

Diplomarbeit

**Niederschlags-Abfluss-Modellierung und 2D-Simulation am  
Höllmühlbach in Linz mit Untersuchung der Auswirkungen  
der starken Besiedelung**

Eingereicht von

**Georg Angelmaier**

am

Institut für Alpine Naturgefahren – IAN

zur Erlangung des Akademischen Grades

Diplom Ingenieur

Betreuer

**A.o. Univ. Prof. DI Dr. Johannes Hübl  
DI Dr. Michael Chiari**

Wien, 2010



### **Institut für Alpine Naturgefahren**

Department für Bautechnik und  
Naturgefahren

Peter Jordan Str. 82  
1190 Wien

[www.alpine-naturgefahren.at](http://www.alpine-naturgefahren.at)



### **Universität für Bodenkultur**

Gregor Mendel Straße 33  
1180 Wien

[www.boku.ac.at](http://www.boku.ac.at)



### **Forsttechnischer Dienst für Wildbach- und Lawinerverbauung**

Gebietsbauleitung Mühlviertel  
Sektion Oberösterreich

[www.die-wildbach.at](http://www.die-wildbach.at)

## **Danksagung**

Mein Dank gilt hier zuerst dem Institut für Alpine Naturgefahren der Universität für Bodenkultur. Allen voran Ao. Prof. DI Dr. Johannes Hübl, DI Dr. Michael Chiari, DI Dr. Christian Scheidl, Monika Stanzer und Fritz Zott.

Mein besonderer Dank gilt meiner Mutter und meinem bereits verstorbenen Vater, die es ihren fünf Kindern ermöglicht haben zu studieren und uns Kinder stets in jedem Lebensabschnitt unterstützt haben.

Schlussendlich bedanke ich mich ganz herzlich bei allen meinen StudienkollegInnen, Freunden und Freundinnen, die mich während meiner Studienzeit begleitet haben und mit denen ich immer eine gute Zeit verbringen durfte.

## Zusammenfassung

Im Auftrag der Wildbach- und Lawinenverbauung Gebietsbauleitung Mühlviertel wurde am Institut für Alpine Naturgefahren im Rahmen einer Diplomarbeit ein Niederschlags-Abfluss Modell mit dem Programm ZEMOKOST für das Einzugsgebiet des Höllmühlbaches in Linz berechnet. Ziel dieses Niederschlags-Abfluss Modells ist die Berechnung bzw. die Abschätzung eines Bemessungsabflusses, mit dem in weiterer Folge durch eine 2D-Simulation das Gefahrenpotential des Höllmühlbaches abgeschätzt werden soll. Um die Auswirkungen der intensiven Besiedelung und der damit einhergehenden Oberflächenversiegelung abzuschätzen, wurde ein Vergleich des Abflussgeschehens in einem historischen Zustand und dem heutigen Ist-Zustand angestrebt.

Im Rahmen der 2D-Simulationen wurde das Programm MIKE FLOOD der Firma DHI Software Inc. und das Programm RiverFLO-2D der Firma FLO-2D Software Inc. auf ihre Tauglichkeit für den Einsatz zur Reinwassersimulation in alpinen Einzugsgebieten mit steilem Gelände getestet. Aufgrund von nicht zufriedenstellenden Ergebnissen und nicht lösbaren Problemen mit den oben genannten Programmen wurde auf das bewährte Programm FLUMEN der Firma Beffa Hydrodynamik zurückgegriffen und verschiedene Hochwasserszenarien simuliert.

## **Abstract**

On behalf of the Austrian torrent and avalanche control Gebietsbauleitung Mühlviertel a rainfall-runoff model was calculated with the Program ZEMOKOST for the catchment of the torrent Höllmühlbach in Linz. The aim of this rainfall-runoff model is to calculate or estimate a design discharge further to estimate the potential danger of the Höllmühlbach with a 2D-simulation. To estimate the effects of intensive settlement and thereby associated surface sealing, a comparison of the runoff event between a historical state and the today's current state is made.

As part of the 2D simulations, the programs MIKE FLOOD from the company DHI Software Inc. and the program RiverFLO-2D from the company FLO-2D Software Inc. were tested for their suitability for use in alpine basins for clear water simulations with steep terrain. Due to unsatisfactory results and unsolvable problems with the above-mentioned programs, the approved program FLUMEN from the company Beffa Hydrodynamic was used to simulate different flood scenarios.

# Inhaltsverzeichnis

Danksagung .....	II
Zusammenfassung.....	III
Abstract .....	IV
1. Einleitung.....	1
1.1 Problemstellung .....	1
1.2 Zielsetzung.....	1
2. Beschreibung Einzugsgebiet .....	2
2.1 Geologie.....	3
2.2 Boden.....	3
3. Niederschlags-Abfluss-Modell .....	4
3.1 Datengrundlagen.....	4
3.2 Feldaufnahmen .....	5
3.3 Modell.....	6
3.3.1 Niederschlag.....	6
3.3.2 Flächenparameter .....	9
3.3.3 Abfluss- und Rauigkeitsbeiwerte .....	9
3.3.4 Gerinneparameter .....	13
3.4 Urmappe 1824 - 1830 .....	14
3.5 Ergebnisse .....	16
3.5.1 Gegenüberstellung <u>Ist-Zustand</u> Variante 1 und Variante 2 .....	16
3.5.2 Diskussion <u>Ist-Zustand</u> .....	18
3.5.3 Gegenüberstellung <u>historischer Zustand</u> Variante 1 und Variante 2.....	19
3.5.4 Diskussion <u>historischer Zustand</u> .....	20
3.5.5 Vergleich <u>Ist-Zustand</u> – <u>historischer Zustand</u> .....	20
3.5.6 Diskussion Vergleich <u>Ist-Zustand</u> – <u>historischer Zustand</u> .....	23
3.5.7 Technischer Bericht 1967.....	24
3.5.8 Empirische Formeln zur HQ-Abschätzung .....	24
4. Hydraulische Simulation .....	27
4.1 Einleitung .....	27
4.2 Untersuchungsgebiet für die 2D-Simulation.....	28

4.2.1 Hochwassergefährdung des Gebietes .....	29
4.3 MIKE FLOOD .....	30
4.3.1 Datengrundlagen .....	30
4.3.2 1D-Simulation .....	31
4.3.3 Ergebnisse.....	31
4.3.4 Ergebnisdiskussion .....	32
4.3.5 2D-Simulation .....	33
4.3.6 Ergebnisse.....	34
4.3.7 Anwendbarkeit.....	36
4.3.8 Erfahrungen mit dem technischen Support.....	36
4.4 RiverFLO-2D .....	37
4.4.1 Allgemein.....	37
4.4.2 Mathematische Grundlagen .....	37
4.4.3 Datengrundlage .....	38
4.4.4 ArgusONE Input .....	38
4.4.5 ArgusONE Output .....	40
4.4.6 RiverFLO-2D Input .....	40
4.4.7 RiverFLO-2D Output .....	43
4.4.8 Probleme .....	44
4.4.9 Ergebnisse.....	48
4.4.10 Anwendbarkeit.....	48
4.4.11 Erfahrungen mit dem technischen Support.....	49
4.5 FLUMEN .....	50
4.5.1 FLUMEN Input.....	50
4.5.1.1 <i>Ist-Zustand</i> .....	50
4.5.1.2 <i>Historischer Zustand</i> .....	53
4.5.2 Ergebnisse.....	54
4.5.2.1 <i>Ist-Zustand</i> .....	54
4.5.2.2 <i>Historischer Zustand</i> .....	58
4.5.3 Ergebnisdiskussion .....	59
4.5.3.1 <i>Ist-Zustand</i> .....	59
4.5.3.2 <i>Historischer Zustand</i> .....	61
5. Schlussfolgerungen .....	62
Literaturverzeichnis .....	64
Abbildungsverzeichnis.....	66
Tabellenverzeichnis.....	68
Anhang.....	69

---

# 1. Einleitung

In den letzten Jahren hat das Thema Fließgewässermodellierung stark an Bedeutung gewonnen. Vor allem mehrdimensionale Simulationsansätze kamen aufgrund höherer Rechnerleistungen vermehrt zum Einsatz. Das Haupteinsatzgebiet der zweidimensionalen Programme liegt allerdings in der Simulation von Flachlandflüssen. Der Einsatz von zweidimensionalen Programmen in Wildbach - Einzugsgebieten mit großem Gefälle wurde noch nicht vermehrt erprobt. Die Programme unterscheiden sich hauptsächlich in den verwendeten numerischen Ansätzen (finite Elemente oder finite Volumenansätze), hydrodynamischen Grundlagen (Fließformeln), Datengrundlagen, Kosten und natürlich in ihrer „Bedienerfreundlichkeit“.

## 1.1 Problemstellung

Der Höllmühlbach in Linz wurde in der Nachkriegszeit auf einer Länge von ca. 3 km hart verbaut und mit einer wasserdichten Sohle versehen. Dieses – aus heutiger Sicht nicht mehr dem Stand der Technik entsprechende – Gerinne soll gemäß einem rechtskräftigen Bescheid aus dem Jahr 1984 künftig so erhalten werden.

## 1.2 Zielsetzung

Es wird eine Abschätzung des Gefährdungspotentials des Höllmühlbaches angestrebt mit gleichzeitiger Prüfung der HW-Werte (Niederschlags-Abflussmodell) und Modellierung der Überflutungsflächen. Mittels einer 2D-Simulation soll die Frage behandelt werden, ob ein Zusammenhang zwischen Versiegelung und Erhöhung der Gefährdung im Unterlauf besteht. Im Zuge der 2D-Simulation sollen neue Programme zur 2D-Simulation in Wildbach - Einzugsgebieten getestet werden.

## 2. Beschreibung Einzugsgebiet

Das Einzugsgebiet des Höllmühlbaches erstreckt sich über eine Fläche von 8,58 km<sup>2</sup> und kann, wie in Abbildung 1 ersichtlich, in 13 Teileinzugsgebiete gegliedert werden. Es liegt in den Katastralgemeinden Pöstlingberg und Lichtenberg, nördlich der Stadt Linz. Der obere Teil des Höllmühlbaches zeigt noch eine Wildbachcharakteristik, bis er die flacheren Teile des Einzugsgebietes im verbauten Gebiet der Stadt Linz erreicht, wo er hart verbaut ist. Als Zubringer auf der

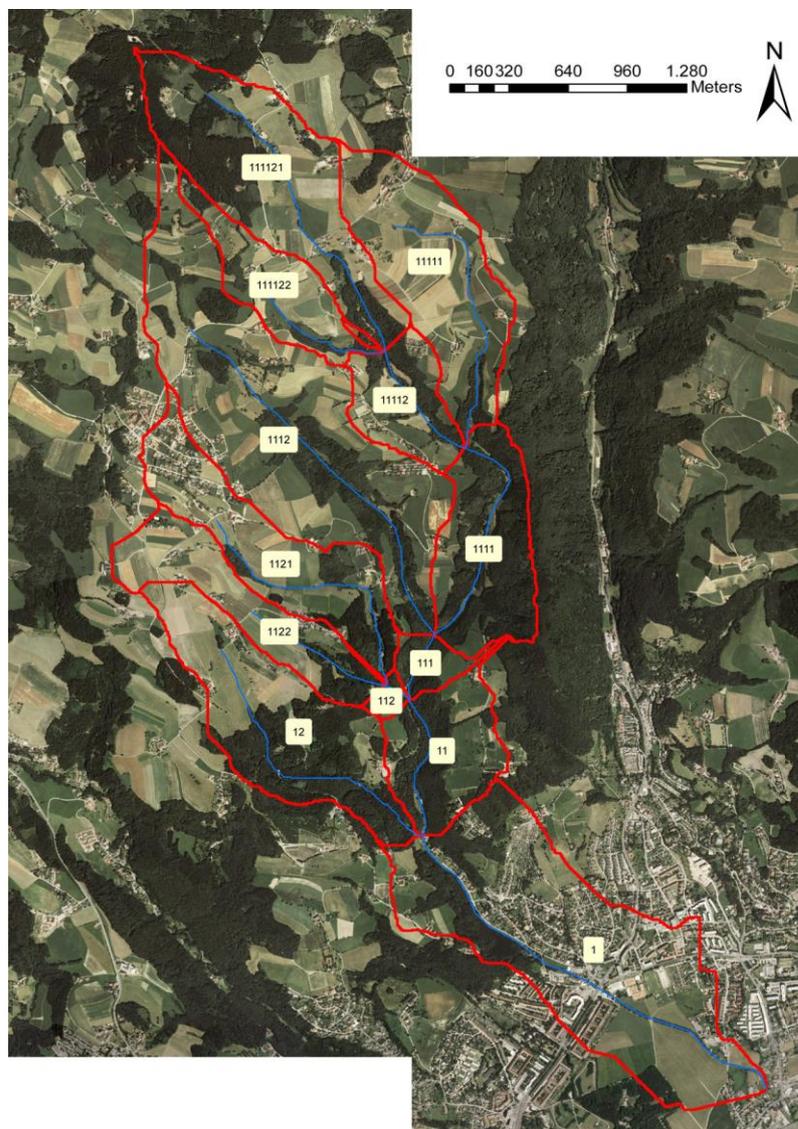


Abbildung 1: Unterteilung in Teileinzugsgebiete

orographisch rechten Seite können der Asterbach und der Steiningerbach genannt werden. Weitere kleinere unbenannte Zubringer befinden sich auf der orographisch linken und rechten Seite. Am Ende des EZG mündet der Höllmühlbach in den Pulverbach, welcher in weiterer Folge in das Urfahrer Sammelgerinne mündet und letztlich südlich von Linz in die Donau entwässert. Der höchste Punkt des Höllmühlbaches liegt auf 732 m.ü.A. und mündet auf 255 m.ü.A. in den Pulverbach. Der Großteil des EZG wird landwirtschaftlich genutzt bzw. ist bewaldet. Ein wesentlicher Teil im untersten Teil des EZG im verbauten Gebiet ist stark versiegelt.

## 2.1 Geologie

Der Hauptteil des Haupteinzugsgebietes des Höllmühlbaches liegt im Bereich des Moldanubikums der Böhmisches Masse mit Sedimentabdeckung. Die gebirgsbildenden Einheiten stellen Migmatit, Perlgneis und Grobkorngneis. Der Untergrund des unteren Teils des Einzugsgebiets, hauptsächlich im Teileinzugsgebiet 1 (Abbildung 1), bildet die Molassezone aus tertiären Gesteinen der ungestörten Molassezone und der inneralpinen Becken. Aus lithologischer Sicht besteht der Untergrund aus Mergel, Sand, Kies und Kalk. (Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald, 2009)

## 2.2 Boden

Der Boden des Einzugsgebietes besteht zum überwiegenden Teil aus kalkfreier Felsbraunerde. Daneben existieren vereinzelt Teile aus kalkfreiem, typischem Gley sowie aus vergleyter, kalkfreier Lockersediment – Braunerde. Unterschiedliche Bodenformen ergeben sich aus den unterschiedlichen Ausgangsmaterialien der Felsbraunerden. Diese bestehen aus Mauthausener Granit und Perlgneis, Weinsberger Granit und Porphyrgneis, Granit und Gneis. Für die Bestimmung der Abflussklassen sind die Wasserverhältnisse der Bodenformen interessant. Die unterschiedlichen Böden weisen durchgehend eine mäßige Speicherkraft und eine hohe Durchlässigkeit auf und sind trocken bis feucht. (Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald, 2009) Die Böden des Einzugsgebietes werden teilweise maschinell bearbeitet, was einen wesentlichen Einfluss auf die Abflussbeiwerte hat durch die verminderte Leitfähigkeit am Pflughorizont (Pflugsohle). Dadurch kommt es zu erheblichen räumlichen und zeitlichen Abweichungen der hydrologischen Eigenschaften der Böden. (Klebiner, Kohl, Markart, & Sotier, 2009)

## 3. Niederschlags-Abfluss-Modell

### 3.1 Datengrundlagen

Für die Anwendung des Niederschlags-Abfluss-Modells am Höllmühlbach liegen folgende Daten in digitaler Form vor:

- Abgrenzung der Wildbach Einzugsgebiete von Österreich
- Karte der Gewässer von Oberösterreich
- Digitales Geländemodell, Auflösung 5m
- Digitale Katastralmappe (DKM) mit den Nutzungen
- ÖK50 Oberösterreich
- Geologische Karte Oberösterreich
- Farbornthofotos
- Regendaten
- Corine Daten 2000

Die Daten wurden von der Wildbach- und Lawinenverbauung Gebietsbauleitung Mühlviertel sowie dem Hydrographischen Dienst des Landes Oberösterreich dem Institut für Alpine Naturgefahren BOKU Wien zur Verfügung gestellt.

## 3.2 Feldaufnahmen

Bei den Feldbegehungen wurden die zuvor im GIS bestimmten Daten überprüft bzw. deren Auflösung und Genauigkeit verfeinert. Die Geländeerhebungen fanden im Zeitraum von 14.4. – 16.4.2009 statt.

- Die zuvor durch das ArcHydro Tool 9 im GIS bestimmten Flussläufe wurden bei der Feldbegehung genauer untersucht. Es war bereits im GIS ersichtlich, dass die berechneten Flussläufe nicht mit der Natur übereinstimmen. Die im GIS bestimmten Flussläufe sind teilweise deutlich kürzer als in der Natur. Durch die Aufnahme wurden die Längen korrigiert und die tatsächlichen Lagen und Anfangspunkte der Flussläufe bestimmt.
- Für jedes Teileinzugsgebiet wurde die Rauigkeit der Gerinne abgeschätzt. In den Gerinneabschnitten wo Geschiebe vorhanden ist, wurde eine Linienzahlanalyse durchgeführt und daraus der  $d_{90}$  berechnet. In Gerinneabschnitten, wo kein Geschiebe vorhanden ist, wurde im Feld ein Stricklerbeiwert geschätzt und auf den  $d_{90}$  rückgerechnet.
- Da bei den vorhandenen Landnutzungsklassen aus dem Corine Datensatz im GIS keine genauere Unterscheidung zwischen den einzelnen Waldflächen getroffen wird, wurden alle Parameter wie Abflussbeiwertklasse und Rauigkeitsklasse der Waldflächen im Feld bestimmt.
- Bei den landwirtschaftlich genutzten Flächen konnte im GIS zwischen Wiesen (und wiesenähnliche Flächen, wie Streuobstwiese, Bauland begrünt, etc.) und Äckern unterschieden werden. Bei den Feldbegehungen wurden die zuvor bestimmten Flächen untersucht und geprüft, ob die Luftbilder mit der Natur übereinstimmen.
- Im Einzugsgebiet des Höllmühlbaches befinden sich acht unterschiedliche Bodenformen. Im Zuge der Feldbegehung wurde an unterschiedlichen Stellen jeder Bodenform der Aufbau des Bodens überprüft ob dieser mit den Daten der eBOD übereinstimmt. Dabei wurde hauptsächlich auf den Grobanteil geachtet und darauf, ob der Boden bindig oder nicht bindig ist.

### 3.3 Modell

Die Berechnungen des Abflusses erfolgen im hydrologischen Modell ZEMOKOST. Das in MS Excel programmierte Programm basiert auf dem als „Laufzeitmethode“ bezeichneten Verfahren nach ZELLER (1981) und wurde auf der Basis von ca. 700 mittels Großregenanlagen durchgeführten Starkregensimulationen von KOHL und STEPANEK modifiziert (Zeller modifiziert von Kohl und Stepanek). (STEPANEK et al., 2004). In der aktuellen Version 6.3 wird die Gerinnelaufzeit über den Ansatz der Rauigkeiten nach RICKENMANN (1996) berechnet, wodurch eine Iterationsschleife, die im Strickler-Ansatz zur Anpassung der Fließhöhen notwendig war, wegfällt. (KLEBINDER et al., 2009)

Die meisten der in ZEMOKOST benötigten Parameter wurden im GIS bestimmt. Hauptsächlich kam dazu das ArcHydro Tool 9 zum Einsatz, mit welchem die Geometrien und Parameter des Einzugsgebietes und der Gerinne bestimmt werden konnten.

#### 3.3.1 Niederschlag

Die für das Modell benötigten Niederschläge wurden vom Hydrographischen Dienst des Landes Oberösterreich bereitgestellt. Für die Bemessung stehen grundsätzlich drei Niederschlagsmodelle zur Verfügung.

- Werte eines orographisch - konvektiven Niederschlagsmodells (OKM nach Lorenz und Skoda (2002)) bzw. hier auch bezeichnet als maximierte Modellniederschläge (MaxModN)
- Werte der österreichischen koordinierten Starkniederschlagsregionalisierung und –auswertung (ÖKOSTRA nach Skoda (1993))
- Werte einer gewichteten Mittelung der beiden oben angeführten Werte

Die Tabelle mit den genauen Werten der Niederschlagsintensitäten abhängig von Dauerstufe (D) und Wiederkehrzeit (T) befindet sich im Anhang.

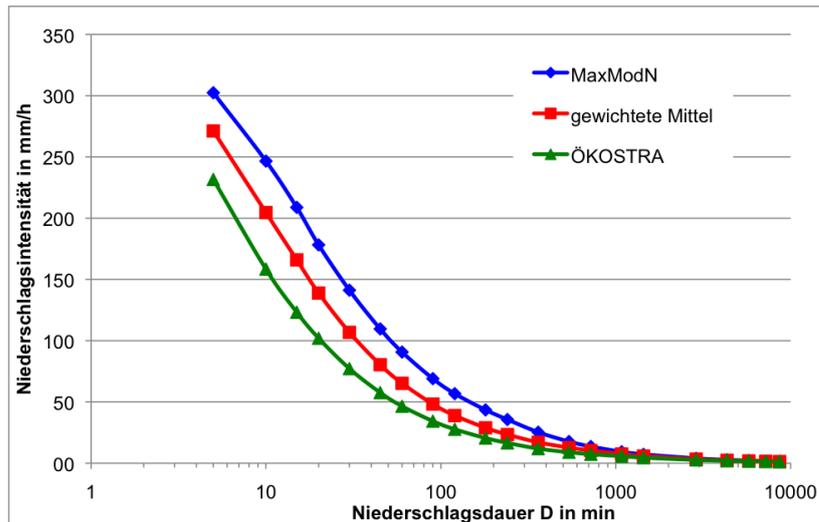


Abbildung 2: Niederschlagsintensitäten nach Dauerstufen (Jährlichkeit 100)

Als obere Schwankungsgrenze der gewichteten Mittel können die MaxModN Werte angesehen werden, sowie die ÖKOSTRA Werte als untere Grenze der Schwankungsbreite (siehe Abbildung 2). Für die Bemessung wurden die Werte der gewichteten Mittelung herangezogen.

Die Werte des Hydrographischen Dienstes Oberösterreich für die Bemessungsniederschläge reichen von einer Wiederkehrzeit  $T=1$  bis  $T=100$ . Für die Bemessung eines 150 jährigen Hochwassers wird allerdings ein Regenereignis einer Wiederkehrzeit von  $T=150$  Jahre benötigt. Aus den Reihen der Niederschläge wurden die Niederschlagshöhen mit Wiederkehrzeit  $T=150$  Jahre für jede Dauerstufe extrapoliert und in Abbildung 3 dargestellt.

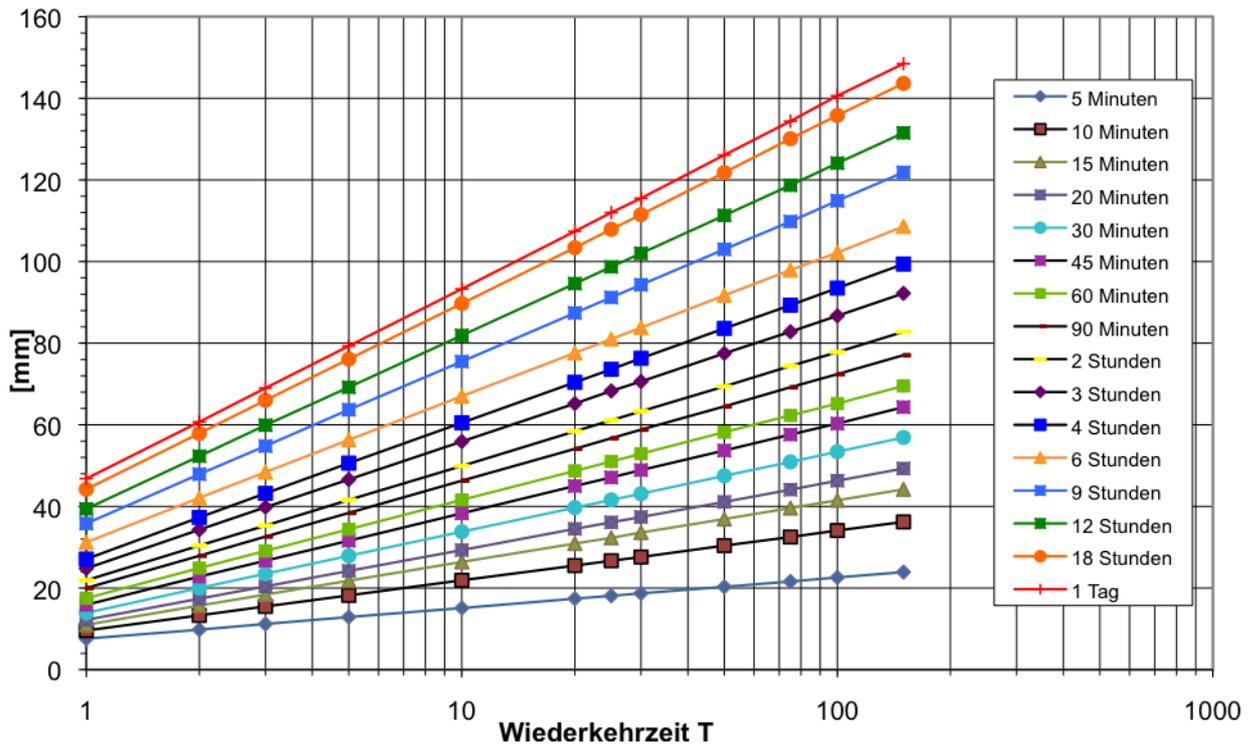


Abbildung 3: Extrapolation auf Wiederkehrzeit T=150 Jahre

Im Modell ZEMOKOST werden die  $u$ - und  $w$ - Werte benötigt, die aus folgender Formel abgeleitet werden können.

$$hN(D,T) = u(D) + w(D) \ln T$$

$hN(D,T)$  ...Niederschlagshöhe

$D$  ...Dauerstufe

$T$  ...Wiederkehrzeit

Als  $u(D)$  - Wert wird die jeweilige Niederschlagshöhe einer Dauerstufe ( $D$ ) mit der Wiederkehrzeit ( $T$ ) = 1 eingesetzt. Der dazugehörige  $w(D)$  - Wert ergibt sich aus der Umformung der oben angeführten Formel. (LORENZ & SKODA, 2001)

Aus der Mittelung der  $w(D)$  - Werte für jede Dauerstufe, von 2 bis 150, wurden die  $w(D)$  - Werte in das Programm ZEMOKOST übernommen.

Aufgrund der Größe des Einzugsgebietes von nur 8,85 km<sup>2</sup> kann angenommen werden, dass das Einzugsgebiet mit einer maximalen Intensität vollständig überregnet wird. Diese Annahme geht auch schon aus den Modellen der Niederschläge MaxModN und ÖKOSTRA hervor, die eine vollständige Überregnung

annehmen. Für die Verteilung des Niederschlages wurde somit in ZEMOKOST in jedem Teileinzugsgebiet 100% angenommen.

### **3.3.2 Flächenparameter**

Die Bestimmung der Abfluss- und Rauigkeitsklassen erfolgte anhand der provisorischen Geländeanleitung zur Abschätzung des Oberflächenabflussbeiwertes von MARKART et. al., 2004

Allerdings wurde für diese Studie eine Erweiterung der Geländeanleitung herangezogen, da in der originalen Fassung nur auf alpine Standorte eingegangen wird. In der Erweiterung findet sich die Anleitung zur Bestimmung des Oberflächenabflussbeiwertes auch für landwirtschaftlich genutzte Gebiete. Es kann zwischen unterschiedlichsten Wäldern, Wiesen, Ackerflächen und Planien unterschieden werden und diesen Flächen ein Abfluss- und Rauigkeitsbeiwert zugeordnet werden.

### **3.3.3 Abfluss- und Rauigkeitsbeiwerte**

Eine erste grobe Abgrenzung der Flächen für die Abflussbeiwerte und die Rauigkeitsklassen erfolgte aus dem Kataster, in welchem die einzelnen Nutzungen parzellenscharf abgegrenzt sind.

Daraus ergeben sich drei Klassen mit ihren Nutzungsarten:

**1. Versiegelte Flächen:** Baufläche befestigt, Gebäude, Straßenanlage, Werksgelände

**2. Wald**

**3. Landwirtschaftlich genutzte Flächen:** Acker, Baufläche begrünt, Brachland, Erholungsfläche, Garten, Hutweide, Landwirtschaftlich genutzt, Streuobstwiese, Wiese

Bei den landwirtschaftlich genutzten Flächen wurde weiters unterschieden zwischen der Einheit Wiese (Grünland, Mähwiese, Weide) und der Einheit Acker (Ackerland-Mais, Ackerland-Getreide, Ackerland- andere Feldfrüchte). Ausgehend vom Bodenaufbau und aus den aus der Feldbegehung gewonnenen Daten wurde dann auf die endgültigen Abflussbeiwert- und Rauigkeitsklassen geschlossen.

Um die Infiltrationseigenschaften der landwirtschaftlich genutzten Flächen abzuschätzen, wurde auf das GIS Portal des Lebensministerium zurückgegriffen. Unter [http://gis.lebensministerium.at/ebod/frames/index.php?&gui\\_id=eBOD](http://gis.lebensministerium.at/ebod/frames/index.php?&gui_id=eBOD) findet man detaillierte Informationen über die Bodenart sowie deren Aufbau. In Tabelle 1 findet sich eine Auflistung der Bodenformen die im Einzugsgebiet des Höllmühlbaches vorkommen. Diese wurden im GIS digitalisiert und durch eine Feldbegehung bestätigt.

Bodenform	Kurzbezeichnung	Bodentyp und Ausgangsmaterial	Wasserverhältnisse	Horizonte	Bodenart und Grobanteil
22	sTG	kalkfreier Typischer Gley aus feinem und grobem, kolluvialem Silikatmaterial	feucht; teils Hang-, teils Grundwassereinfluß; mäßige Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit	Ag(15-25); Go(50-70); Gr(100);	lehmgiger Sand mit geringem bis mäßigem Grobanteil (Grus, Steine)
23	sFB	kalkfreie Felsbraunerde aus Silikatmaterial (Mauthausener Granit, Perlgneis)	mäßig trocken; mäßige Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit	Ap(15-30); Bv1(50-70); Bv2(90-110); Cv(120);	Ap Bv1 Bv2 lehmgiger Sand mit geringem bis mäßigem Grobanteil (Grus, Steine) Cv lehmgiger Sand mit sehr hohem Grobanteil (Grus, Steine)
24	sFB	kalkfreie Felsbraunerde aus Silikatmaterial (Mauthausener Granit, Perlgneis)	trocken; geringe Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit	Ap(15); Bv(40-60); Cv(100);	Ap Bv lehmgiger Sand oder sandiger Lehm mit geringem bis mäßigem Grobanteil (Grus, Steine) Cv vorherrschend Grus und Steine
25	sFB	kalkfreie Felsbraunerde aus Silikatmaterial (Weinsberger Granit, Porphyrgneis)	mäßig trocken; mäßige Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit	Ap(15-25); Bv(90-110); Cv(120);	Ap Bv lehmgiger Sand mit hohem bis sehr hohem Grobanteil (Grus, Steine) Cv vorherrschend Grus und Steine
26	sFB	kalkfreie Felsbraunerde aus Silikatmaterial (Weinsberger Granit, Porphyrgneis)	trocken; geringe Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit	Ap(10-15); Bv(25-45); Cv(100);	Ap Bv lehmgiger Sand mit hohem bis sehr hohem Grobanteil (Grus, Steine) Cv vorherrschend Grus und Steine
27	sFB	kalkfreie Felsbraunerde aus Silikatmaterial (Granit, Gneis)	trocken; geringe Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit, rasches Abfließen des Niederschlagswassers	A(15-20); Bv(40-60); Cv(100);	A Bv lehmgiger Sand mit mäßigem bis hohem Grobanteil (Grus, Steine) Cv vorherrschend Grus und Steine
28	gsLB	vergleyte, kalkfreie Lockersediment-Braunerde aus feinem und grobem Silikatmaterial	mäßig feucht; mäßige Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit; teils Hang-, teils Grundwassereinfluß	A(15-25); Bg(40-50); BG(90-100); Gor(120);	A lehmgiger Sand oder Schluff Bg lehmgiger Sand oder sandiger Schluff BG Gor sandiger Lehm oder lehmgiger Schluff mäßiger bis hoher Grobanteil (Grus, Steine) in allen Horizonten
31	K	vergleyte, kalkfreie Lockersediment-Braunerde aus feinem und grobem Silikatmaterial	mäßig feucht; mäßige Speicherkraft, hohe Durchlässigkeit; teils Hang-, teils Grundwassereinfluß	A(15-25); Bg(40-50); BG(90-100); Gor(120);	A lehmgiger Sand oder Schluff Bg lehmgiger Sand oder sandiger Schluff BG Gor sandiger Lehm oder lehmgiger Schluff mäßiger bis hoher Grobanteil (Grus, Steine) in allen Horizonten

Tabelle 1: Bodenformen in Einzugsgebiet des Höllmühlbaches

Unsicherheiten ergeben sich bei den Nutzungen der landwirtschaftlichen Flächen, welche teils von Jahr zu Jahr wechseln, z.B. von Wiesenflächen zu Ackerflächen. Ebenso konnten bei den Feldbegehungen im Frühjahr teilweise noch keine Vegetationsformen festgestellt werden. Es wurde daher vom schlechtesten Zustand ausgegangen und den Flächen abhängig von der Vegetation eine Abfluss- und Rauigkeitsklasse zugeordnet. Die Abflussbeiwertklasse (AKL) gibt an, wie viel Prozent des auf die Oberfläche auftreffenden Niederschlags in den Oberflächenabfluss übergehen. Je mehr Oberflächenabfluss, desto höher die Klasse. Die Werte dafür sind in Abbildung 4 aufgelistet. Die Rauigkeitsklassen (RKL)

geben einen Eindruck wie rau die Geländeoberfläche ist. Je rauer, desto höher ist die dazugehörige Klasse. Die Beziehung dazu ist in Abbildung 5 angegeben.

Abfluss-beiwertklasse (AKI)	Oberflächenabfluss in % des Niederschlages
<b>0</b>	0
<b>1</b>	> 0 - 10
<b>2</b>	11 - 30
<b>3</b>	31 - 50
<b>4</b>	51 - 75
<b>5</b>	> 75
<b>6</b>	1,0 (vernässte, versiegelte Flächen)

Abbildung 4: Abflussbeiwertklassen aus MARKART et al., 2004

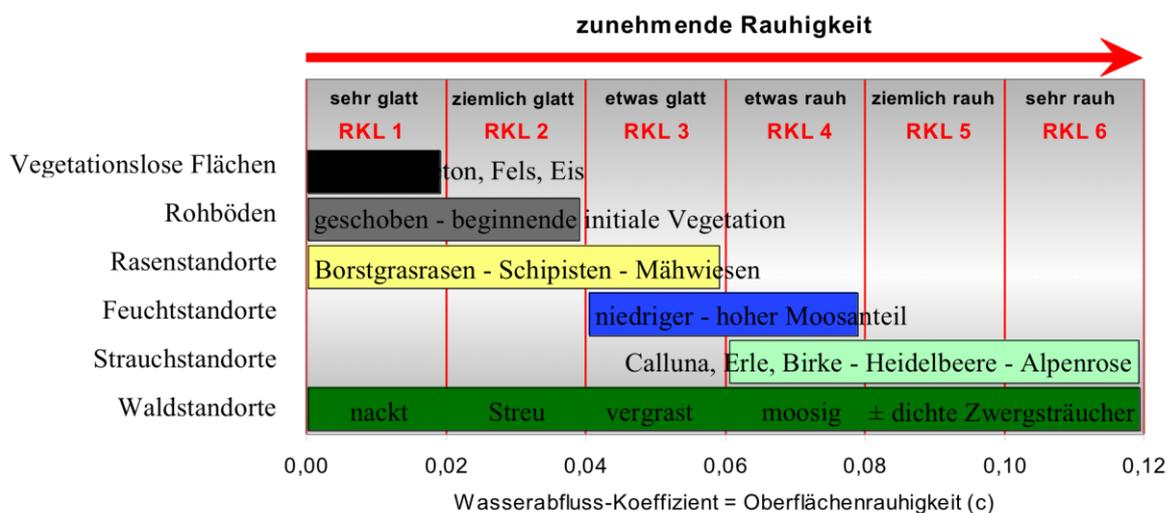


Abbildung 5: Rauigkeitsklassen aus MARKART et al., 2004

Auch wenn für einzelne Teilflächen unter Umständen falsche Annahmen über die zu erwartende Vegetation getroffen wurden, ergibt sich über die gesamte Fläche des Einzugsgebietes ein guter Mittelwert der Abfluss- und Rauigkeitsklassen.

Als Ergebnis der Analyse aller Informationen des Boden/Vegetations/Nutzungs – Komplexes entstand eine Karte (siehe Abbildung 6), in der jeder Parzelle des Einzugsgebietes ein Abfluss- und ein Rauigkeitsbeiwert zugeordnet wurde.

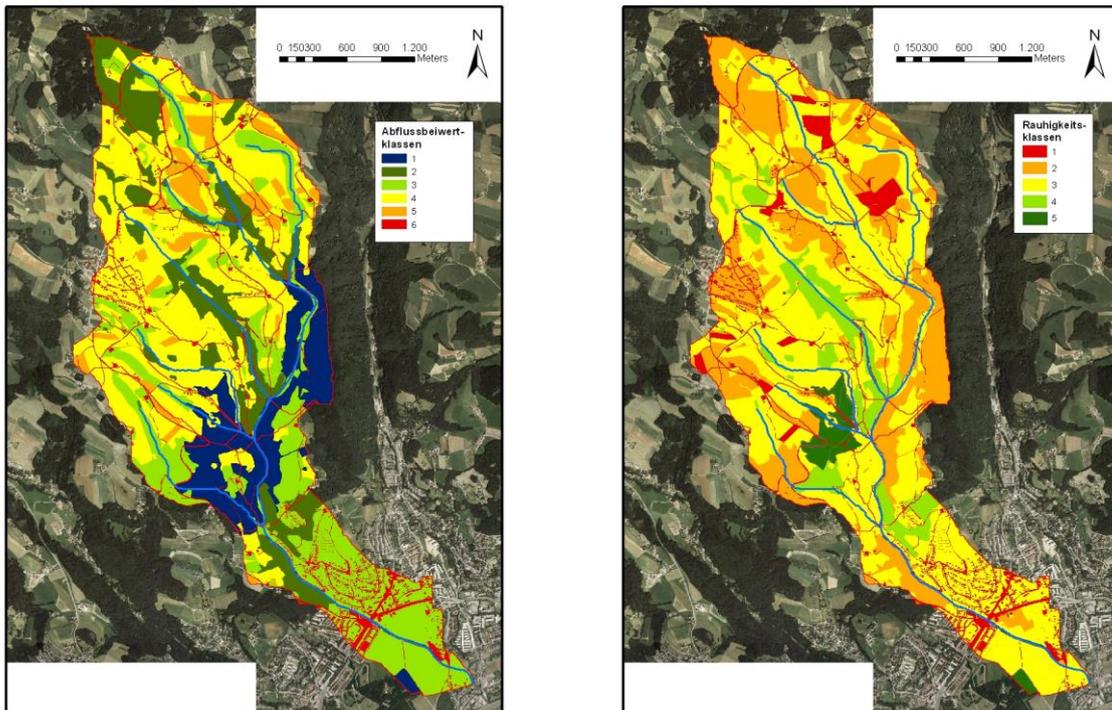


Abbildung 6: Karte der Abflussbeiwert- und Rauigkeitsbeiwertklassen im Einzugsgebiet Höllmühlbach

Der größte Flächenanteil setzt sich zusammen aus den Abflussbeiwertklassen 3 und 4. Äckern, Wiesen, Streuobstwiesen und Getreidefeldern auf dichtem Untergrund wurde die Klasse 4 zugeordnet, auf lockerem Untergrund wurde die Klasse 3 zugeordnet. Am wenigsten zum oberflächlichen Abfluss tragen die Waldflächen bei, denen großteils die Klassen 2 und 1 zugeordnet worden sind. Vor allem die Waldflächen mit dichtem Unterwuchs tragen zu einem Rückhalt des Niederschlags im Einzugsgebiet bei. Großer Abfluss ist hingegen aus den Maisfeldern auf dichtem Untergrund zu erwarten, welchen eine Abflussbeiwertklasse 5 zugeordnet wurde, sowie die versiegelten Flächen, denen die Abflussklasse 6 zugeordnet wurde.

Die höchsten zugewiesenen Rauigkeiten der Klasse 5 befinden sich in den Waldflächen mit dichtem Unterwuchs, denen auch schon eine niedrige Abflussklasse zugeordnet wurde. Den größten flächenmäßigen Anteil stellt die Klasse 3, hauptsächlich auf den Wiesenflächen, und die Klasse 2 auf Äckern, Brachland und Getreidefeldern. Den versiegelten Flächen der Siedlungen und Verkehrsflächen wurde die Rauigkeitsklasse 1 zugeordnet, ebenso den Maisfeldern die als sehr glatt eingestuft werden und so stärker zum Oberflächenabfluss beitragen.

### 3.3.4 Gerinneparameter

Die benötigten Parameter, wie Gerinnelänge und –neigung, wurden aus dem im GIS mit ArcHydro Tool 9 berechneten Modell entnommen. Für die Bemessung des Abflusses in den Gerinnen wird im ZEMOKOST die Rauigkeit über den  $d_{90}$  berechnet. Dieser kann einerseits direkt aus den durchgeführten Linienzahlanalysen abgeleitet werden. Zum anderen wurde in geschiefbefreien Gerinneabschnitten die Rauigkeit nach Strickler geschätzt und über folgende Formel auf den  $d_{90}$  rückgerechnet:

$$k_{Str} = \frac{23,2}{D_{90}^{1/6}}$$

$k_{Str}$  ... Manning-Strickler Koeffizient der Rauigkeit (WONG & PARKER, 2006)

Für den Basisabfluss wurde im Gelände eine überschlägige Abschätzung der Fließgeschwindigkeit vorgenommen und im verbauten Teil des Höllmühlbaches ein Durchfluss von ca. 200 l/s berechnet. Im Hauptgerinne des Höllmühlbaches liegen zwei kleinere Geschiebesperren. Diese tragen jedoch nicht zu einer Retention des Gerinneabflusses bei. Bei der Modellierung in ZEMOKOST wird daher die Retention vernachlässigt.

### 3.4 Urmappe 1824 - 1830

Um einen Eindruck von den Veränderungen, die verstärkte Oberflächenversiegelung und Flussbegradigungen bewirken, zu bekommen, wird eine Vergleich zwischen dem heutigen Ist-Zustand und einem Zustand von ca. 1826 dargestellt. Die Bestimmung der Flächenparameter wie Abflussbeiwerte und Rauigkeitsbeiwerte erfolgte über die Urmappe des Franziszeischen Katasters aus dem Jahre 1826. Die Lücken in Abbildung 7 ergeben sich aus der Aufteilung der Katastralgemeinden. Durchläuft eine Gemeindegrenze ein Zeichenblatt, wurde darüber hinaus nicht mehr weiter gezeichnet, sondern erst am nächsten Blatt fortgesetzt.

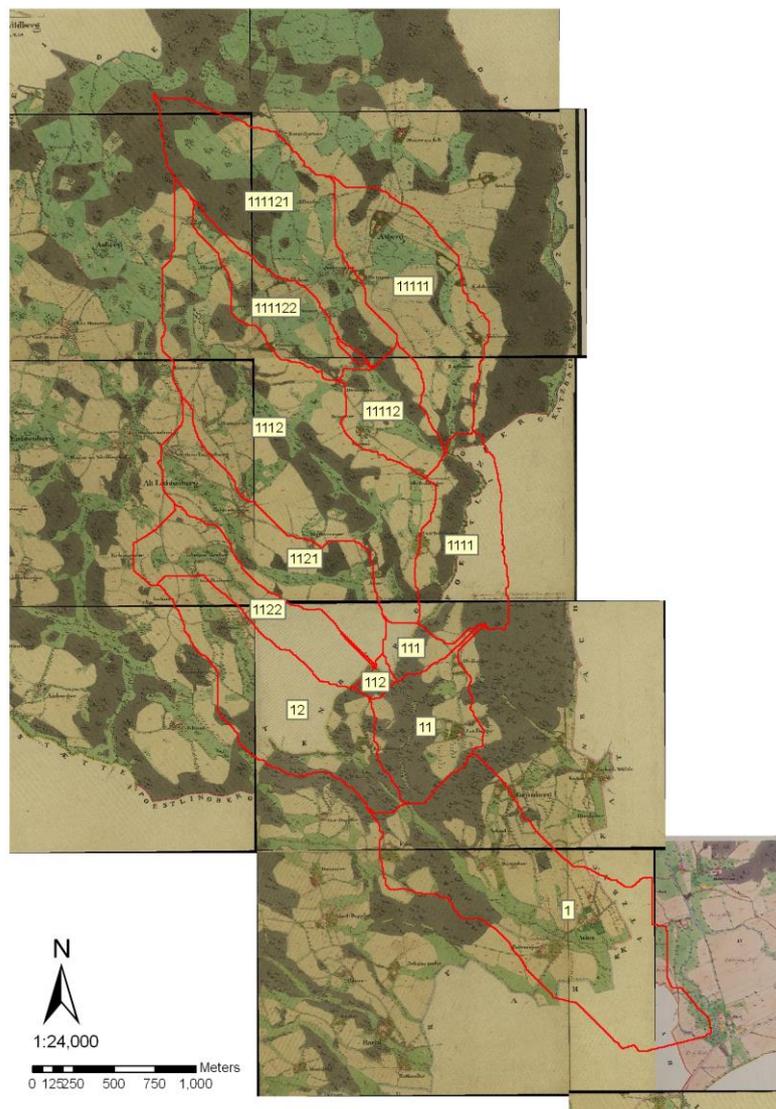


Abbildung 7: Urmappe aus dem Jahr 1826

Es ergeben sich folgende Nutzungsformen: Weiden, Nadelwald, Laubwald, Mischwald, Trockene Wiesen, Obstgarten, Wege und Häuser. Aus diesen Nutzungsformen wurden die Flächenanteile der Abfluss- und Rauigkeitsklassen der einzelnen Teileinzugsgebiete abgeleitet. Die übrigen Parameter wie Niederschlagsdaten, Parameter für den gerinnelosen, oberirdischen Abfluss und die Gerinneparameter wurden aus dem zuvor angewandten Modell übernommen. Daraus entstand, wie schon im Ist-Zustand, eine Karte mit den Rauigkeits- und Abflussbeiwertklassen, welche in Abbildung 8 dargestellt wird.

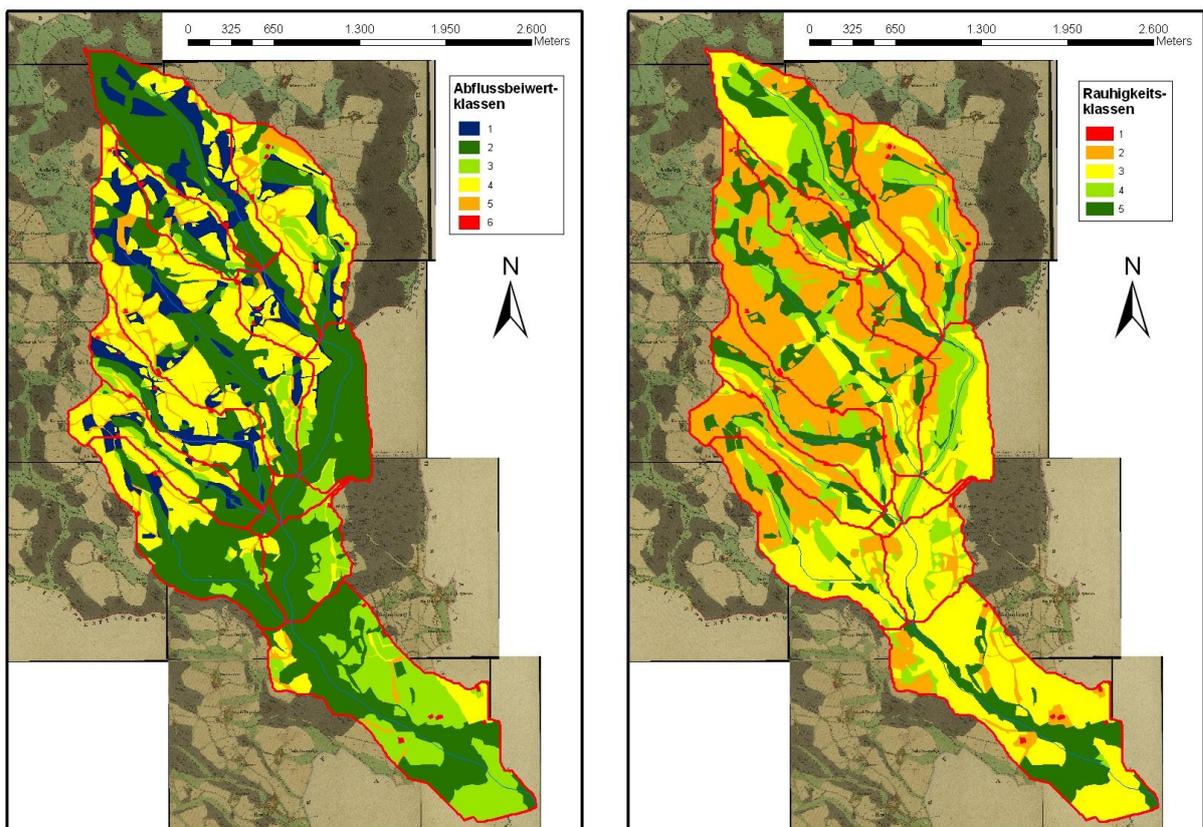


Abbildung 8: Karte der Abflussbeiwert- und Rauigkeitsbeiwertklassen aus Franziszeischem Kataster

### 3.5 Ergebnisse

#### 3.5.1 Gegenüberstellung Ist-Zustand Variante 1 und Variante 2

In ZEMOKOST wurden für den Ist-Zustand zwei Varianten berechnet, die sich in der Anwendung der Rauigkeits- und Abflussklassen unterscheiden. In Variante 1 wurden die Mittelwerte der Rauigkeits- und Abflussklassen herangezogen, in Variante 2 wurden die oberen Grenzen der Klassen herangezogen. Daraus ergeben sich zwei deutlich unterschiedliche Ergebnisse, die im Folgenden genauer erläutert und in den Abbildung 9 bis Abbildung 14 dargestellt werden.

	Variante 1	Variante 2	
Regendauer	46	41	[min]
Regenintensität	82	88	[mm/h]
Laufzeit der Hochwasserwelle	105	93	[min]
<b>Hochwasserspizze HQ<sub>150</sub></b>	<b>38,4</b>	<b>52,6</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>
Abflussspende	4,5	6,1	[m <sup>3</sup> /s*km <sup>2</sup> ] ]
Gesamtfracht Basisabfluss	ohne	184.000	218.000 [m <sup>3</sup> ]
Gesamtfracht	218.000	252.000	[m <sup>3</sup> ]

Tabelle 2: Ergebnisse der Berechnung der Bemessungsereignisse Ist-Zustand

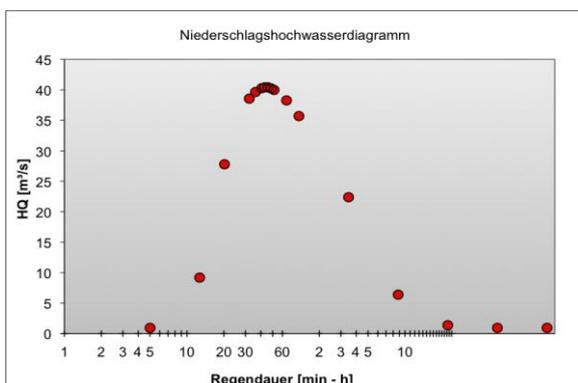


Abbildung 9: NS-HQ Diagramm Variante 1

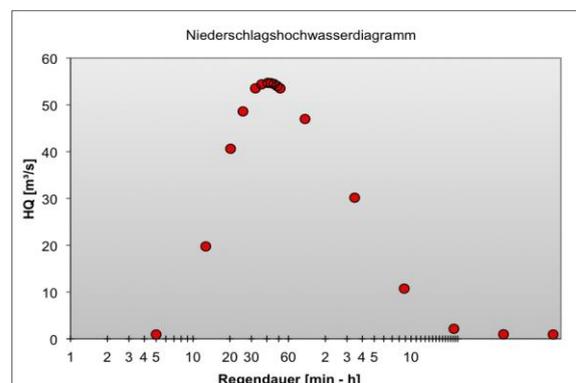


Abbildung 10: NS-HQ Diagramm Variante 2

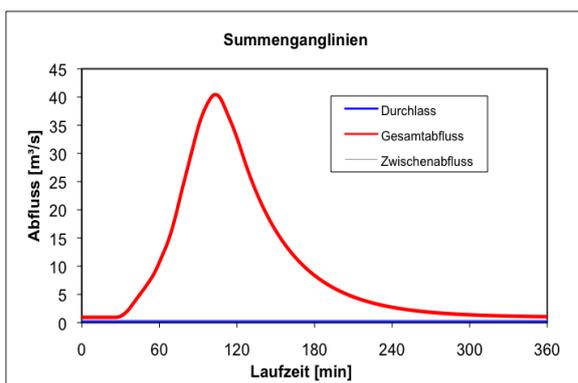


Abbildung 11: Summenganglinie Variante 1

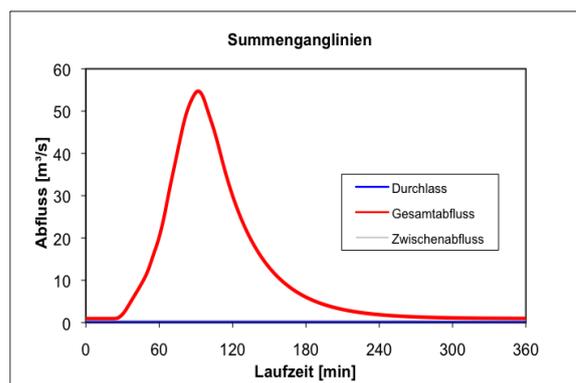


Abbildung 12: Summenganglinie Variante 2

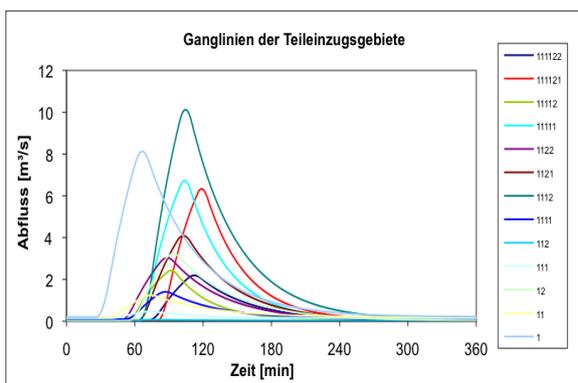


Abbildung 13: Ganglinie der TEZG Variante 1

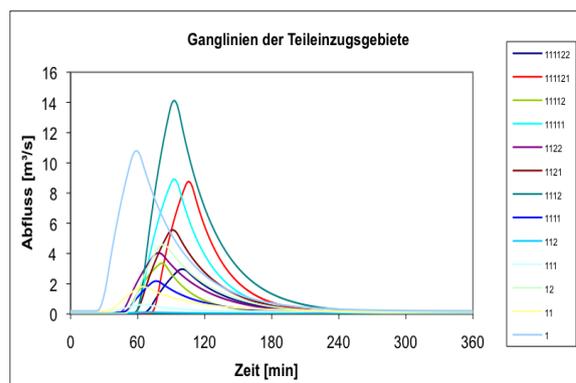


Abbildung 14: Ganglinie der TEZG Variante 2

Die Regendauer des Niederschlags, der die Hochwasserspitze auslöst, beträgt bei Varianten 1 46 Minuten und bei Variante 2 nur 41 Minuten. Der Niederschlag unterscheidet sich nur in der Regenintensität von 82 mm/h bzw. von 88 mm/h. Dadurch ergibt sich für Variante 1 eine Hochwasserspitze von 38,4 m<sup>3</sup>/s mit einer Laufzeit der Hochwasserwelle von 105 Minuten und für Variante 2 eine Hochwasserspitze von 52,6 m<sup>3</sup>/s mit einer Laufzeit der Hochwasserwelle von nur 93 min.

Die Geschwindigkeiten des Oberflächenabflusses liegen zwischen 3,7 cm/s und 26,4 cm/s bei Variante 1 und zwischen 4,9 cm/s und 31,5 cm/s bei Variante 2. Sie überschreiten nicht die empfohlene Grenze von 100 cm/s für den oberflächlichen gerinnelosen Abfluss. (TOTSCHNIG, 2009) Ebenso überschreiten die Fließgeschwindigkeiten im Gerinne, welche zwischen 0,8 m/s und 2,9 m/s bei Variante 1 und 0,9 m/s und 3,2 m/s bei Variante 2 liegen, nicht die empfohlene Grenze. Die Geschwindigkeiten sind reine Richtwerte, die bei der anschließenden Simulation des Abflusses genauer bestimmt werden können.

### 3.5.2 Diskussion Ist-Zustand

Der Basisabfluss ist aufgrund der vagen Annahme der Fließgeschwindigkeit im Gerinne eine grobe Schätzung. Bei der Berechnung der Varianten 1 und 2, ohne einen Basisabfluss im Modell ZEMOKOST zu berücksichtigen, ergaben sich geringe Unterschiede von maximal  $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$  bei der Hochwasserspitze. Ein deutlicher Unterschied zwischen Variante 1 und 2 liegt in der Größe der Frachten, die in Variante 2 deutlich höher liegen.

Die berechneten Geschwindigkeiten für den Abfluss im Gerinne am Gebietsauslass ( $2,9 \text{ m/s}$  bei Variante 1 und  $3,2 \text{ m/s}$  bei Variante 2) liegen sicher unter jenen, die tatsächlich bei einem hundertfünfzigjährlichem Ereignis auftreten würden. Dies kann auf die berechneten Rauigkeiten nach RICKENMANN (1996) zurückgeführt werden. Dieser geht bei der Herleitung der Rauigkeiten vom  $d_{90}$  aus, der für kleine Wildbäche bei Normalabfluss bei einem Gefälle von bis zu 63% bestimmt wurde. Der Ansatz gilt für natürliche Gerinne und liefert daher in hart verbauten Gerinnen zu niedrige Werte. Die Geschwindigkeiten für den oberflächlichen gerinnelosen Abfluss haben realistische Größen. Große Teile des Abflusses verursachen die Teileinzugsgebiete 1 und 1112 (siehe Abb. 1) aufgrund ihres hohen Anteils an versiegelten Flächen und trotz des geringen Gefälles in Teileinzugsgebiet 1.

Der Unterschied zwischen Variante 1 und Variante 2 bei der Regenintensität ergibt sich aus der Anwendung der Rauigkeits- und Abflussbeiwertklassen. Während bei Variante 1 z.B. bei der AKL 3 (31 – 50% des Niederschlages gelangen zum Oberflächenabfluss) der Mittelwert, also 40%, herangezogen wird, wird bei Variante 2 der obere Grenzwert, also 50%, für die Berechnung herangezogen. Daraus resultiert auch ein Unterschied bei den Laufzeiten der Hochwasserscheitel, der bei Variante 1 mit dem geringeren Durchfluss um 11 Minuten länger ist, als der in Variante 2. Aufgrund der höheren Niederschlagsintensität in Variante 2 kommt es, wie oben angeführt, zu einem größeren Abfluss. Der Einfluss der Rauigkeiten auf den Abfluss nimmt allerdings mit der größeren Wassermenge ab, wodurch die größere Hochwasserwelle schneller abläuft.

### 3.5.3 Gegenüberstellung historischer Zustand Variante 1 und Variante 2

Ebenso wie bei der Berechnung des Ist-Zustandes wurden bei der Berechnung des historischen Zustandes zwei Varianten berechnet, die sich in der Anwendung der Klassengrenzen der Abfluss- und Rauigkeitsbeiwerte unterscheiden. So wurden in Variante 1 die Mittelwerte der Abfluss- und Rauigkeitsklassen herangezogen. Im Gegensatz dazu wurden in Variante 2 mit den oberen Grenzwerten der Klassen gerechnet. Die dazugehörigen Ganglinien befinden sich in den Abbildung 15 bis Abbildung 20.

	Variante 1	Variante 2	
Regendauer	46	46	[min]
Regenintensität	81,5	81,5	[mm/h]
Laufzeit der Hochwasserwelle	114	104	[min]
<b>Hochwasserspitze HQ<sub>150</sub></b>	<b>23,0</b>	<b>34,0</b>	<b>[m<sup>3</sup>/s]</b>
Abflussspende	2,7	4,0	[m <sup>3</sup> /s*km <sup>2</sup> ]
Gesamtfracht Basisabfluss	ohne	135.000	184.000 [m <sup>3</sup> ]
Gesamtfracht	169.000	218.00	[m <sup>3</sup> ]

Tabelle 3: Ergebnisse der Berechnung der Bemessungsereignisse historischer Zustand

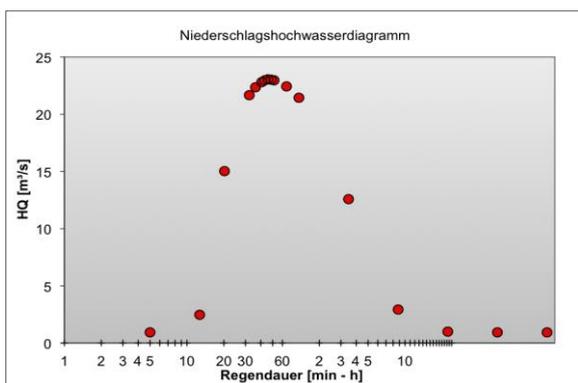


Abbildung 15: NS-HQ Diagramm Variante 1

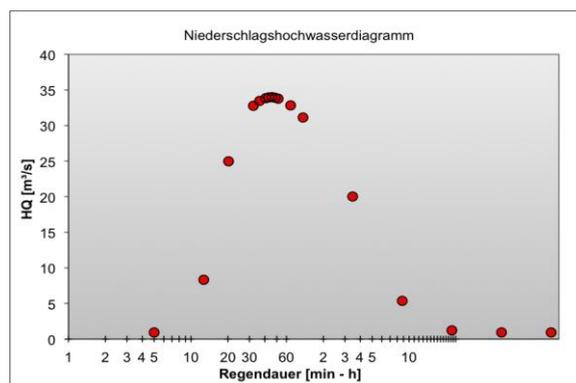


Abbildung 16: NS-HQ Diagramm Variante 2

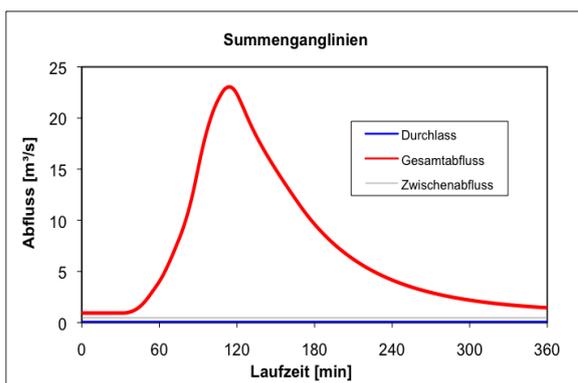


Abbildung 17: Summenganglinie Variante 1

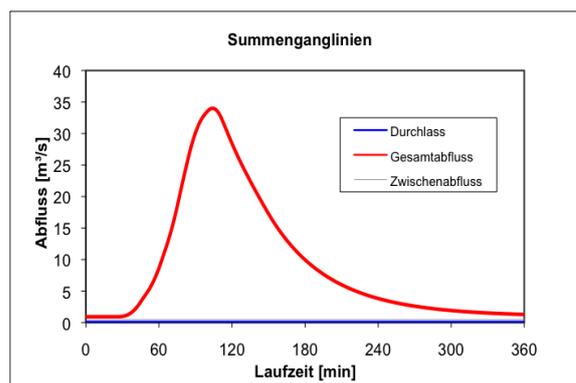


Abbildung 18: Summenganglinie Variante 2

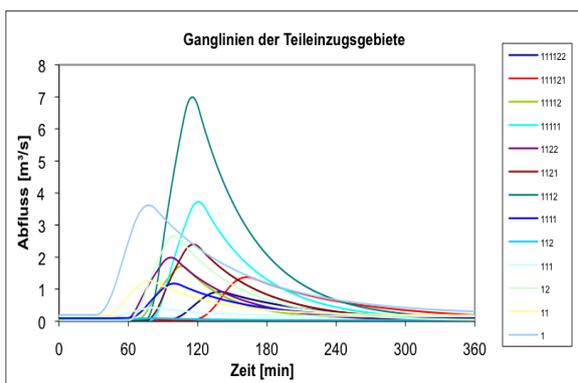


Abbildung 19: Ganglinie der TEZG Variante 1

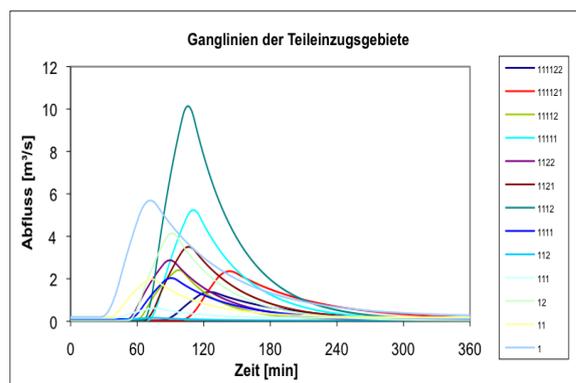


Abbildung 20: Ganglinie der TEZG Variante 2

### 3.5.4 Diskussion historischer Zustand

Die Regendauer und die Regenintensität sind bei beiden Varianten des historischen Zustands gleich. Unterschiede ergeben sich bei den Laufzeiten und Hochwasserspitzen. Der Scheitel der Hochwasserspitze in Variante 2 läuft um 10 Minuten schneller ab als in Variante 1. Im Gegensatz dazu ist der Spitzenabfluss der Variante 2 um 11 m<sup>3</sup>/s größer als in Variante 1.

### 3.5.5 Vergleich Ist-Zustand – historischer Zustand

Die maßgebliche Regendauer und Regenintensität unterscheidet sich in beiden Zuständen nur sehr gering voneinander. Bei den Laufzeiten der Hochwasserwelle werden die Unterschiede deutlicher. Im historischen Zustand sind die Laufzeiten um 9 bis 11 Minuten länger als im Ist-Zustand. Die Hochwasserspitzen fallen im historischen Zustand deutlich geringer aus. In Variante 1 des historischen Zustandes

ERGEBNISSE

ist der Abfluss um 15,4 m<sup>3</sup>/s geringer als im Ist-Zustand und in Variante 2 um 18,6 m<sup>3</sup>/s. Auch die daraus resultierenden Abflussspenden sind im historischen Zustand deutlich geringer als im Ist-Zustand. Die Unterschiede ergeben sich hauptsächlich durch die unterschiedliche Aufteilung der Abfluss- und Rauigkeitsklassen. In den folgenden Tabellen und Abbildungen sind die für die Berechnung verwendeten Flächen (in ha) gegenüber gestellt.

<b>AKL - Ist-Zustand</b>	0	1	2	3	4	5	6	<b>Summe</b>
TEZG								
111122			5,61	4,99	13,71	8,78	1,77	<b>34,86</b>
111121			34,71	12,65	29,03	11,29	3,98	<b>91,67</b>
11112		0,24	8,85	2,21	18,70	0,97	1,30	<b>32,27</b>
11111		0,67	5,45	16,00	39,53	11,46	3,60	<b>76,70</b>
1122		7,55	0,14	8,15	24,82	3,71	2,11	<b>46,47</b>
1121		5,30	7,54	6,82	40,13	1,11	3,86	<b>64,76</b>
1112		0,03	37,18	11,98	98,62	7,72	6,18	<b>161,71</b>
1111		36,68	1,42	11,34	4,62	0,37	0,87	<b>55,30</b>
112		3,05	0,49	0,06	0,19		0,06	<b>3,85</b>
111		4,12	2,71	2,97	0,50		0,07	<b>10,38</b>
12		24,23	0,22	28,36	24,12	2,59	3,40	<b>82,92</b>
11		16,17	4,13	16,09	4,11		1,10	<b>41,60</b>
1		2,95	21,00	96,14	6,47	0,72	23,46	<b>150,73</b>
<b>Summe</b>	<b>0</b>	<b>101,00</b>	<b>129,45</b>	<b>217,76</b>	<b>304,55</b>	<b>48,71</b>	<b>51,75</b>	

<b>AKL - Hist. Zustand</b>	0	1	2	3	4	5	6	<b>Summe</b>
TEZG								
111122		7,88	9,65	2,28	12,67	1,97	0,20	<b>34,65</b>
111121		21,63	49,12	1,54	17,80	1,08	0,56	<b>91,74</b>
11112		6,13	7,46	0,54	16,02	1,89	0,30	<b>32,35</b>
11111		6,95	15,84	9,00	36,15	8,18	0,67	<b>76,79</b>
1122		5,19	12,95	4,04	21,95	2,63	0,34	<b>47,10</b>
1121		12,86	16,22	3,92	27,52	3,71	0,52	<b>64,75</b>
1112		22,63	47,78	7,18	73,48	11,14	0,78	<b>162,98</b>
1111		1,04	44,44	5,14	5,35	0,03	0,05	<b>56,05</b>
112			3,75		0,09	0,02		<b>3,86</b>
111			7,35	2,59	0,60	0,03		<b>10,57</b>
12		4,46	48,44	5,86	27,54	2,42	0,27	<b>88,99</b>
11			26,24	12,66	3,00	0,14	0,10	<b>42,13</b>
1		0,01	71,50	66,33	12,07	3,67	0,80	<b>154,38</b>
<b>Summe</b>	<b>0</b>	<b>88,78</b>	<b>360,74</b>	<b>121,07</b>	<b>254,24</b>	<b>36,91</b>	<b>4,59</b>	

Tabelle 4: Abflussbeiwerte Ist-Zustand und historischer Zustand

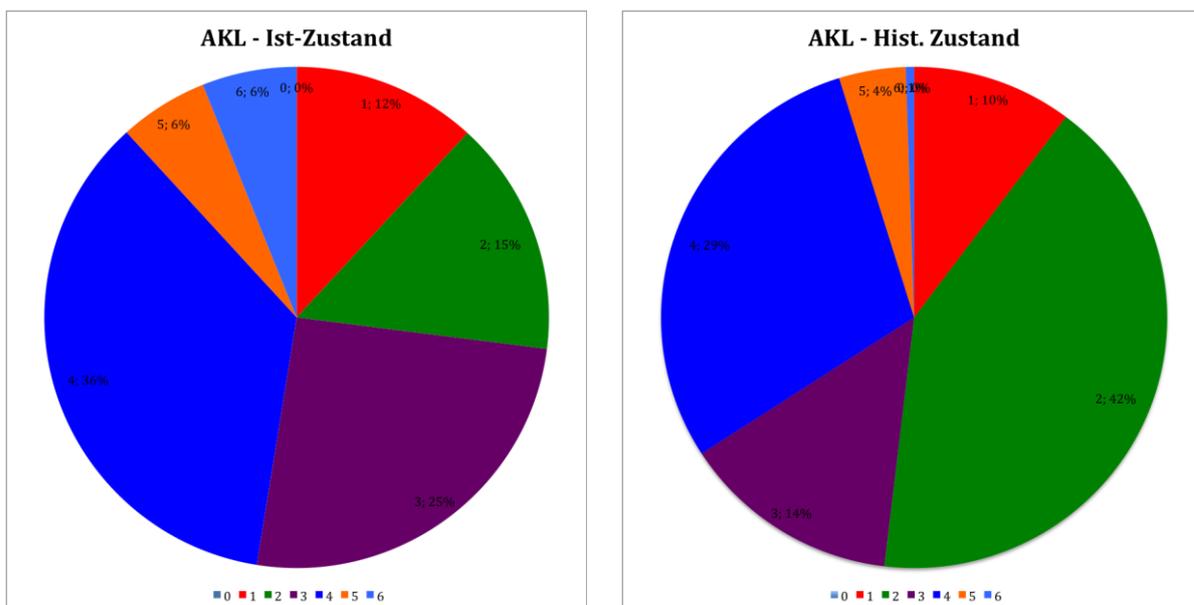


Abbildung 21: Vergleich Abflussklassen Ist-Zustand und historischer Zustand

RKL - Ist-Zustand	1	2	3	4	5	6	Summe
TEZG							
111122	2,30	13,37	17,29	1,90			<b>34,86</b>
111121	11,03	36,96	43,68				<b>91,67</b>
11112	1,78	5,01	25,48				<b>32,27</b>
11111	9,28	27,33	40,09				<b>76,70</b>
1122	5,15	12,12	21,70	0,14	7,36		<b>46,47</b>
1121	4,74	12,59	34,63	7,54	5,25		<b>64,76</b>
1112	7,28	27,21	90,89	36,32			<b>161,71</b>
1111	0,87	37,52	15,53	1,38			<b>55,30</b>
112	0,06		1,83	0,49	1,48		<b>3,85</b>
111	0,07	4,20	3,40	2,71			<b>10,38</b>
12	4,51	24,74	39,49	7,85	6,33		<b>82,92</b>
11	1,10	10,55	25,83	4,13	0,00		<b>41,60</b>
1	23,46	16,67	98,81	9,41	2,39		<b>150,73</b>
<b>Summe</b>	<b>71,62</b>	<b>228,27</b>	<b>458,65</b>	<b>71,87</b>	<b>22,81</b>	<b>0,00</b>	

RKL - Hist. Zustand	1	2	3	4	5	6	Summe
TEZG							
111122	0,20	15,16	3,45	7,33	8,50		<b>34,65</b>
111121	0,56	19,35	27,34	20,91	23,58		<b>91,74</b>
11112	0,30	18,44	4,24	3,11	6,26		<b>32,35</b>
11111	0,67	43,53	12,50	14,39	5,71		<b>76,79</b>
1122	0,34	25,00	9,33	6,59	5,85		<b>47,10</b>
1121	0,52	32,01	9,37	10,87	11,97		<b>64,75</b>
1112	0,78	86,04	23,72	24,54	27,91		<b>162,98</b>
1111	0,05	5,91	28,46	20,53	1,10		<b>56,05</b>
112		0,10	2,70	0,43	0,62		<b>3,86</b>
111		0,63	6,66	3,28			<b>10,57</b>
12	0,27	31,11	38,44	12,43	6,74		<b>88,99</b>
11	0,10	4,70	31,07	5,77	0,49		<b>42,13</b>
1	0,80	15,80	92,76	4,60	40,42		<b>154,38</b>
<b>Summe</b>	<b>4,59</b>	<b>297,78</b>	<b>290,05</b>	<b>134,77</b>	<b>139,15</b>	<b>0,00</b>	

Tabelle 5: Rauigkeitsklassen Ist-Zustand und historischer Zustand

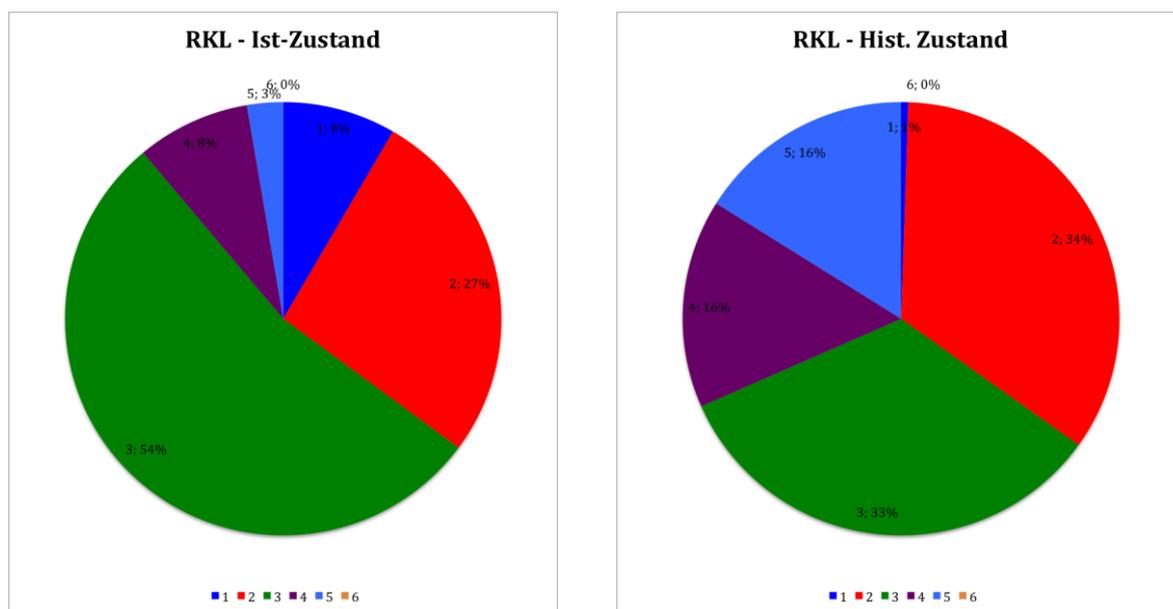


Abbildung 22: Vergleich Rauigkeitsklassen Ist-Zustand und historischer Zustand

### 3.5.6 Diskussion Vergleich Ist-Zustand – historischer Zustand

Die Unterschiede aus den beiden analysierten Zuständen ergeben sich vorrangig durch die deutlich geringere Bodenversiegelung im historischen Zustand. Vor allem im untersten Teileinzugsgebiet 1 (siehe Abb. 1) ist die Zunahme an Oberflächenversiegelung durch Straßen und Häuser sehr deutlich. Auch der Anteil an Ackerflächen hat im Ist-Zustand deutlich zugenommen.

Im historischen Zustand ergibt sich ein höherer Rückhalt des gefallen Niederschlags aus den geänderten Gebietsparametern. Dieser wirkt sich als erstes auf die Laufzeit des Hochwasserscheitels aus, die im historischen Zustand länger ist. Auch die Hochwasserspitze ist deutlich gekappt. Allerdings kommt es durch die längere Laufzeit im historischen Zustand, trotz der kleineren Hochwasserspitzen, zu einem Abfluss hoher Gesamtfrachten. Die Gesamtfracht ohne Basisabfluss in Variante 1 des Ist-Zustandes und die Gesamtfracht ohne Basisabfluss des historischen Zustands der Variante 2 sind sogar gleich.

Durch die erhöhte Retention im historischen Zustand läuft ein Hochwasserereignis somit langsamer und mit geringeren Auswirkungen ab.

### **3.5.7 Technischer Bericht 1967**

Im Technischen Bericht zum Ergänzungsprojekt Höllmühlbach 1967 der Stadtgemeinde Linz wird von folgenden Werten für die Dimensionierung einer Regulierung ausgegangen: Die Werte beziehen sich auf ein Profil auf Höhe Leonfeldner Bundesstrasse. Es wird von einer Höchstwassermenge von 38,5 m<sup>3</sup>/s ausgegangen, die sich aus einer spezifischen Abflussmenge von 5,6 m<sup>3</sup>/s\*km<sup>2</sup> für ein 6,7 km<sup>2</sup> großes Einzugsgebiet ergibt.

Aufgrund der unterschiedlichen Einzugsgebietsgröße sind die Werte für die Höchstwassermenge aus dem Technischen Bericht 1967 nur bedingt mit den in ZEMOKOST berechneten Werten vergleichbar. Die spezifische Abflussmenge von 5,6 m<sup>3</sup>/s\*km<sup>2</sup> im Technischen Bericht von 1967 liegt zwischen den beiden berechneten Varianten 1 und 2.

### **3.5.8 Empirische Formeln zur HQ-Abschätzung**

Es wurde hier versucht einige empirische Formeln zur Abschätzung von Hochwässern in Wildbacheinzugsgebieten anzuwenden. Dabei wurden auch jene Formeln verwendet, die nicht genau zu der Größe und Charakteristik des Einzugsgebietes des Höllmühlbaches passen, um die weite Streuung der möglichen Abflüsse zu zeigen. Die Formeln wurden aus der Zusammenstellung von HAGEN et al., 2007 entnommen und sind im Anhang detailliert angeführt.

ERGEBNISSE

WUNDT (1953)	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$\alpha=$	13,80	
	$\beta=$	0,60	
	<b>HQ<sub>90%</sub>=</b>	<b>50,1</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
KLEMENT und WUNDERLICH (1964)	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	<b>HHQ=</b>	<b>33,0</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
HOFBAUER (1916)	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$\alpha=$	0,35	
	<b>HHQ=</b>	<b>61,5</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
KÜRSTEINER (1917)	<b>HHQ=</b>	<b>123,0</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
KÜRSTEINER in BERGTHALER (1967)	$\alpha=$	9,00	
	<b>HQ<sub>100</sub>=</b>	<b>37,7</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$\alpha=$	9,00	
KRESNIK (1886)	$C_{Kü}=$	1,00	
	<b>HQ<sub>100</sub>=</b>	<b>36,4</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$\alpha=$	1,00	
HOFFMANN (1970,1971)	<b>HQ=</b>	<b>80,0</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$\alpha=$	5,00	
MELLI (1924)	<b>HQ=</b>	<b>21,0</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	<b>HHQ=</b>	<b>44,5</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
MÜLLER (1943)	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$\alpha=$	0,20	
	<b>HHQ=</b>	<b>36,0</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
HAMPEL (1968, 1970) für alpine Randgebiete	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$h_{100}=$	124,10	mm
	<b>HQ=</b>	<b>90,9</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
HAMPEL (1978, 1979) Tiroler Verhältnisse und Alpen Nordrand	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	$h_{100}=$	124,10	mm
	$S_{Hu}=$	255,00	m
	<b>HQ=</b>	<b>80,3</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
	$Q_b=$	0,10	m <sup>3</sup> /s
LAUTERBURG (1887) HQ aus Stundenregen	$\alpha_1=$	0,10	
	$\alpha_2=$	0,20	
	$\alpha_3=$	0,15	
	$h_n=$	65,20	mm/h
	$A_E=$	8,58	km <sup>2</sup>
	<b>HQ=</b>	<b>56,7</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>

ERGEBNISSE

LAUTERBURG (1887) HQ aus Tagesregen	$Q_b=$	0,10	$m^3/s$
	$\alpha_1=$	0,10	
	$\alpha_2=$	0,20	
	$\alpha_3=$	0,15	
	$h_n=$	140,60	mm/d
	$A_E=$	8,58	$km^2$
	<b>HQ=</b>	<b>22,9</b>	<b><math>m^3/s</math></b>
LAUTERBURG (1887) HQ aus Landregen	$Q_b=$	0,10	$m^3/s$
	$\alpha_1=$	0,10	
	$\alpha_2=$	0,20	
	$\alpha_3=$	0,15	
	$h_n=$	180,30	mm/d
	$A_E=$	8,58	$km^2$
	<b>HQ=</b>	<b>15,7</b>	<b><math>m^3/s</math></b>
HZB (in SCHAFFERNAK (1935))	$C_{ISZ}=$	0,08	
	$h_{N,1h} =$	65,20	mm
	$h_{N,d} =$	140,60	mm
	$A_E=$	8,58	$km^2$
	<b>HQ=</b>	<b>34,9</b>	<b><math>m^3/s</math></b>

Tabelle 6: Ergebnisse der HQ-Abschätzung mit empirischen Formeln

Die Werte aus dem Modell ZEMOKOST aus der Variante 2 des Ist-Zustandes kommen sehr nahe an das Ergebnis der Formel nach WUNDT heran. Die Werte aus dem Modell liegen lediglich um  $2,48 m^3/s$  über denen aus der Berechnung nach WUNDT.

## 4. Hydraulische Simulation

### 4.1 Einleitung

In Einzugsgebieten von Wildbächen wird versucht mittels moderner Simulationstechniken die komplexen Abflussprozesse abzubilden. Aufgrund von gesteigerten Rechnerleistungen und moderneren Vermessungsmethoden wie z.B. dem Laserscan, geht der Trend in der hydraulischen Simulation heute weg von den 1D-Modellen hin zu 2D-Modellen. Durch Kopplung der Modelle mit „Pre- und Postprocessing“-Programmen und Geographischen Informationssystemen werden schon sehr gute Ergebnisse erzielt. Um die Modelle in der Praxis anwenden zu können, ist es erforderlich diese zuerst auf ihre Tauglichkeit für den Einsatz (auch in Wildbach Einzugsgebieten) zu testen. Im Folgenden wurden zwei solcher Modelle getestet und ihre Anwendbarkeit in Wildbach Einzugsgebieten beschrieben. (HABERSACK et al., 2003)

## 4.2 Untersuchungsgebiet für die 2D-Simulation

Das Untersuchungsgebiet für die 2D-Simulation ist das unterste Teileinzugsgebiet aus dem zuvor berechneten Niederschlags-Abflussmodell. Es befindet sich in den Katastralgemeinden Urfahr, Pöstlingberg und Katzbach. Die Abgrenzung ist in Abbildung 23 ersichtlich.

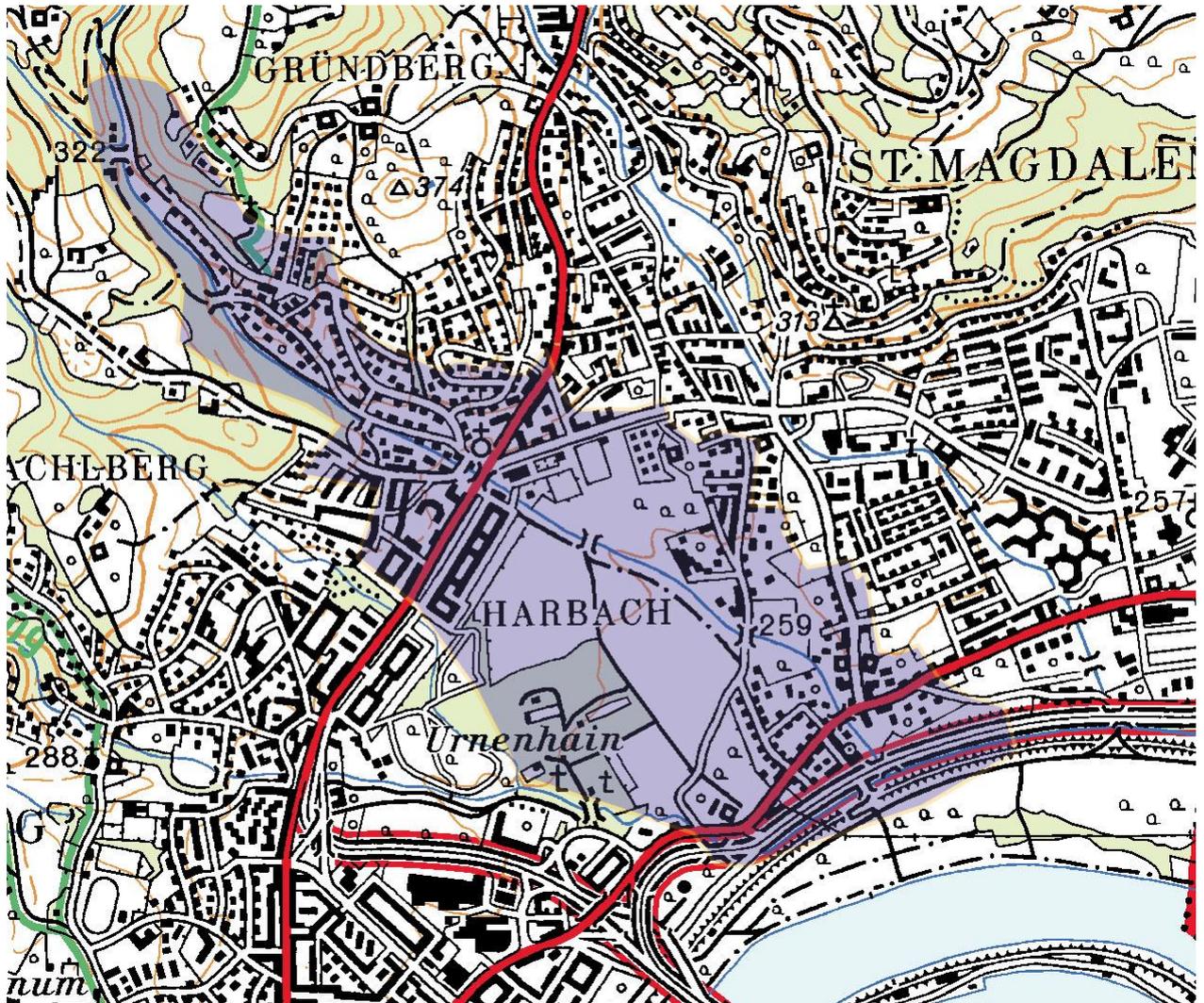


Abbildung 23: Umgrenzung der Fläche für die Simulation in ÖK

Fläche:	1,43 km <sup>2</sup>
Flusslänge:	2767 m
Flussbreite:	3 – 5 m
Höhenlage:	251,18 m.ü.A. – 320,06 m.ü.A.
durchschn. Gefälle:	2,75 %

Die Fließstrecke für die 2D-Simulation beginnt ab dem hart verbauten Teil des Höllmühlbaches und durchfließt hauptsächlich stark besiedeltes Gebiet.

Um die Auswirkungen auf die Siedlungsflächen im stark verbauten Gebiet abschätzen und beurteilen zu können, wird der Ablauf einer Hochwasserwelle, die aus einem 150 jährlichem Niederschlagsereignis resultiert, simuliert. Das Hauptaugenmerk dabei liegt im untersten Teileinzugsgebiet des Höllmühlbaches am Beginn der Siedlungen. Hier ist der Höllmühlbach durchgehend mit einem ausgekleideten Betonbett hart verbaut.

#### **4.2.1 Hochwassergefährdung des Gebietes**

Bis jetzt sind am Höllmühlbach Extremereignisse, die vermehrten Schaden angerichtet haben, weder bekannt noch dokumentiert. Durch die Errichtung der harten Verbauung in den 1960er Jahren und die erhöhte Besiedelung, speziell auch durch Industriebetriebe, wird angenommen, dass das Gefährdungspotential des Höllmühlbaches gestiegen ist. Besonderes Augenmerk bei der Beurteilung des Gefährdungspotentials liegt dabei auf den Brücken der B126 Leonfeldner Straße (hm 13.805) und der Pachmayerstraße (hm 14.555). Kommt es hier im Hochwasserfall zu einer Verklausung und Ausuferungen sind die anliegenden Gewerbebetriebe stark hochwassergefährdet.

## **4.3 MIKE FLOOD**

Im Zuge der Diplomarbeit sollte das Programm MIKE FLOOD der Firma DHI Software auf die Tauglichkeit für Anwendungen im Wildbachbereich getestet werden. Im Programmpaket MIKE FLOOD sind eindimensionale Modelle sowie zweidimensionale Modelle in ein System integriert. Dieser Ansatz ermöglicht die Verwendung der Vorteile der ein- und zweidimensionalen Modelle und vermeidet gleichzeitig die Limitierungen der Auflösung und Genauigkeit der eindimensionalen Modelle. (DHI Software, 2007)

### **4.3.1 Datengrundlagen**

- Digitales Geländemodell (Auflösung 1x1 m)
- Abflussganglinie aus dem N-A-Modell
- Abmessungen und hydraulische Parameter von Flussbauwerken (Brücken)
- Regelprofile aus Technischem Bericht 1967

### 4.3.2 1D-Simulation

Um eine Kopplung der 1D- und 2D-Simulation im Programm MIKE FLOOD durchführen zu können, müssen beide Teile (1D- und 2D) unabhängig voneinander stabil laufen. Die 1D-Simulation wurde im Programm MIKE 11 durchgeführt. Die für die 1D-Simulation benötigten Querprofile wurden aus einem digitalen Geländemodell mit einer Auflösung von 1x1 Meter mit Hilfe eines GIS Programms generiert. Entlang des Flussschlauches wurde alle 30 Meter ein Profil gelegt, bei welchen die x- und y-Koordinaten und die dazugehörigen Höhen bekannt sind. Um eine höhere Genauigkeit zu erreichen, wurden die Profile mit den Daten und Vorlagen der Regelprofile (Abbildung 24) aus dem Technischen Bericht von 1967 ergänzt.

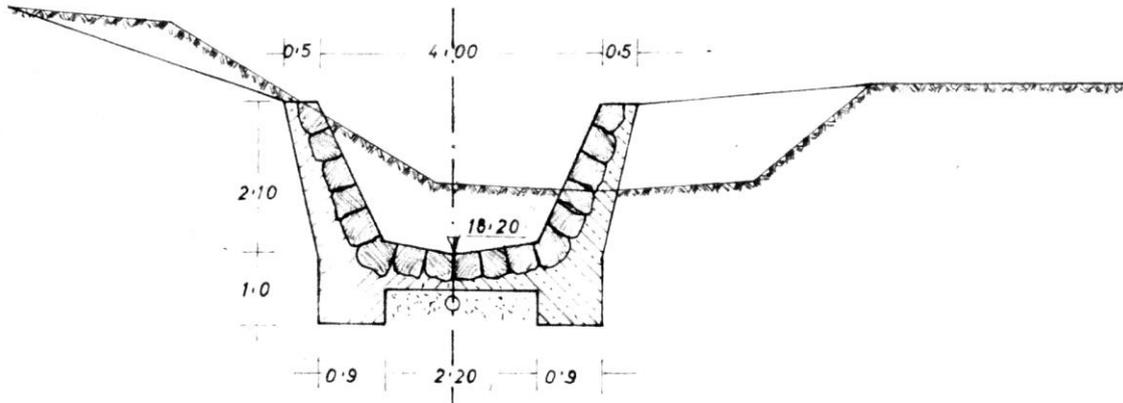


Abbildung 24: Regelquerschnitt aus dem Technischen Bericht

In den Profilen wurden die Rauigkeiten innerhalb von drei Zonen definiert, zum einen die Rauigkeiten innerhalb des Flussschlauches und zum anderen die Rauigkeiten im linken und rechten Vorland.

Als Randbedingung am Gebietseinlass wurden die zuvor im Programm ZEMOKOST berechneten Ganglinien definiert. Am Gebietsauslass wurde als Randbedingung ein konstanter Wasserstand im Vorfluter angenommen.

### 4.3.3 Ergebnisse

Im obersten Teil des Flussabschnittes verläuft die Hochwasserwelle größtenteils im Flussschlauch. Ab hm 22.543 kommt es, bedingt durch eine Brücke, zu einem Aufstau des Wassers und zu einem gleichzeitigen Abfall der Fließgeschwindigkeit.

Nach der Brücke steigt die Fließgeschwindigkeit wiederum rasch an und der Wasserspiegel fällt. Die gleiche Situation tritt bei den folgenden Brücken bei hm 17.279, hm 14.498 und hm 13.862 auf. Es kommt jeweils zu einem Aufstau verbunden mit einem Abfall der Fließgeschwindigkeiten. Im untersten Profil des Flussschlauches treten wieder numerische Schwankungen auf. Der Durchfluss verläuft über die gesamte Simulationsdauer sehr stabil. Ab hm 16.000 kommt es aber zu einer Abflachung des Spitzenabflusses von 54,7 m<sup>3</sup>/s aufgrund der fließenden Retention. Am Gebietsauslass liegt der Spitzenabfluss nur mehr bei 43,2 m<sup>3</sup>/s.

#### **4.3.4 Ergebnisdiskussion**

Für die Kalibrierung der erhaltenen Ergebnisse stehen leider keine dokumentierten Extremereignisse zur Verfügung. Da die Anpassung der Fließgeschwindigkeiten und der daraus resultierenden Abflusstiefen über die gewählten Rauigkeiten erfolgt, wurden diese mit größter Sorgfalt ausgewählt und mit den erhaltenen Fließgeschwindigkeiten angepasst.

Der größte Nachteil beim vorliegenden 1D-Modell besteht sicher am Anfang in der Datengrundlage mit dem vorhandenen Laserscan, der bei einer Genauigkeit zwischen  $\pm 10 - 20$  cm liegt. Daraus ergibt sich natürlich eine Ungenauigkeit in den daraus generierten Querprofilen. Bei der Ergänzung durch Daten aus dem Technischen Bericht von 1967 war es schwer zu beurteilen, in welcher Höhenlage die Querprofile einzuhängen sind, da der Laser nicht den definitiv tiefsten Punkt eines Profils getroffen hat. Durch die Anpassung des Längenschnittes, um ein möglichst homogenes Gefälle zu erreichen, konnten diese Ungenauigkeiten zum Teil behoben werden.

Die Randbedingung am Gebietsauslass mit einem konstanten Wasserstand ist eine Annahme, da das Programm MIKE 11 keine „offene“ Randbedingung zulässt. Allerdings wurde dieser Wasserstand in ausreichendem Abstand vom letzten Profil des Simulationsgebietes angenommen, wodurch sich für das betrachtete Gebiet keine Nachteile ergeben. Am Gebietseinlass wurde ebenso 100 Meter oberhalb des ersten Profils im Simulationsgebiet ein weiteres fiktives Profil angenommen, um Schwankungen am Simulationsbeginn auszugleichen, damit eine stabile Welle das eigentliche Simulationsgebiet erreicht. Die Brücken sind der große Schwachpunkt in

der 1D-Simulation. Obwohl alle zur Verfügung stehenden Brückentypen getestet wurden, konnten keinen befriedigenden Ergebnisse an den Brücken erzielt werden. Es kommt zumeist im Rückstaubereich der Brücken zu numerischen Instabilitäten.

#### 4.3.5 2D-Simulation

Wie oben angeführt, werden für die Kopplung von 1D- und 2D-Simulation stabil laufende 1D- und 2D-Modelle benötigt. Für die 2D-Simulation wurde das Programm MIKE 21 FM verwendet, welches auf dem Ansatz der flexiblen Vermaschung des Geländes basiert. Das Programm wurde entwickelt für Anwendungen in ozeanographischen, küstennahen Gebieten sowie Meereseinmündungen, aber auch für Anwendungen des Überlandabflusses.

Als Grundlage für die Vermaschung des Geländes wurde der Laserscan mit einer Auflösung von 1x1 m herangezogen. Um die Stabilität und die Randbedingungen des Programms zu testen, wurde nur ein kleiner Ausschnitt des Einzugsgebietes herangezogen, um dann in weiterer Folge mit den daraus gewonnenen Erfahrungen das gesamte Gebiet zu simulieren. In Abbildung 25 ist der Ausschnitt, mit einem Orthofoto als Grundlage, dargestellt



Abbildung 25: Ausschnitt aus dem Einzugsgebiet

Dieser Ausschnitt des Einzugsgebietes verfügt über das größte Gefälle im Simulationsbereich und ist daher geeignet die Stabilität des Programms, auch für den restlichen Teil des Simulationsgebietes, zu testen.

Als obere Randbedingung wurde der Zufluss in  $\text{m}^3/\text{s}$  in das Einzugsgebiet mit einer äquidistanten Ganglinie definiert. Die Ganglinie wurde im Programm ZEMOKOST berechnet und stellt den Abfluss  $\text{HQ}_{150}$  dar, der aus einem 150 jährlichem Niederschlag resultiert. Vor der eigentlichen Hochwasserwelle wurde über zwei Stunden ein Abfluss von  $0,93 \text{ m}^3/\text{s}$  definiert, um den gesamten Flussschlauch vor Eintreffen der Hochwasserwelle zu benetzen. Als untere Randbedingung wurde ein konstanter Wasserstand am untersten Punkte des Flussschlauches definiert. Als minimaler Zeitschritt wurde  $0,0001$  Sekunden und als maximaler Zeitschritt  $0,1$  Sekunden gewählt. Die Obergrenze der Courant-Zahl wurde mit  $1$  definiert. Als weitere Startbedingung wurde über die gesamte Fläche des Einzugsgebietes eine Anfangsbedingung definiert. Als Startwasserhöhe wurde die „drying depth“ mit  $0,05 \text{ m}$  angenommen, die  $u$ - und  $v$ - Geschwindigkeiten wurden mit  $0 \text{ m/s}$  angenommen.

#### **4.3.6 Ergebnisse**

Leider konnten bei der 2D-Simulation keine Ergebnisse erzielt werden. Die Simulation wurde durch das Programm abgebrochen („Abnormal run completion“) aufgrund von CFL Zahlen über  $1.000.000$ .

Als erstes Problem stellte sich die untere Randbedingung heraus. Das Programm erlaubt hier keine „offene“ Randbedingung. Das Wasser floss nicht, wie man annehmen könnte, einfach aus dem Einzugsgebiet heraus. Es bildete sich im unteren Teil des Einzugsgebietes, in der Phase der Benetzung mit einem Abfluss von  $0,93 \text{ m}^3/\text{s}$  ein See, der nicht aus dem Einzugsgebiet ausfloss. Ein Screenshot aus dem Programm in Abbildung 26 verdeutlicht das auftretende Problem.

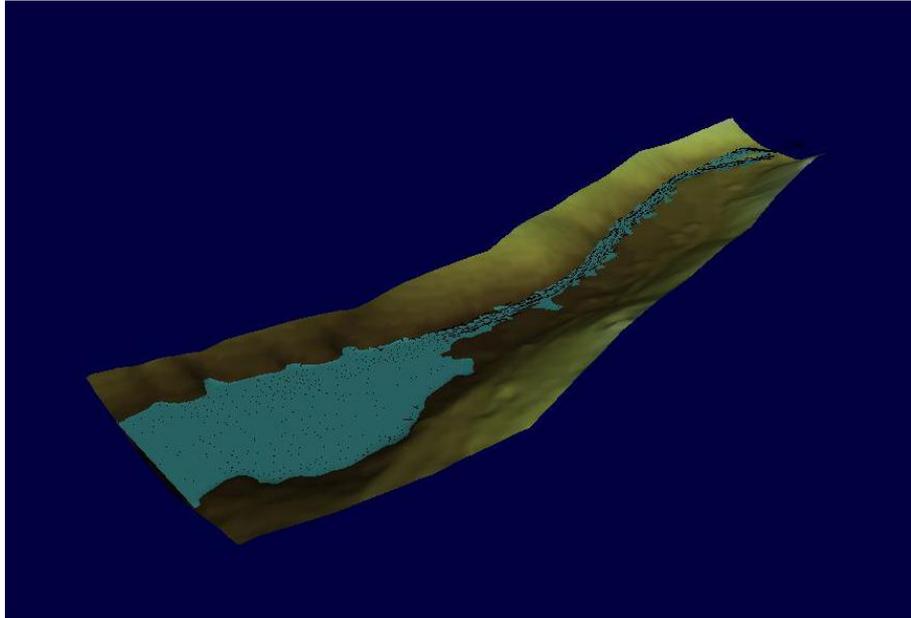


Abbildung 26: Nicht normaler Ausfluss aus dem Einzugsgebiet

Zum Abbruch der Simulation führten nicht erklärbare numerische Probleme. Im Bereich der unteren Randbedingung wurden unrealistisch hohe CFL-Zahlen berechnet, die zum Abbruch führten. In Abbildung 27 sind die unrealistischen Werte am unteren Ende der Simulationsfläche dargestellt.

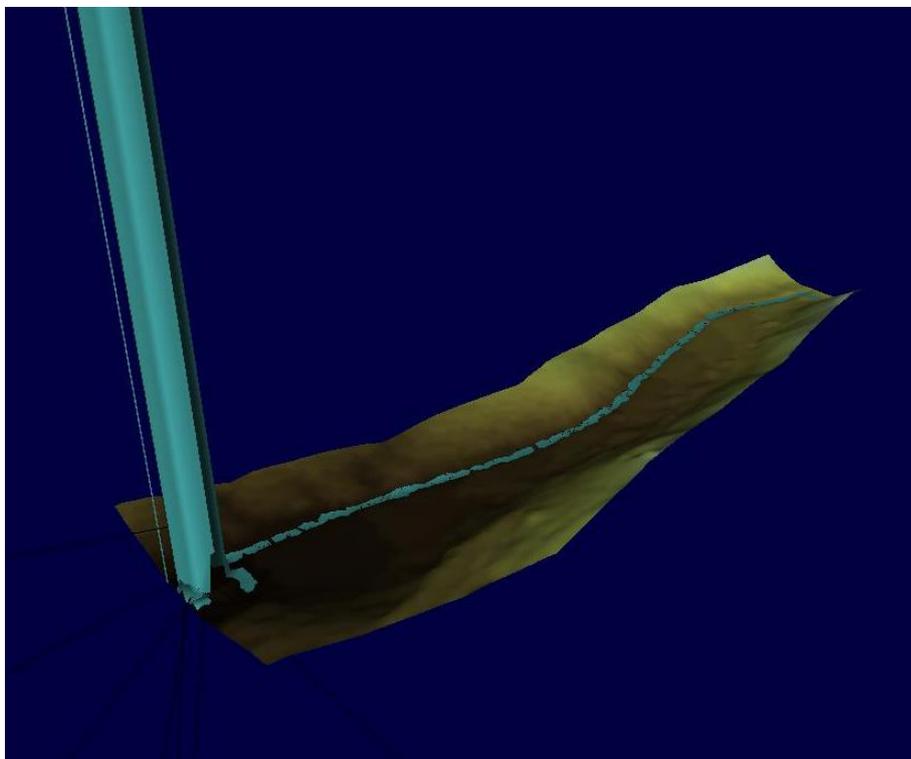


Abbildung 27: Abbruch der 2D-Simulation

#### **4.3.7 Anwendbarkeit**

Wie oben angeführt, wurde das Programm entwickelt für Anwendungen in küstennahen Gebieten. In diesen Gebieten ist das Gefälle von Gewässern naturgemäß sehr gering bzw. bei Anwendungen in ozeanographischen Bereichen bei null. Im Gegensatz dazu beträgt das Gefälle des Höllmühlbaches im oberen Teil des Einzugsgebietes zwischen 3% und 6%. Für diese speziellen Bedingungen ist das Programm MIKE FLOOD nicht konzipiert und es konnten dadurch keine realistischen Ergebnisse erzielt werden. Es ist daher nicht zu empfehlen, das Programm MIKE FLOOD für die Abflusssimulation in alpinen Einzugsgebieten heranzuziehen.

#### **4.3.8 Erfahrungen mit dem technischen Support**

Die oben besprochenen Probleme wurden auch dem technischen Support der Firma DHI Software Inc. mitgeteilt und um Hilfe gebeten. Zum einen dauerte es meistens einige Tage bis eine entsprechende Antwort folgte, zum anderen waren diese meist nicht zufriedenstellend. Die Empfehlungen beschränkten sich meist darauf, einige Parameter wie die Zeitschritte oder Rasterweite zu variieren, was sowieso gemacht wurde.

Schlussendlich wurde die Hilfe „verweigert“, bzw. auf einen kurzen Blick auf das Problem beschränkt, da am Institut die Programmversion 2007 verwendet wurde. Für den vollen Support hätte die Version 2009 gekauft werden müssen.

## 4.4 RiverFLO-2D

Aufgrund der oben angeführten Probleme wurde auf das Programm RiverFLO-2D der Firma FLO-2D Software Inc. übergegangen.

### 4.4.1 Allgemein

Das Programm RiverFLO-2D der Firma FLO-2D Software Inc. ist ein hydrodynamisches Finite Elemente Modell speziell für die Simulation des Abflusses in Flüssen. Es ist möglich, Hochwasserabflüsse und die dadurch auftretenden Veränderungen im Flussbett mit einer hohen Auflösung und trotzdem großer Stabilität des Programms zu simulieren. Mit dem anpassungsfähigen triangulären Maschennetz ist es möglich, Gebiete von höherem Interesse genauer zu simulieren.

Die RiverFLO-2D Benutzeroberfläche ist angelehnt an das Argus Open Enviroment (ArgusONE). Mit dieser GIS-integrierten Software ist es möglich, die für die Simulation benötigten triangulären Netze zu generieren und zu verfeinern. Ebenso werden hier die Randbedingungen und die Rauigkeiten für den späteren Export in RiverFLO-2D definiert. (FLO-2D Software, Inc., 2009)

### 4.4.2 Mathematische Grundlagen

RiverFLO-2D verwendet die Flachwassergleichungen für die Berechnung des tiefengemittelten freien Oberflächenabflusses:

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial UH}{\partial x} + \frac{\partial VH}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + V \frac{\partial U}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{\tau_{bx}}{\rho H} = 0$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + U \frac{\partial V}{\partial x} + V \frac{\partial V}{\partial y} + g \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{\tau_{by}}{\rho H} = 0$$

x, y	... horizontale Koordinaten
t	... Zeit
$\eta$	... Höhe der Wasseroberfläche

H	... Wassertiefe
U, V	... Geschwindigkeiten in x- und y-Richtung
$\rho$	... Dichte
g	... Gravitationskonstante
$\tau_{bx}, \tau_{by}$	... Schubspannungen

Für die Diskretisierung der Finiten Elemente wird das Standard Galerkin gewichtete Residuen Lösungsschema angewandt. (FLO-2D Software, Inc., 2009)

#### 4.4.3 Datengrundlage

- Digitales Geländemodell (Auflösung 1x1 m)
- Abflussganglinie aus dem N-A-Modell
- Katasterplan der Stadt Linz
- Orthofotos

Grundsätzlich muss, bevor die Simulation in RiverFLO-2D gestartet wird, eine Datenaufbereitung in der GIS Software ArgusONE erfolgen. Aus ArgusONE werden drei verschiedene ASCII Textfiles exportiert, die im Anschluss für die Simulation in RiverFLO-2D herangezogen werden.

#### 4.4.4 ArgusONE Input

Im Folgenden werden die benötigten Arbeitsschritte zur Datenaufbereitung in Kürze erläutert:

- *BedElevation*: Dieser Daten Layer wird verwendet, um die benötigten Gelände- und Flussstrukturen von einem XYZ ASCII-file zu importieren: Die Geländestrukturen wurden in ArcMap aus dem digitalen Geländemodell (Laserscan) aufbereitet und als Punktdaten mit X-, Y-, Z-Koordinaten in ArgusONE importiert. Die Aufbereitung der Geländedaten ist mitunter der wichtigste Schritt in einer Simulation. Da im Geländemodell zumeist die Brücken nicht sauber herausgerechnet wurden, wurde der Laserscan im ArcGIS in ein TIN umgerechnet, wobei der Flussschlauch mit Bruchkanten definiert wurde. So konnten die „Dämme“, die im Flussschlauch bestanden, durchbrochen werden.

Die „Dämme“ resultieren aus dem nicht sauber bereinigten Laserscan, bei dem die Brücken über den Höllmühlbach noch als die angesprochenen „Dämme“ bestehen. Anschließend wurde das erzeugte TIN wieder in einen Raster zurückgerechnet, welcher dann in ArgusONE importiert wurde.

- *DomainOutline*: Der Layer DomainOutline enthält Polygone, die die externe äußere Umrandung sowie die internen Inseln und Hindernisse enthalten. Als äußere Begrenzung der Simulationsfläche wurde eine grobe Abschätzung der Ausbreitungsfläche des Höllmühlbaches bei einem HQ<sub>150</sub> getroffen und als Shapefile in ArgusONE importiert. Die sog. „no-flow-areas“, also jene Flächen, in denen kein Abfluss stattfinden kann (z.B. Häuser), wurden aus dem Katasterplan, einhergehend mit den Orthofotos, digitalisiert und ebenso als Shapefile in die Domain Outline importiert. Da es durch die hohe Anzahl von „no-flow-areas“ immer wieder zu Problemen beim Export gekommen ist, wurden die Häuser mit einer fiktiven relativen Höhe zur Umgebung vermascht. Somit kann kein Abfluss „durch“ die Häuser stattfinden.
- *Density*: Die Verfeinerung des Maschennetzes erfolgt hier über Polygone entlang von Linien oder um Punkte. Die feinste Vermaschung wurde im Flussschlauch definiert, da hier die größte Genauigkeit angebracht ist. In den Randbereichen zu den angrenzenden Häusern ist die Dichte ebenso höher. Im Gegensatz dazu in den Vorländern, wo eine sehr geringe Dichte definiert wurde. Zum einen ist hier keine zu hohe Genauigkeit notwendig und zum anderen kann dadurch die benötigte Rechenzeit positiv beeinflusst werden.
- *FiniteElementMesh*: enthält das trianguläre Finite Elemente Maschennetz. Die im Vorhinein generierten Punkthöhen, Bruchkanten und „no-flow-areas“ wurden zur Vermaschung des Einzugsgebietes herangezogen.
- *ManningsN*: Hier werden die Rauigkeiten über die gesamte Fläche des Simulationsgebietes mit Polygonen definiert. Dafür wurden aus dem Katasterplan ähnliche Flächen mit ähnlichen Rauigkeiten digitalisiert und anschließend mit Shapefiles in ArgusONE importiert. Es wurde eine Unterscheidung in folgende Zonen unterschiedlicher Rauigkeit getroffen: Flussschlauch, Gärten, Straßen, Wälder und Wiesen.

- *BoundaryConditions*: Mit Polygonen, die die Knoten des Maschennetzes enthalten, werden Zufluss- und Abflussrandbedingungen sowie die dazugehörigen data files definiert. Als obere Randbedingung wurde die Abflussganglinie aus dem zuvor berechneten Niederschlags-Abfluss-Modell impliziert. RiverFLO-2D verlangt hier nach einer Ganglinie mit einem Abfluss in  $m^3/s$  in Abhängigkeit zur Zeit in Stunden und einem Wasserstand (m.ü.A.) in Abhängigkeit zur Zeit in Stunden. Es wurden keine Anfangsgeschwindigkeiten in x- oder y-Richtung definiert. Als untere Randbedingung wurde eine „freie“ Randbedingung definiert. Hier werden sämtliche Wasserstände und Geschwindigkeiten durch das Modell berechnet.

#### 4.4.5 ArgusONE Output

Aus der zuvor erfolgten Datenaufbereitung werden drei Daten files (\*.FED; \*.TBA; \*.IFL) generiert, die danach für die Simulation in RiverFLO-2D herangezogen werden.

- *Finite Element Mesh Data (\*.FED)*: enthält Koordinaten und Höhen der Knoten des Maschennetzes, trianguläre Topologie der Maschen, Manning Koeffizient und andere maschennetzspezifische Parameter
- *Mesh boundary nodes (\*.TBA)*: Liste der Knoten der externen Umrandung sowie der internen Inseln
- *I/O boundary conditions (\*.IFL)*: Liste der Knoten, bei denen Zufluss und Abfluss definiert wurden.

#### 4.4.6 RiverFLO-2D Input

In der Benutzeroberfläche des Programms RiverFLO-2D werden die Daten und Parameter für die Simulation eingegeben und daraus wird wieder ein ASCII file (\*.DAT) generiert, das die generellen Optionen wie Zeitschritt (*timestep parameters*), metrische oder englische Einheiten, graphischen Output und Randbedingungen (*initial conditions*) enthält.

- *Timestep (sec.)*: Hier wird der Zeitschritt für die Berechnung eingegeben. Wenn die Berechnung mit einem fixen Zeitschritt erfolgt, wird dieser Zeitschritt für alle

Berechnungen herangezogen. Die Wahl des Zeitschrittes ist ein kritischer Punkt, um eine adäquate Stabilität bei der Simulation zu erreichen. Das Berechnungsschema von RiverFLO-2D ist bedingt stabil, d. h. es gibt einen maximalen Zeitschritt, über den hinaus die Simulation beginnt instabil zu werden. Dieser Grenzwert kann über die Courant-Frederick-Lewy (CFL) Bedingung angenähert werden:

$$\mu = \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq \frac{4}{3} \left( \frac{3}{gh} \right)^{1/2} (1-e)^{1/2}$$

$\Delta t$  ... Zeitschritt

$\Delta x$  ... Abmessungen der Elemente des triangulären Maschennetzes

$g$  ... Gravitationskonstante

$h$  ... Abflusstiefe

$e$  ... selective lumping parameter

Anfänglich kann der Zeitschritt noch passend sein, aber im Laufe der Simulation können sich die Abflusstiefen und Geschwindigkeiten ändern und so über die Stabilitätskriterien hinausgehen. In diesem Fall wird die Simulation abgebrochen und muss mit einem kleineren Zeitschritt neu gestartet werden. Alternativ dazu ist es möglich, in RiverFLO-2D einen variablen Zeitschritt zu wählen.

- *Time step factor*: Faktor für die Multiplikation des Zeitschrittes, wenn die Option „variabler Zeitschritt“ gewählt wurde. RiverFLO-2D berechnet eine Abschätzung des maximalen Zeitschrittes anhand der CFL-Zahl. Ist diese zu hoch, wird mit dem Time step factor eine Anpassung des Zeitschrittes vorgenommen, welcher dann für die Simulation herangezogen wird. Typische Werte des Time step factor liegen zwischen 0.3 – 0.7.
- *Simulation time (hrs.)*: Totale Zeit der Simulation in Stunden
- *Output Interval (hrs.)*: Zeitintervall für den Output in Stunden
- *Metric/English*: Hier kann bestimmt werden, ob die Daten des Outputs in englischen oder metrischen Einheiten ausgegeben werden.

- *Selective Lumping Parameter*: Der Selective Lumping Parameter (EPSILON) bestimmt die Fähigkeiten des Programms, um starke Gefälle der Wasseroberfläche bzw. hohe Fließgeschwindigkeiten zu simulieren. Niedrige EPSILON neigen dazu, die Gradienten des Gefälles abzuflachen, wogegen hohe EPSILON Werte eine steilere frontale Welle bewirken, aber sehr leicht instabil werden. Ein guter Startwert liegt bei 0.9.
- *Manning's n Factor*: Dieser Faktor wird dazu verwendet, die Sensitivität der Ergebnisse gegenüber dem Manning Faktor zu testen. In jedem Element wird der Manning n-Wert mit dem Faktor multipliziert. Dadurch kann die Modellkalibrierung schneller erfolgen.
- *Minimum Depth for Dry Bed*: Hier wird ein Limit für die trocken-nass Berechnung der Elemente definiert. Fällt die Wassertiefe in einem Element unter den Grenzwert, wird es automatisch in diesem Zeitschritt als trocken (Abflusstiefe = 0) behandelt.
- *Dry Bed*: Als Startbedingung für die Simulation wurde Dry Bed gewählt. Die Simulation startet mit einem völlig trockenen Flussbett/Vorländer. An der oberen Zuflussrandbedingung wird mit einer frei gewählten Abflusstiefe der Zufluss im ersten Zeitschritt berechnet. Anschließend wird die Abflusstiefe an der oberen Randbedingung durch das Modell bestimmt. Weitere Möglichkeiten für Startbedingungen sind *Horizontal Water Surface* und *Read from FED file*. Bei der Startbedingung *Horizontal Water Surface* startet die Simulation mit einer horizontalen Wasseroberfläche. Jedes Flächenelement ist hier unter Wasser. Bei der Option *Read from FED file* wird die anfängliche Benetzung von einem \*.FED file übernommen, das im ArgusONE im Layer *InitialConditions* definiert werden muss. Es ist möglich, räumlich variierenden initiale Wasserstände zu definieren.
- *Output Results for Cross Sections*: Um eine bessere Kontrolle und Darstellung der Ergebnisse zu bekommen, wurden entlang des Flussschlauches im Abstand von ca. 30 m Profile definiert, in denen zu jedem Outputintervall die Ergebnisse herausgeschrieben werden.
- *Inflow Boundary Data*: Hier wird der Hydrograph der Abflussganglinie (Zeit in h vs. Abfluss in m<sup>3</sup>/s vs. Wasserspiegellage in m) importiert.

Die in der Benutzeroberfläche von RiverFLO-2D eingegebenen Parameter sind keinesfalls von Anfang bis Ende der unterschiedlichen Simulationen dieselben. Um stabile Bedingungen zu erreichen, wurden bei zahlreichen Simulationen die Parameter immer wieder geändert und neu angepasst.

#### 4.4.7 RiverFLO-2D Output

Der Output aus der Simulation in RiverFLO-2D erfolgt über ASCII files. Diese Dateien können leicht mit einem Text Editor Programm bearbeitet werden oder in ArgusONE für eine Visualisierung und Analyse importiert werden. Die Output Dateien werden in zwei Versionen erstellt, zum einen in metrischen und zum anderen in englischen Einheiten.

- *OUT/OUTE – files*: Diese Dateien beinhalten die Daten des Inputs wie die Modell – Kontrollparameter, Daten des triangulären Maschennetzes, Randbedingungen, Zufluss- und Abflussganglinie sowie Zufluss- und Abflussgeschwindigkeiten in jedem Output Zeitintervall.
- *UVH/UVHE – files*: Für jedes Output Zeitintervall werden Geschwindigkeiten in den Knoten, Wassertiefen, Wasseroberfläche, Geländeoberfläche, nass-trocken Bedingung und die Froude-Zahl in die Datei geschrieben.
- *EXP – files*: Für jedes Output Zeitintervall wird eine eigene Datei geschrieben, die wiederum Geschwindigkeiten in den Knoten, Wassertiefen, Wasseroberfläche, Geländeoberfläche, nass-trocken Bedingung und die Froude-Zahl enthält. Diese Dateien können direkt in ArgusONE importiert und graphisch dargestellt werden für das anschließende post processing. Die Dateien haben folgendes Format:  
TIME\_METRIC\_DDDD\_HH\_MM\_SS.EXP bzw.  
TIME\_ENGLISCH\_DDDD\_HH\_MM\_SS.EXP
- *UVHB/VTP – files*: binäre Dateien, die für einen Hot Start herangezogen werden.
- *XSEC/XSECE – files*: Hier werden in den zuvor im Input definierten Profilen die Geländehöhe, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und Froude-Zahl beschrieben.
- *GIF – files*: sind Rasterbild Dateien, die für jedes Output Zeitintervall erstellt werden. Sie ermöglichen eine schnelle visuelle Kontrolle der Simulation.

#### 4.4.8 Probleme

Die Vorbereitungen der Simulation in der GIS Software ArgusONE gestalteten sich schwierig. Ein Hauptproblem stellten die „No-flow-areas“ dar (Abbildung 28), also die Häuser, welche nicht zu genau definiert werden dürfen, da es um alle Ecken und Knoten der Konturen zu einer Verdichtung der Maschenelemente kommt und somit zu dichte Maschennetze entstehen.

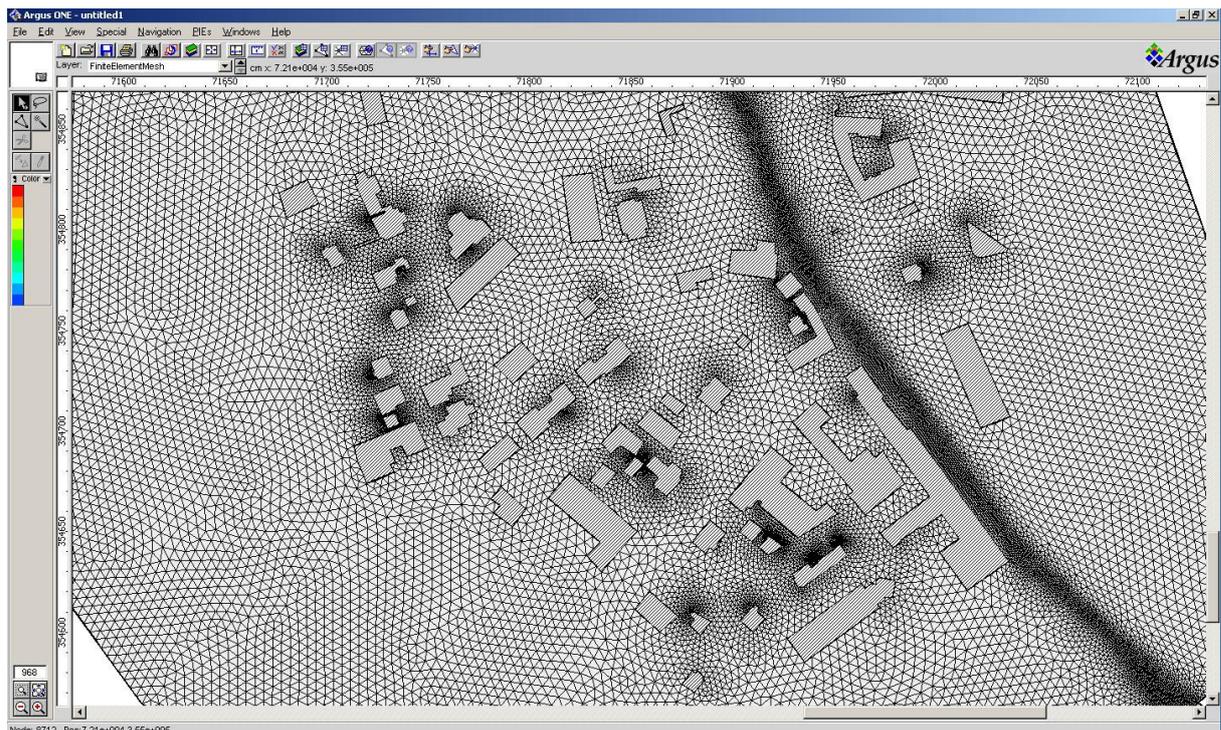


Abbildung 28: Verdichtetes Maschennetz um „no-flow areas“

Die Häuser wurden somit vereinfacht dargestellt, vor allem unnötige kleine Kanten und Knoten wurden entfernt. Wie oben angesprochen war die Anzahl der „no-flow-areas“ trotzdem noch zu hoch. Ersetzt wurden diese durch Geländeerhöhungen, deren Höhe von der Umgebung abhängig ist. Diese Vereinfachung nimmt aber keinen Einfluss auf die Genauigkeit der Abflusssimulation.

Weiters ist bei der Definition der „*Domain Outline*“, also der äußeren Begrenzung des Simulationsgebietes, darauf zu achten, dass sie nicht zu genau digitalisiert wird. Verfeinerungen sollten immer schrittweise im Laufe der Simulationsdurchgänge getroffen werden. Beim Import der Punktdaten aus dem Laserscan ist darauf zu achten, dass keine Lücken, also Punkte mit der Höhe 0 dabei sind. Ist dies der Fall,

führt es dazu, dass die Daten nicht korrekt bzw. gar nicht in ArgusONE geladen werden. Als besonders schwer und aufwändig gestaltete sich die Auswahl der geeigneten Maschenweite bei der Vermaschung. Wurde die Maschenweite zu eng gewählt, konnten die Daten aufgrund von Fehlern im Algorithmus der Software nicht aus ArgusONE exportiert werden. Umgekehrt kommt es bei einer Vergrößerung der Maschenweite zu einem Verlust an Genauigkeit. Besonders im Flussschlauch galt es aber ein größtmögliches Maß an Genauigkeit zu erhalten. Es galt bei der Maschenweite einen Kompromiss zwischen ausreichender Genauigkeit und noch vertretbarem Rechenaufwand zu finden.

Weiters ist darauf zu achten, dass keine Elemente und Knoten mit einem Manning Wert von 0 auftreten. Dies kann zu weiteren Fehlern in der Simulation führen. Nach der Vermaschung in ArgusONE sollte auf alle Fälle das entstandene Maschennetz geprüft werden. Über die Funktion „*Select acute Elements*“ können Elemente gesucht werden, für die das vorher definierte Winkelkriterium gerade noch zutrifft. Weiters sollten über die Suchfunktion Elemente gesucht werden, die Flächen kleiner als z.B. 0,5 m<sup>2</sup> haben. Auch bei sehr kleinen Flächen kann es beim folgenden Export zu Problemen im Algorithmus kommen.

Bei der anschließenden Simulation in RiverFLO-2D konnte zuerst kein realistischer Abfluss erzielt werden. Die definierten Randbedingungen erfüllten nicht die Vorgaben, die getroffen wurden. Um die Randbedingungen und das vermaschte Modell zu testen, wurde zu Beginn ein konstanter Abfluss mit 3 m<sup>3</sup>/s über 3 Stunden angenommen. An der unteren Randbedingung kam es aber zu keinem, wie im Programm definiert, „freien“ Abfluss aus dem Simulationsgebiet. Es bildete sich an der unteren Grenze des Einzugsgebietes ein See, wie in Abbildung 29 ersichtlich, der nicht abfloss,

Bei dem Versuch, einen konstanten Abfluss von 3 m<sup>3</sup>/s zu erreichen, wurde teilweise das Flussbett trocken. Durch Manipulation des Parameters „*Drying Depth*“ konnte dieser Fehler behoben werden. Anfänglich wurde der Wert „*Minimum Depth Dry Bed*“ mit 0,0 m angenommen. Durch einige Versuche und Variationen konnte der Wert 0,05 m als realistisch angenommen werden.

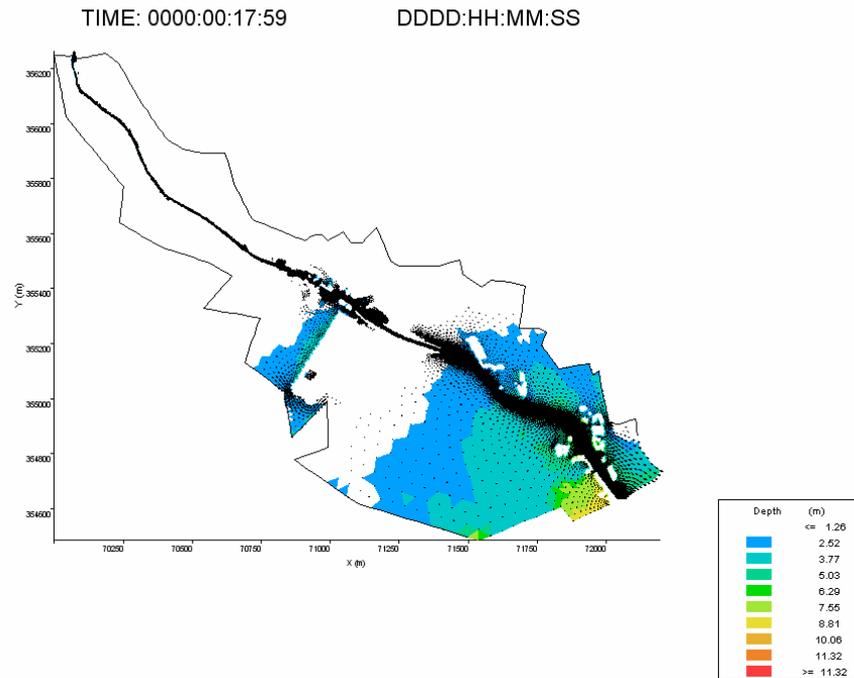


Abbildung 29: Entstandener „See“ im Einzugsgebiet, der nicht aus der unteren Randbedingung ausfließt zum Zeitschritt 0000:00:17:59

Abbildung 30 zeigt den definierten konstanten Abfluss von  $0,93 \text{ m}^3/\text{s}$  (Basisabfluss aus dem Niederschlags-Abfluss-Modell). Anfänglich fließt die Welle noch im Flussschlauch.

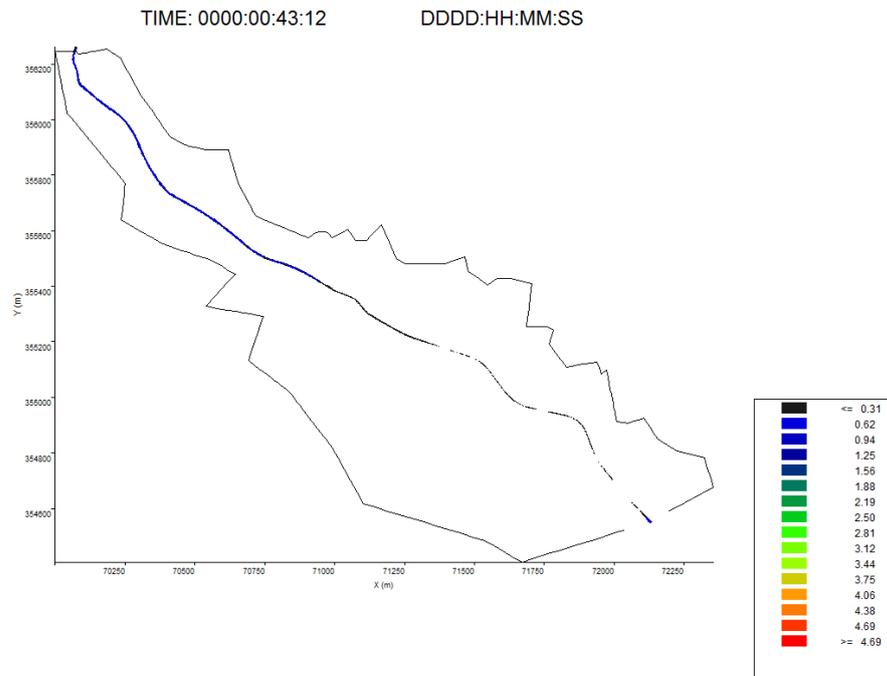


Abbildung 30: Noch normaler Abfluss im Flussschlauch zum Zeitschritt 0000:00:43:12

Allerdings kommt es im nächsten Zeitschritt zu Ausuferungen, die, wie in Abbildung 31 ersichtlich, bei einem Abfluss von  $0,93 \text{ m}^3/\text{s}$  nicht passieren dürfen und absolut unrealistisch sind.

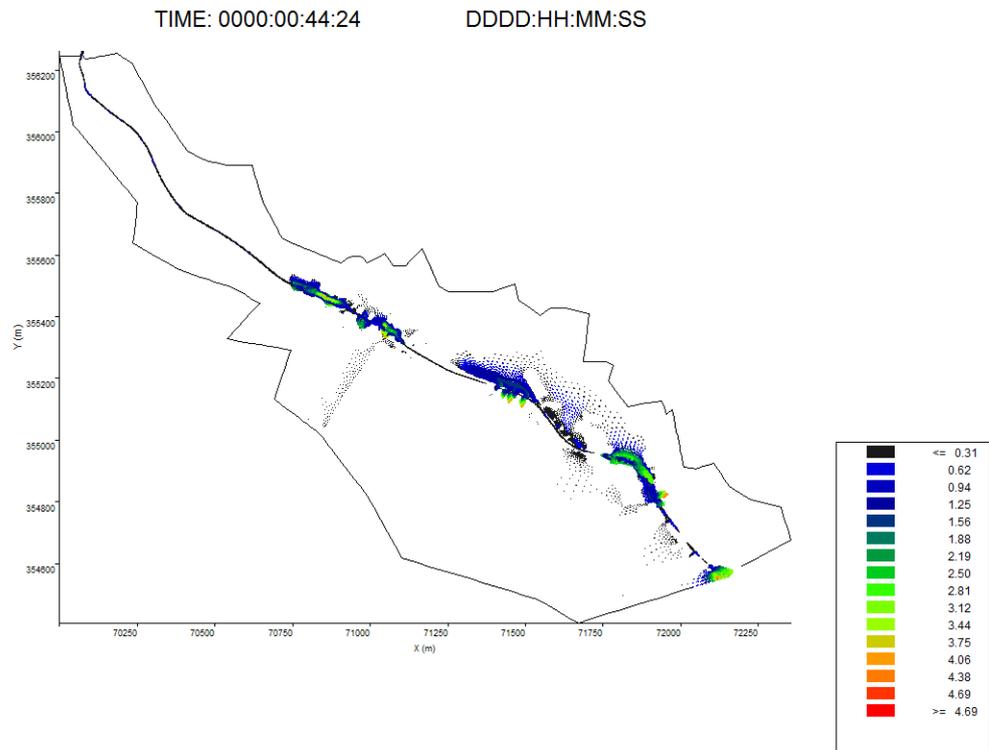


Abbildung 31: Ausuferungen durch numerische Fehler zum Zeitschritt 0000:00:44:24

Diese Ausuferungen sind nur durch einen Fehler im Algorithmus der Software zu erklären. Das über die Ufer getretene Wasser fließt allmählich wieder zurück in den Flussschlauch. Als unlösbares Problem stellt sich die untere Randbedingung dar. Hier findet kein realistischer Abfluss statt und das Wasser bleibt stehen und bildet einen See. Abbildung 32 zeigt den graphischen Output am Ende der Simulation. Obwohl die Fließgeschwindigkeiten gegen 0 gehen, behauptet das Programm, dass ein Abfluss größer als ca.  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  statt findet.

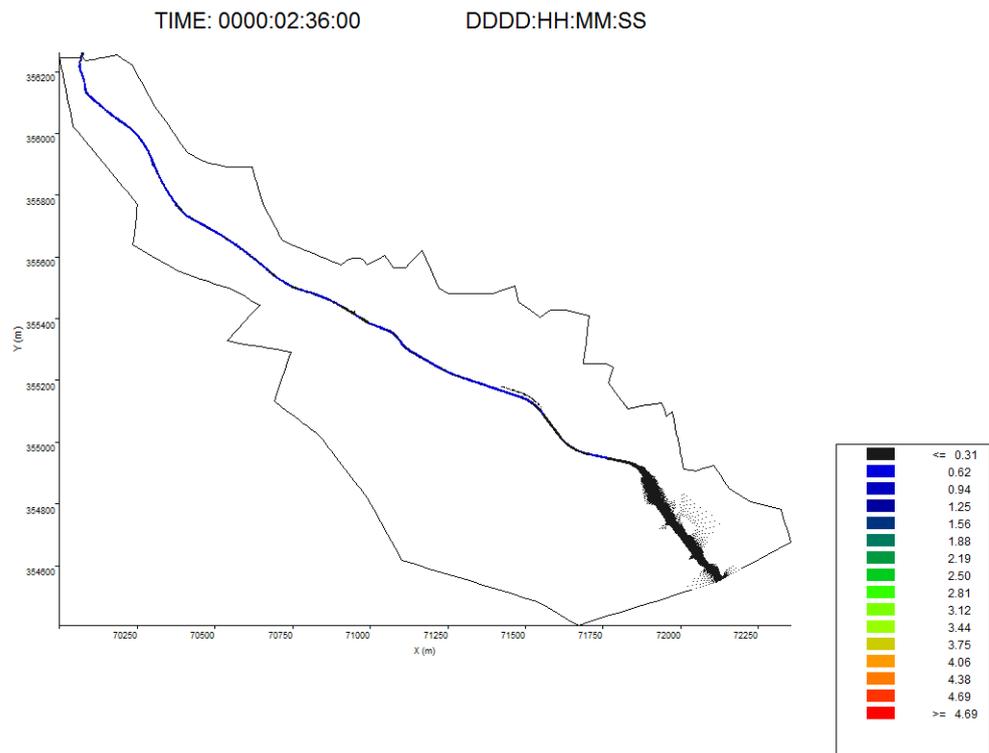


Abbildung 32: Fehler beim Abfluss aus der Randbedingung zum Zeitschritt 0000:02:36:00

#### 4.4.9 Ergebnisse

Auch bei genauester Prüfung der Daten und ständigem Kontakt mit dem Support der Firma FLO-2D Inc. konnten keine realistischen Ergebnisse mit RiverFLO-2D erzielt werden. Die erzielten Ergebnisse stellen mit Sicherheit keine Annäherung an die Wirklichkeit dar.

#### 4.4.10 Anwendbarkeit

Die Anwendbarkeit des Programms RiverFLO-2D für die Simulation von Hochwässern in alpinen Einzugsgebieten ist deutlich besser als die für das Programm MIKE FLOOD. Allerdings ist auch hier ein großer Aufwand für die Datenaufbereitung und Kalibrierung des Programms zu betreiben. Im vorliegenden Beispiel am Höllmühlbach wurde der Aufwand sicher noch dadurch vergrößert, dass das Simulationsgebiet im verbauten und besiedelten Gebieten liegt und sich Querbauten im Flussschlauch befinden. Die Aufbereitung des Laserscans erwies sich daher als sehr aufwändig. In Einzugsgebieten ohne Verbauung können sicher rascher akzeptable Ergebnisse erzielt werden. Der Zeitaufwand für eine terrestrische Vermessung des Flussschlauches ist im Vergleich zur Datenaufbereitung des

Laserscans sicher schon vertretbar, aus Sicht der Genauigkeit auf alle Fälle zu empfehlen. In einem unverbauten Abflussbereich ist der Aufwand sicher etwas geringer. Über die Anwendbarkeit der weiteren Optionen in RiverFLO-2D, wie die Simulation von Sedimenttransport und Regen/Evaporationsmodul, kann hier keine Aussage getroffen werden, da sie in diesem Projekt nicht angewandt wurden. Abschließend sei gesagt, dass sich das Programm RiverFLO-2D sicher noch in der anfänglichen Entwicklungsphase befindet und es einigen Verbesserungen bedarf.

#### **4.4.11 Erfahrungen mit dem technischen Support**

Der Support der Firma FLO-2D Software Inc. ist sehr zuvorkommend. Bei der Lösung der oben genannten Probleme war er sehr hilfreich und wertvoll. Die Antworten sind, abgesehen von der Zeitverschiebung, sehr rasch eingetroffen. Der Support hat sich eingehend mit den Problemen beschäftigt und Lösungen vorgeschlagen. Ein großer Vorteil war, dass die Daten auf einen FTP-Server hochgeladen werden konnten und im Anschluss nach Bearbeitung durch den Support dort auch wieder zum Download bereitgestellt wurden. Eine endgültige Lösung für das Problem mit der unteren Randbedingung wurde allerdings schlussendlich nicht angeboten. Im Laufe des Kontakts mit dem Support wurden auch drei Updates auf der Homepage der Firma FLO-2D Inc. veröffentlicht, die die oben angesprochenen Probleme betreffen.

## 4.5 FLUMEN

Da mit den zwei vorangegangenen Programmen keine akzeptablen Ergebnisse erzielt werden konnten, wurde die 2D-Simulation mit dem am Institut für Alpine Naturgefahren bewährten Programm FLUMEN (FLUvial Modelling Enigne) der Firma Beffa Hydrodynamik berechnet. Die Raumdiskretisierung erfolgt über Finite Volumen. Als numerische Methoden für die Lösung der „Flachwassergleichungen“ werden ein explizites, zellzentriertes Verfahren und das Flux-Difference Splitting nach Roe angewandt. Die Geländemodellierung erfolgt über ein unstrukturiertes Dreiecksnetz. Auch dieses Programm zeichnet sich durch hohe numerische Stabilität in gemischt unter- und überkritischen Abflussregimen aus. (Beffa Hydrodynamik, 2009)

### 4.5.1 FLUMEN Input

#### 4.5.1.1 *Ist-Zustand*

Als Input für FLUMEN werden Rasterdaten mit den dazugehörigen Geländehöhen benötigt. Zur Aufbereitung dieses Rasters wurde die GIS Software ArcMap verwendet. Ein Laserscan und das daraus abgeleitete Geländemodell sind der Ausgangspunkt für die Datenaufbereitung. Ein digitales Geländemodell stellt keine Objekte wie Häuser oder Bäume etc. auf der Erdoberfläche dar. Da aber die Häuser eine wesentliche Beeinflussung des Vorlandabflusses darstellen, wurden diese nachträglich in den Raster eingebaut. Dafür wurden die aus dem Kataster digitalisierten Grundflächen der Häuser (noch keine Z-Koordinaten) in das Geländemodell eingebettet (Z-Koordinaten zugewiesen) und anschließend um 5 Meter erhöht. Um den Flussschlauch besser abzubilden und Unsauberkeiten im Geländemodell auszuschließen, wurden fünf 3D-Polylinien im Flussschlauch gesetzt: linkes und rechtes Ufer, linke und rechte Sohle, mittlere Tiefenlinie. Aus dem vorhandenen Geländemodell wurde anschließend ein TIN (Triangulated Irregular Network – unregelmäßiges Dreiecksnetz) berechnet. Die um 5 Meter erhöhten Grundflächen der Häuser und die 3D-Polylinien wurden dabei als Bruchkanten definiert. Die originalen Höhen des Flussschlauches und der Hausgrundflächen müssen zuvor noch gelöscht werden. Abbildung 33 und Abbildung 34 zeigen Screenshots aus ArcScene mit einer 3D-Darstellung des neuen Geländemodells.

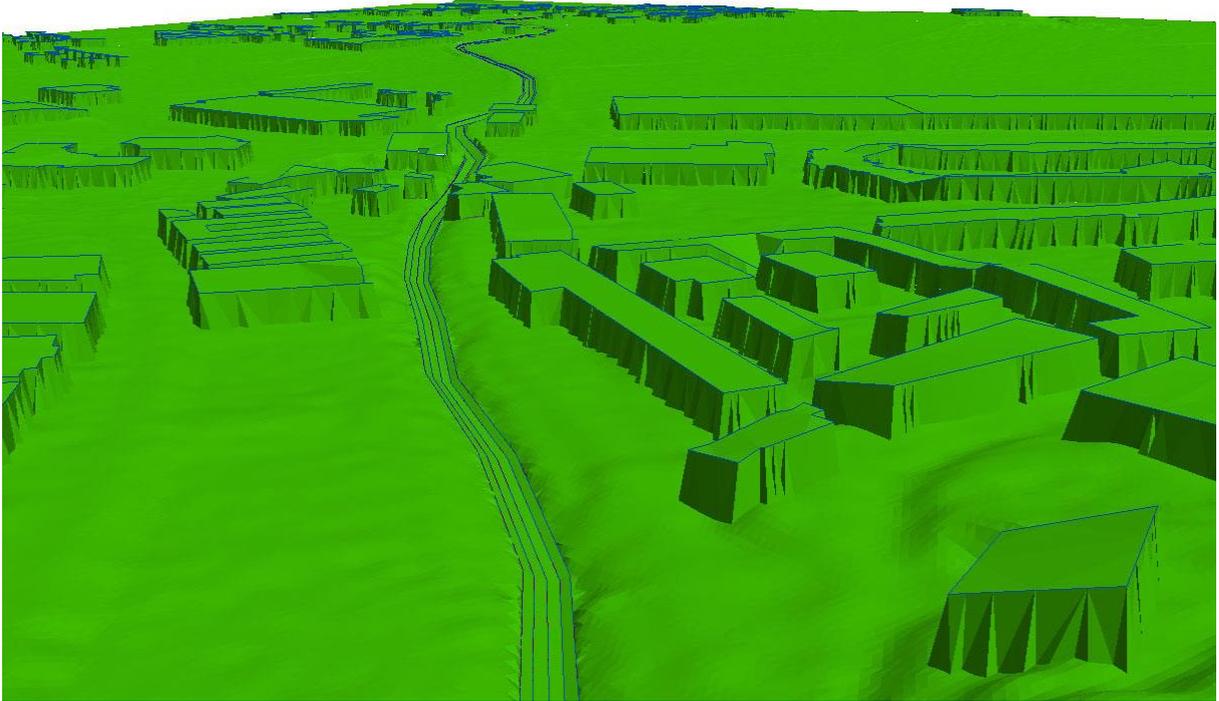


Abbildung 33: TIN Geländemodell mit erhöhten Häusern und eingebanntem Flussschlauch

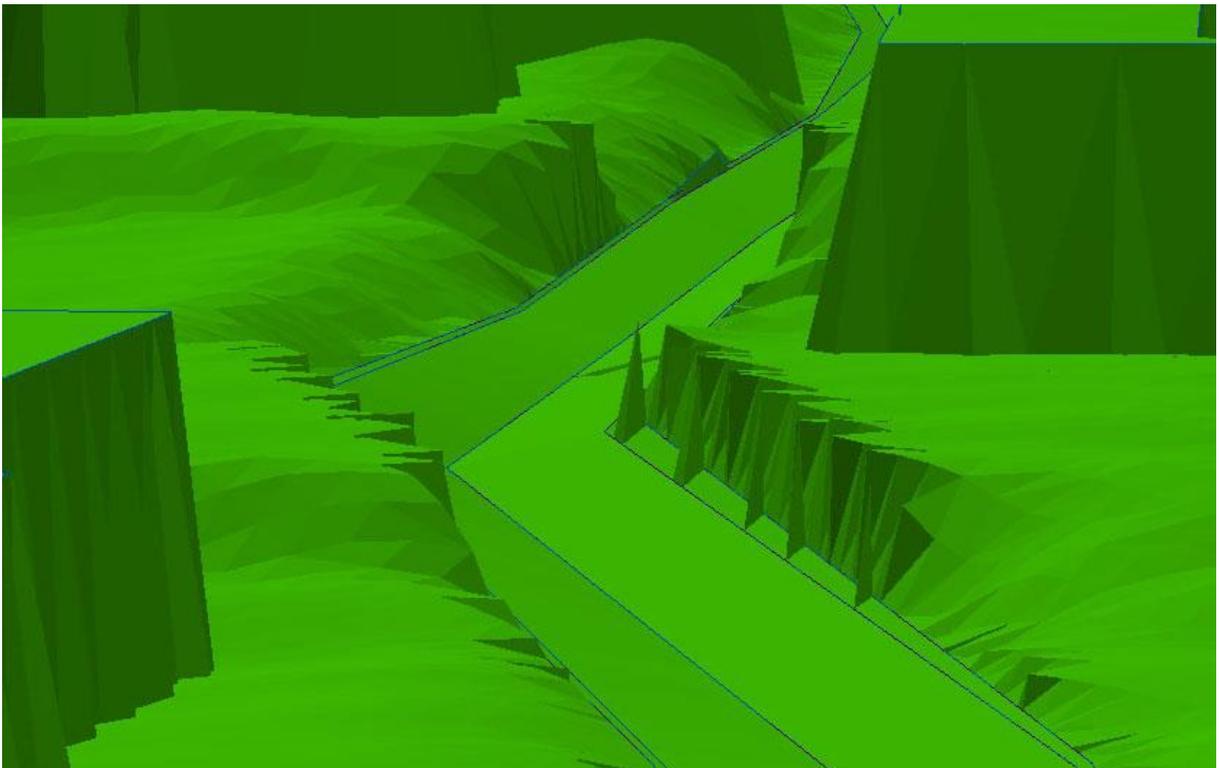


Abbildung 34: Gesetzte Bruchkanten im Flussschlauch, um Unsauberkeiten zu verhindern. Hier würden sich die Unsauberkeiten als Dämme im Flussschlauch auswirken.

Das berechnete TIN muss anschließend wieder in einen Raster übergeführt werden, in dem nun der Flussschlauch und die Häuser korrekt abgebildet sind. Dieser Raster dient nun als Grundlage für die Berechnungen in FLUMEN. Der daraus gewonnene Raster ist hochauflösend mit einer Rasterweite von 1x1 m. Mit dem Programm SIMP (surface SIMPLification) können hochauflösende Daten ausgedünnt werden. Die großen Datenmengen können damit bis auf 5% der Ausgangsgröße reduziert werden, ohne Verlust an Genauigkeit. Das endgültige Dreiecksnetz wird mit dem Programm TRIANGLE aus den ausgedünnten Rasterdaten berechnet. (Beffa Hydrodynamik, 2009)

Die benötigten Rauigkeiten wurden im GIS als Polygone definiert und in FLUMEN übernommen. Es wurden folgende fünf Klassen der Rauigkeiten unterschieden:

	k <sub>ST</sub>	Mannings n
Flussschlauch	33	0,0303
:		
Wald:	23	0,0435
Wiese:	28	0,036
Verbaut:	20	0,05
Straße:	66	0,015

Tabelle 7: Rauigkeiten Ist-Zustand

Im Flussschlauch wurde eine Auskleidung mit mittelgrobem Felsausbruch angenommen. Eine Erhöhung der Rauigkeit muss durch die teilweise Bewachsung und Ablagerungen in der Flusssohle angenommen werden. Als verbaut gelten die Siedlungsbereiche mit Einfamilienhäusern und angrenzenden Kleingärten. Durch den Bewuchs in den Vorgärten wird hier die größte Rauigkeit angenommen. Eine genaue Übersichtskarte befindet sich im Anhang.

Als Zuflussganglinie wurde die obere Ganglinie (Variante 1) aus dem berechneten Niederschlags-Abfluss-Modell mit dem größeren Abfluss in der oberen Randbedingung definiert und in Abbildung 35 dargestellt.

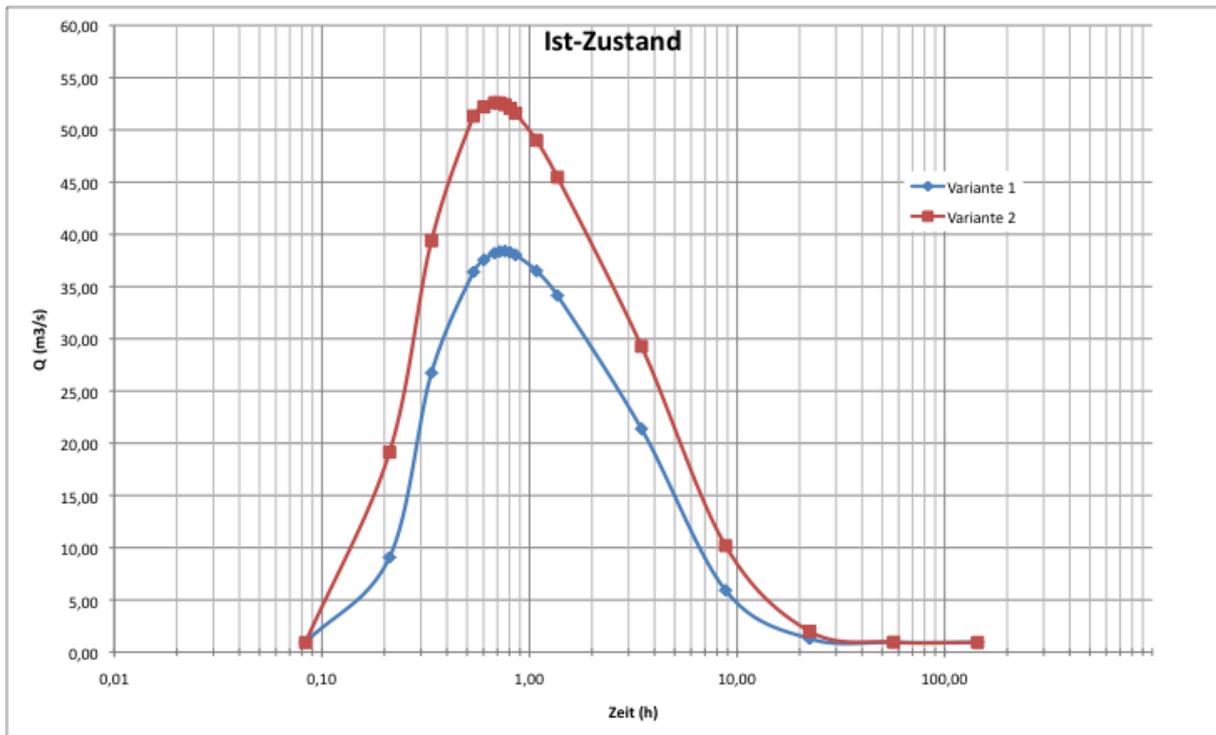


Abbildung 35: Zuflussganglinien im Ist-Zustand

#### 4.5.1.2 Historischer Zustand

Um den Einfluss der starken Besiedelung und der damit einhergehenden Bodenversiegelung und der dadurch bedingten Abflussbeschleunigung zu zeigen, wurde eine Simulation mit einem „historischen Zustand“ durchgeführt. Als Grundlage dient wieder das digitale Geländemodell. Im Unterschied zur ersten „Ist-Zustand“ Simulation wurde allerdings nur der Flussschlauch mit Polylinien definiert und dieselben Schritte wie zuvor durchgeführt. Die Häuser wurden außer Acht gelassen. Den größten Unterschied stellen die definierten Rauigkeiten gegenüber dem Ist-Zustand dar.

	k <sub>ST</sub>	Mannings n
Flussschlauch	33	0,0303
:		
Wald:	23	0,0435
Wiese:	28	0,036
Verbaut:	25	0,04

---

Straße:                    25                    0,04

---

Tabelle 8: Rauigkeiten historischer Zustand

Zum einen wurden die Rauigkeiten der Straßen deutlich erhöht, zum anderen wurden die Rauigkeiten des verbauten Gebietes erniedrigt. Es wird unterstellt, dass es im historischen Zustand noch keine asphaltierten Straßen gegeben hat und dass die Kleingärten mit der hohen Rauigkeit ebenfalls noch nicht existiert haben. Stattdessen wird angenommen, dass sich auf diesen Flächen Wiesen und Felder befunden haben.

Als Zuflussganglinie wurde die zuvor im Programm ZEMOKOST berechnete obere Ganglinie (Vergleich 1; siehe Abbildung 36) aus dem historischen Zustand verwendet mit einem Spitzenabfluss von 34 m<sup>3</sup>/s.

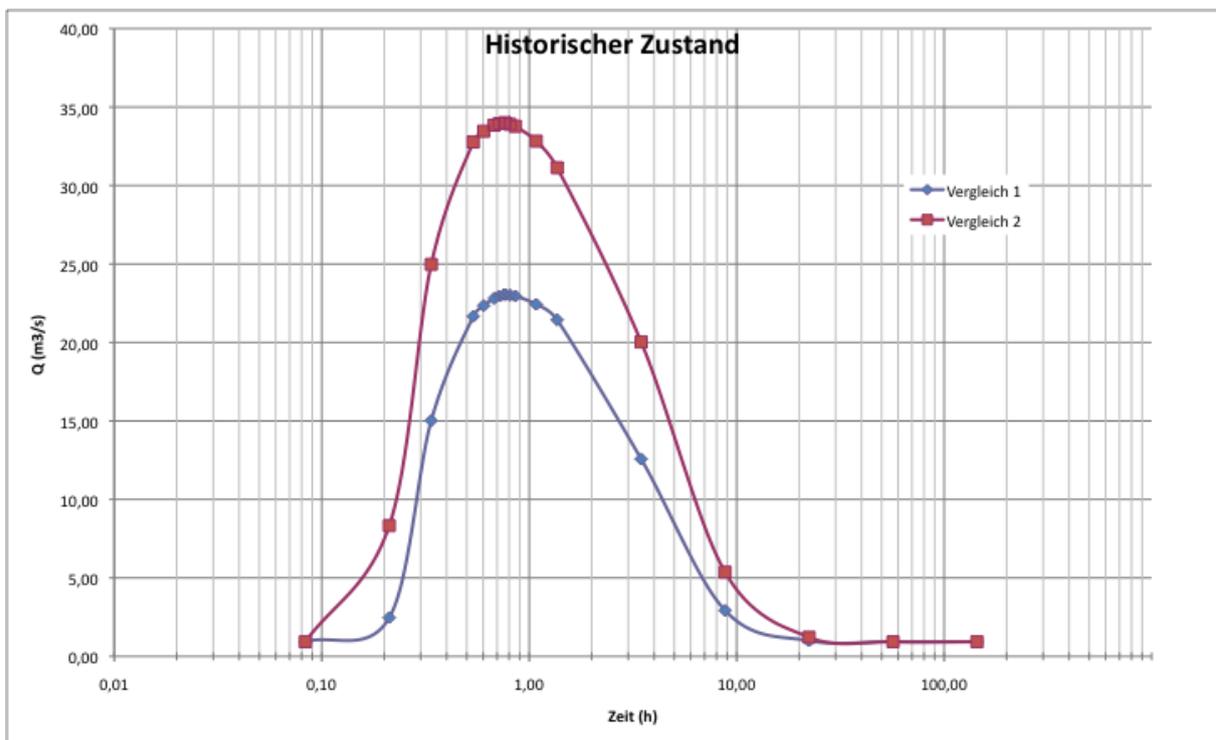


Abbildung 36: Zuflussganlinien im historischen Zustand

## 4.5.2 Ergebnisse

### 4.5.2.1 Ist-Zustand

Karten mit den Darstellungen von maximaler Geschwindigkeit, maximaler Abflusstiefe, maximalem Durchfluss und maximaler Energiehöhe befinden sich im

Anhang. Im Folgenden wird das Abflussgeschehen aus der simulierten Hochwasserwelle beschrieben: Entlang des Flussschlauches kommt es infolge des Bemessungsereignisses mit einem Spitzenabfluss von  $52,6 \text{ m}^3/\text{s}$  zu einigen Ausuferungen. Gleich zu Beginn des Simulationsgebietes bei hm 27.28 im Bereich der kleinen Brücke auf der Gründbergstraße tritt der Höllmühlbach über die Ufer. Die direkt angrenzenden Häuser sind stark betroffen. Anschließend fließt der Höllmühlbach entlang der Nußbaumstraße, die bis zur Einmündung Am Grünberghof (hm 19.00) überflutet ist. Die an die Nußbaumstraße anliegenden Häuser sind teilweise betroffen durch tiefer liegende Garageneinfahrten. Stark betroffen sind die Vorgärten der anliegenden Häuser, die durchwegs überflutet sind. Die Ausuferungen in diesem Bereich sind hauptsächlich orographisch links. Auf der rechten Seite ist das angrenzende Gelände zu steil, um überflutet zu werden. Von hm 19.00 bis hm 16.00 kommt es nur zu geringen kleinräumigen Ausuferungen, von denen nur angrenzende Wiesenflächen betroffen sind. Ab ca. hm 16.00 kommt es auch zu Ausuferungen auf der orographisch rechten Seite. Zum einen wird der Flussschlauch ab hm 15.39 enger und somit die Durchflussfläche kleiner. Zum anderen kommt es zu einem Rückstau durch den Einfluss der Brücke der Pachmayrstraße bei hm 14.70. Durch die Überflutungen sind links und rechts die dicht am Höllmühlbach stehenden Gewerbebetriebe betroffen. In diesem Bereich, beeinflusst durch die Brücken und dichte Verbauung, kommt es zu einer Aufzweigung des Hochwasserabflusses in drei große Richtungen.

Richtung Südwesten fließt das Wasser entlang der B126 Leonfeldner Straße. Die großen Wohnbauten entlang der Leonfeldner Straße sind nur einseitig an der südöstlichen Seite betroffen. Nach den Wohnbauten zweigt der Abfluss zum Teil in das Gerinne des Harbaches ein, welcher in weiterer Folge in den Dießenleitenbach mündet. Der Dießenleitenbach entwässert dann südlich des Autobahndamms in das Urfahrer Sammelgerinne. Zum anderen Teil werden der Urnenhein und die umliegenden Wiesenflächen des Brunnenschutzgebietes großflächig überflutet. Es kommt in lokalen Geländevertiefungen zu einem Rückfluss in den Dießenleitenbach.

Direkt nach der Brücke der Leonfeldner Straße kommt es links und rechts zu Ausuferungen, die die anliegenden Wiesenflächen großräumig überfluten. Am südlichen Ufer ergießt sich der Abfluss über das angrenzende Brunnenschutzgebiet

und fließt Richtung Siedlung Sonnbergstraße. Hier teilt sich der Abfluss erneut. Zum einen kommt es zu einem Rückfluss in den Höllmühlbach bei ca. hm 2.50 über den Tomschekweg. Zum anderen zu einer weiteren Ausdehnung der Übeflutungsfläche auf den Wiesen südöstlich der Siedlung. Am nördlichen Ufer werden die Wiesenflächen ebenfalls überströmt, allerdings nur in näherer Umgebung des Höllmühlbaches, und es kommt zu einem Rückfluss in den Flussschlauch bei hm 9.00 bis hm 8.00.

Der vierte Abflussanteil, der sich ab der Leonfeldner Bundesstraße abspaltet, fließt Richtung Nordosten Richtung Ferdinand Markl Straße. Über die Ferdinand Markl Straße kommt es dann wieder zu einem Rückfluss über die Wiesen Richtung Höllmühlbach, zum einen über die angrenzenden Tennis- und Fussballplätze. Auch die Kleingartensiedlung ist betroffen. Zum anderen über das Flussbett des Pulvermühlbaches, der bei hm 4.00 wieder in den Höllmühlbach mündet.

Zu weiteren Ausuferungen kommt es orographisch rechts ab hm 3.00, wobei die Freistädter Straße und der südliche Teil der Pulvermühlstraße kleinräumig betroffen sind. Das hier über die Ufer getretene Wasser fließt durch die östliche Siedlung und staut sich an der nördlichen Seite des Autobahndamms der A7 Mühlkreis-Autobahn. Orographisch rechts kommt es an der Brücke der Freistädter Straße nur zu kleinräumigen Ausuferungen.

Durch den Durchlass des Autobahndamms der Mühlkreis-Autobahn entwässert der Höllmühlbach Richtung Urfahrer Sammelgerinne.

Um den Ausfluss der Hochwasserwelle aus dem Simulationsgebiet genauer nachvollziehen zu können, wurden vier Randbedingungen definiert, in denen der Abfluss in jeweils ein Ergebnisfile ausgegeben wird. Die unten stehende Abbildung 37 zeigt die Zuflussganglinie und die durch die fließende Retention verzögert auslaufenden Abflussganglinien. Dabei zeigt sich die Verschiebung der Ganglinie der Summe der Abflüsse gegenüber der Zufluss Ganglinie durch die fließende Retention.

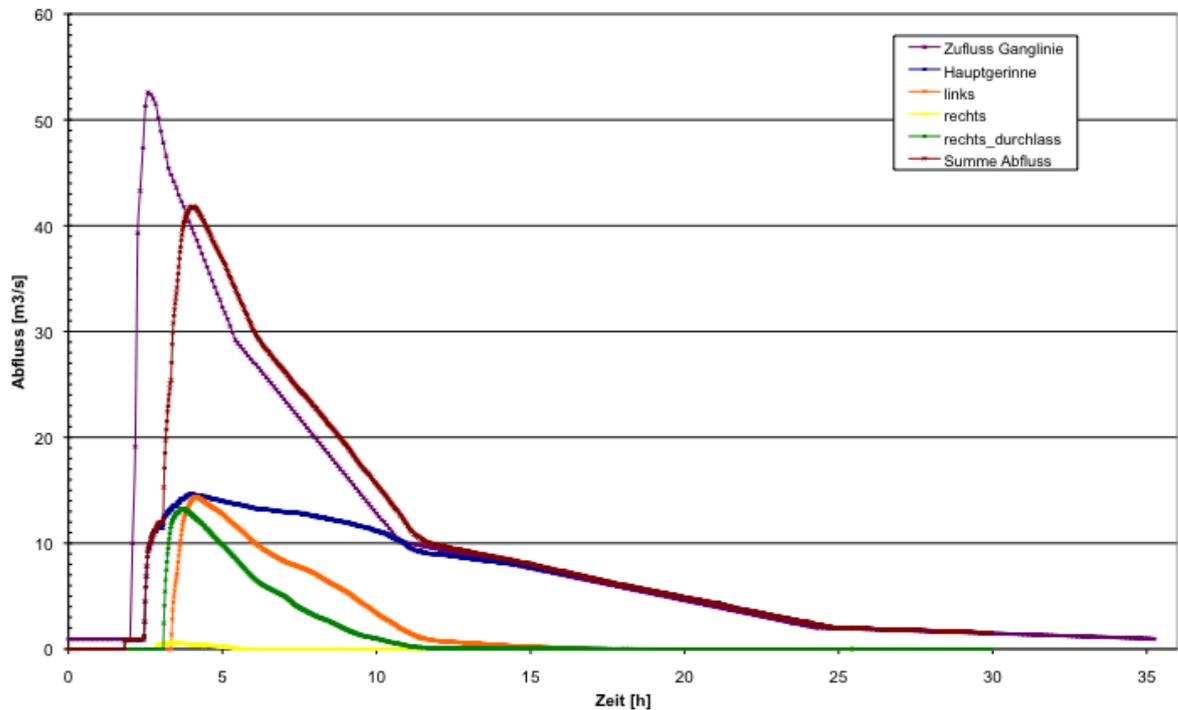


Abbildung 37: Zufluss- und Abflussganglinien aus dem Simulationsgebiet im Ist-Zustand

Da es weder im Forstgesetz noch in der Verordnung über Gefahrenzonenpläne vom 30.07.1976 technisch verwertbare Grenzen für die gesetzliche Festlegung von Roten und Gelben Zonen in einem Gefahrenzonenplan gibt, wurden die empfohlenen Grenzen aus dem „Leitfaden für den GZP“ entnommen. Diese Grenzen sind auch publiziert im „Journal für Wildbach- und Lawinenverbau“. Ausgehend von einem Bemessungsereignis mit einer Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 150 Jahren werden hier folgende Grenzen empfohlen (Wildbach- und Lawinenverbauung, 2005):

Kriterien	Zone		Bemessungsereignis
Stehendes Wasser	WR		Wassertiefe $\geq 1,5$ m
	WG		Wassertiefe $< 1,5$ m
Fließendes Wasser	WR		Höhe Energielinie $\geq 1,5$ m
	WG		Höhe Energielinie $< 1,5$ m

Tabelle 9: Empfehlungen für die Abgrenzung der Roten und Gelben Zonen.

Im vorliegenden Projekt wurde eine weitere Grenze bei Energiehöhe  $h_E=0,25$  m definiert, um die Gelbe Zone einzugrenzen. Die Energiehöhen darunter können durch die Ungenauigkeiten des Laserscan (die bei ca. 0,2 m liegt) als nicht relevant angesehen werden. Die definierten Grenzen sind wie folgt:

Kriterien	Zone		Bemessungsereignis
Fließendes Wasser	WR		Höhe Energielinie $\geq 1,5$ m
	WG		$0,25$ m $\leq$ Höhe Energielinie $\leq 1,5$ m

Tabelle 10: Neue Abgrenzung der Zonen für vorliegendes Projekt

#### 4.5.2.2 Historischer Zustand

Die Darstellungen der maximalen Geschwindigkeit, maximalen Abflusstiefe, maximalen Durchfluss und maximalen Energiehöhe befinden sich auf den Karten im Anhang. Die Hochwasserwelle verläuft im oberen Teil des Einzugsgebietes im Flussschlauch. Es kommt nur zu sehr kleinräumigen Ausuferungen auf der orographisch linken und rechten Seite. Ab dem Hof Pachmayer kommt es zu größeren Ausuferungen auf der rechten Seite. Diese verlaufen großflächig über die angrenzenden Wiesen und teilen sich dort auf. Ein Teil fließt Richtung Süden in das Bachbett des Dießenleitenbaches, der andere Teil fließt nördlich vom Hoch Feld zurück in das Flussbett des Höllmühlbaches. Auf der nördlichen Seite des Flussschlauches ufert der Höllmühlbach bei dem Hof Wies aus. Die Ausuferungen sind allerdings nur kleinräumig auf den angrenzenden Wiesen. Der Rückfluss erfolgt über das Bachbett des Pulvermühlbaches. Am unteren Ende des Simulationsgebietes kommt es bei der Siedlung Steg noch zu Ausuferungen, wonach der Höllmühlbach anschließend direkt in die Donau entwässert. Auch bei der Simulation des historischen Zustandes wurden vier Randbedingungen definiert, bei denen ein jeweils unterschiedlicher Abfluss aus dem Simulationsgebiet stattfindet. Auch hier tritt eine Verschiebung der Abflüsse gegenüber den Zuflüssen aufgrund der fließenden Retention auf. In Abbildung 38 sind die Ganglinien dargestellt.

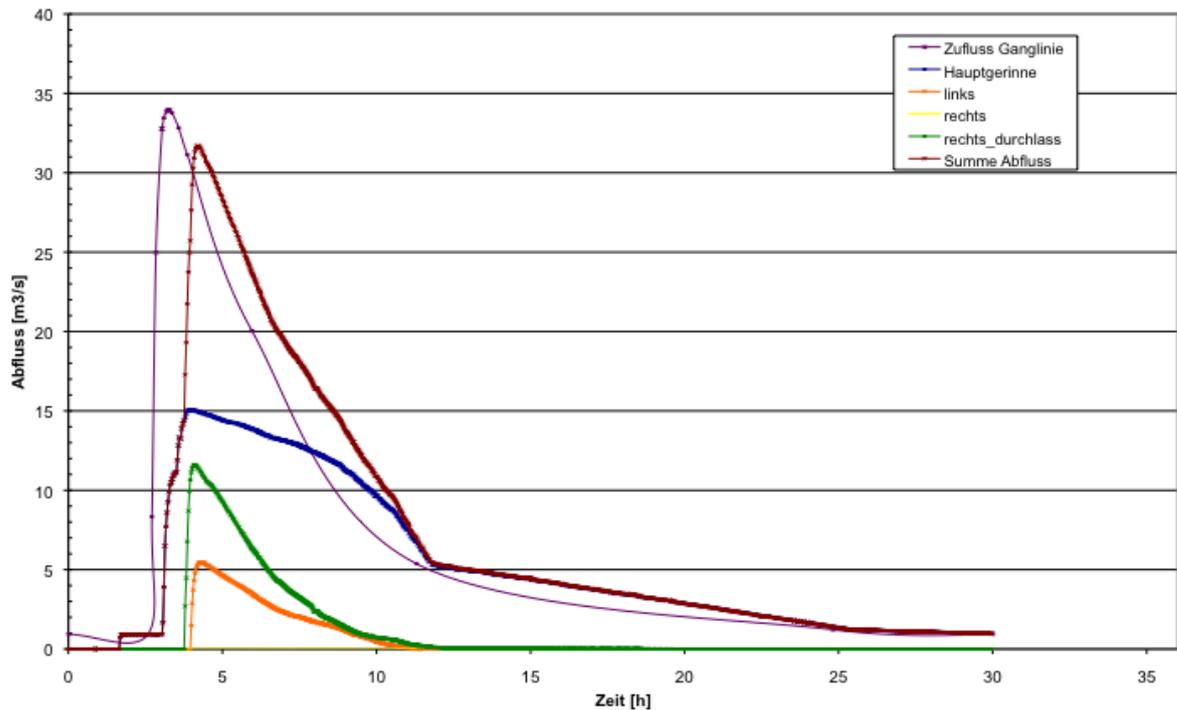


Abbildung 38: Zufluss- und Abflussganglinien aus dem Simulationsgebiet im historischen Zustand

### 4.5.3 Ergebnisdiskussion

#### 4.5.3.1 *Ist-Zustand*

Zu Beginn muss festgestellt werden, dass leider keine Modellkalibrierung für große Abflüsse durchgeführt werden kann. Es liegen keine Messdaten wie Wasserspiegelhöhen oder Ganglinien aus vergangenen Extremereignissen vor. Auch eine aktuelle Naturmessung der Wasserhöhe und Fließgeschwindigkeit des Basisabflusses würde aufgrund des zu geringen Basisabflusses (ca.  $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ) nicht zu der gewünschten Genauigkeit in der Modellkalibrierung führen. Die anschließende Sensitivitätsanalyse und Validierung des Modells können aufgrund der fehlenden Kalibrierung und der fehlenden Messdaten nicht sinnvoll angewandt werden.

Die in FLUMEN simulierte Fläche unterscheidet sich in ihrer Ausdehnung von den Einzugsgebietsflächen des Höllmühlbaches. Im oberen Teil ist sie deutlich kleiner, da hier die zu erwartenden Überflutungsflächen aufgrund des steilen Gefälles deutlich geringer sind. Im unteren Teil ist die Ausdehnung deutlich größer. Durch das flache Gefälle und die weitläufigen Vorländer können großräumigere Überflutungsflächen erwartet werden.

Als Einzugsgebiete liegen zugrunde ein von der WLV berechnetes und zur Verfügung gestelltes Einzugsgebiet und das durch ArcHydro eigenständig berechnete Einzugsgebiet des Höllmühlbaches. Die Überlagerung der Flächen ist in Abbildung 39 ersichtlich.

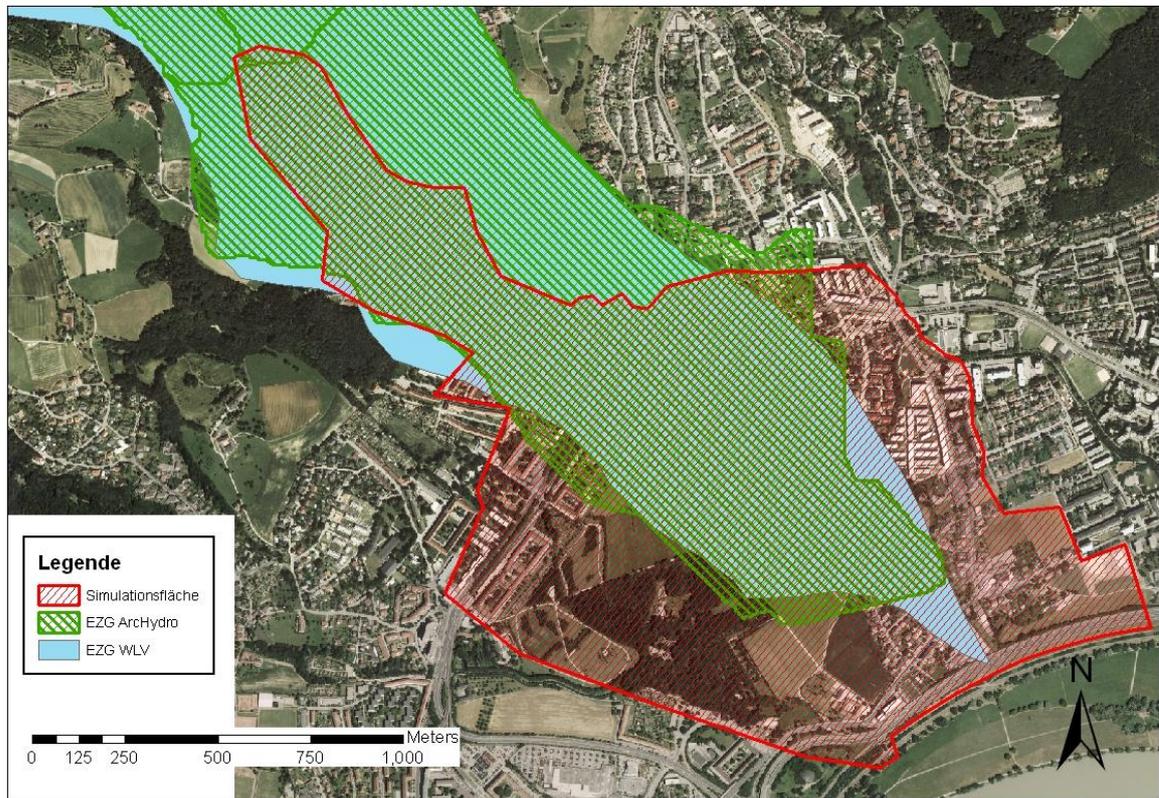


Abbildung 39: Simulationsfläche und Einzugsgebiete am Höllmühlbach

Die angrenzenden Einzugsgebiete des Dießenleitenbaches (rechts) und des Haselgraben (links) werden beim Niederschlags-Abfluss-Modell des Höllmühlbaches nicht berücksichtigt. Bei der Simulation des Hochwasserabflusses in gewisser Weise aber sehr wohl. Der Hochwasserabfluss des Höllmühlbaches über den Harbach bzw. Dießenleitenbach im Süden bzw. der Abfluss über den Pulvermühlbach im Norden des Simulationsgebietes müssen allerdings mit Vorsicht betrachtet werden. Es wurde bei der Simulation nicht berücksichtigt, dass im Hochwasserfall die angrenzenden Bäche ebenfalls ein erhöhtes Abflussaufkommen haben könnten. Sie wurden hingegen als trocken angesehen und eine eventuelle gegenseitige Beeinflussung der Hochwässer wurde außer Acht gelassen.

#### 4.5.3.2 *Historischer Zustand*

Die Datengrundlage der Simulation des historischen Zustandes ist angelehnt an den Ist-Zustand. Der Unterschied besteht darin, dass im verwendeten Geländemodell die Häuser nicht modelliert wurden, sondern nur der Flussschlauch mittels Bruchkanten modelliert wurde. Allerdings ist das ursprüngliche Geländemodell, in dem die Oberflächen aus dem Laserscan herausgerechnet wurden, noch stark von der Verbauung beeinflusst. So sind z.B. noch die Straßendämme deutlich erkennbar. Deutlich wird dieser Umstand durch die Fließwege des über die Ufer getretenen Höllmühlbaches, welche durch die Oberflächen der Straßen bzw. nicht sauber herausgerechneten Häuser noch stark beeinflusst sind. Die großflächigen Ausuferungen beim Hof Pachmeyer und Hof Wies sind sicher bedingt durch das zugrunde liegende Geländemodell, in dem noch Dämme der querenden Straßen bestehen. Im historischen Zustand sind an diesen Stellen Wiesen bzw. kleine Schotterstrassen verzeichnet. Besonders deutlich wird dieser Umstand am unteren Ende des Simulationsgebietes: Hier sind eindeutig die Auswirkungen des nicht herausgerechneten Autobahndammes der A7 Mühlkreis-Autobahn erkennbar, der im historischen Zustand mit Sicherheit noch nicht bestanden hat. Hier kommt es bei der Simulation zu einem Aufstau des Abflusses, der, wenn man die Urmappe betrachtet, sicher unrealistisch ist. Durch die erhöhten Rauigkeiten ergeben sich allerdings im Vergleich zum Ist-Zustand andere Fließgeschwindigkeiten, die zum Teil deutlich geringer sind. Durch die gegenüber dem Ist-Zustand veränderte Ganglinie kommt es zu geringeren Abflusstiefen und zu einer geringen Ausbreitung der Überflutungsflächen. Beim Vergleich der Urmappe mit dem Geländemodell bzw. mit dem Ist-Zustand fällt auf, dass der Verlauf des unregulierten Höllmühlbaches nicht mit dem des regulierten übereinstimmt. Der unverbaute Höllmühlbach war ein kleines Wiesengerinne mit Furkationen und weitläufigen Vorländern.

Ein wirklich plausibler historischer Zustand kann somit aufgrund der oben angesprochenen Probleme nicht simuliert werden. Die Simulation gibt aber einen guten Überblick über die Auswirkungen der starken Besiedelung im Einzugsgebiet des Höllmühlbaches.

## 5. Schlussfolgerungen

Bei der Niederschlags-Abfluss-Modellierung zur Abschätzung der Hochwasserwelle aus einem 150 jährlichen Niederschlagsereignis für den Ist-Zustand und den historischen Zustand wurden jeweils zwei Abflussganglinien berechnet. Diese zwei Varianten unterscheiden sich in der Anwendung der Klassengrenzen der Rauigkeits- und Abflussklassen (Variante 1: Mittelwerte der Klassen; Variante 2: obere Grenze der Klassen). Daraus ergab sich im Ist-Zustand eine Ganglinie in Variante 1 mit einem Spitzenabfluss von 38,4 m<sup>3</sup>/s und in Variante 2 mit 52,6 m<sup>3</sup>/s. Für den historischen Zustand ergab sich in Variante 1 ein Spitzenabfluss von 23,0 m<sup>3</sup>/s und in Variante 2 ein Spitzenabfluss von 34,0 m<sup>3</sup>/s. Es zeigen sich schon hier die Auswirkungen auf das Abflussgeschehen durch veränderte Rauigkeiten und Abflussparameter. Der Abfluss im Ist-Zustand erfolgt schneller und die Hochwasserspitze ist größer. Allerdings unterscheiden sich die maßgebliche Regendauer und Regenintensität, aus denen, in den beiden Zuständen die Hochwasserwelle resultiert, nur sehr wenig. Die Ganglinien mit dem jeweils größeren Spitzenabfluss wurden für die hydraulische Simulation herangezogen.

Der Test der Programme MIKE FLOOD und RiverFLO-2D gestaltete sich als sehr zeitaufwändig und schwierig. Eines der größten Probleme war die Aufbereitung des Laserscan, welcher teilweise schlecht bereinigt war und im GIS bearbeitet werden musste. Durch die großen Datenmengen (Laserscan mit einer Auflösung von 1x1 m) stießen die Programme an ihre Grenzen. Aufwändig war die Suche nach dem Kompromiss zwischen Auflösung der Daten, also Genauigkeit, und der dafür in der Simulation benötigten Rechenzeit. Aufgrund der speziellen Randbedingungen in Wildbach Einzugsgebieten, wie das große Längsgefälle, traten bei beiden Programmen numerische Fehler auf, für die auch der technische Support der beiden Firmen keine zufriedenstellenden Lösungen anbieten konnte. Speziell die Randbedingungen des Zu- und Abflusses bereiteten große Schwierigkeiten und konnten nicht zufriedenstellend gelöst werden. Die getesteten Programme erwiesen sich schlussendlich als nicht brauchbar für den Einsatz in Wildbach Einzugsgebieten.

Die Benutzerfreundlichkeit von MIKE FLOOD ist im Gegensatz zu RiverFLO-2D besser. Die erforderliche Datenaufbereitung erfolgt weitgehend im Programm,

wogegen für die Datenaufbereitung von RiverFLO-2D einige andere „Preprocessing“-Programme notwendig sind. Andererseits ist die Qualität des technischen Supports der Firma FLO-2D Software Inc. etwas besser. Die Mitarbeiter sind deutlich bemühter und es wird versucht gemeinsam eine Lösung für die Probleme zu finden. Endgültige Antworten und Lösungen für die aufgetretenen Probleme ließen allerdings beide Firmen offen.

Im Nachhinein gesehen wäre es besser gewesen, den Höllmühlbach zusätzlich terrestrisch zu vermessen. Dies hätte bei der Datenaufbereitung einiges an Zeit gespart und man hätte an Genauigkeit gewonnen.

Die Anwendung des am Institut für Alpine Naturgefahren bewährten Programms FLUMEN war deutlich einfacher, da schon einige Erfahrungswerte vorhanden waren und die aufbereiteten Daten aus den vorhergegangenen Simulationen übernommen wurden. So konnte die Simulation des Ist-Zustandes und des historischen Zustandes rasch durchgeführt werden. Auch in der mit FLUMEN durchgeführten hydraulischen Simulation ergaben sich Unterschiede zwischen dem Ist-Zustand und dem historischen Zustand. Der Einfluss der Häuser und der veränderten Rauigkeiten auf das Abflussgeschehen wird deutlich. Vor allem bei den auftretenden Geschwindigkeiten werden die Unterschiede deutlich. Die Fließwege der Hochwasserwelle im historischen Zustand sind aber ähnlich denen im Ist-Zustand. Allerdings kann die Simulation des historischen Zustandes nicht als absolut realistisch angenommen werden, da der zugrunde liegende Laserscan zu sehr den Ist-Zustand abbildet und weniger den historischen Zustand. Eine Modellkalibrierung und weiterführende Modellvalidierung für den Ist-Zustand konnte wegen der fehlenden Aufzeichnungen und Messungen eines Extremereignisses nicht durchgeführt werden.

Insgesamt ergibt sich durch die Niederschlags-Abfluss-Modellierung und die hydraulischen Simulationen ein guter Überblick über die Auswirkungen der starken Besiedelung und der damit einhergehenden Oberflächenversiegelung im Einzugsgebiet des Höllmühlbaches.

## Literaturverzeichnis

Beffa Hydrodynamik. (2009). *FLUMEN v1.3 Kurzbeschreibung*. Schweiz: Beffa Hydrodynamik.

Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald, N. u. (2009). *eBOD*. Abgerufen am 12. 03 2009 von [http://gis.lebensministerium.at/ebod/frames/index.php?&gui\\_id=eBOD](http://gis.lebensministerium.at/ebod/frames/index.php?&gui_id=eBOD)

DHI Software. (2007). *MIKE FLOOD 1D-2D Modelling User Manual*. DHI Software.

FLO-2D Software, Inc. (2009). *RiverFLO-2D Two-Dimensional Finite-Element River Dynamics Model - USER'S MANUAL*. Nutrioso, AZ.; Pembroke Pines, Fl. USA.

HABERSACK, H., HENGL, M., KNOBLAUCH, H., & TRITTHART, M. (2003). *Fließgewässermodellierung - Arbeitsbehelf Hydrodynamik; Grundlagen, Anwendungen und Modelle für die Praxis*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft; Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband (ÖWAV).

HAGEN, K., GANAHL, E., & HÜBL, J. (2007). *Analyse und Evaluierung von gebräuchlichen empirischen Ansätzen zur Hochwasserabschätzung in Wildbächen* (Bde. BFW-BERICHT 137/2007). Wien: Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald, Naturgefahren und Landschaft.

HYDROGRAPHISCHER DIENST LAND OBERÖSTERREICH;. (2009). *Bemessungsniederschlag-Programmbeschreibung*. Linz.

KLEBINDER, K., KOHL, B., MARKART, G., & SOTIER, B. (2009). *Hydrologische Studie Plötzbauergraben - Modellrechnung ZEMOKOST*. Innsbruck: Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald, Naturgefahren und Landschaft.

Klebinder, K., Kohl, B., Markart, G., & Sotier, B. (2009). *Hydrologische Studie Plötzbauergraben Modellrechnung ZEMOKOST*. Innsbruck: Bundesforschungs- und Ausbildungszentrum für Wald, Naturgefahren und Landschaft .

KOHL, B. (2008). *ZEMOKOST Benutzerhandbuch Kurzanleitung*. Innsbruck: BWF-Innsbruck; Institut für Lawinen- und Wildbachforschung.

LORENZ, P., & SKODA, G. (2001). *Bemessungsniederschläge auf der Fläche für kurze Dauerstufen ( $D < 12$  Stunden) mit inadäquaten Daten* (Bde. Band 164: Niederschlags-Abfluss Modellierung - Simulation und Prognose). Wiener Mitteilungen.

MARKART, G., SOTIER, B., SCHAUER, T., BUNZA, G., & STERN, R. (2004). *Provisorische Geländeanleitung zur Abschätzung des Oberflächenabflussbeiwertes auf alpinen Boden-/Vegetationseinheiten bei konvektiven Starkregen (Version 1.0)*. Wien: BFW-Dokumentation; Schriftenreihe des Bundesamtes und Forschungszentrums für Wald.

RICKENMANN, D. (1996). *Fließgeschwindigkeiten in Wildbächen und Gebirgsflüssen* (Bde. Wasser, energie, luft).

STEPANEK, L., KOHL, B., & MARKART, G. (2004). *Von der Starkregensimulation zum Spitzenabfluss*. Riva/Trient: Internationales Symposium INTERPRAEVENT 2004 - Riva/Trient.

TOTSCHNIG, R. (2009). *Erläuterungen zum Programm ZEMOKOST Version 6.3*. Wien.

Wildbach- und Lawinenverbauung. (2005). *30 Jahre Gefahrenzonenplan in Österreich* (Bd. 152). Wien.

WONG, M., & PARKER, G. (2006). *Reanalysis and Correction of Bed-Load Relation of Meyer-Peter and Müller Using Their Own Database* (Bd. Journal of Hydraulic Engineering). ASCE.

ZELLER, J. (1981). *Starkniederschläge und ihr Einfluss auf Hochwasserereignisse* (Bd. Nr. 126). Birmensdorf: Eidgenössische Anstalt für das Forstliche Versuchswesen.

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Unterteilung in Teileinzugsgebiete .....	2
Abbildung 2: Niederschlagsintensitäten nach Dauerstufen (Jährlichkeit 100).....	7
Abbildung 3: Extrapolation auf Wiederkehrzeit T=150 Jahre .....	8
Abbildung 4: Abflussbeiwertklassen aus MARKART et al., 2004 .....	11
Abbildung 5: Rauigkeitsklassen aus MARKART et al., 2004 .....	11
Abbildung 6: Karte der Abflussbeiwert- und Rauigkeitsbeiwertklassen im Einzugsgebiet Höllmühlbach.....	12
Abbildung 7: Urmappe aus dem Jahr 1826.....	14
Abbildung 8: Karte der Abflussbeiwert- und Rauigkeitsbeiwertklassen aus Franzsischem Kataster .....	15
Abbildung 9: NS-HQ Diagramm Variante 1 .....	16
Abbildung 10: NS-HQ Diagramm Variante 2.....	16
Abbildung 11: Summenganglinie Variante 1 .....	17
Abbildung 12: Summenganglinie Variante 2 .....	17
Abbildung 13: Ganglinie der TEZG Variante 1 .....	17
Abbildung 14: Ganglinie der TEZG Variante 2 .....	17
Abbildung 15: NS-HQ Diagramm Variante 1 .....	19
Abbildung 16: NS-HQ Diagramm Variante 2.....	19
Abbildung 17: Summenganglinie Variante 1 .....	20
Abbildung 18: Summenganglinie Variante 2 .....	20
Abbildung 19: Ganglinie der TEZG Variante 1 .....	20
Abbildung 20: Ganglinie der TEZG Variante 2 .....	20
Abbildung 21: Vergleich Abflussklassen Ist-Zustand und historischer Zustand .....	22
Abbildung 22: Vergleich Rauigkeitsklassen Ist-Zustand und historischer Zustand ...	23
Abbildung 23: Umgrenzung der Fläche für die Simulation in ÖK .....	28
Abbildung 24: Regelquerschnitt aus dem Technischen Bericht .....	31
Abbildung 25: Ausschnitt aus dem Einzugsgebiet.....	33
Abbildung 26: Nicht normaler Ausfluss aus dem Einzugsgebiet .....	35
Abbildung 27: Abbruch der 2D-Simulation .....	35
Abbildung 28: Verdichtetes Maschennetz um „no-flow areas“ .....	44

Abbildung 29: Entstandener „See“ im Einzugsgebiet, der nicht aus der unteren Randbedingung ausfließt zum Zeitschritt 0000:00:17:59 .....	46
Abbildung 30: Noch normaler Abfluss im Flussschlauch zum Zeitschritt 0000:00:43:12 .....	46
Abbildung 31: Ausuferungen durch numerische Fehler zum Zeitschritt 0000:00:44:24 .....	47
Abbildung 32: Fehler beim Abfluss aus der Randbedingung zum Zeitschritt 0000:02:36:00 .....	48
Abbildung 33: TIN Geländemodell mit erhöhten Häusern und eingebranntem Flussschlauch .....	51
Abbildung 34: Gesetzte Bruchkanten im Flussschlauch, um Unsauberkeiten zu verhindern. Hier würden sich die Unsauberkeiten als Dämme im Flussschlauch auswirken. ....	51
Abbildung 35: Zuflussganglinien im Ist-Zustand.....	53
Abbildung 36: Zuflussganlinien im historischen Zustand.....	54
Abbildung 37: Zufluss- und Abflussganglinien aus dem Simulationsgebiet im Ist-Zustand .....	57
Abbildung 38: Zufluss- und Abflussganglinien aus dem Simulationsgebiet im historischen Zustand .....	59
Abbildung 39: Simulationsfläche und Einzugsgebiete am Höllmühlbach .....	60

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Bodenformen in Einzugsgebiet des Höllmühlbaches .....	10
Tabelle 2: Ergebnisse der Berechnung der Bemessungsereignisse Ist-Zustand .....	16
Tabelle 3: Ergebnisse der Berechnung der Bemessungsereignisse historischer Zustand .....	19
Tabelle 4: Abflussbeiwerte Ist-Zustand und historischer Zustand .....	21
Tabelle 5: Rauigkeitsklassen Ist-Zustand und historischer Zustand .....	23
Tabelle 6: Ergebnisse der HQ-Abschätzung mit empirischen Formeln .....	26
Tabelle 7: Rauigkeiten Ist-Zustand.....	52
Tabelle 8: Rauigkeiten historischer Zustand .....	54
Tabelle 9: Empfehlungen für die Abgrenzung der Roten und Gelben Zonen. ....	57
Tabelle 10: Neue Abgrenzung der Zonen für vorliegendes Projekt.....	58

# Anhang

## Regendaten

Bemessungsniederschlag (gewichtete Starkniederschlagsauswertung)  $h$  [mm] g1MaxM

Bemessungsniederschlag mit MaxModN (oberen) - und ÖKOSTRA (unteren) - Werten

Wiederkehrzeit (T)	1	2	3	5	10	20	25	30
Dauerstufe (D)								
<b>5 Minuten</b>	7,9	10,5	12,1	14	16,6	19,2	20	20,7
	<b>7,6</b>	<b>9,8</b>	<b>11,2</b>	<b>12,9</b>	<b>15,1</b>	<b>17,4</b>	<b>18,1</b>	<b>18,7</b>
	7,3	9	10,1	11,4	13,2	15,1	15,6	16,1
<b>10 Minuten</b>	10	14,7	17,5	20,9	25,6	30,2	31,7	32,9
	<b>9,6</b>	<b>13,3</b>	<b>15,5</b>	<b>18,2</b>	<b>21,9</b>	<b>25,5</b>	<b>26,7</b>	<b>27,6</b>
	9,2	11,8	13,3	15,2	17,8	20,4	21,2	21,9
<b>15 Minuten</b>	11,6	17,8	21,4	25,9	32	38,1	40	41,6
	<b>11</b>	<b>15,7</b>	<b>18,4</b>	<b>21,8</b>	<b>26,4</b>	<b>30,9</b>	<b>32,3</b>	<b>33,6</b>
	10,5	13,6	15,5	17,7	20,8	23,8	24,7	25,6
<b>20 Minuten</b>	12,8	19,8	23,9	29,1	36,1	43,1	45,4	47,4
	<b>12,2</b>	<b>17,4</b>	<b>20,4</b>	<b>24,2</b>	<b>29,3</b>	<b>34,5</b>	<b>36,1</b>	<b>37,4</b>
	11,6	15,1	17,1	19,6	23	26,4	27,3	28,2
<b>30 Minuten</b>	14,7	23,1	28,1	34,3	42,7	51,1	53,8	56,1
	<b>13,9</b>	<b>20</b>	<b>23,5</b>	<b>27,9</b>	<b>33,8</b>	<b>39,7</b>	<b>41,6</b>	<b>43,1</b>
	13,3	17,3	19,6	22,4	26,2	30	31,1	32,1
<b>45 Minuten</b>	16,9	26,7	32,5	39,7	49,5	59,3	62,5	65,1
	<b>15,9</b>	<b>22,8</b>	<b>26,7</b>	<b>31,6</b>	<b>38,3</b>	<b>45</b>	<b>47,1</b>	<b>48,9</b>
	15,2	19,7	22,2	25,3	29,5	33,8	35	36,2
<b>60 Minuten</b>	18,6	29,5	35,8	43,8	54,7	65,5	69	71,9
	<b>17,5</b>	<b>24,9</b>	<b>29,1</b>	<b>34,4</b>	<b>41,6</b>	<b>48,7</b>	<b>51</b>	<b>52,9</b>
	16,7	21,5	24,2	27,5	31,9	36,4	37,8	38,9
<b>90 Minuten</b>	21,3	33,7	40,9	50	62,4	74,8	78,7	82
	<b>20</b>	<b>27,9</b>	<b>32,6</b>	<b>38,4</b>	<b>46,3</b>	<b>54,1</b>	<b>56,7</b>	<b>58,8</b>
	19,1	24,1	27,1	30,7	35,5	40,3	41,9	43,3
<b>2 Stunden</b>	23,4	36,9	44,8	54,9	68,4	82	86,4	89,9
	<b>21,9</b>	<b>30,4</b>	<b>35,3</b>	<b>41,6</b>	<b>49,9</b>	<b>58,4</b>	<b>61,1</b>	<b>63,3</b>
	20,9	26,3	29,4	33,2	38,3	43,6	45,2	46,6
<b>3 Stunden</b>	26,6	42,3	51,4	62,9	78,6	94,2	99,3	103,1
	<b>24,8</b>	<b>34,3</b>	<b>39,8</b>	<b>46,6</b>	<b>55,9</b>	<b>65,2</b>	<b>68,3</b>	<b>70,6</b>
	23,7	29,7	33,1	37,3	42,9	48,6	50,5	51,8
<b>4 Stunden</b>	29	46,1	56,1	68,7	85,8	102,9	108,4	112,1
	<b>27,1</b>	<b>37,3</b>	<b>43,2</b>	<b>50,6</b>	<b>60,5</b>	<b>70,4</b>	<b>73,6</b>	<b>76,3</b>
	26,1	32,4	36	40,5	46,5	52,4	54,3	56
<b>6 Stunden</b>	34,5	52,2	62,5	75,6	93,2	110,9	116,6	121,1
	<b>31,2</b>	<b>42,1</b>	<b>48,4</b>	<b>56,3</b>	<b>67</b>	<b>77,6</b>	<b>81</b>	<b>83,8</b>
	29,2	35,9	39,6	44,4	50,7	56,9	58,9	60,5
<b>9 Stunden</b>	40	58,2	68,8	82,1	99,9	117,8	123,6	128,1
	<b>35,8</b>	<b>47,9</b>	<b>54,8</b>	<b>63,7</b>	<b>75,5</b>	<b>87,4</b>	<b>91,2</b>	<b>94,3</b>
	32,5	39,9	44	49,4	56,5	63,8	66,1	67,8
<b>12 Stunden</b>	44	62,4	73	86,2	104	121,9	127,6	132,1
	<b>39,4</b>	<b>52,3</b>	<b>59,9</b>	<b>69,2</b>	<b>81,9</b>	<b>94,6</b>	<b>98,7</b>	<b>102,1</b>
	35,1	43	47,7	53,4	61,4	69,3	71,9	73,9
<b>18 Stunden</b>	49,6	67,7	78	91,4	109	126,7	132,4	137,1
	<b>44,2</b>	<b>57,9</b>	<b>66</b>	<b>76,1</b>	<b>89,7</b>	<b>103,4</b>	<b>107,9</b>	<b>111,1</b>
	38,9	48,2	53,7	60,9	70,6	80,3	83,6	86,1
<b>1 Tag</b>	52,4	70,2	80,9	94,2	112,2	130,4	136,2	140,1

ANHANG

	<b>46,8</b>	<b>60,7</b>	<b>69</b>	<b>79,3</b>	<b>93,3</b>	<b>107,4</b>	<b>112</b>	<b>115,</b>
	41,2	51,2	57,1	64,5	74,4	84,5	87,8	90,
<b>2 Tage</b>	61,7	79,9	91,1	105,1	124,6	144	150,2	155,
	<b>56</b>	<b>70,9</b>	<b>80</b>	<b>91,3</b>	<b>107,1</b>	<b>122,8</b>	<b>127,8</b>	<b>132,</b>
	50,4	61,9	68,9	77,6	89,7	101,7	105,4	108,
<b>3 Tage</b>	67,4	85,8	97,2	11,7	131,7	151,7	158,1	163,
	<b>62,2</b>	<b>77,8</b>	<b>87,3</b>	<b>99,4</b>	<b>116</b>	<b>132,6</b>	<b>137,9</b>	<b>142,</b>
	57,1	69,8	77,5	87,2	100,3	113,5	117,8	121,
<b>4 Tage</b>	72,6	90,1	101,6	116,3	136,6	157,1	163,6	168,
	<b>67,6</b>	<b>83,2</b>	<b>93</b>	<b>105,4</b>	<b>122,6</b>	<b>139,8</b>	<b>145,4</b>	<b>149,</b>
	62,6	76,3	84,4	94,6	108,6	122,6	127,2	130,
<b>5 Tage</b>	77,9	94,7	105,8	120,2	140,6	161,2	167,8	173,
	<b>72,7</b>	<b>88,1</b>	<b>97,9</b>	<b>110,6</b>	<b>128,1</b>	<b>145,8</b>	<b>151,6</b>	<b>156,</b>
	67,4	81,5	90,1	101	115,5	130,3	135,3	138,
<b>6 Tage</b>	83,1	100,4	110,4	124,5	144,3	165	171,7	177,
	<b>77,5</b>	<b>93,5</b>	<b>102,8</b>	<b>115,4</b>	<b>133</b>	<b>151</b>	<b>156,7</b>	<b>161,</b>
	71,9	86,5	95,2	106,3	121,7	137	141,7	145,

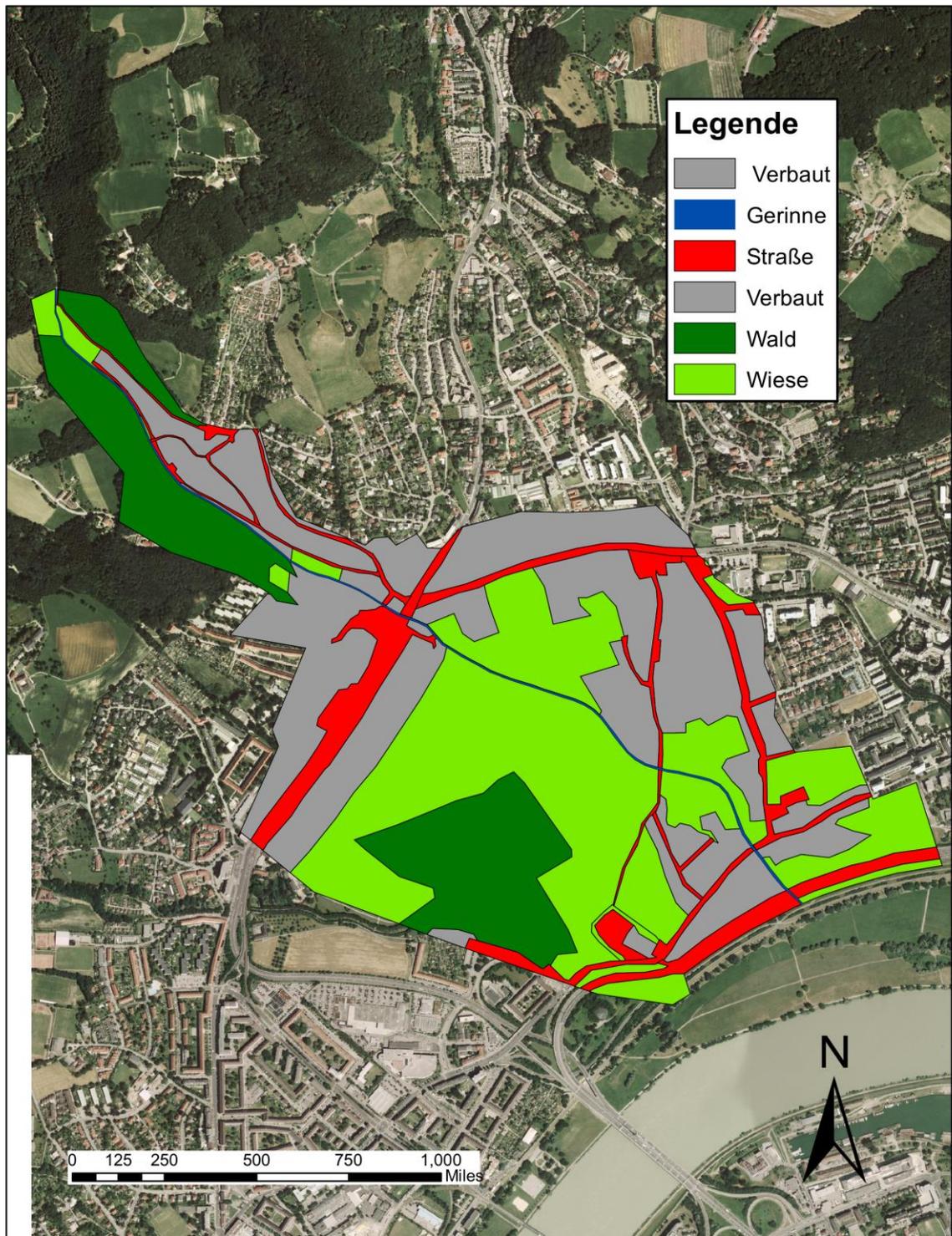
\* - ÖKOSTRA-Wert ist größer/gleich dem MaxModN-Wert

() - Bemessungsniederschlag liegt am Rand oder außerhalb der Bandbreite

MaxModN - maximierte Modellniederschläge [HAÖ=Hydrologischer Atlas Österreichs (konvektives N-Modell); ALADIN]

ÖKOSTRA - interpolierte extremwertstatistische Niederschlagsauswertungen (DVWK124, modifiziert)

Karte Rauigkeiten



**Empirische Formeln zur Hochwasserabschätzung**

- **Wundt** (1953)  $Q = \alpha \cdot A_E^\beta$
- **Klement und Wunderlich** (1964)  $HHQ = 5,5 \cdot A_E^{5/6}$
- **Hofbauer** (1916)  $HQ = 60 \cdot \alpha \cdot \sqrt{A_E}$
- **Kürsteiner** (1917)  $HQ = \alpha \cdot A_E^{2/3}$
- **Kürsteiner und Bergthaler** (1967)  $HQ = \frac{\alpha \cdot A_E}{\sqrt[3]{C_{Kü} + A_E}}$
- **Kresnik** (1886)  $HQ = A_E \cdot \frac{\alpha \cdot 32}{0,5 + \sqrt{A_E}}$
- **Hoffmann** (1970, 1971)  $HQ = \frac{A_E \cdot \alpha}{\sqrt[3]{A_E}}$
- **Melli** (1924)  $HHQ = \frac{16 \cdot A_E^{5/6}}{\sqrt[3]{100}}$   $HQ = \frac{10 \cdot A_E^{5/6}}{\sqrt[3]{100}}$
- **Müller** (1943)  $HHQ = \alpha \cdot 43 \cdot A_E^{2/3}$
- **Hampel** (1968, 1970)  $HQ = 0,25 \cdot h_{100} \cdot \sqrt{A_E}$   
 Anm.: für alpine Randgebiete
- **Hampel** (1978, 179)  $HQ = 0,25 \cdot h_{100} \cdot \sqrt{A_E} \cdot \left(1 - \frac{SH_u}{2200}\right)$   
 Anm.: Tiroler Verhältnisse und Alpen Nordrand
- **Lauterburg** (1887)  $HQ = Q_B + (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3) \cdot h_N \cdot A_E \cdot \frac{8,9}{31 + A_E}$

Anm.: Hochwasser aus Stundenregen  $h_n$ : mm/h

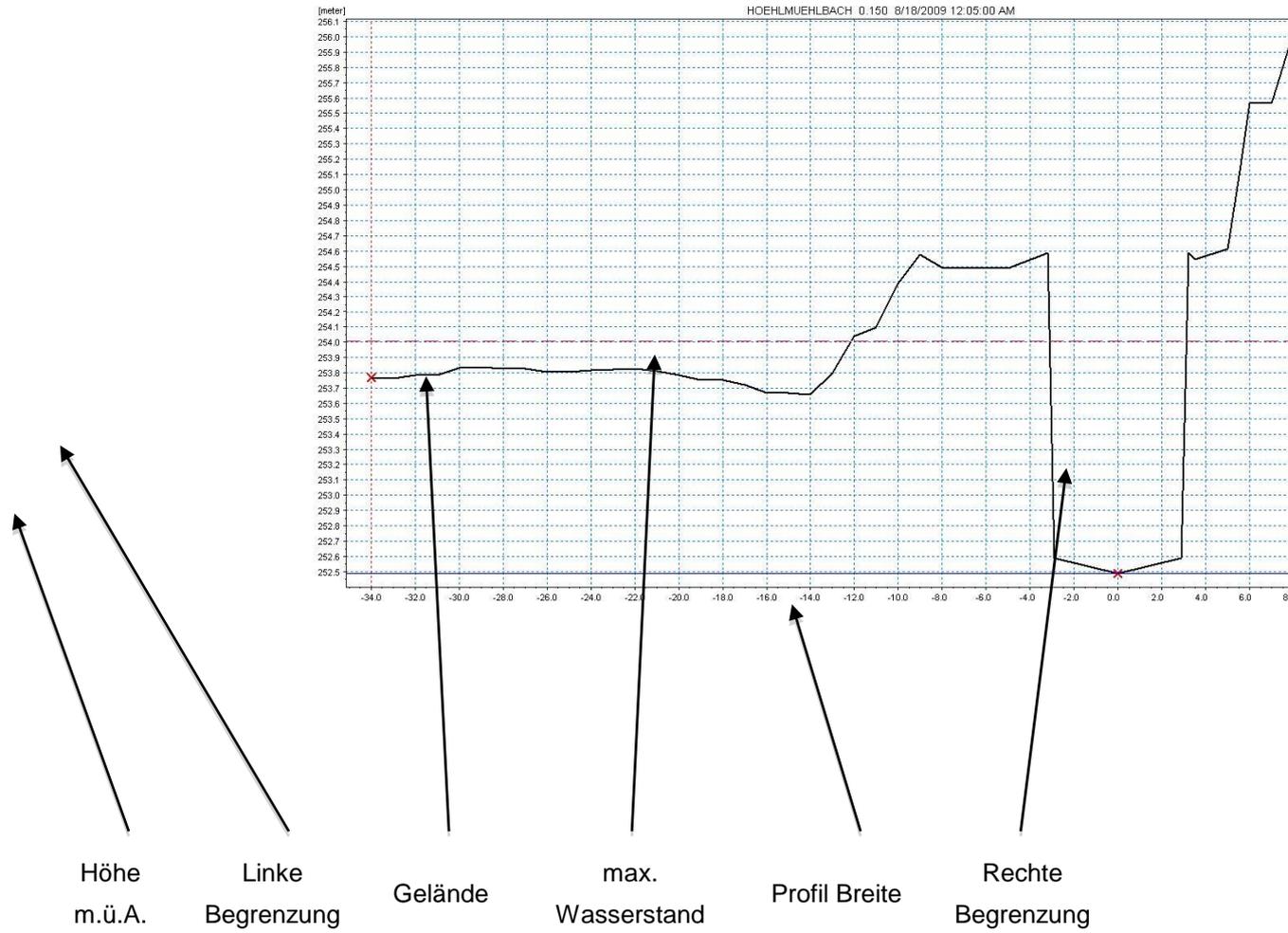
- **HZB** in Schaffernak (1935)

$$HQ = c_{ISZ} \cdot \left( \frac{25 \cdot h_{N,1h}}{3,6} + \frac{(A_E - 25) \cdot h_{N,d}}{86,4} \right)$$

---

## Querprofile aus 1D-Simulation

Beispiel:



## **Ergebnisse FLUMEN Ist-Zustand**

## **Ergebnisse FLUMEN Historischer Zustand**