /s]	Turbulenzmodell	Wirbelviskosität [m ² /s]	Rauigkeit [m ^{1/3} /s]	Fließzustand
HQ30_329.5_CV_0.5_A1	HQ ₃₀	329.5	CV	0,5	Ansatz 1	stationär
HQ30_329.5_ELDER_A1	HQ ₃₀	329.5	ELDER	-	Ansatz 1	stationär
HQ30_349.0_CV_0.001_A1	HQ ₃₀	349.0	CV	0,001	Ansatz 1	stationär
HQ30_349.0_CV_0.01_A1	HQ ₃₀	349.0	CV	0,01	Ansatz 1	stationär
HQ30_349.0_CV_0.1_A1	HQ ₃₀	349.0	CV	0,1	Ansatz 1	stationär
HQ30_349.0_CV_0.5_A1	HQ ₃₀	349.0	CV	0,5	Ansatz 1	stationär
HQ30_349.0_ELDER_A1	HQ ₃₀	349.0	ELDER	-	Ansatz 1	stationär
HQ30_349.0_CV_0.5_A2	HQ ₃₀	349.0	CV	0,5	Ansatz 2	stationär
HQ30_349.0_ELDER_A2	HQ ₃₀	349.0	ELDER	-	Ansatz 2	stationär
HQ30_349.0_kε_A1	HQ ₃₀	349.0	k-ε	-	Ansatz 1	stationär
HQ100_422.9_CV_0.5_A1	HQ ₁₀₀	422.9	CV	0,5	Ansatz 1	stationär
HQ100_422.9_CV_0.5_A2	HQ ₁₀₀	422.9	CV	0,5	Ansatz 2	stationär
HQ100_422.9_ELDER_A1	HQ ₁₀₀	422.9	ELDER	-	Ansatz 1	stationär
HQ100_422.9_ELDER_A2	HQ ₁₀₀	422.9	ELDER	-	Ansatz 2	stationär
HQ30_283.0_CV_0.5_A1	HQ ₃₀ *	283.0	CV	0,5	Ansatz 1	stationär
HQ30_283.0_kε_A1	HQ ₃₀ *	283.0	k-ε	-	Ansatz 1	stationär
HQ30_329.5_IN_frachtig	HQ ₃₀	329.5	CV	0,5	Ansatz 1	instationär
HQ30_329.5_IN_rasch	HQ ₃₀	329.5	CV	0,5	Ansatz 1	instationär

Tabelle 5: Übersicht über durchgeführte Simulationen

Zur Ermittlung der Wasserhöhen wurden insgesamt achtzehn relevanten Lastfälle berechnet. Die Nominierung der Lastfälle wird entsprechend ihrer Einstellungen ausgewählt. Das Ziel der Simulationen war, den Einfluss verschiedener Durchflusswerte und die Änderung der numerischen Parameter auf das Berechnungsergebnis zu zeigen. Die Auswertung und Darstellung der Berechnungsergebnisse erfolgt an bestimmten Querprofilen. Die vorherige Abflussuntersuchung (Hydroconsult GmbH 2006-2008) liefert die Vergleichswerte für die Wasserstände bei HQ_{30} und HQ_{100} . Diese Wasserstände werden an zwei Brücken im Untersuchungsgebiet berechnet – Stegannerlbrücke und Eisernersteg. Die Stegannerlbrücke liegt zwischen den beiden Flussmäandern bei km 11,603 und entspricht dem Profil P106. Der Eisernersteg liegt direkt unterhalb des Sulm Sees bei km 10,012. Seine Position entspricht dem Profil P92 (Abbildung 16). Um die Ergebnisse, mit denen aus vorherige Analyse vergleichen zu können, werden diese Querprofile für die Darstellung aller Lastfälle gewählt.

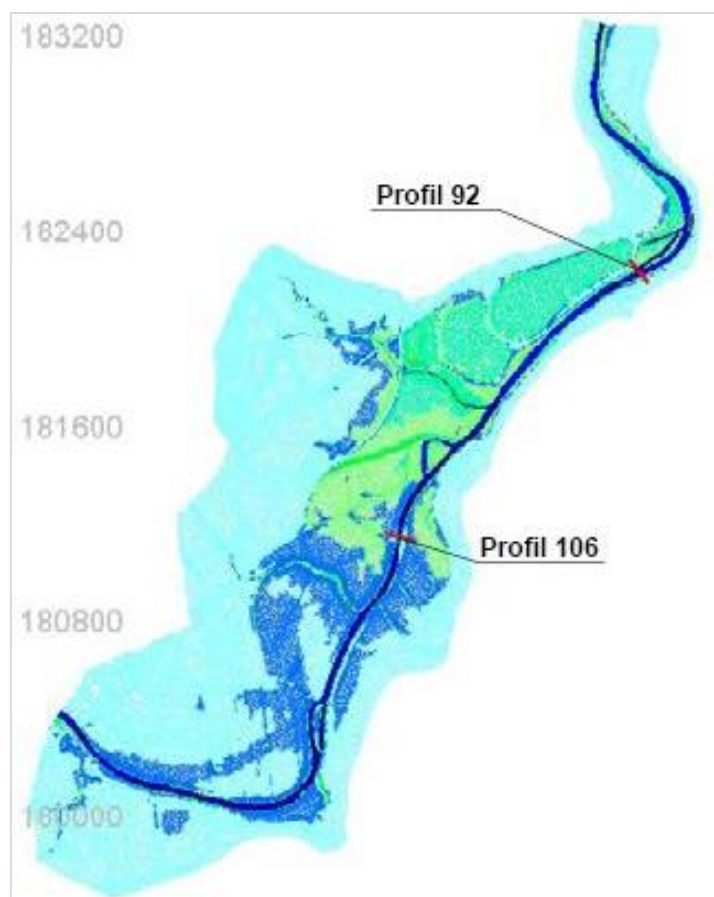


Abbildung 26: Position der Querprofile

5.2 Variantenuntersuchung

Die Abflussberechnung aus dem Jahr 2001 [4] erfolgte mit dem Programm Hydro_As-2d (Dr. Nujic & Hydrotec). Die Software Hydro_As-2d berechnet die 2d-hydraulische Strömungen mit Hilfe der finiten Volumen Methode und tiefengemittelten Flachwassergleichungen.

Die Vergleichswerte beziehen sich auf die stationäre Abflussberechnung und sind in der Tabelle 6 dargestellt.

Lastfall	Durchfluss [m ³ /s]	Wasserspiegel Profil 92 [müA]	Wasserspiegel Profil 106 [müA]
HQ30	283	274,16	275,20
HQ100	342	274,66	275,48

Tabelle 6: Vergleichswerte - Wasserspiegel in den Querprofilen 92, 106

Es fällt auf, dass die charakteristische Abflusskennwerte aus vorheriger Abflussuntersuchung deutlich unter den aktuell verwendeten liegen. Der Grund dafür liegt vor allem darin, dass die hydrologischen Daten der drei größten Zubringer in diesem Gebiet (Fahrenbach, Wellingbach und Muggenaubach) nicht berücksichtigt wurden. So wurde damals in der 2d-Berechnung ein hundertjähriges Hochwasserereignis von 342 m³/s angesetzt. Dieser Abfluss entspricht in etwa den neuen HQ₃₀-Wert, welcher in Rahmen dieser Arbeit für acht Simulationen verwendet wurde.

Wie bereits in Kapitel 4.2.2. erwähnt, besteht im Untersuchungsgebiet keine Abflussmessstation. Der Mangel an Abflussmessstation führt dazu, dass die errechneten Ergebnisse nicht mit den direkt gemessenen bzw. indirekt abgeleiteten Werten verglichen werden können. Somit kann die Modellkalibrierung, d.h. die Übersichtsdarstellung welche Genauigkeit in Bezug auf die beobachtete Werte bzw. Hochwassermarken das Rechenmodell erreicht, nicht durchgeführt werden. Stattdessen wurden die relative Abweichung und die Tendenz zwischen den Simulationsergebnissen und den Werten aus der vorherigen Abflussuntersuchung berechnet und analysiert. In dieser ersten Phase wurden folgende Simulationen durchgeführt:

- HQ30_349.0_CV_0.001
- HQ30_349.0_CV_0.01
- HQ30_349.0_CV_0.1
- HQ30_349.0_CV_0.5
- HQ30_349.0_ELDER

5.2.1 Stationäre Bedingungen

Die hydraulische Berechnung aller fünf Simulationen erfolgte stationär. Die stationären Bedingungen werden durch die Beobachtung des Geschwindigkeitsverlaufs an bestimmten Kontrollpunkten im Gerinne und im Überflutungsgebiet geprüft. Ein Beispiel für die Simulation HQ30_349.0_CV_0.5 ist in der Abbildung 27 angegeben.

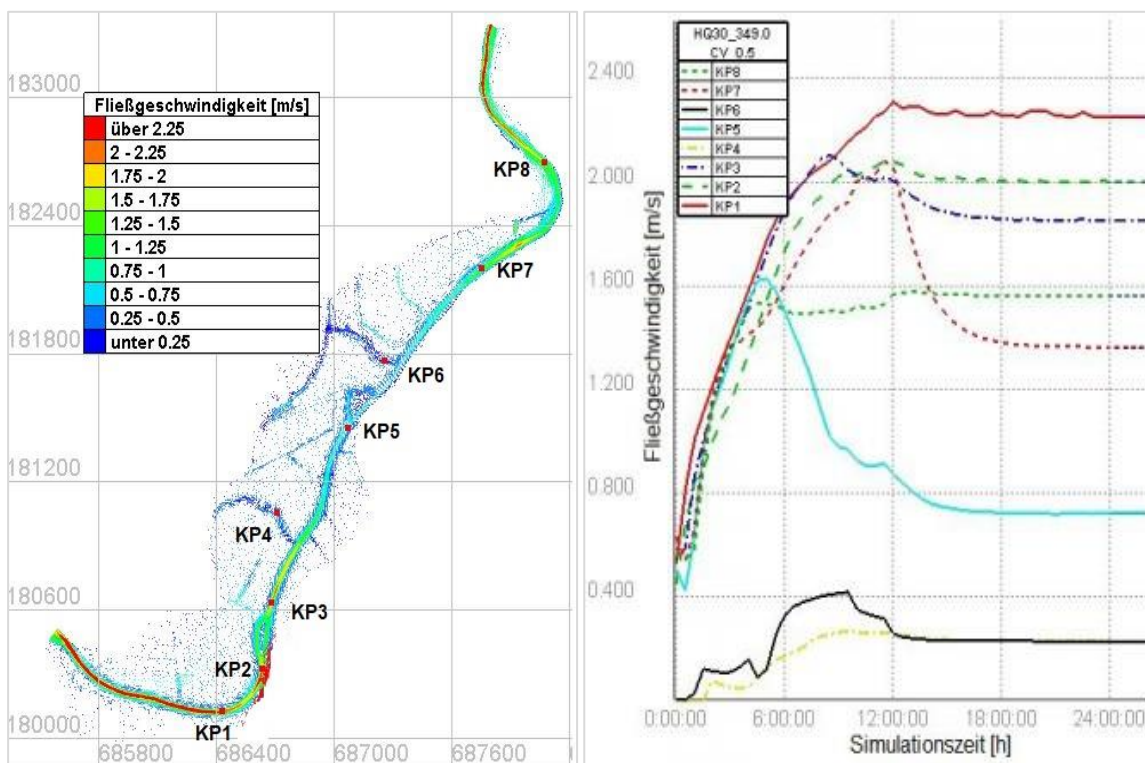


Abbildung 27: Fließgeschwindigkeit - Kontrollpunkte

Der Abfluss wird bis zum HQ₃₀-Wert für zwölf Stunden kontinuierlich gesteigert und dann für weitere fünfzehn Stunden konstant gehalten. Nachdem der Abfluss den HQ₃₀-Wert erreicht hat, dauert es etwa zehn Stunden, bis sich die stationären Bedingungen im gesamten Simulationsgebiet eingestellt haben. Diese Verzögerung wird durch den Retentionseffekt des Überflutungsgebiets verursacht.

5.2.2 Relative Abweichung und Tendenz

Für den Vergleich der Simulationsergebnisse mit den Werten aus der vorherigen Abflussuntersuchung werden die Wasserspiegelhöhen und die Abflusstiefen analysiert. Die Differenzen werden als relative Abweichung an den zwei Querprofilen (Abbildung 16) berechnet und in Prozent angegeben.

$$rel. Abweichung = \frac{h_{W,numerische Simulation} - h_{W,Hydroconsult}}{h_{W,Hydroconsult}} * 100 \quad (14)$$

- Profil 106

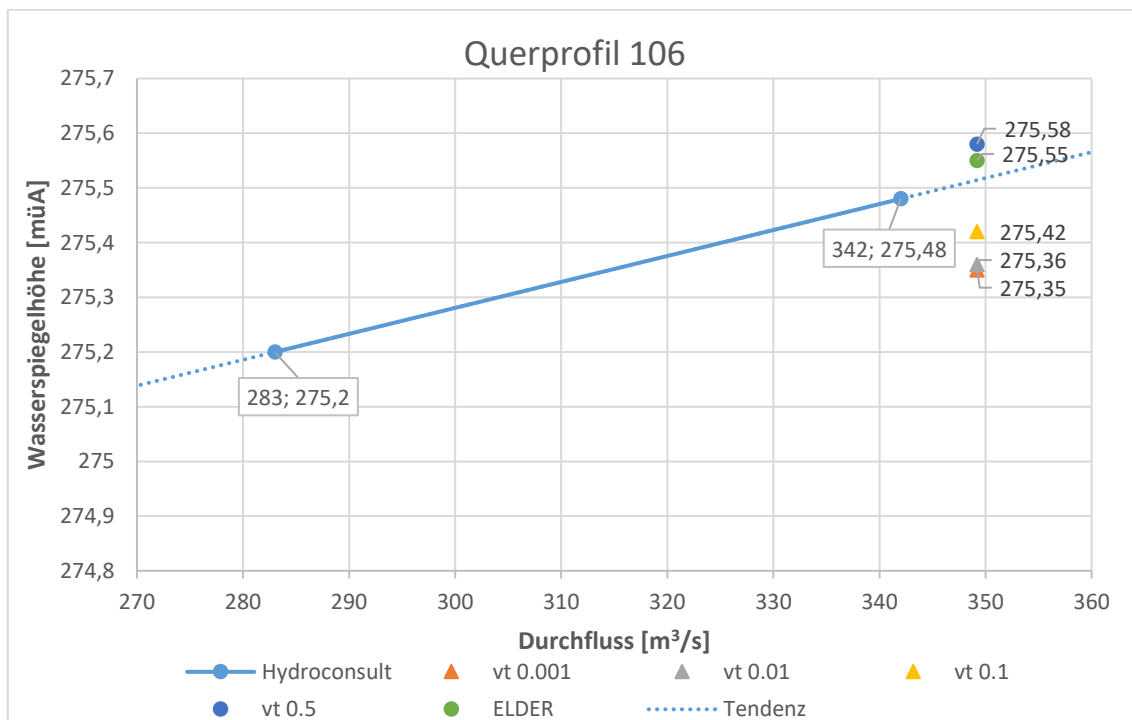
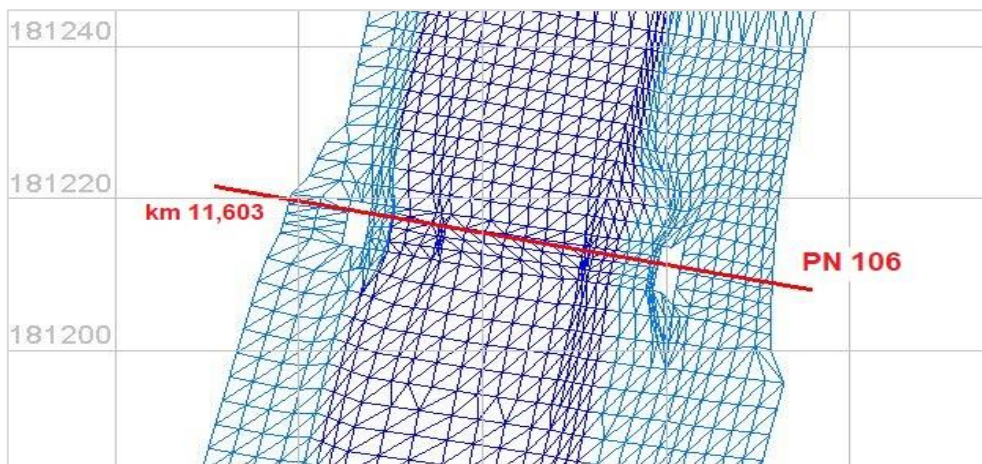


Abbildung 28: Profil 106 - Wasserspiegelhöhen

Bei der Analyse der Wasserspiegelhöhen wurde eine lineare Trendlinie erstellt, welche aus den vorhandenen Werten einen aussagekräftigen Trend ermittelt (Abbildung 27). Durch den Verlauf der Trendlinie kann die Entwicklung der Wassertiefen bei veränderten Parametern (Durchfluss, Turbulenz) besser eingeschätzt werden. In der Tabelle 7 ist die relative Abweichung zur Abflusstiefe aus der vorherigen Abflussanalyse ($hw_{Hc,HQ100}$) dargestellt.

Lastfall	hw_{xx} [m]	$\Delta hw_{P106} = hw_{xx} - hw_{Hc,HQ100}$ [m]	relative Abweichung
▲ HQ30_CV_0.001	4,485	-0,13	-2,82 %
▲ HQ30_CV_0.01	4,495	-0,12	-2,60 %
▲ HQ30_CV_0.1	4,555	-0,06	-1,30 %
● HQ30_CV_0.5	4,715	0,1	2,17 %
● HQ30_ELDER	4,685	0,07	1,52 %

Tabelle 7: Profil 106 - relative Abweichung der Simulationen

Beim Vergleich der Ergebnisse zeigte sich, dass die Simulationen mit der turbulenten Viskosität $\nu = 0,001 \text{ m}^2/\text{s}$ und $\nu = 0,01 \text{ m}^2/\text{s}$ ähnliche Werte liefern, jedoch unterhalb der erstellten Trendlinie liegen. Die berechneten Wasserstände liegen 13 bzw. 12 cm unter den Referenzwerten, obwohl der Durchfluss um $7 \text{ m}^3/\text{s}$ ($HQ_{30} = 349 \text{ m}^3/\text{s} \Leftrightarrow HQ_{100, \text{Hydroconsult}} = 342 \text{ m}^3/\text{s}$) höher ist. Die angesetzten Werte der turbulenten Viskosität sind daher zu niedrig, um die turbulenten Prozesse im Flussbett realistisch zu beschreiben. Die Simulation *HQ30_CV_0.1* ergibt wieder einen niedrigeren Wasserstand im Vergleich zum Referenzwert. Deshalb kann die turbulente Viskosität von $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$ für die Beschreibung der Turbulenz im Flussbett nicht angenommen werden.

Die zwei verbleibenden Simulationen liefern Ergebnisse, welche oberhalb der erstellten Trendlinie liegen. Der Wasserstand bei *HQ30_CV_0.5* liegt 10 cm über dem Referenzwasserstand und dies entspricht einer relativen Abweichung von 2,2%.

Die verwendete turbulente Viskosität ($\nu = 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$) wird für die weitere Analyse der turbulenten Prozesse im Flussbett angenommen.

Zum Vergleich der Simulationsergebnisse wurde das gleiche Verfahren auf das Profil 92 angewendet.

- Profil 92

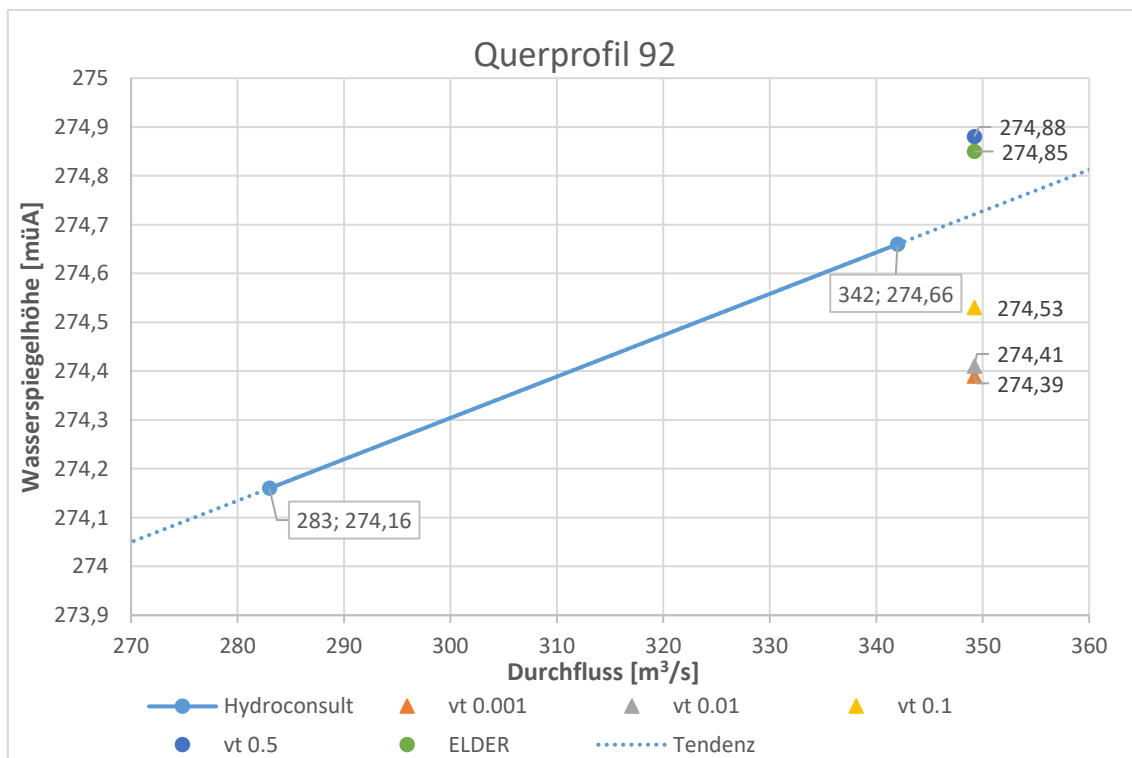
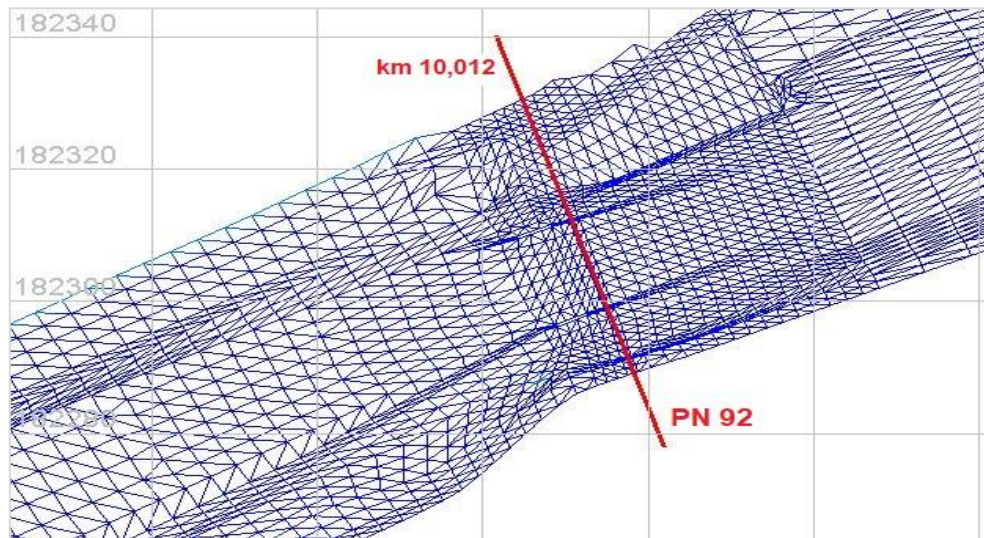


Abbildung 29: Profil 92 - Wasserspiegelhöhen

Bei dem Querprofil 92 ergibt sich ein signifikanter Unterschied zwischen den berechneten Wasserspiegelhöhen und denen, die von der Referenzanalyse erwartet wurden

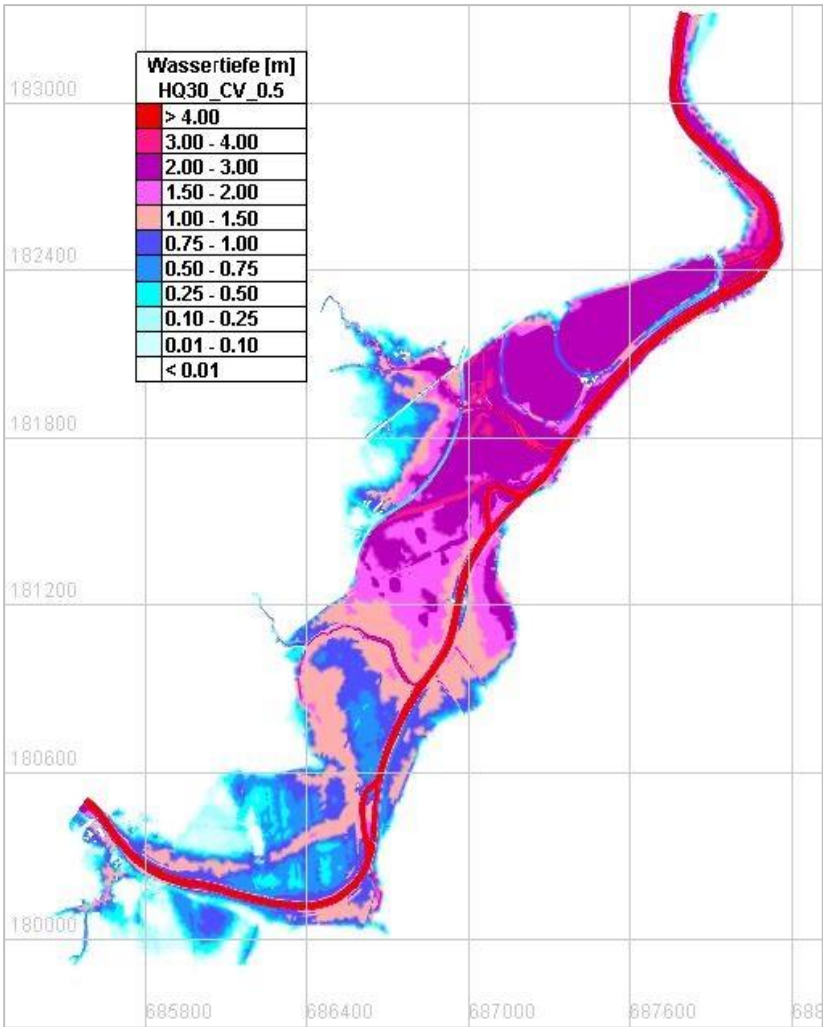
(Abbildung 29). Dieser Unterschied ist einerseits auf die lokale Verfeinerung des Berechnungsnetzes im Bereich des Sulmsees zurückzuführen (Netzerstellung für die Simulationen – Kapitel 4.2.1.), andererseits aber auch auf die Brückenpfeiler, die zu zusätzlicher Wellenbildung führen können. Die relativen Abweichungen zu den vorhandenen Werten sind in der Tabelle 8 dargestellt.

Lastfall	hw _{xx} [m]	$\Delta h_{w_{P92}} = h_{w_{xx}} - h_{w_{Hc, HQ100}}$ [m]	relative Abweichung
▲ HQ30_CV_0.001	4,841	-0,27	-5,28 %
▲ HQ30_CV_0.01	4,861	-0,25	-4,89 %
▲ HQ30_CV_0.1	4,981	-0,13	-2,54 %
● HQ30_CV_0.5	5,331	0,22	4,30 %
● HQ30_ELDER	5,301	0,19	3,72 %

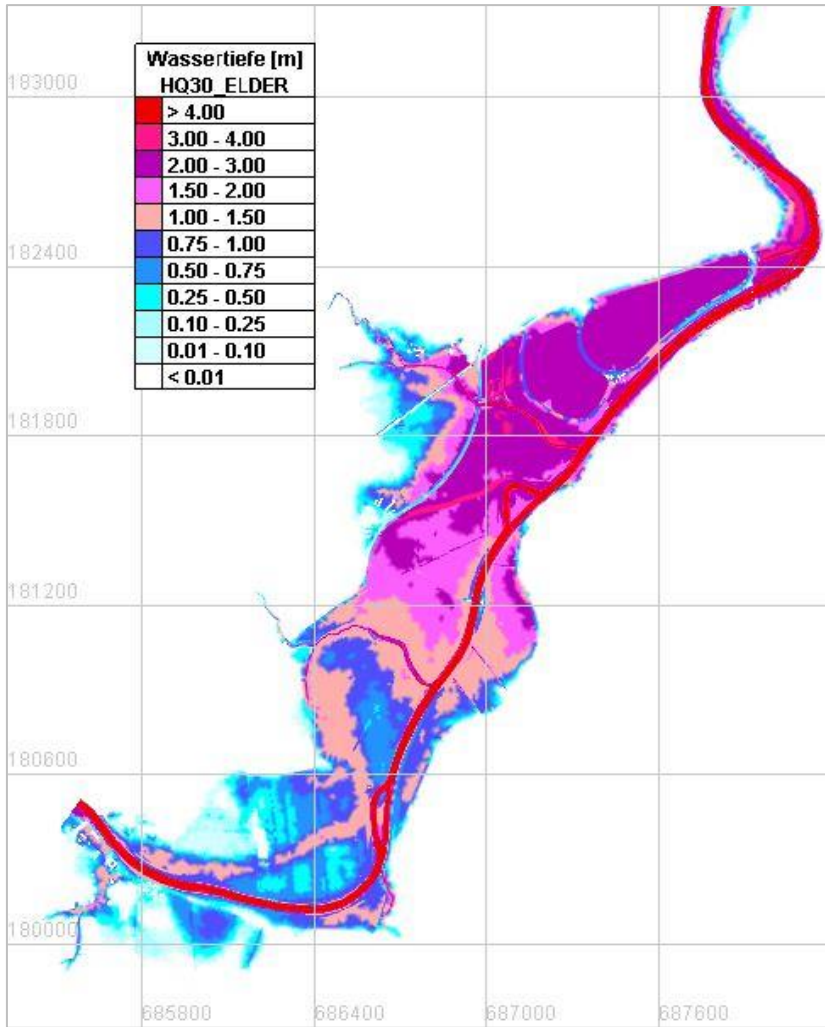
Tabelle 8: Profil 92 - relative Abweichung der Simulationen

Die Simulationen mit $\nu = 0,001 \text{ m}^2/\text{s}$ und $\nu = 0,01 \text{ m}^2/\text{s}$ liegen deutlich unterhalb der Trendlinie mit einer Abweichung von mehr als 20 cm. Die berechneten Wasserstände bei *HQ30_CV_0.5* und *HQ30_ELDER* zeigen einen positiven Trend, liegen aber etwas höher im Vergleich zu Profil 106. Das Modell von Elder ergibt eine relative Abweichung zum Referenzwert von 3,72 %. Das Ergebnis der Simulation mit der konstanten Viskosität $\nu = 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ zeigt, dass sich die relative Abweichung der Abflusstiefe am Profil 92 auf 4,30 % erhöht.

Der Vergleich der Wasserstände an den zwei Querprofilen hat gezeigt, dass die Ergebnisse der Simulationen mit dem Turbulenzmodell von Elder und konstanter Wirbelviskosität *CV_0.5* verhältnismäßig gut mit den Referenzwerten passen. Diese Simulationen werden daher als gültig erklärt und für weitere Schritte der Hochwasseranalyse verwendet. Die Überschwemmungsgebiete dieser beiden Simulationen sind in Abbildung 30 dargestellt.



(A)



(B)

Abbildung 30: Vergleich der Überschwemmungsgebiete: (A) HQ30_CV_0.5; (B) HQ30_ELDER

Die Simulationen haben gezeigt, dass es bei einem HQ_{30} -Abflussgeschehen linksufrig zu großräumigen Ausuferungen kommt. Die Wassertiefen im Vorland variieren von 0.25 – 1.00 m im Untersuchungsgebiet flussab der Gemeinde Heimschuh und bis zu 3.00 m flussauf des Mäanders 2. Diese Flächen stellen einen Teil des Hochwasserschutzkonzepts für die Gemeinde Heimschuh dar und dienen als einseitige Flussaufweitung, welche bei unterschiedlich starken Hochwässern überflutet werden. Im Fließabschnitt bis zum Mäander 2 kommt es stellenweise rechtsufrig zu Wasserübertritten, bei denen die ufernahen Vorlande betroffen sind.

Bei den beiden Simulationen wird die gleiche Fläche des Vorlands überflutet, wobei sich die Wassertiefen an einigen Stellen unterscheiden. Die Simulation mit konstanter Wirbelviskosität $CV_{0.5}$ ergibt flussab des Wellingbachs stellenweise um 1.00 m höhere Wassertiefen als das Turbulenzmodell von Elder. Im Vergleich zur vorherigen Abflussanalyse wird bereits zu Beginn des Untersuchungsgebiets eine größere Fläche des Vorlands beidseitig überflutet (Abbildung 30). Beide Simulationen ergeben auch höhere Wassertiefen vor allem im Bereich zwischen dem Wellingbach und Mäander 2.

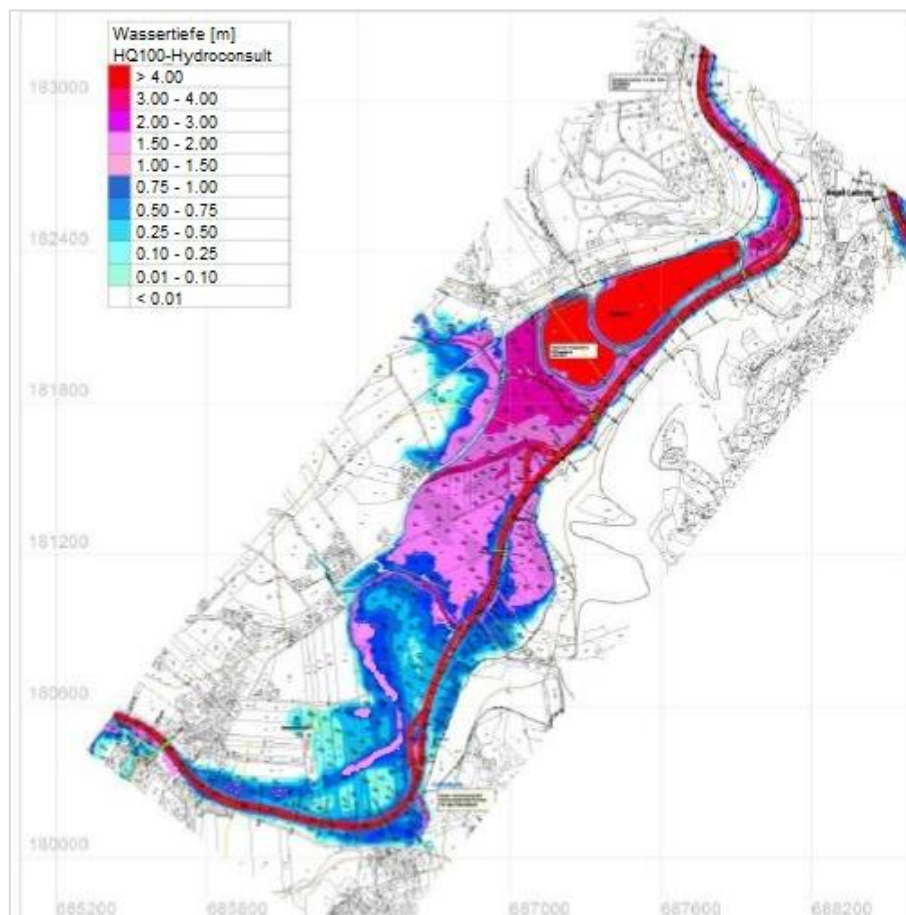


Abbildung 31: Überschwemmungsgebiet – Referenzanalyse [12]

5.2.3 Sensitivitätsanalyse

Durch die erste Phase der Hochwasseranalyse haben sich die zwei Simulationen, *HQ30_349.0_CV_0.5* und *HQ30_349.0_ELDER* ergeben, welche am wenigsten von den Referenzwerten abweichen.

In der zweiten Phase, der Sensitivitätsanalyse, werden die Eingabeparameter Turbulenzmodell $k-\epsilon$ und die Rauigkeit der Flusssohle geändert. Dies hat zu drei neuen Simulationen geführt:

- *HQ30_349.0_CV_0.5_A2*
- *HQ30_349.0_ELDER_A2*
- *HQ30_349.0_kε_A1*

Die Berechnungsergebnisse werden wieder an den zwei Querprofilen 106 und 92 ausgewertet und mit den Simulationen aus erster Phase verglichen.

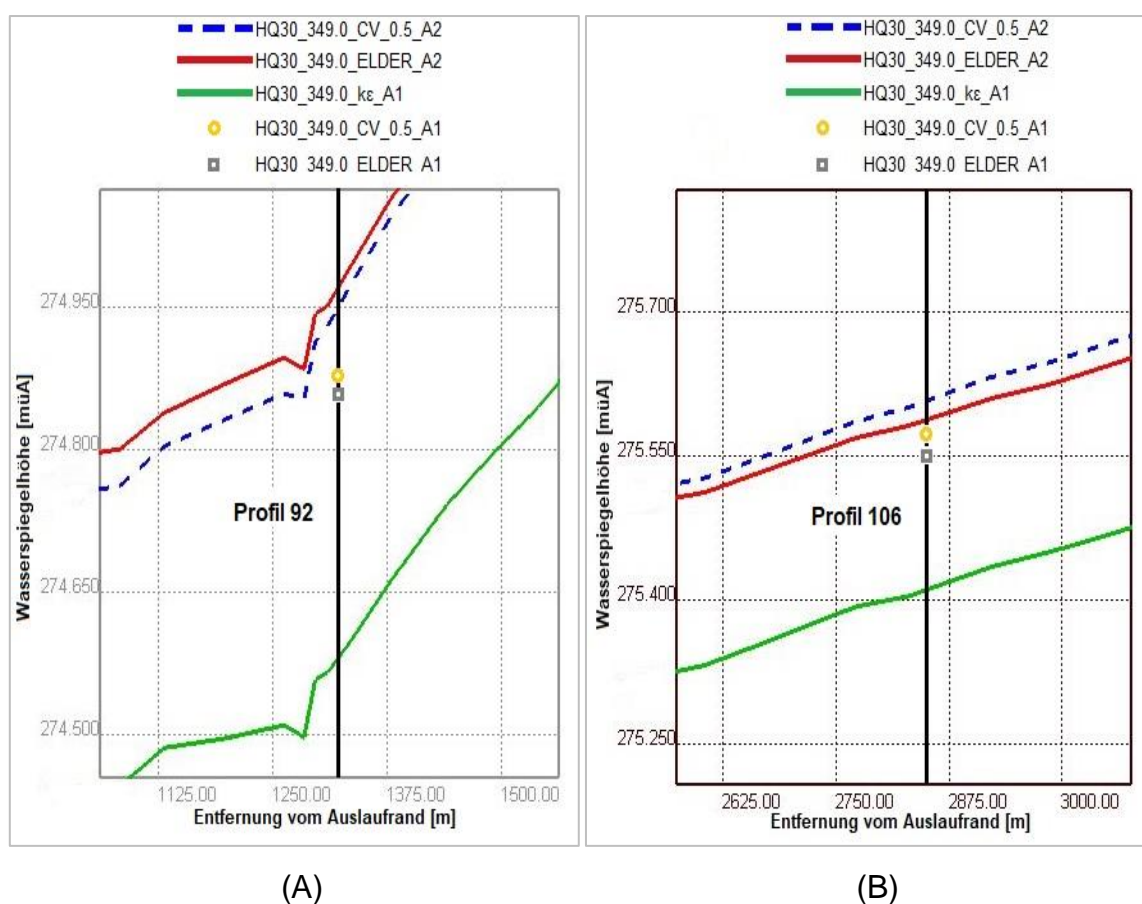


Abbildung 32: Sensitivitätsanalyse: (A) Querprofil 92; (B) Querprofil 106

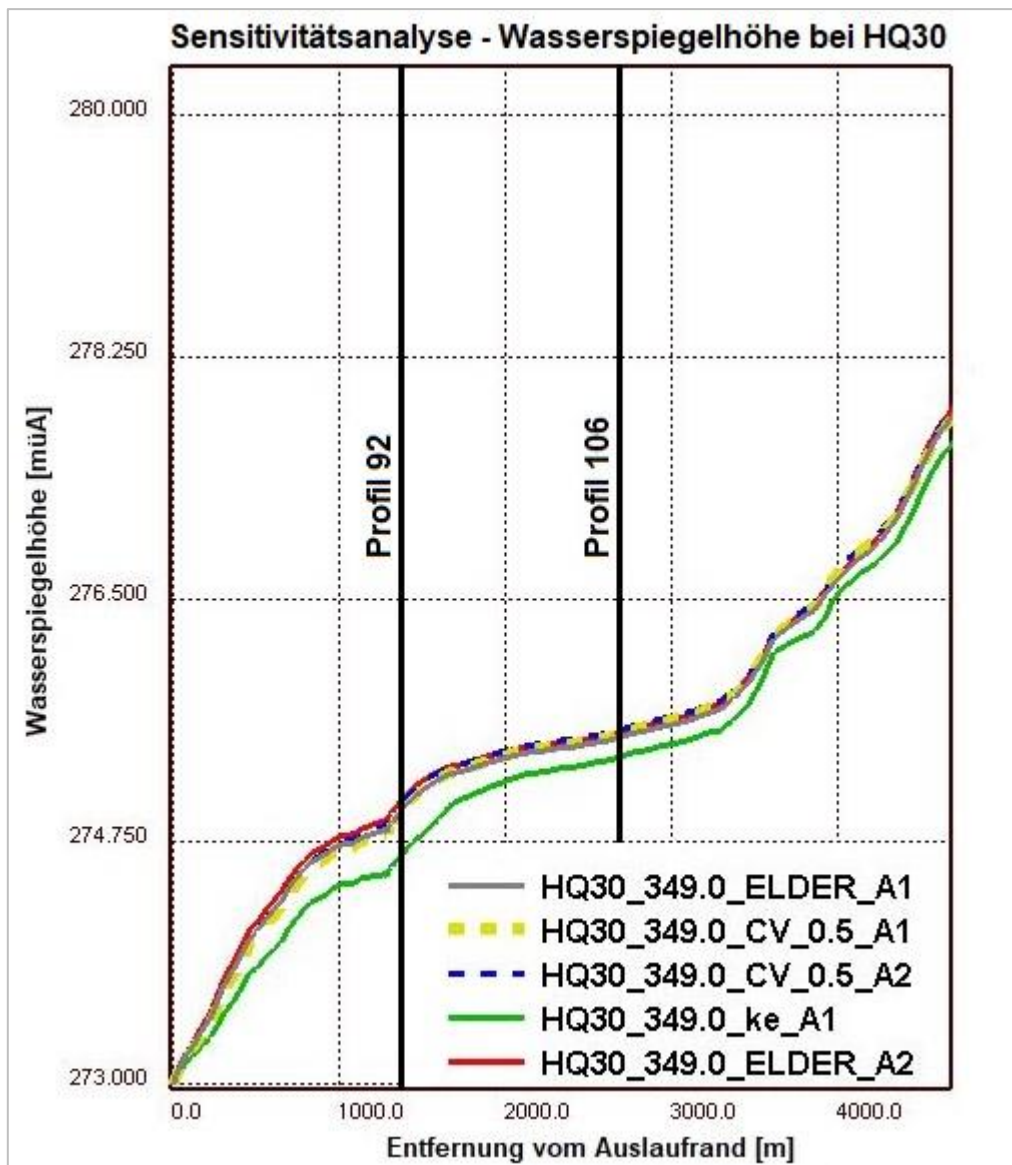


Abbildung 33: Sensitivitätsanalyse - Flusslängsprofil

Es ist zu sehen, dass die Berechnungsergebnisse der Simulation mit k-epsilon Turbulenzmodell deutlich unter den Werten der verbleibenden Simulationen liegen. Der Wasserspiegel bei *HQ30_349.0_kε_A1* liegt sogar unterhalb der Referenzwerte mit einer relativen Abweichung von **-2,54 %** (Profil 92) bzw. **-1,52 %** (Profil 106). Dieses Modell ist numerisch etwas weniger stabil und weist Schwächen bei turbulenten Strömungen mit niedriger Fließgeschwindigkeit auf. Solche Geschwindigkeiten treten zu Beginn der Simulation auf, bevor der maximale Durchfluss erreicht wurde und dann wieder nachdem sich die stationären Verhältnisse eingestellt haben. Diese Schwankungen der Fließgeschwindigkeit beeinflussen die Genauigkeit der Berechnungsergebnisse (Wasserspiegel und Abflusstiefe), daher kann die Simulation mit dem k-epsilon Modell für die weitere Hochwasseranalyse nicht betrachtet werden.

Messstelle	Lastfall	WSP [müA]	$\Delta H = H_{xx} - H_{Hc, HQ100}$ [m]	rel. Abweichung
Profil 92	HQ100_Hydroconsult	274,66		
	HQ30_349_CV_A1	274,88	0,22	4,30 %
	HQ30_349_ELDER_A1	274,85	0,19	3,72 %
	HQ30_349_CV_A2	274,90	0,24	4,70 %
	HQ30_349_ELDER_A2	274,92	0,26	5,09 %
Profil 106	HQ100_Hydroconsult	275,48		
	HQ30_349_CV_A1	275,58	0,10	2,17 %
	HQ30_349_ELDER_A1	275,55	0,07	1,52 %
	HQ30_349_CV_A2	275,61	0,13	2,82 %
	HQ30_349_ELDER_A2	275,59	0,11	2,38 %

Tabelle 9: Sensitivitätsanalyse – Vergleich der Simulationen

Die Tabelle 9 zeigt die Wasserspiegelhöhen der vier Simulationen und deren Abweichung von der Referenzanalyse. Die Simulationen *HQ30_349_CV_A2* und *HQ30_349_ELDER_A2* verwenden den zweiten Ansatz für die Sohlrauigkeit ($k_{st} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die gesamte Flussstrecke) und liefern gleiche Berechnungsergebnisse im Oberlauf des Simulationsgebiets (P125 – P117), sowie im Bereich der zwei Flussmäander. Die beiden Ansätze unterscheiden sich um maximal 7 cm. Dieser Unterschied ist vor allem am Profil 92 zu sehen, bei dem der zweite Ansatz eine relative Abweichung von **4,70 %** bzw. **5,09 %** aufweist.

Der Rauigkeitswert im zweiten Ansatz entspricht nicht den Bedingungen, die bei niedrigen Abflüssen im Flussbett vorherrschen. Es handelt sich um eine Rauigkeit, die im Hochwasserfall (glattere Sohle) angesetzt wird. Die Sensitivitätsanalyse hat gezeigt, dass der Wasserspiegel im Hochwasserfall durch die Sohlrauigkeit nur wenig beeinflusst wird. Aus diesem Grund können die Simulationen mit dem zweiten Ansatz nicht als optimale Simulationsvariante betrachtet werden.

Die verbleibenden Simulationen *HQ30_349_CV_A1* und *HQ30_349_ELDER_A1* werden bereits in der ersten Phase der Hochwasseranalyse dargestellt. Aus diesen Beiden wird die optimale Variante gewählt. Der Vergleich mit der Referenzanalyse hat gezeigt, dass die Simulation *HQ30_349_ELDER_A1* eine geringere Abweichung aufweist, daher wird diese Simulation gewählt.

5.2.4 Validierung

In der Validierungsphase werden die Auswirkungen bei einem 100-jährlichen Hochwasser im Untersuchungsgebiet analysiert. Insgesamt wurden vier Simulationen mit dem HQ₁₀₀ durchgeführt:

- HQ100_422.9_CV_0.5_A1
- HQ100_422.9_CV_0.5_A2
- HQ100_422.9_ELDER_A1
- HQ100_422.9_ELDER_A2

Die Darstellung der Ergebnisse erfolgt wieder an den Querprofilen 106 und 92. In der Abbildung 34 sind die berechneten Wasserspiegelhöhen aller Simulationen ersichtlich.

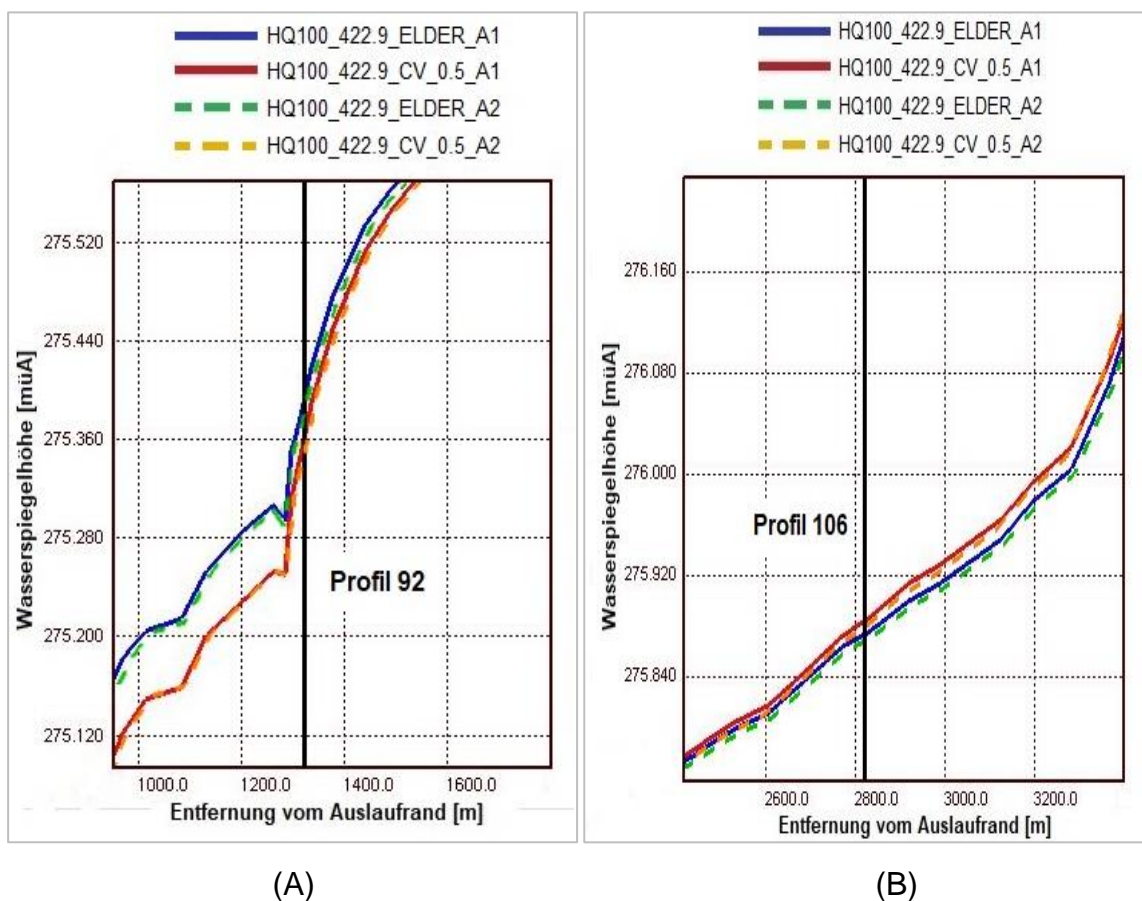


Abbildung 34: Validierung: (A) Querprofil 92; (B) Querprofil 106

Es fällt auf, dass die Simulationen mit dem zweiten Ansatz den Wasserspiegel nicht erhöhen. Die Änderung der Rauigkeitsbeiwerte im Flussbett hat somit keinen Einfluss auf das Abflussgeschehen bei einem 100-jährlichen Hochwasser. Der Wasserspiegel befindet sich stellenweise sogar einige Millimeter unterhalb der Simulationen mit dem ersten Ansatz und zeigt an der restlichen Flussstrecke den gleichen Verlauf. Die Varianten *HQ100_349_CV_A2* und *HQ100_349_ELDER_A2* werden daher in dieser Phase nicht weiter dargestellt und analysiert.

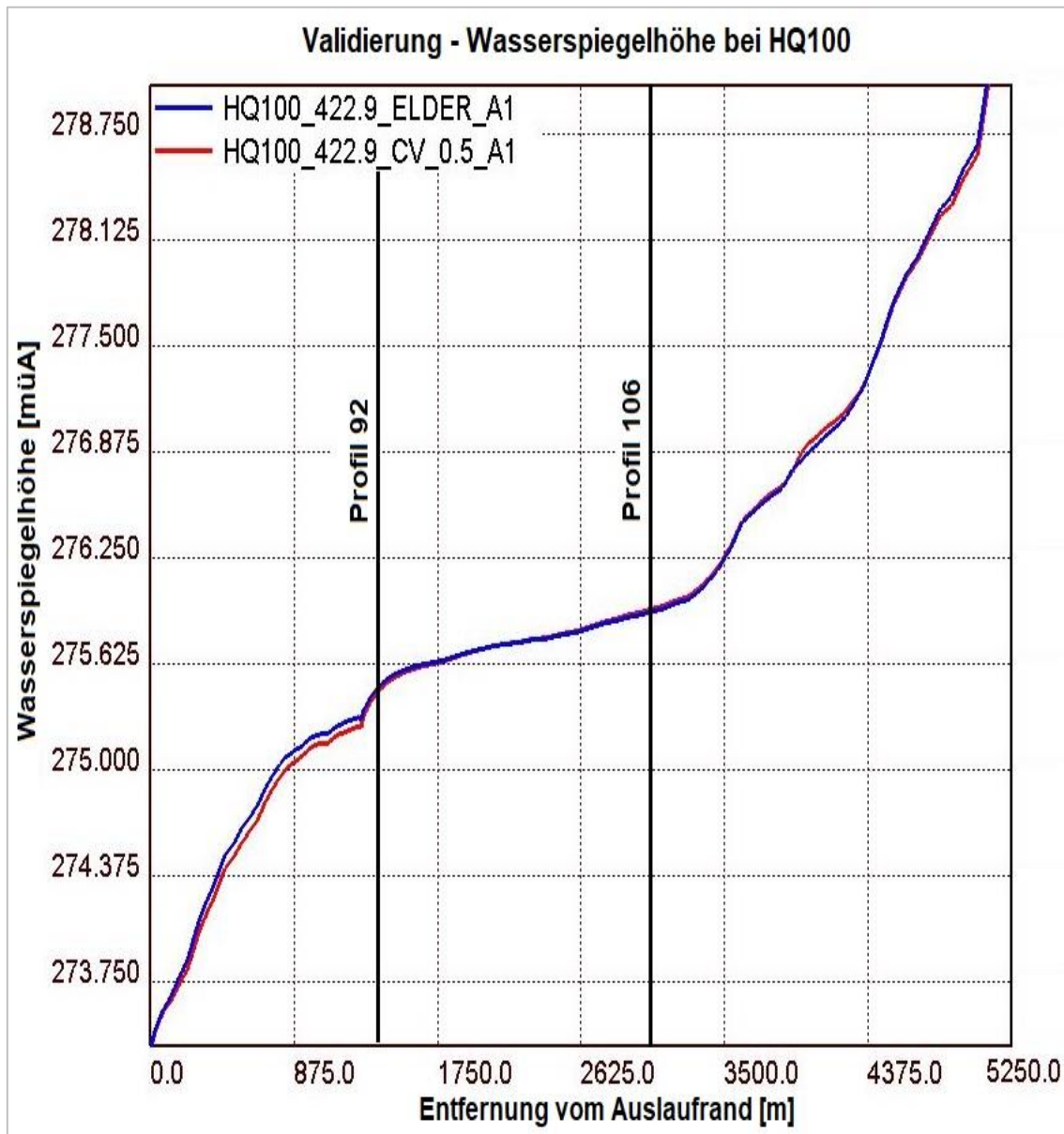


Abbildung 35: Validierung - Flusslängsprofil

Die beiden verbleibenden Simulationen weisen eine geringe Abweichung voneinander auf. Die maximale Differenz zwischen den berechneten Wasserspiegeln liegt bei ca.

10 cm, die im Fließabschnitt unterhalb des Profils 92 zu sehen sind (Abbildung 35). In diesem Bereich und im Oberlauf des Simulationsgebiets (P121 – P118) liefert die Simulation *HQ100_422.9_CV_0.5_A1* niedrigere Wasserspiegelhöhen. Beim Profil 106 und im Flussmäander 1 sind die erzielte Werte etwas höher als bei der anderen Simulation. Die Übersicht der Wasserspiegelhöhen ist in der Tabelle 10 dargestellt.

Messstelle	Lastfall	Wasserspiegel [müA]
Profil 92	HQ100_422.9_CV_0.5_A1	275,36
	HQ100_422.9_ELDER_A1	275,39
Profil 106	HQ100_422.9_CV_0.5_A1	275,88
	HQ100_422.9_ELDER_A1	275,87

Tabelle 10: Validierung – Wasserspiegel bei HQ_{100}

Der Mangel an Messstationen im Untersuchungsgebiet und die Tatsache, dass die Durchflüsse der Zubringer in der Referenzanalyse nicht berücksichtigt wurden, führt dazu, dass diese Simulationen nicht verglichen werden können. Die beiden Simulationen unterscheiden sich nur in der Wahl des Turbulenzmodells. Die Simulation mit dem Modell von Elder hat sich schon in der Sensitivitätsanalyse als optimale Variante herausgestellt. Aus diesem Grund wird die Simulation *HQ100_422.9_ELDER_A1* für die Darstellung der Überschwemmungsgebiete angenommen.

Die Simulationen mit HQ_{100} beginnen mit dem stationären, mittleren Abfluss ($MQ = 8,85 \text{ m}^3/\text{s}$), welcher dann für fünfzehn Stunden kontinuierlich gesteigert wird, bis der Spitzenabfluss ($HQ_{100} = 422,9 \text{ m}^3/\text{s}$) erreicht wird. Für weitere fünfzehn Stunden wird der Spitzenabfluss konstant gehalten, bis sich die stationären Bedingungen im gesamten Simulationsgebiet eingestellt haben.

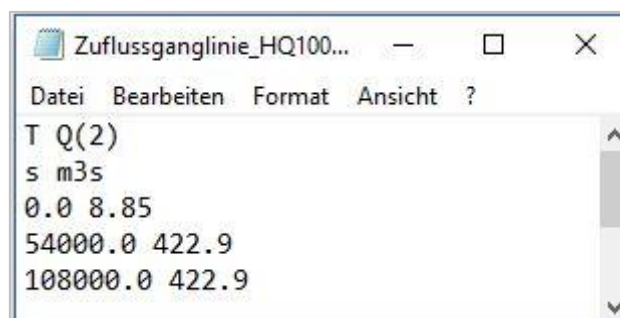


Abbildung 36: Zuflussganglinie - HQ_{100}

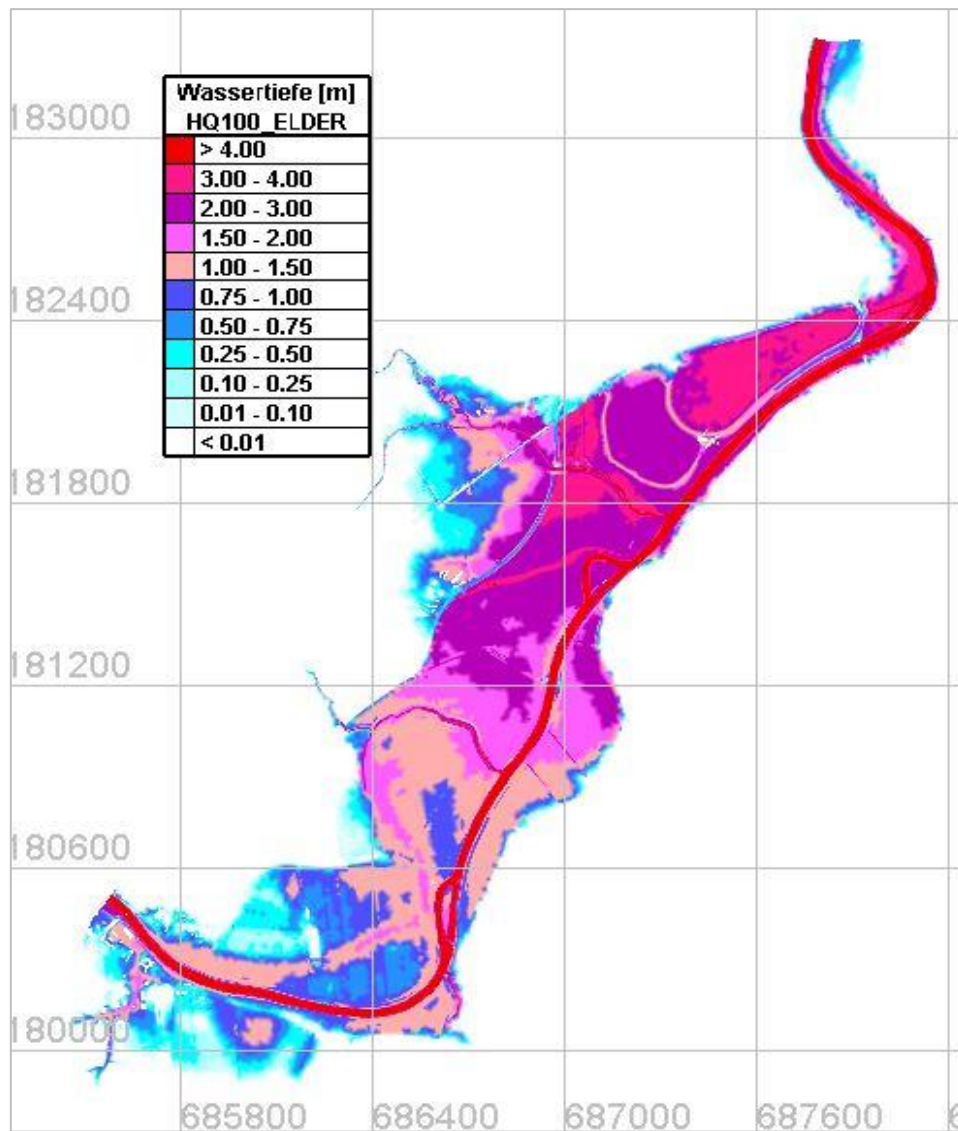


Abbildung 37: Überschwemmungsgebiet bei einem 100-jährlichen Hochwasser

Die Simulationen mit HQ_{100} an der Sulm zeigen ähnliche Überschwemmungsgebiete wie bei HQ_{30} . Die berechneten Wassertiefen liegen durchschnittlich um 25 cm höher als bei HQ_{30} , wobei die größten Differenzen im Bereich von Muggenaubach, flussab der Mäander 2, auftreten. Dort werden sogar um 75 cm höhere Wassertiefen berechnet. Bereits zu Beginn des Simulationsgebiets flussab der Gemeinde Heimschuh kommt es beidseitig zu Uferübertritten in das Vorland. Die umliegenden Objekte werden durch die neu errichteten Dämme und Ufermauern nicht gefährdet. Durch die einseitige Profilaufweitung wird das Gebiet unterhalb der Gemeinde Heimschuh großräumig überflutet und ein Großteil des Hochwassers gespeichert. Diese Erhöhung der Speicherkapazität führt dazu, dass die übermäßige Menge an Wasser erst nach dem Hochwasserscheitel schadlos abgeführt werden. Lediglich im Bereich zwischen den

Flussmäander kommt es auch rechtsufrig zur kleinräumigen Ausuferungen, wobei das Vorlandgebiet und der bestehende Radweg überflutet werden.

5.2.5 Stationäre Simulationen mit reduziertem Durchfluss

- HQ_{30} (Kapitel 4.2.2)

Bei der Erstellung der Ganglinie für ein 30-jährliches Hochwasserereignis wurde darauf geachtet, dass ein Hochwasserscheitel an dem Fluss und an seinen Zuflüssen oft nicht gleichzeitig auftreten kann. Somit wurde für das Untersuchungsgebiet eine Zuflussganglinie HQ_{30} erstellt (Kapitel 4.2.2), welche die zeitliche Verschiebung der Hochwasserwelle der Nebenflüsse berücksichtigt. Die Zuflüsse von Wellingbach und Muggenaubach wurden mit HQ_{10} gewählt. Der Durchfluss vom Fahrenbach wurde mit HQ_{30} angenommen, weil dieser Bach im Oberlauf des Gebiets liegt.

Mit diesem reduzierten Durchfluss werden zwei Simulationen durchgeführt: $HQ_{30_329.5_CV_0.5_A1}$ und $HQ_{30_329.5_ELDER_A1}$.

Die Berechnungsergebnisse werden an den Querprofilen 106 und 92 ausgewertet und mit der Referenzanalyse verglichen.

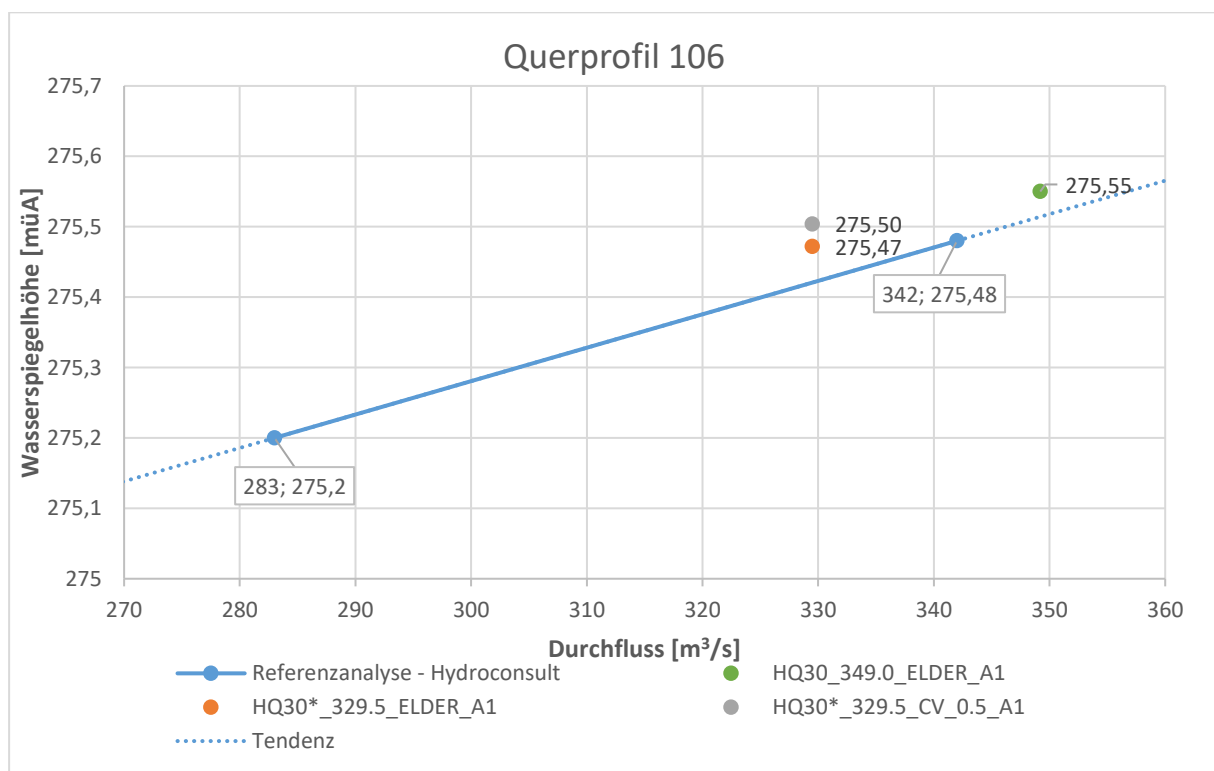


Abbildung 38: Profil 106 - Wasserspiegelhöhen bei reduziertem Durchfluss

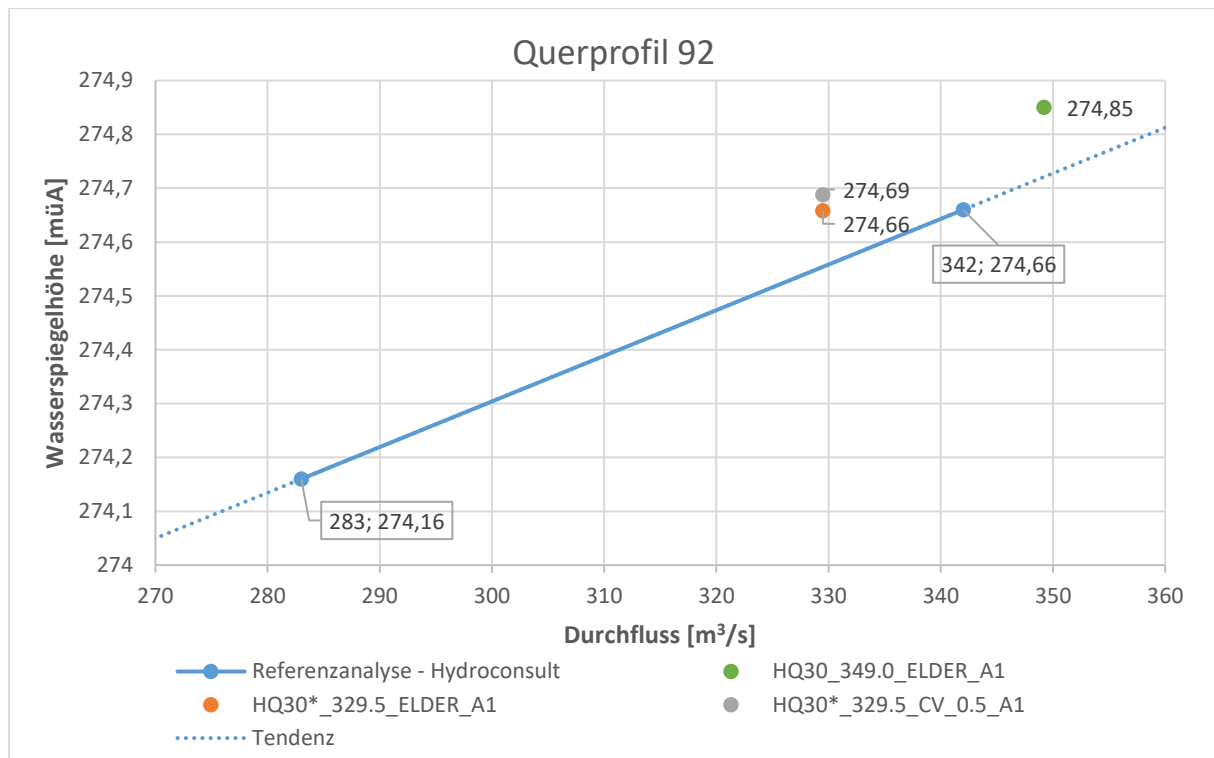


Abbildung 39: Profil 92 - Wasserspiegelhöhen bei reduziertem Durchfluss

Die Abbildungen 38 und 39 zeigen, dass die Simulationsergebnisse über den Referenzwerten liegen. Beim Profil 106 weisen die Simulationen einer geringeren Abweichung auf und passen verhältnismäßig gut mit den Referenzwerten zusammen. Der berechnete Wasserstand beim Turbulenzmodell von Elder liegt 4 cm über den Referenzwasserstand und dies entspricht einer relativen Abweichung von **0,9%**. Das Turbulenzmodell mit konstanter Wirbelviskosität liefert einen um 7 cm höheren Wasserstand, mit einer relativen Abweichung von **1,5 %**. Die lokale Netzverfeinerung im Bereich der Sulmsees hat dazu geführt, dass die Wasserstanddifferenzen beim Profil 92 etwas stärker ausgeprägt sind. Die Abweichung zur Referenzanalyse beträgt für $HQ_{30_329.5_ELDER_A1}$ **2,0 %** gegenüber einer Abweichung von **2,6 %** für die $HQ_{30_329.5_CV_0.5_A1}$ Simulation.

Ähnlich wie bei den vorherigen Schritten der Analyse hat die Simulation mit dem Turbulenzmodell von Elder nähere Berechnungsergebnisse geliefert.

- Simulationen mit HQ₃₀ aus Referenzanalyse

Diese Masterarbeit bezieht sich auf die Fallstudie von Frau Dipl.-Ing. Cancola und stellt eine Fortsetzung der Hochwasseranalyse dar, bei der die aktualisierten Hochwasserkennwerte verwendet werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird ebenfalls analysiert, wie die Änderungen des Berechnungsnetzes bei niedrigeren Abflüssen sich auf das Simulationsergebnis auswirken. Daher werden die stationären Berechnungen mit dem alten HQ₃₀-Wert, welcher den Zufluss der drei größten Zubringer im Untersuchungsgebiet nicht berücksichtigt, durchgeführt.

Zwei Simulationen werden mit den Referenzwerten verglichen. Die erste Simulation *HQ30_283.0_CV_0.5_A1* verwendet das gleiche Turbulenzmodell (konstante Wirbelviskosität $\nu = 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$) und den gleichen Durchfluss wie die Fallstudie von Frau Dipl.-Ing. Cancola, wobei ein dichteres Berechnungsnetz aufgebaut wird. Bei der zweiten Simulation *HQ30_283.0_kε_A1* wird neben dem Berechnungsnetz auch das k-epsilon Turbulenzmodell verwendet. Die Wasserstände werden wieder an den Querprofilen berechnet und analysiert.

Messstelle	Lastfall	WSP [müA]	$\Delta H = H_{xx} - H_{Hc, HQ30}$ [m]	rel. Abweichung
Profil 92	HQ30_Hydroconsult	274,16		
	<i>HQ30_CV_Cancola</i>	274,337	0,177	3,84 %
	HQ30_283.0_CV_0.5_A1	274,266	0,106	2,30 %
	HQ30_283.0_kε_A1	273,991	-0,169	-3,67 %
Profil 106	HQ30_Hydroconsult	275,2		
	<i>HQ30_CV_Cancola</i>	275,347	0,147	3,39 %
	HQ30_283.0_CV_0.5_A1	275,276	0,076	1,75 %
	HQ30_283.0_kε_A1	275,106	-0,094	-2,17 %

Tabelle 11: Wasserspiegeldifferenzen bei reduziertem Durchfluss

Die Verdichtung des Berechnungsnetzes bei konstanter Wirbelviskosität führt zu einer Verbesserung der Simulationsergebnisse (Tabelle 11). Im Vergleich zur Fallstudie sind

die berechneten Wasserstände um 7 cm niedriger und damit näher an den Referenzwerten. Im Gegensatz zum Turbulenzmodell mit konstanter Viskosität liefert die Simulation mit k-epsilon Modell deutlich niedrigere Wasserstände, die unterhalb der Referenzwerte liegen. Aus diesem Grund wird die Simulation *HQ30_283.0_kε_A1* als nicht gültig erklärt.

5.3 Instationäre Berechnung

Die instationäre Berechnung einer Hochwasserwelle dient zur Ermittlung der Retentionswirkung im Überflutungsgebiet. Die instationäre numerische Simulation soll folgende Informationen liefern:

- Maximale Wasserstände im Untersuchungsgebiet
- Anstieg und Verlauf der Hochwasserwelle
- Überschwemmungsgrenzen
- Überflutungshöhen an Kontrollpunkten
- Strömungsverhältnisse im Ausuferungsbereich [16]

Am Anfang einer instationären Simulation, müssen wir über die Eingabeparameter der Zuflussganglinien verfügen. Insgesamt wurden zwei Ganglinien vom Amt der steiermärkischen Landesregierung, Abteilung 14 - Wasserwirtschaft, Ressourcen und Nachhaltigkeit, zur Verfügung gestellt. Die erste Ganglinie ist die „rasche“, bei welcher der Hochwasserscheitel nach 31400 Sekunden ($31400 \text{ s} \triangleq 8,72 \text{ h}$) erreicht wird. Die Zweite ist die „frachtige“, welche im Vergleich zu der „raschen“ viel länger braucht, um den Hochwasserscheitel zu erreichen. Der Hochwasserscheitel wird erst nach 90400 Sekunden ($90400 \text{ s} \triangleq 25,11 \text{ h}$) erreicht. Der Unterschied zwischen den beiden Ganglinien ist an der Abbildung 40 dargestellt.

instationäre Abflussganglinien - Editor				
Datei	Bearbeiten	Format	Ansicht	?
rasche Ganglinie			frachtige Ganglinie	
T Q(2)			T Q(2)	
s m ³ s			s m ³ s	
0.0 0.0			0.0 0.0	
1800 1.20			1800 1.20	
9200 65.90			24000 65.90	
16600 164.70			46000 164.70	
24000 263.60			68000 230.60	
31400 329.50			90400 329.50	
38800 263.60			98000 263.60	
47600 164.70			106600 164.70	
60800 82.40			120000 98.80	
84400 32.90			143500 49.50	
102200 23.10			161200 32.90	
120000 1.20			180000 16.50	
			182000 8.20	

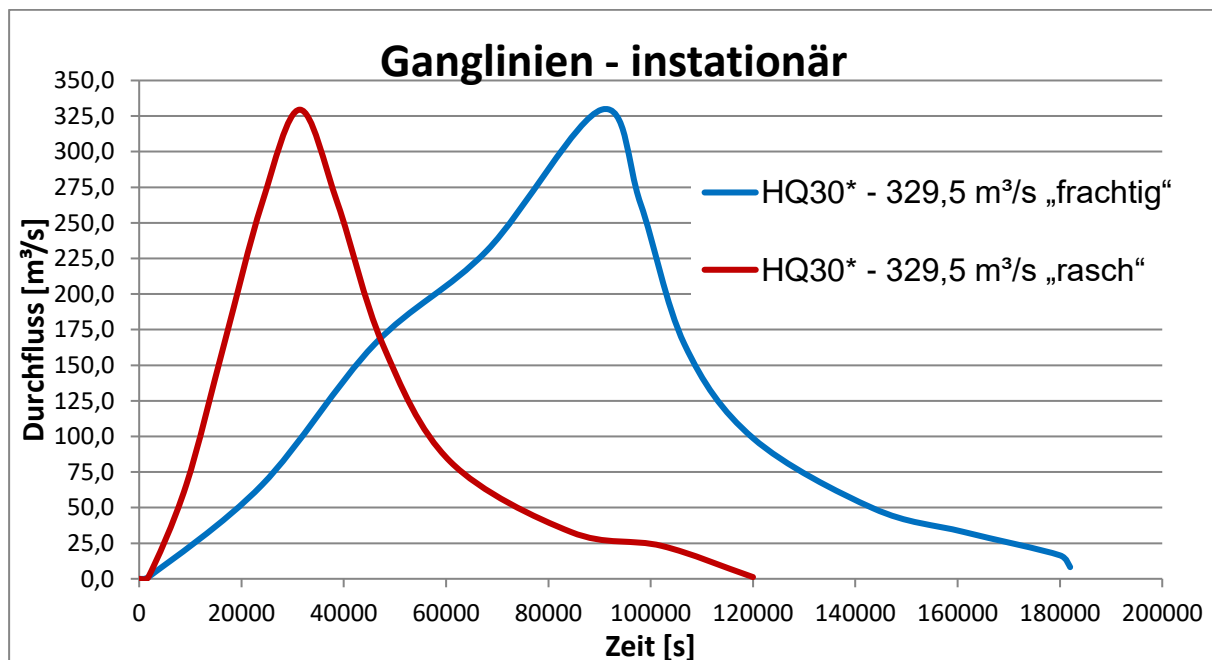
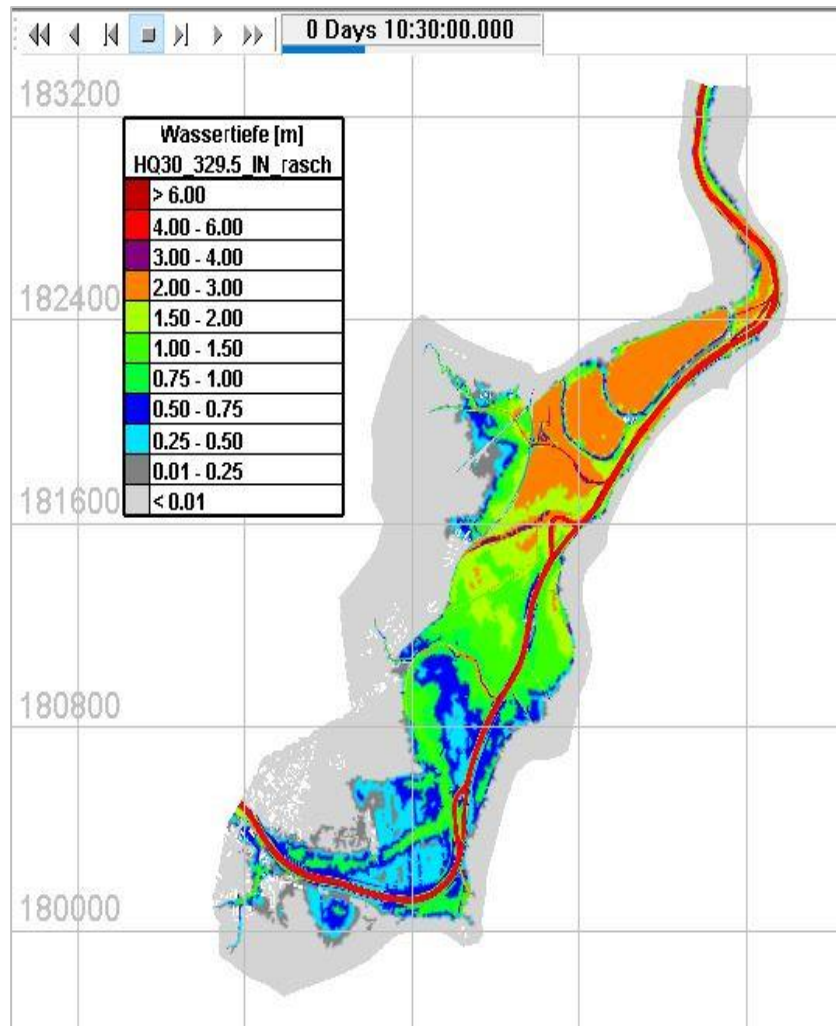


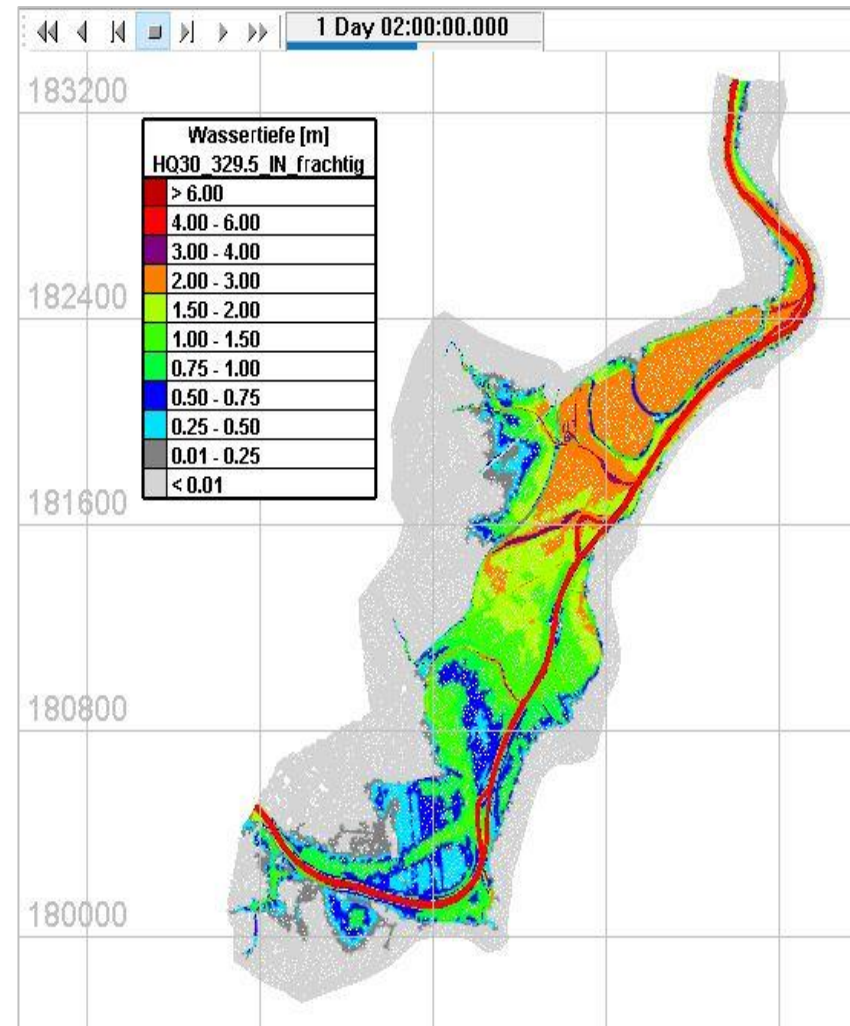
Abbildung 40: instationäre Berechnung – „rasche“ und „frachtige“ Ganglinie

Anhand dieser Ganglinien werden zwei instationäre Simulationen durchgeführt. Bei diesen Simulationen wird wieder der HQ₃₀ gewählt, welcher eine Kombination von HQ₃₀-Werten an der Sulm und Fahrenbach und den HQ₁₀-Werten am Muggenaubach und Wellingbach ist.

In diesen Simulationen wird die zeitliche Differenz zwischen dem Hochwasserscheitel und den maximalen Wasserständen im Überschwemmungsgebiet beobachtet.



(A)



(B)

Abbildung 41: Instationäre Berechnung - maximale Wasserstände: (A) „rasche“ Simulation; (B) „frachtige“ Simulation

Die Simulation mit der „raschen“ Ganglinie hat gezeigt, dass die maximale Überflutung des Simulationsgebiet 10,5 Stunden nach dem Simulationsbeginn auftritt. Die übermäßigen Mengen an Wasser werden in der Überflutungsfläche gespeichert und nach der Flutwelle schadlos abgeführt. Die Wasserstände variieren im Überflutungsgebiet zwischen 10 cm und 3 m. Im Vergleich zu den stationären Berechnungen zeigen sich deutlich kleinere Überflutungsbilder, wodurch die Überschwemmungsgrenzen der vorgesehenen Hochwasserflächen nicht überstiegen werden.

Die „frachtige“ Simulation liefert die gleichen Wasserstände, wobei diese aber zeitlich verschoben wurden. So tritt die maximale Überflutung im Simulationsgebiet 26 Stunden nach dem Simulationsbeginn, d.h. ungefähr 50 Minuten nach dem Hochwasserscheitel auf. Weitere 20 Stunden werden benötigt, bis das übermäßige Hochwasser aus der Überflutungsfläche wieder im Flussbett zurückströmt.

Die beiden instationären Simulationen haben gezeigt, dass die linksufrige Profilaufweitung eine ausreichende Kapazität hat, um eine Flutwelle zu speichern, und dadurch den Hochwasserschutz der Siedlungsgebiete (Gemeinde Heimschuh) zu gewährleisten.

Der Mangel an verfügbaren Beobachtungsdaten und Referenzsimulationen verhindert die weitere Analyse der Berechnungsergebnisse. Ein weiterer Vergleich der Überflutungshöhen konnte nicht erfolgen, da keine Kontrollpunkte im Untersuchungsgebiet herangezogen werden können. Die instationäre Hochwassersimulation zeigt, dass der Hochwasserschutz gegeben ist, jedoch können die Retentionswirkungen im Untersuchungsgebiet aufgrund fehlender Daten nicht exakt dargestellt werden.

6. Zusammenfassung

Zum Abschluss dieser Masterarbeit werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung und deren Auswirkungen auf die bestehenden Hochwasserschutzanlagen diskutiert.

Die numerischen Berechnungen wurden im Programm TELEMAC-2D durchgeführt, welches die zweidimensional tiefengemittelten Saint-Venant Gleichungen mit Hilfe der Finite-Elemente Methode löst. Die Erstellung des Berechnungsgitters und die Vorbereitung der Daten für die Simulation wurden im Programm BlueKenue durchgeführt. Dies ist eine frei verfügbare Software, welche außerdem für die Visualisierung der Simulationsergebnisse verwendet wurde.

Um die Auswirkungen der Hochwasserwellen im Untersuchungsgebiet so real wie möglich zu präsentieren, wurden viele verschiedene Simulationen durchgeführt. Der Mangel an Messstationen im Untersuchungsgebiet hat dazu geführt, dass die errechneten Ergebnisse nicht mit den direkt gemessenen Werten verglichen werden können. Aus diesem Grund konnte die Kalibrierung des Modells nicht durchgeführt werden. Stattdessen wurden die Simulationsergebnisse mit den Werten aus der vorherigen Abflussuntersuchung verglichen und analysiert.

In der ersten Phase wurden die Simulationen mit dem 30-jährlichen Abfluss angesetzt und es wurde die relative Abweichung zur Referenzwerten an zwei Querprofilen berechnet. Die Simulationen mit dem Turbulenzmodell von Elder und der konstanten Wirbelviskosität, welche die geringsten Abweichungen aufweisen, wurden für die Sensitivitätsanalyse ausgewählt.

In der Sensitivitätsanalyse wurden zusätzlich die Simulationen mit veränderter Rauigkeit der Flusssohle sowie das k-epsilon Turbulenzmodell gegenübergestellt. Es hat sich ergeben, dass die Simulation mit dem Modell von Elder die ähnlichsten Wasserstände im Vergleich zur Referenzanalyse liefert. Das HQ₃₀-Abflussgeschehen hat linksufrig zu den großräumigen Ausuferungen geführt. Die Überschwemmungsgrenzen liegen aber innerhalb der vorgesehenen Überflutungsfläche. Diese linke Profilaufweitung, welche ein Teil des Hochwasserschutzkonzepts für die Gemeinde Heimschuh darstellt, wird im Hochwasserfall ständig überflutet. Die Ergebnisse der HQ₃₀-Analyse haben gezeigt, dass die Siedlungsbereiche im Hochwasserfall nicht gefährdet werden.

In der Validierungsphase wurden die Simulationen mit dem 100-jährlichen Abflussgeschehen analysiert. Als optimale Variante hat sich die Simulation mit dem Turbulenzmodell von Elder gezeigt. Durch die einseitige Profilaufweitung wurde der Großteil des Hochwassers gespeichert und nach dem Hochwasserscheitel schadlos abgeführt. Laut Simulation kommt es rechtsufrig, im Bereich zwischen den Flussmäandern, zur kleinräumigen Ausuferungen, wobei der bestehende Radweg überflutet wird. An dieser Stelle wäre die Errichtung einer Ufermauer von Vorteil.

Schließlich werden die Simulationen mit der instationären Strömung durchgeführt. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die einseitige Profilaufweitung eine ausreichende Kapazität hat, um eine Flutwelle zu speichern und dadurch den Hochwasserschutz der Siedlungsgebiete zu gewährleisten. Der Mangel an Messdaten und Referenzsimulationen führt dazu, dass die Retentionswirkung nicht exakt dargestellt werden kann.

Literaturverzeichnis

- [1] T. Strobl und F. Zunic, Wasserbau – Aktuelle Grundlagen, Neue Entwicklungen, Springer Verlag, 2006.
- [2] S. Dyck und G. Peschke, Grundlagen der Hydrologie, Verlag für Bauwesen, Berlin, 1995.
- [3] „Auswirkung des Klimawandels auf Hochwasser und Niederwasser, “ [Online]: www.hydro.tuwien.ac.at.
- [4] H. Habersack, C. Hauer, K. Maierhofer, I. Novak, „Flussmorphologisches Monitoring an der Sulm – Endbericht,“ Wien: Universität für Bodenkultur Wien, 2001.
- [5] „Numerische Fließgewässer-Modellierung,“ [Online]: www.bafu.admin.ch.
- [6] H. Habersack, M. Hengl, H. Knoblauch, G. Reichel, P. Rutschmann, B. Sackl, M. Tritthart, „Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik,“ Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband, Wien, 2011.
- [7] B. Unsin, „Anwendung des Programms Basement zur numerischen Berechnung von Gerinneströmungen mit Geschiebetransport,“ [Online]: www.tum.de.
- [8] H. Martin, Numerische Strömungssimulation in der Hydrodynamik – Grundlagen und Methoden, Springer Verlag, 2011.
- [9] M. Brauer, „Direkte Numerische Simulation und Large-Eddy Simulation turbulenter Strömung auf Hochleistungsrechnern,“ Habilitationsschrift, Universität Erlangen-Nürnberg, Aachen, 2002.
- [10] J.H. Ferziger, M. Peric, Numerische Strömungsmechanik, Springer Verlag, 2008.
- [11] H.C. Mayr, B.E. Meyer, Formale Modelle für Informationssysteme, Springer Verlag, 1979.
- [12] Hydroconsult, „Technischer Bericht – Hochwasserabflussuntersuchungen Sonderprogramm 2005 – Teil 1 – Sulm – Laßnitz,“ Land der Steiermärkischen Landesregierung – FA 19A, Graz, 2006.

-
- [13] C. Dorfmann und R. Fleißner, BED LOAD ANALYZER - Referenzhandbuch, Graz, 2013.
- [14] R. Ata, C. Goeury und J. Hervouet, TELEMAC MODELLING SYSTEM - 2D hydrodynamics TELEMAC-2D Software – Release 7.0 – USER MANUAL, EDF, 2014.
- [15] J. Cancola, „Hydromorphological assessment applied on a stretch on river Sulm,“ Graz: Technische Universität Graz, 2016.
- [16] H. Patt, Hochwasser – Handbuch, Auswirkungen und Schutz, Springer Verlag, 2001.
- [17] „Charakteristische Wasserstands- und Durchflussdaten Pegel Leibnitz/Sulm (HZB 211458), “ [Online]: www.app.hydrographie.steiermark.at.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Formen des komplexen Hochwasserschutzes [2]	6
Abbildung 2: Messstation Leibnitz/Sulm [https://www.ehyd.gv.at].....	8
Abbildung 3: Langjährige Durchflussganglinie [http://app.hydrographie.steiermark.at]	10
Abbildung 4: Lage des Untersuchungsgebiets in der Steiermark [https://basemap.at].....	11
Abbildung 5: Flusslauf der Sulm im Jahr 2000 nach Durchführung der Maßnahmen [https://www.basemap.at]	12
Abbildung 6: Beispiel eines Querprofils in HEC-RAS [https://www.hec.usace.army.mil]	15
Abbildung 7: Digitales Geländemodell aus dem Programm BlueKenue.....	17
Abbildung 8: Einordnung der Turbulenzmodelle [8].....	20
Abbildung 9: Diskretisierungsmethoden [10]	24
Abbildung 10: Unstrukturiertes (links) und strukturiertes (rechts) Gitter [6]	26
Abbildung 11: Bestandteile einer numerischen Strömungsberechnung	28
Abbildung 12: Orthofoto [https://www.gis.steiermark.at]	30
Abbildung 13: 3-d Ansicht des erstellten Netzes.....	31
Abbildung 14: Netzverdichtung: rot→ Softlines vor der Verdichtung; blau→ Hardlines nach Resample	32
Abbildung 15: Netzverdichtung: (A) Mäander 1; (B) Mäander 2; (C) Sulmsee	33
Abbildung 16: Querprofile und Kilometrierung im Modellgebiet [15].....	34
Abbildung 17: Modellgebiet	35
Abbildung 18: Zuflussganglinie HQ30	37
Abbildung 19: Textdatei HQ30	38
Abbildung 20: Pegelschlüssel „HQ100“	39
Abbildung 21: Flussverlauf zwischen zwei Mäander mit Uferbewuchs	40
Abbildung 22: Oberflächenrauigkeiten im Modellgebiet (Ansatz 2)	41
Abbildung 23: TELEMAC-2D Startbefehl.....	47
Abbildung 24: Pfad zur Parameter-Datei in der Ausführungsdatei (Launcher).....	48

Abbildung 25: Berechnung in TELEMAC-2D	48
Abbildung 26: Position der Querprofile	52
Abbildung 27: Fließgeschwindigkeit - Kontrollpunkte.....	54
Abbildung 28: Profil 106 - Wasserspiegelhöhen	55
Abbildung 29: Profil 92 - Wasserspiegelhöhen	57
Abbildung 30: Vergleich der Überschwemmungsgebiete: (A) HQ30_CV_0.5; (B) HQ30_ELDER	59
Abbildung 31: Überschwemmungsgebiet – Referenzanalyse [12]	60
Abbildung 32: Sensitivitätsanalyse: (A) Querprofil 92; (B) Querprofil 106	61
Abbildung 33: Sensitivitätsanalyse - Flusslängsprofil.....	62
Abbildung 34: Validierung: (A) Querprofil 92; (B) Querprofil 106.....	64
Abbildung 35: Validierung - Flusslängsprofil.....	65
Abbildung 36: Zuflussganglinie - HQ100	66
Abbildung 37: Überschwemmungsgebiet bei einem 100-jährlichen Hochwasser.....	67
Abbildung 38: Profil 106 - Wasserspiegelhöhen bei reduziertem Durchfluss	68
Abbildung 39: Profil 92 - Wasserspiegelhöhen bei reduziertem Durchfluss	69
Abbildung 40: instationäre Berechnung – „rasche“ und „frachtige“ Ganglinie.....	72
Abbildung 41: Instationäre Berechnung - maximale Wasserstände: (A) „rasche“ Simulation; (B) „frachtige“ Simulation.....	73

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Statistische Werte des Durchflusses [17].....	9
Tabelle 2: Charakteristische Hochwasserkennwerte	36
Tabelle 3: Rauigkeitswerte nach Strickler [12]	40
Tabelle 4: Beispiele der möglichen Randbedingungen [14]	46
Tabelle 5: Übersicht über durchgeführte Simulationen	51
Tabelle 6: Vergleichswerte - Wasserspiegel in den Querprofilen 92, 106	53
Tabelle 7: Profil 106 - relative Abweichung der Simulationen	56
Tabelle 8: Profil 92 - relative Abweichung der Simulationen	58
Tabelle 9: Sensitivitätsanalyse – Vergleich der Simulationen	63
Tabelle 10: Validierung – Wasserspiegel bei HQ_{100}	66
Tabelle 11: Wasserspiegeldifferenzen bei reduziertem Durchfluss.....	70

Anhang

1. Die Parameterdatei

```

/-----
/ Masterarbeit - Bursac
/
/ Steering File - TELEMAC-2D
/-----
/ PARALLEL PROCESSORS      =2
/-----
/ INPUT-OUTPUT, FILES
/-----

GEOMETRY FILE              = 'Mesh.slf'

BOUNDARY CONDITIONS FILE   = 'BOTTOM_BC.cli'

RESULTS FILE               = 'HQ30_349_CV_0.01_Boris.slf'

LIQUID BOUNDARIES FILE    = 'Hydrograph_toHQ30_Boris.txt'

STAGE-DISCHARGE CURVES    = 1;0

STAGE-DISCHARGE CURVES FILE = 'RatingCurve_HQ30_Boris.txt'

/ FORTRAN FILE             = '....'

PREVIOUS COMPUTATION FILE  = 'MQ.slf'

COMPUTATION CONTINUED     = YES

INITIAL TIME SET TO ZERO  = YES

MAXIMUM NUMBER OF BOUNDARIES = 1000

/-----
/ ROUGHNESS AND TURBULENCE
/-----

LAW OF BOTTOM FRICTION          = 3
/ 3 = Strickler

FRICTION COEFFICIENT          = 30

TURBULENCE REGIME FOR SOLID BOUNDARIES = 2
/ 1 = default = glatt, 2: rauh

LAW OF FRICTION ON LATERAL BOUNDARIES = 3

ROUGHNESS COEFFICIENT OF BOUNDARIES = 30

TURBULENCE MODEL              = 1
/ 1 = default = konst. Wirbelviskosität

VELOCITY DIFFUSIVITY          = 0.01
/ default = 1.E-6

```

```

/-----
/ HYDRAULIC BOUNDARY CONDITIONS
/-----

PRESCRIBED FLOWRATES           =0.0;8.85 / vorgegebener Durchfluss

PRESCRIBED ELEVATIONS          =268.445;0.0 / vorgegebener Wasser-
spiegel

VELOCITY PROFILES              =1;4 / Abflussrand konstant; Zufluss-
rand Quadratwurzel der Wassertiefe

OPTION FOR LIQUID BOUNDARIES =1;1

/-----
/ EQUATIONS, INITIAL CONDITIONS
/-----

INITIAL CONDITIONS              ='CONSTANT ELEVATION'

INITIAL ELEVATION               =268.445

/-----
/ INPUT-OUTPUT, GRAPHICS AND LISTING
/-----

ORIGINAL DATE OF TIME          =0;0;0 / otherwise BlueKenue 1D bug

LISTING PRINTOUT PERIOD        =300

VARIABLES FOR GRAPHIC PRINTOUTS ='U,V,B,H,S,F,L,US'

MASS-BALANCE                   =YES

GRAPHIC PRINTOUT PERIOD        =1800

/-----
/ NUMERICAL PARAMETERS
/-----

TIDAL FLATS                    =YES

TYPE OF ADVECTION              =14;5;1;1

CONTINUITY CORRECTION          =YES

FREE SURFACE GRADIENT COMPATIBILITY =0.9

SUPG OPTION                    =0;0

TIME STEP                      =1.0 / Zeitschritt in Sekunden

NUMBER OF TIME STEPS           =86400

TREATMENT OF THE LINEAR SYSTEM =2

TREATMENT OF NEGATIVE DEPTHS  =2

```

ACCURACY FOR PROPAGATION des Solvers	= 1.E-5 / Rechengenauigkeit
MASS-LUMPING ON H nung	=1.0 / stabilisiert die Berech-
SOLVER LINEAR SYSTEM = 1	=1 / =7 if TREATMENT OF THE
IMPLICITATION FOR DEPTH	=1.0
IMPLICITATION FOR VELOCITY	=1.0

2. Der Auszug aus der Randbedingungstyp-Datei mit dem Zuflussrand

2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	27	718	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	26	719	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2469	720	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	5294	721	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1249	722	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1381	723	#
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	3	724	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	5328	725	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	7	726	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	4910	727	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1242	728	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	18	729	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1594	730	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1209	731	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1698	732	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	2493	733	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1361	734	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	5472	735	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1971	736	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	2197	737	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	2492	738	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	115	739	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1237	740	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1238	741	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1408	742	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1541	743	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	5360	744	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1863	745	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1972	746	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	2087	747	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	2202	748	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	2491	749	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1180	750	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1183	751	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	240	752	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1266	753	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1343	754	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1478	755	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1599	756	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1603	757	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1732	758	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1598	759	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1596	760	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1477	761	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1473	762	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	1471	763	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	4478	764	# Input
4	5	5	0.0	0.0	0.0	0.0	5	0.0	0.0	0.0	239	765	# Input
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1340	766	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	4476	767	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	23	768	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1260	769	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1259	770	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1256	771	#

3. Auszug aus der Randbedingungstyp-Datei mit dem Abflussrand

2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2889	292	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2890	293	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2887	294	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	5418	295	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1169	296	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2893	297	#
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2895	298	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2896	299	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	5431	300	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2899	301	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	1170	302	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2898	303	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2897	304	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2894	305	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2891	306	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2886	307	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2882	308	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	5406	309	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2879	310	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2877	311	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2876	312	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2875	313	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2874	314	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2873	315	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2872	316	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2870	317	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2869	318	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2868	319	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2867	320	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2865	321	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2864	322	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2863	323	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	1165	324	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2860	325	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2859	326	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2857	327	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	5356	328	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2855	329	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	2852	330	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	1163	331	# Outlet
5	4	4	0.0	0.0	0.0	0.0	4	0.0	0.0	0.0	1164	332	# Outlet
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	5348	333	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2850	334	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	5340	335	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	1162	336	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2847	337	#
2	2	2	0.0	0.0	0.0	0.0	2	0.0	0.0	0.0	2845	338	#