



**Universität für Bodenkultur Wien**  
**Department Bautechnik und Naturgefahren**  
**Institut für Alpine Naturgefahren (IAN)**

Peter Jordan Str. 82  
A-1190 WIEN

Tel.: +43-1-47654-87100  
Fax: +43-1-47654-87109



## **IAN REPORT 180**

**Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Rottal-Inn**

**2016**

**Band 2: Ereignisanalyse Simbach**



Im Auftrag von:

**Bayerisches Landesamt für Umwelt (LFU)**

Wien, im März 2017



**IAN REPORT 180**  
Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Rottal-Inn 2016  
Band 2: Ereignisanalyse Simbach

Im Auftrag von:

**Bayerisches Landesamt für Umwelt (LFU)**

Projektleitung: Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Hübl Johannes  
Mitarbeiter: Dipl.-Ing. Micha Heiser  
Dipl.-Ing. Stefan Braito  
Dipl.-Ing. Susanna Tschanner  
Dipl.-Ing. Katharina Kuntner  
Dipl.-Ing. David Prenner  
Martin Falkensteiner  
Erich Rabanser

Universität für Bodenkultur  
Department Bautechnik und Naturgefahren  
Institut für Alpine Naturgefahren

Peter Jordan Str. 82  
A – 1190 Wien

Tel.: +43-1-47654-87100  
Fax: +43-1-47654-87109

IAN Report Nr. 180, Band 2: Ereignisanalyse Simbach

Referenz (Literaturzitat): Hübl J., Heiser M., Braito S., Tschanner S., Kuntner K., Prenner, D., Falkensteiner M., Rabanser E. (2017): Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse 2016 Rottal-Inn, IAN Report 180, Band 2: Ereignisanalyse Simbach; Institut für Alpine Naturgefahren, Universität für Bodenkultur, Wien (unveröffentlicht), Wien



## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>GEMESSENER WASSERSTAND .....</b>	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>ERMITTLUNG EINER W-Q BEZIEHUNG FÜR DEN PEGELSTANDORT (PEGELSCHLÜSSEL SIMBACH).....</b>	<b>4</b>
<b>4</b>	<b>ERMITTLUNG DES UNBEEINFLUSSTEN ZULAUFES ZUM PEGEL SIMBACH AUF BASIS DER GEMESSENEN GANGLINIE AM PEGELSTANDORT .....</b>	<b>16</b>
4.1	Methodik .....	16
4.2	Festlegung des Einstaubeginns .....	16
4.3	Festlegung des Endes der Rückhaltewirkung der Becken .....	18
<b>5</b>	<b>ABSCHÄTZUNG DER RETENTIONSWIRKUNG DER STRAßENDÄMME.....</b>	<b>21</b>
5.1	Speicher Schulstraße .....	22
5.1.1	Speicherinhaltskurve .....	22
5.1.2	Ausflussskurve .....	22
5.1.3	Speicher kennlinien .....	25
5.1.4	Ausflusssganglinie Speicher Schulstraße .....	25
5.1.5	Vergleich der Varianten .....	28
5.2	Speicher B12 .....	28
5.2.1	Speicherinhaltskurve .....	28
5.2.2	Ausflussskurve .....	29
5.2.3	Speicher kennlinien .....	31
5.2.4	Ausflusssganglinie B12 .....	31
5.2.5	Vergleich der Varianten .....	32
5.3	Vergleich der Abschätzung mit dem gemessenen Abfluss am Pegel Simbach .....	33
<b>6</b>	<b>NIEDERSCHLAG - ABFLUSS SIMULATION .....</b>	<b>34</b>
6.1	Systembeschreibung .....	34
6.1.1	Geographische Lage des Einzugsgebietes .....	34
6.1.2	Hydrometeorologische Eingangsgrößen .....	36
6.1.3	Gebietseigenschaften .....	38
6.1.4	Gliederung der Teileinzugsgebiete .....	44
6.2	Das hydrologische Modell NASIM .....	45



6.2.1	Kalibrierung des hydrologischen Modells .....	47
6.2.2	Simulation des Ereignisses 2016 .....	52
6.3	Plausibilisierung der Simulationsergebnisse .....	58
6.3.1	Vergleich mit dem SCS-Verfahren (EGL- Modell) .....	58
6.3.2	Vergleich mit der rekonstruierten Ganglinie .....	60
6.3.3	Analyse der Abflussbeiwerte .....	60
6.3.4	Vergleich mit rückgerechneten Abflüssen .....	61
6.4	Schlussfolgerung .....	63
6.4.1	Räumlicher und zeitlicher Niederschlagsverlauf.....	63
6.4.2	Gebietseigenschaften.....	63
6.4.3	Zusammenfassende Beurteilung.....	64
6.5	Zusammenstellung Kennwerte.....	65
<b>7</b>	<b>HYDRAULISCHE SIMULATION .....</b>	<b>66</b>
7.1	Grundlagen .....	66
7.1.1	Datengrundlage.....	67
7.1.2	Programmgrundlagen HYDRO_AS-2D .....	68
7.2	Methodik Modellerstellung .....	68
7.2.1	Netzerweiterung und Implementierung von Bruchkanten und Rauigkeiten.....	69
7.2.2	Erstellung von Netzvarianten für die Szenarienbildung .....	73
7.2.3	Anpassungen.....	74
7.2.4	Analyse der Netzerweiterung mittels implementierter Kontrollquerschnitte .....	81
7.2.5	Wahl der Randbedingungen und Rauheitsbelegung.....	82
7.3	Methodik durchgeführter Simulationen und Szenarienbildung .....	85
7.3.1	Ganglinie vs. stationäre Zuflüsse .....	85
7.3.2	Methodik zur Ermittlung kritischer Überbordungsbereiche verschiedener (stationärer) Abflüsse .....	86
7.3.3	Methodische Herangehensweise Dammversagen, Deicherosion .....	86
7.3.4	Szenarienbildung.....	86
7.3.5	Szenario 1: Ereignisablauf ohne Damm- und Deichversagen „Nullvariante“ .....	88
7.3.6	Szenario 2: Ereignisablauf mit Dammversagen .....	89
7.3.7	Szenario 3: Ereignisablauf mit Dammversagen und Deicherosion .....	89
7.4	Methodische Herangehensweise zur Plausibilisierung und Simulationsauswertung.....	92
7.4.1	Überflutungsflächen.....	92
7.4.2	Vergleich Anschlagmarken und Wassertiefen.....	93



7.4.3	Differenzenbildung Oberflächenunterschied .....	93
7.4.4	Kontrollquerschnitte.....	93
7.4.5	Zeitlicher Verlauf.....	94
7.4.6	Unsicherheiten und nicht berücksichtigte Versagensmechanismen .....	94
7.5	Ergebnisse der Simulationen mit HYDRO_AS-2D .....	96
7.5.1	Szenario 1: Ereignisablauf ohne Damm- und Deichversagen.....	96
7.5.2	Szenario 2: Ereignisablauf mit Dammversagen .....	100
7.5.3	Szenario 3: Ereignisablauf mit Dammversagen und Deicherosion .....	102
7.5.4	Simulationen mit stationärem Zufluss.....	107
7.6	Analyse der hydraulischen Simulationsergebnisse .....	114
7.6.1	Vergleich mit der dokumentierten Überflutungsfläche.....	114
7.6.2	Vergleich mit den dokumentierten Wassertiefen (Anschlagmarken).....	114
7.6.3	Vergleich mit den dokumentierten Wasserspiegellagen an den Kontrollquerschnitten.....	119
7.6.4	Vergleich mit dem dokumentierten zeitlichen Verlauf.....	120
7.6.5	Simulierte Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten (Szenario 3).....	121
7.6.6	Simulierte Abflussfrachten an den Kontrollquerschnitten (Szenario 3-10) .....	122
7.6.7	Vergleich der Überflutungsflächen mit und ohne Dammversagen .....	125
7.6.8	Differenzenbildung der Wassertiefen von Szenario 1 und Szenario 3 .....	127
7.6.9	Fazit Szenario 1: Ereignis ohne Dammversagen und Deicherosion .....	128
7.6.10	Fazit Szenario 2: Auswirkungen Dammversagen.....	128
7.6.11	Fazit Szenario 3: Auswirkungen Deicherosion.....	129
7.7	Schlussfolgerungen zur Hydro_AS-2D Simulation.....	131
<b>8</b>	<b>HYDRAULISCHE SIMULATION DES DAMMBRUCHS MIT HEC-RAS 5.03 .</b>	<b>132</b>
8.1	Grundlagen .....	132
8.1.1	Datengrundlagen.....	132
8.1.2	Programmgrundlagen.....	132
8.2	Methodik Modellerstellung .....	132
8.2.1	Erstellung Berechnungsnetz.....	132
8.2.2	Festlegung der Randbedingungen .....	133
8.2.3	Implementierung der Einbauten .....	133
8.2.4	Festlegung Parameter Dammversagen.....	134
8.2.5	Festlegung der Szenarien .....	136
8.3	Simulationsergebnisse .....	137
8.4	Schlussfolgerungen .....	139
<b>9</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG .....</b>	<b>140</b>



<b>10 LITERATURVERZEICHNIS.....</b>	<b>142</b>
<b>11 ANHANG .....</b>	<b>143</b>



# 1 Einleitung

Die Analyse des Ereignisses vom 1. Juni 2016 am Simbach soll unter Anwendung hydrologischer und hydraulischer Methoden ermöglichen, einen Einblick in die Dynamik dieses außerordentlichen Ereignisses zu gewinnen.

In der Gefahrenanalyse werden üblicherweise verschiedene Modelle angewendet, um, beginnend bei der Disposition eines Einzugsgebietes, die Wirkung eines Ereignisses abschätzen zu können (Abbildung 1).

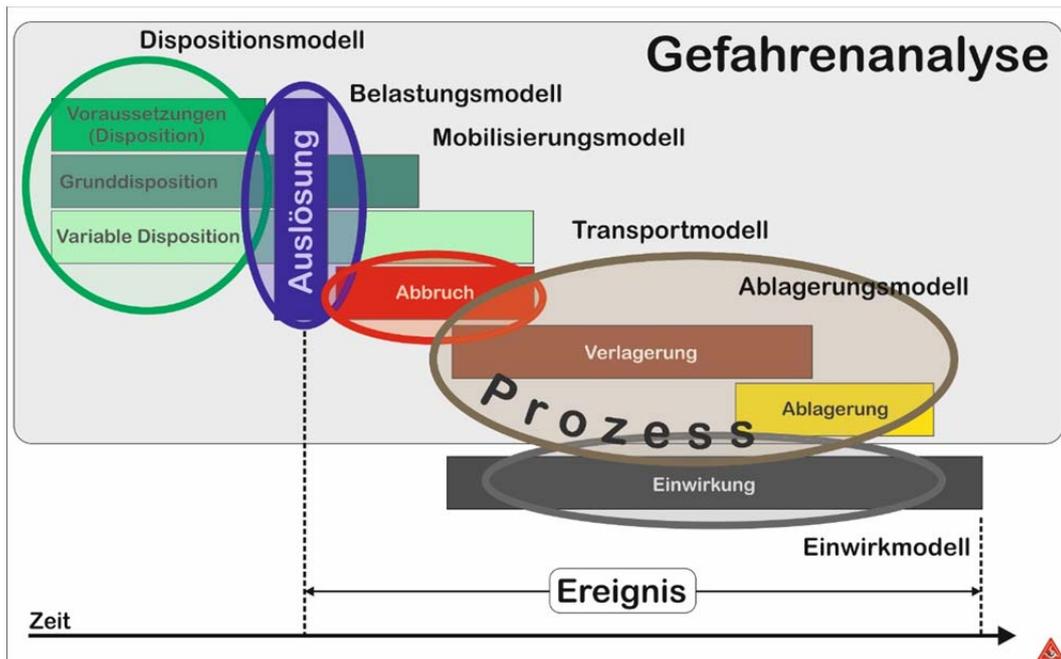


Abbildung 1: Gefahrenanalyse: von der Disposition zur Wirkung

In dieser Analyse werden die Auslösung (Belastung), die Mobilisierung (Abflussentstehung und Abflusskonzentration) und der Transport und die Ablagerung (Gerinnehydraulik) bearbeitet.

Die Belastungsbildung (Niederschlag) ist bereits in Band 1 des Reports 180 ausführlich behandelt.

Da vom Ereignis Wasserstandsaufzeichnungen vorliegen, gilt es zuerst einen Pegelschlüssel zu berechnen, der die aufgetretenen Wasserstände berücksichtigt. Die Ableitung der maßgeblichen W-Q Beziehung erfolgt nach dem Vergleich der Pegelschlüssel aus verschiedenen 1D und 2D Berechnungen.

Mit der dadurch berechneten Ereignisganglinie und den Niederschlagsauswertungen lässt sich vereinfacht der Zufluss zum Simbach rekonstruieren. Dieser Hydrograph kann für die Plausibilisierung der Berechnungen mit dem verwendeten hydrologischen Modell herangezogen werden. Berücksichtigt man die zwei Straßendämme,



die das Gerinne des Simbachs oberhalb des Pegels kreuzen, in Form von Rückhaltedämmen in einer vereinfachten Retentionsberechnung, kann die Wellenverformung dargestellt und der Hydrograph für den Pegelstandort berechnet werden. Dies ermöglicht den Vergleich zwischen gemessenem und berechnetem Abfluss beim Pegel.

Die Abflussbildung wird von zahlreichen Faktoren (Vorfeuchtebedingungen, Niederschlagsintensität, Landnutzung, etc.) beeinflusst. Deren Einfluss auf die Hochwassersituation sollte bewertet und deren Zusammenhänge geklärt werden. Für diese hydrologische Untersuchung wird ein Niederschlag-Abflussmodell mit dem Programm NASIM (Hydrotec) erstellt. Dieses wird anhand von Abflussmessungen (Pegel Simbach) kalibriert. Damit ist das Modell in der Lage die durchschnittlichen Abflussverhältnisse im Einzugsgebiet wiederzugeben. Diese Parametrisierung wird vorerst auch auf den Ereignisniederschlag angewendet. Zeigen sich große Abweichungen, ist eine neue Parameterbestimmung erforderlich. Zur Plausibilisierung wird die oben erwähnte rekonstruierte Zuflussganglinie verwendet.

Für die Wellenverformung entlang dem Gerinne, resultierend aus den „Speichern“ Schulstraße und B12 sowie dem Abfluss aus dem Dammversagen an der Schulstraße, kommt das Programm Hydro\_AS-2D (Hydrotec) zum Einsatz. Durch die Kopplung eines hydrologischen und eines hydrodynamischen Modells können mithilfe von Szenarien die maßgeblichen Abflussprozesse beurteilt werden. Aus den Berechnungen werden Kennwerte wie Abflussvolumen, Abflussspitzen an Kontrollquerschnitten, Überflutungsflächen, Fließgeschwindigkeiten sowie -richtungen abgeleitet und für verschiedene Szenarien verglichen.

Die Resultate der hydrologischen und hydraulischen Analyse des Hochwasserereignisses ermöglichen das aufgetretene Ereignis zu rekonstruieren und folgende Fragen zu beantworten:

- Wie wäre das Ereignis abgelaufen, wenn der Damm nicht gebrochen wäre?
- Wie wäre das Ereignis abgelaufen, wenn der Damm gar nicht vorhanden gewesen wäre?
- Welche Rolle hat der Dammbruch für den Ereignisablauf und die Schäden gespielt?
- Wie wäre das Ereignis abgelaufen, wenn der Deich nicht gebrochen wäre?
- Welche Rolle hat der Deichbruch für den Ereignisablauf und die Schäden gespielt?



## 2 Gemessener Wasserstand

Der Pegel Simbach mit der Messstellen-Nummer 18719006 ist bei hm 9.2 (Flusskilometer 0.92) bachabwärts einer Brücke situiert. Der Pegelnullpunkt liegt auf 340.39 m üNN. Die Aufzeichnung des Wasserstandes erfolgt über einen Radar- und über einen Druckpegel.

Der Wasserstand des Ereignisses vom 1. Juni 2016 ist durchgängig vom Druckpegel aufgezeichnet worden, der Radarpegel fiel ab 12:30 aus.

Alle Zeitangaben in diesem Bericht beziehen sich auf Mitteleuropäische Zeit (MEZ oder CET).

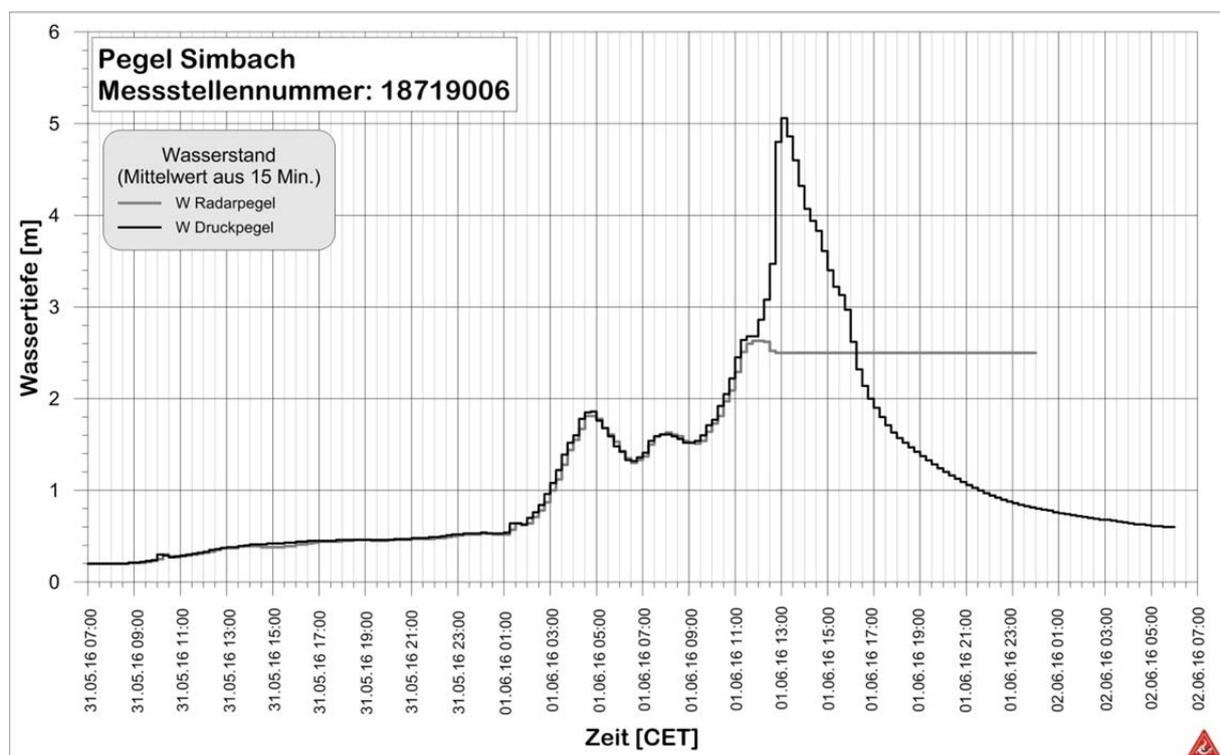


Abbildung 2: Gemessener Wasserstand beim Ereignis (HND Bayern)

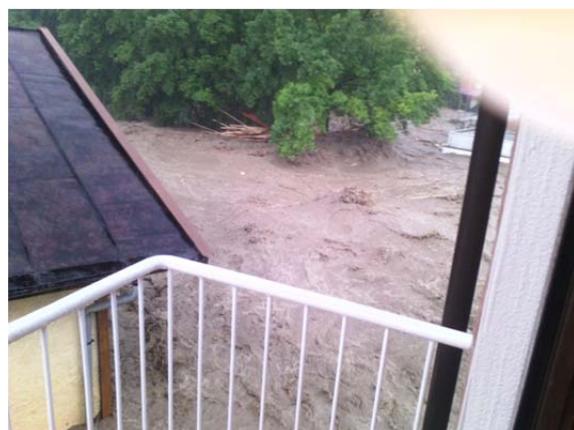


Abbildung 3: Abflussverhältnisse am Pegelstandort während des Ereignisses (links um 11:35 (Foto Wolfgang Plietsch), rechts um 13:04 (Foto Fam. Braumiller))



### 3 Ermittlung einer W-Q Beziehung für den Pegelstandort (Pegelschlüssel Simbach)

Für den Pegelstandort Simbach liegt ein Pegelschlüssel des HND Bayern vor, der bis zu einer Wassertiefe von rund 2.6 m angegeben wird. Die der W-Q Beziehung zugrunde liegenden Messwerte decken den Bereich von 0.14 m bis 0.98 m ab. Um den beim Ereignis aufgetretenen Wassertiefen (5.06 m) einen Abfluss zuordnen zu können, muss der Pegelschlüssel bis auf über 5 m Wassertiefe erweitert werden.

Dies erfolgt in mehreren Arbeitsschritten, die vereinfacht in einem Flussdiagramm (Abbildung 4) dargestellt sind.

Abbildung 4: Arbeitsschritte für die Ermittlung des Pegelschlüssels

Die Geometrie am Pegelstandort bei Flusskilometer 0.92 (hm 9.2) ist durch Vermessungs- und ALS-Daten in einer Rasterauflösung von 1 Meter vorgegeben (Abbildung 5).

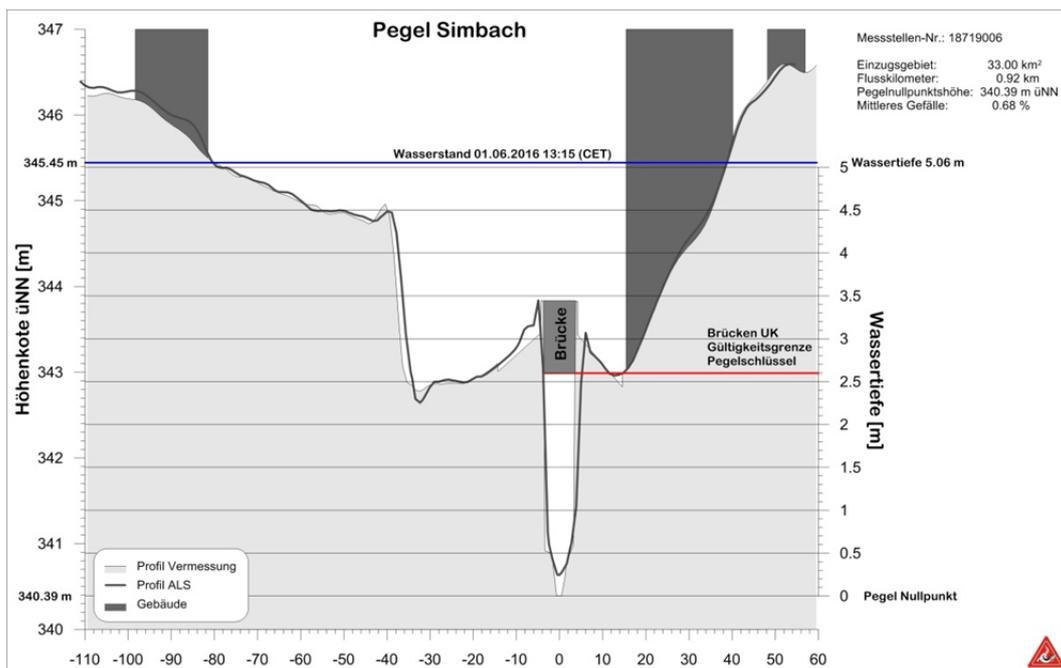


Abbildung 5: Querprofil Pegelstandort Simbach



Grundlage für die Ermittlung des Pegelschlüssels sind die gemessenen Wassertiefen des Druckpegels (diese Werte stellen jeweils den Mittelwert der Wassertiefe eines 15-Minuten-Intervalls dar, welcher zum Ende des Zeitintervalls abgespeichert wird), sowie die vom HND zur Verfügung gestellten Messwerte bis zu einer Wassertiefe von knapp 1 m.

In einem ersten Schritt wird ein Netzausschnitt des vom LfU zur Verfügung gestellten hydraulischen Modells verwendet (Abbildung 6), um eine möglichst genaue Anpassung an die aus Langzeitmessungen vorhandenen Werte des Hochwassernachrichtendienstes Bayern (HND) zu erreichen.



Abbildung 6: Netzausschnitt zur Ermittlung des Pegelschlüssels

Im Unterschied zum ursprünglichen Modell werden aber die Gebäude im potentiellen Abflussbereich ausgeschnitten. Diese ausgeschnittenen Flächen werden von Hydro\_As-2D während der Simulation als hydraulisch glatt interpretiert.

Durch wiederholte Simulationen dieses Netzausschnitts mit Hydro\_As-2D erfolgt die Überprüfung und Anpassung der Rauigkeiten ( $k_{St}$ -Werte). Der Zufluss wird dabei über verschiedene instationäre (Ganglinien) bzw. stationäre Zugaben über einen bestimmten Zeitraum definiert.



Die vorgegebenen Rauigkeiten werden im Rahmen der Simulationen mit Hydro\_As-2D so angepasst, dass die Abflüsse bis rund 1 m Wassertiefe den Messwerten des HND Bayern entsprechen.

Tabelle 1: Angepasste  $k_{St}$  Beiwerte im Netzausschnitt für die 2D Simulation

Material	$k_{St}$
Fließgewässer	30
Fließgewässer glatt	35
Schwemmh Holzablagerung	10
Bebauung	18
Gewerbegebiet	20
Sonstige Siedlungsfläche	22
Siedlungsfreifläche	16
Straße, Weg	50
Ackerland	19
Grünland	20
Gehölz	10
Pflasterung	40
Beton	40

Anhand der ersten Simulationen konnte festgestellt werden, dass sich der Pegelstandort an einer – für die Simulation mit Hydro\_As-2D – ungünstigen Position befindet, da die Wassertiefen (und Abflüsse) in diesem Bereich durch eine sich flussaufwärts befindliche Brücke maßgeblich beeinflusst werden (Abbildung 7) und deshalb für den Pegelstandort bei hm 9.2 die Erstellung einer W-Q Beziehung bis zu einer Wassertiefe von über 5 m nicht möglich ist.

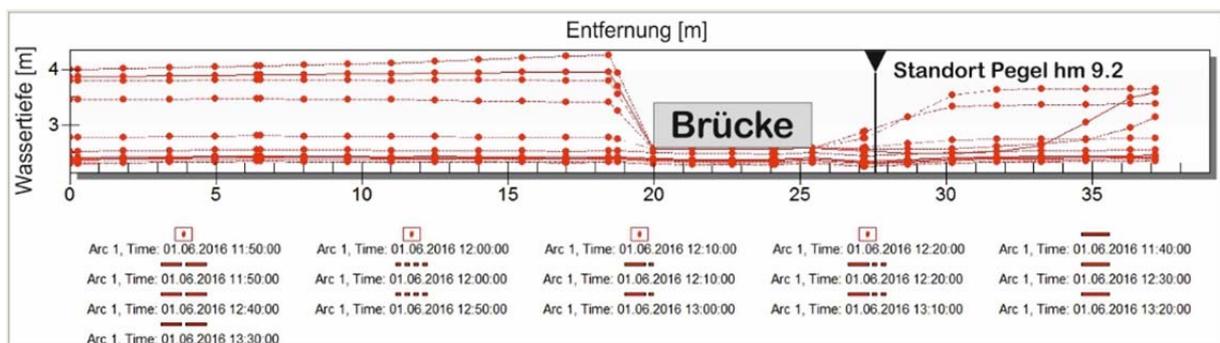


Abbildung 7: Beeinflussung des Pegelstandorts durch flussaufwärts befindliche Brücke

Der hydraulische Längsschnitt (Abbildung 7) zeigt den Einfluss der Brücke auf die berechneten Wassertiefen in Hydro\_AS-2D. Die Linien beschreiben jeweils die Wassertiefen entlang des Gerinnes zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Das Erreichen eines konstanten Wasserstands nach der Brücke benötigt in der Simulation knapp 6 m



(bzw. für höhere Wasserstände noch mehr), wobei sich der Pegel ca. 2 m nach der Brücke befindet.

Daher wurde der Standort für die Ermittlung des Pegelschlüssels im hydraulischen Modell um rund 20 Meter gerinneaufwärts (hm 9.4) in einen numerisch stabilen Bereich verlegt (Abbildung 8). Als Randbedingung für die Wahl der neuen Position gelten ähnliche geometrische und hydraulische Verhältnisse. Der neu gewählte Standort gliedert sich in 2 eindeutig abgrenzbare Abflussbereiche:

- Gerinne mit Vorland (Gerinne, Kontrollquerschnitt a)
- rechtsufriges Vorland (ru, Kontrollquerschnitt b)

Das rechtsufrige Vorland (ru) umfasst die geschotterte Fläche zwischen den Gebäuden, welche (lt. Luftbildern) als Parkplatz genutzt wird.

### Pegelstandort Simbach

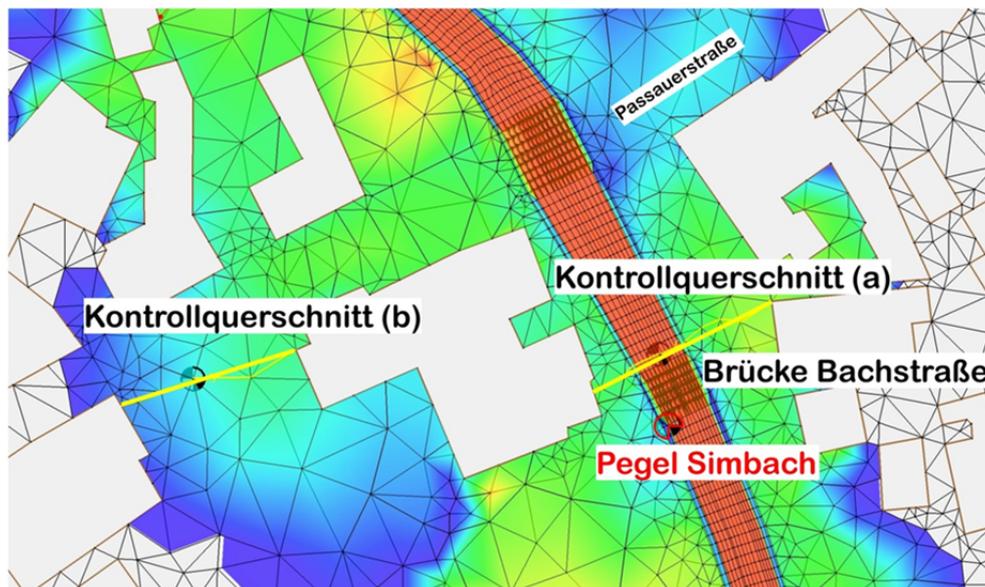


Abbildung 8: Pegelstandort für Simulation mit Hydro\_AS-2D

Für den gewählten Berechnungsquerschnitt werden 2 Kontrollquerschnitte im hydraulischen Modell implementiert um an diesen die W-Q Beziehung ablesen zu können. Die 2 Abflussbereiche werden von Hausmauern begrenzt, eine Umgehung dieser Bereiche beim Ereignis ist nicht dokumentiert, sodass der gesamte Abfluss diesen Bereich durchflossen haben muss.

Nach der Verlegung des Pegelstandorts auf die neue Position werden erneut Simulationen zur Anpassung der Ergebnisse aus Hydro\_As-2D an die gemessenen Wassertiefen durchgeführt und die während der Simulation erreichten Wassertiefen mit den tatsächlich am Pegelstandort gemessenen Wassertiefen verglichen (Abbildung 9).

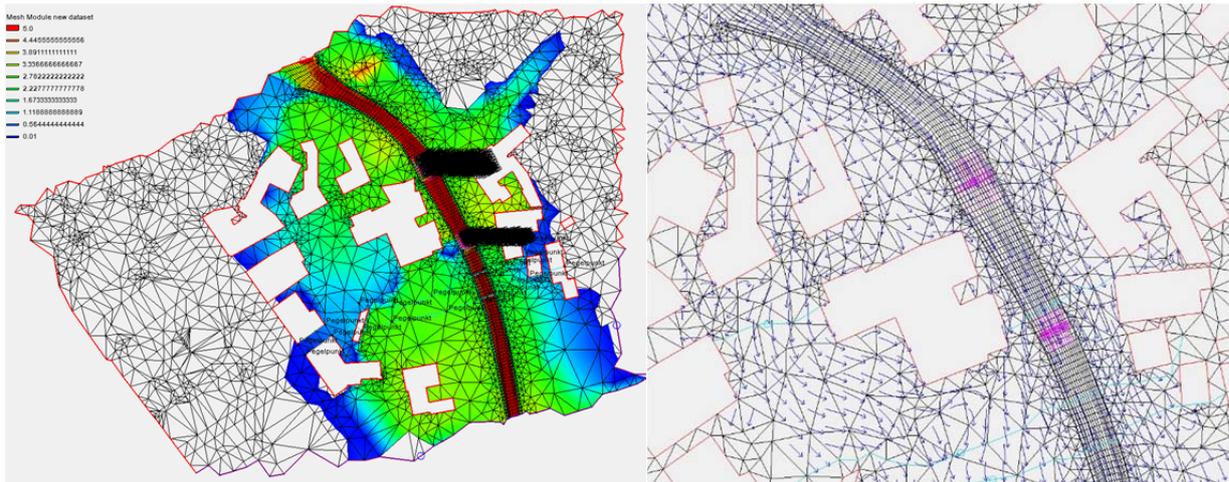


Abbildung 9: Erreichte Wassertiefen (linke Grafik) und Geschwindigkeitsvektoren (rechte Grafik) für den Pegelstandort aus Hydro\_AS-2D

Nach zahlreichen Simulationen erfolgt die Ableitung einer W-Q Beziehung für den Standort bei hm 9.4 (Abbildung 10).

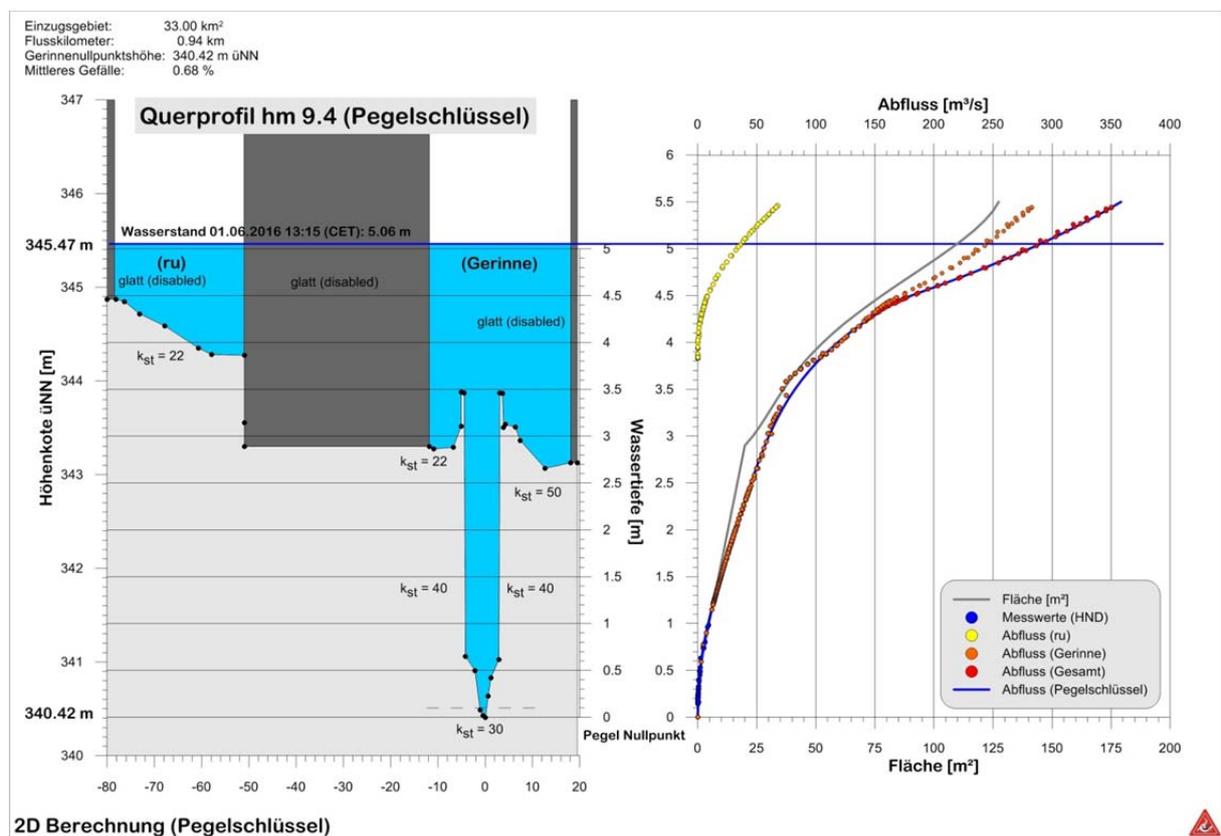


Abbildung 10: W-Q Beziehung aus der 2D Simulation mit Hydro\_As-2D

Um die Ergebnisse der Simulationen mit Hydro\_As-2D mit einem anderen Ansatz zu vergleichen, wird eine 1D Berechnung mit dem Cross-Section Hydraulic Analyzer Excel Spreadsheet (NRCS) durchgeführt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die damit berechneten W-Q Beziehungen nur für stationäre Verhältnisse gelten.



Die Geometrie (Abbildung 11) für das 1D-Modell wird insofern vereinfacht, dass die Ufermauern nicht berücksichtigt werden und das Gelände horizontal ausgeglichen wird. Der Abflussquerschnitt wird ebenfalls in 2 Abflussbereiche (ru, Gerinne) aufgeteilt.

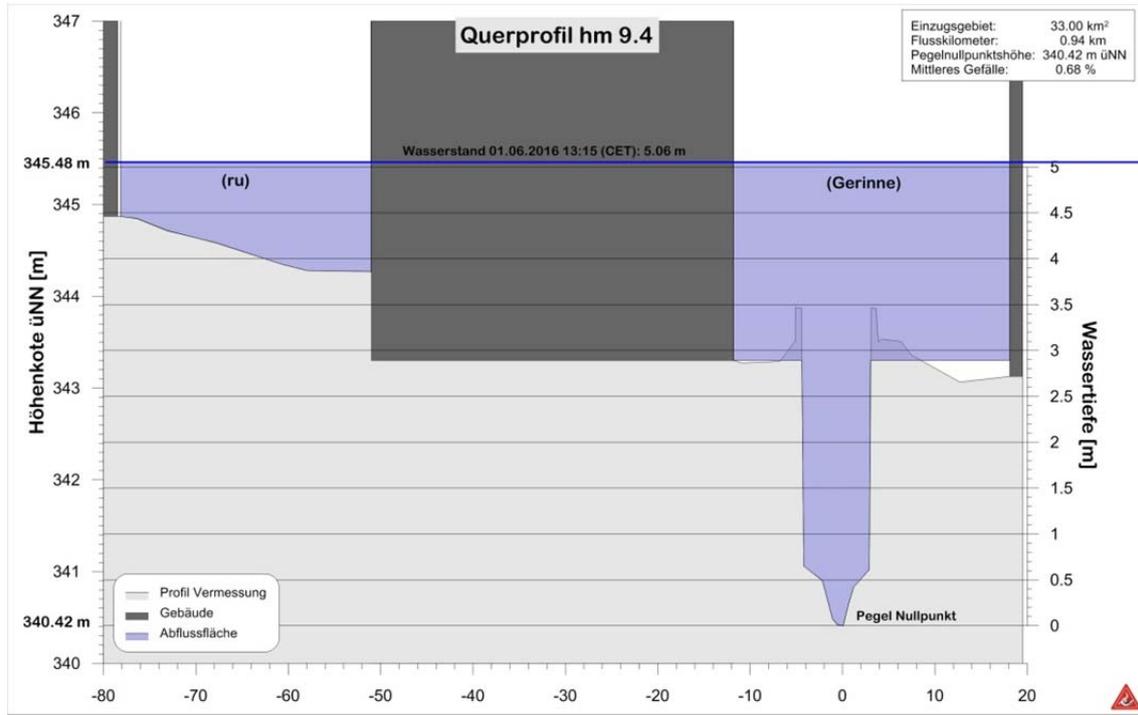


Abbildung 11: Querprofil für die vereinfachte hydraulische 1D Berechnung

Um den Einfluss der gewählten Rauigkeiten abschätzen zu können, werden verschiedene Varianten berechnet.

Variante 00 Verwendung der Rauigkeitsbeiwerte gemäß HYDRO\_AS-2D Modell

Variante A Anpassung der Rauigkeitsbeiwerte um eine W-Q Beziehung zu erhalten, die den Hydro\_AS-2D Simulationsergebnissen entspricht

Variante B Rauigkeitsbeiwerte, entsprechend publizierter Tabellenwerte (z.B. Chow, 1959)

Material	$k_{St}$	Material	$k_{St}$
Gebäude	37	Asphalt	62
Pflasterung	50	Schotter, bewachsen	25
Gerinnesohle	50	(Schwemm-)Holz	10

Variante C Rauigkeitsbeiwerte, um den Pegelschlüssel des HND bis zu einer Wassertiefe von 2,60 m (ab Gerinnesohle) nachbilden zu können, darüber angepasste Rauigkeitsbeiwerte entsprechend Tabellenwerten (z.B. Chow, 1959)

Material	$k_{St}$	Material	$k_{St}$
Gebäude	37	Asphalt	62
Pflasterung	40-45	Schotter, bewachsen	25
Gerinnesohle	40	(Schwemm-)Holz	10



Die folgenden Abbildungen (Abbildung 12 – Abbildung 16) veranschaulichen die in der jeweiligen Variante angewandten Strickler-Beiwerte, sowie die anschließend pro Variante erstellte W-Q Beziehung.

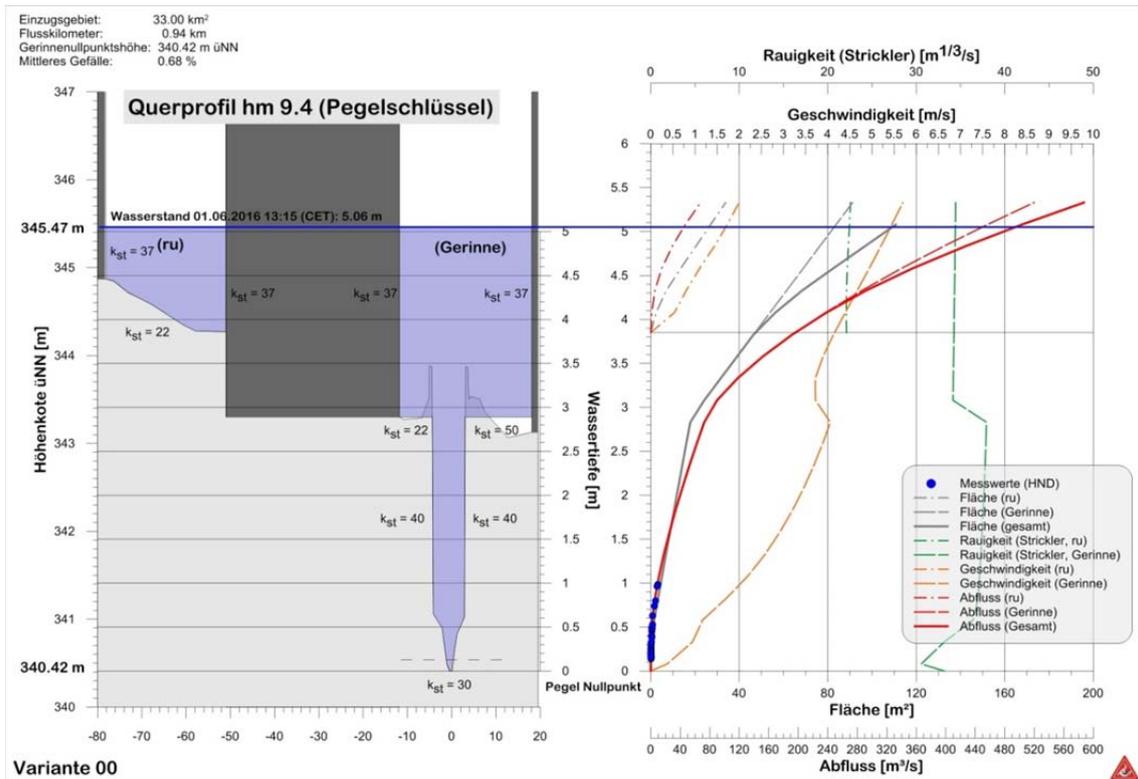


Abbildung 12: W-Q Beziehung der 1D-Berechnung: Variante 00

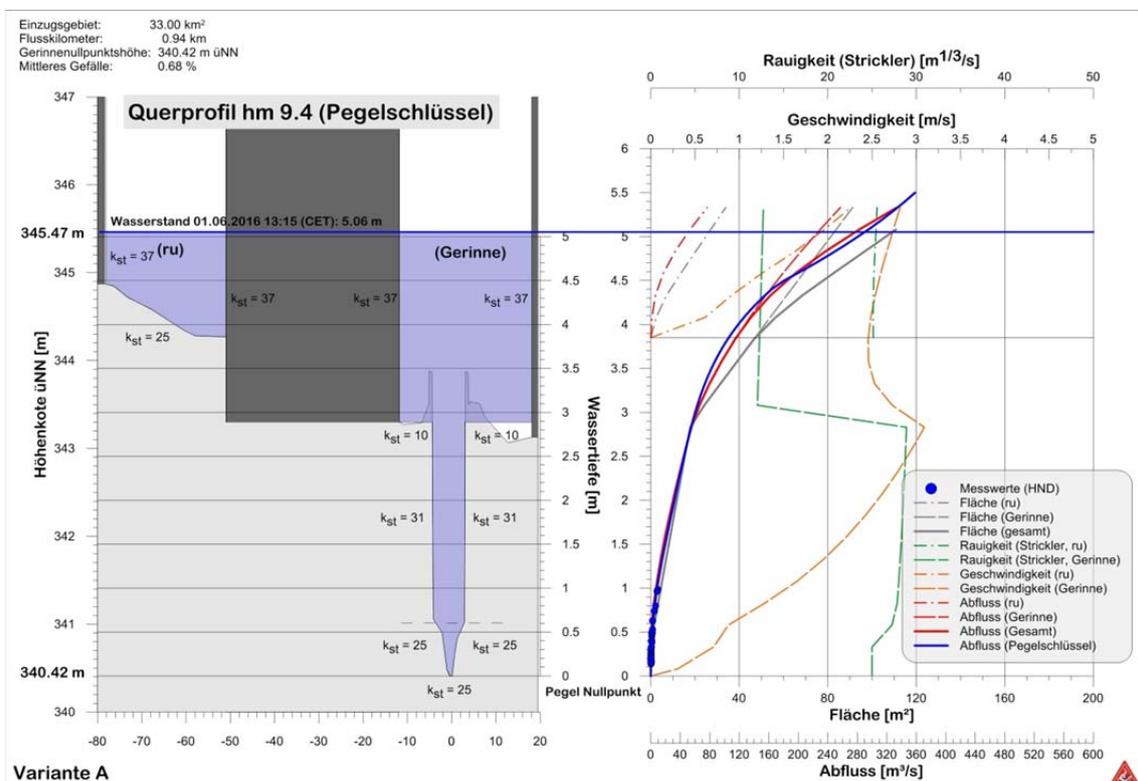


Abbildung 13: W-Q Beziehung der 1D-Berechnung: Variante A

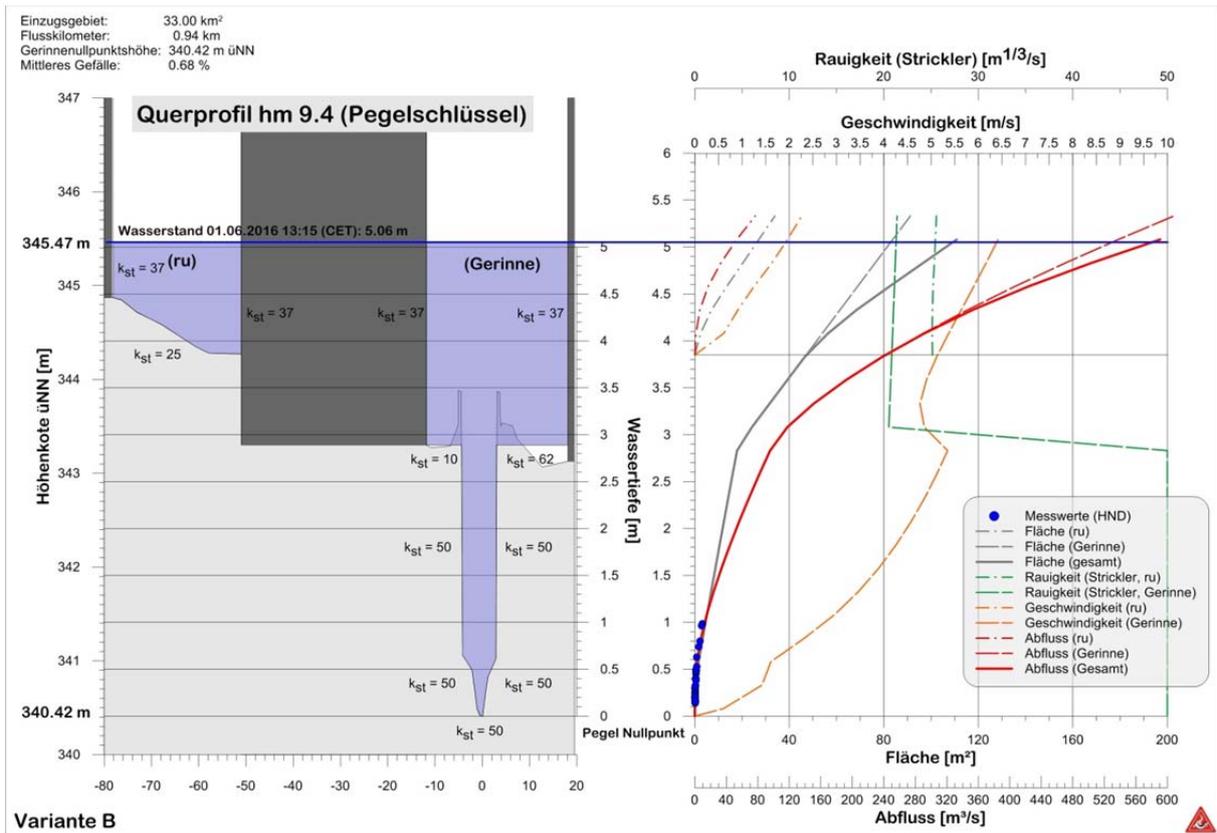


Abbildung 14: W-Q Beziehung der 1D-Berechnung: Variante B

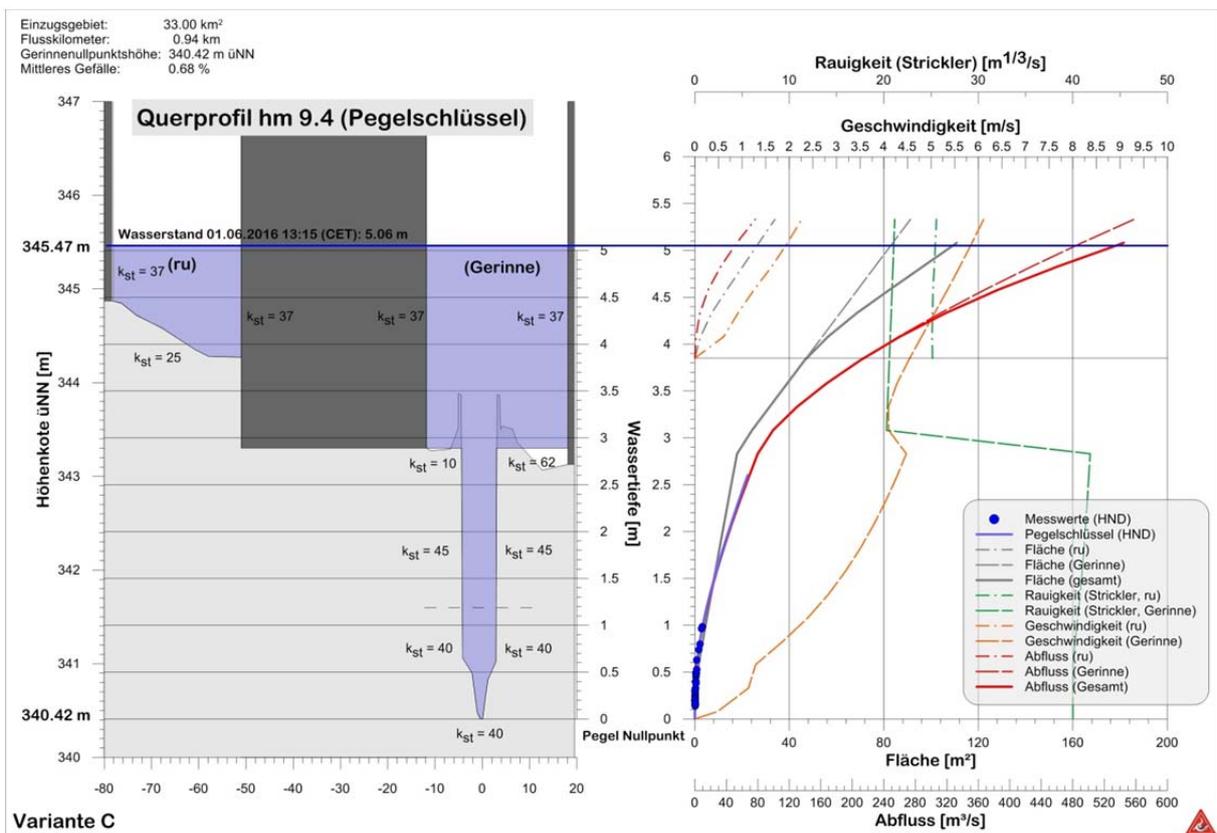


Abbildung 15: W-Q-Beziehung der 1D-Berechnung: Variante C

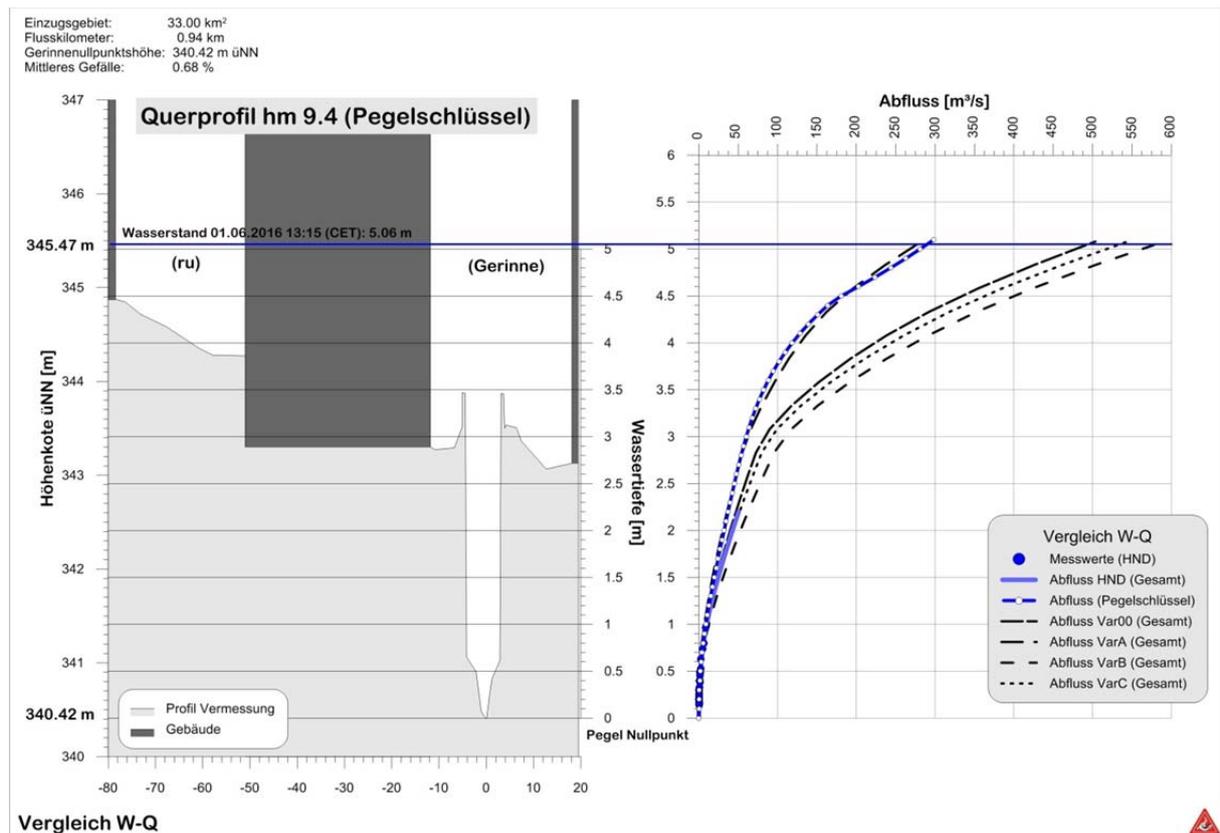


Abbildung 16: Vergleich der W-Q-Beziehungen aus Messwerten (HND), 1D und 2D Berechnungen (Pegelschlüssel)

Die Gegenüberstellung der W-Q Beziehungen der 1D-Varianten zeigt eine große Streuung der Abflüsse mit der Wassertiefe, sie reicht für den Wasserstand 5.06 m von rund 300 m<sup>3</sup>/s bis zu fast 600 m<sup>3</sup>/s.

Zur Plausibilisierung dieser Berechnungen wird für jede Variante eine W-Q Beziehung (über Polynome) berechnet und auf die beim Ereignis aufgezeichnete Wasserstands-Ganglinie angewendet. Mithilfe der dadurch erhaltenen Abflussganglinien (Abbildung 17) können die entsprechenden Frachten der Varianten ermittelt werden. Unterstellt man die Fracht des Ereignisses mit rund 3.5 Mio. m<sup>3</sup> (Abflussbeiwert zwischen 0.5 und 0.6) und vergleicht diesen Wert mit den Frachten der Varianten (Abbildung 18), lässt sich grob abschätzen welche Berechnungsvariante zielführend ist. Als Zeitraum der Berechnung wird der 31.5.2016 07:00 bis 2.6.2016 07:00 gewählt.

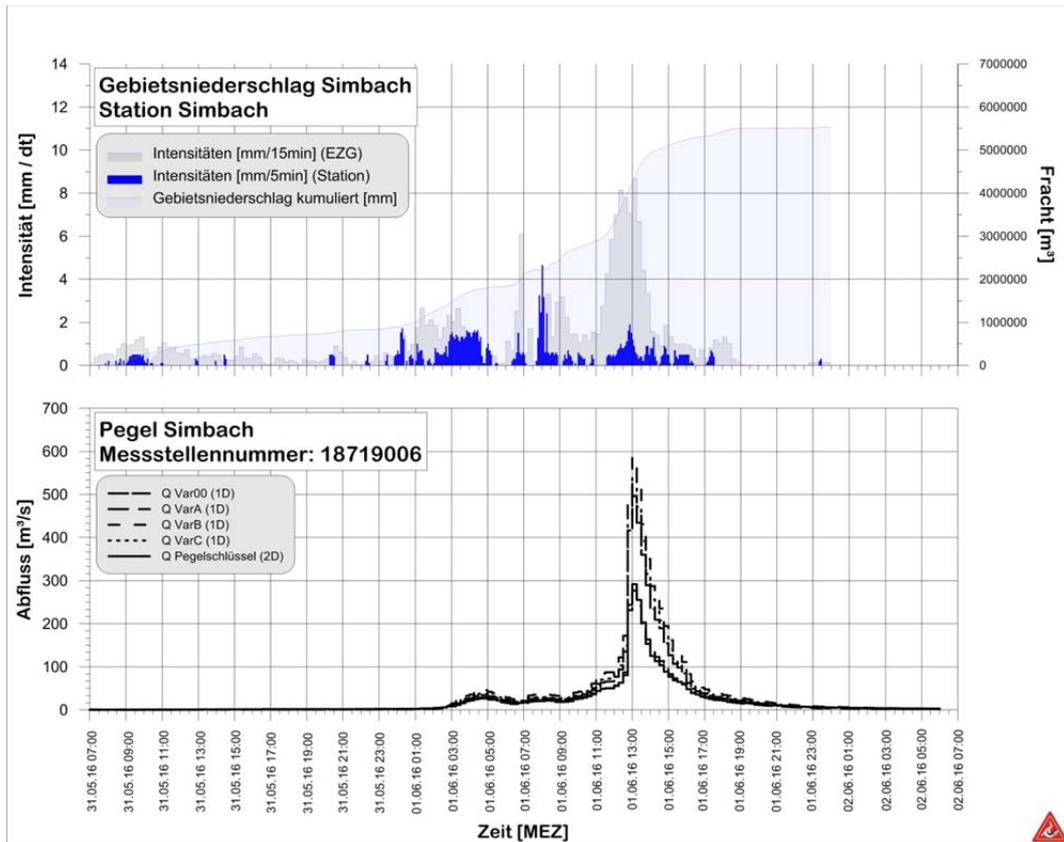


Abbildung 17: Abflussganglinien für alle Varianten basierend auf den gemessenen Wassertiefen des Druckpegels

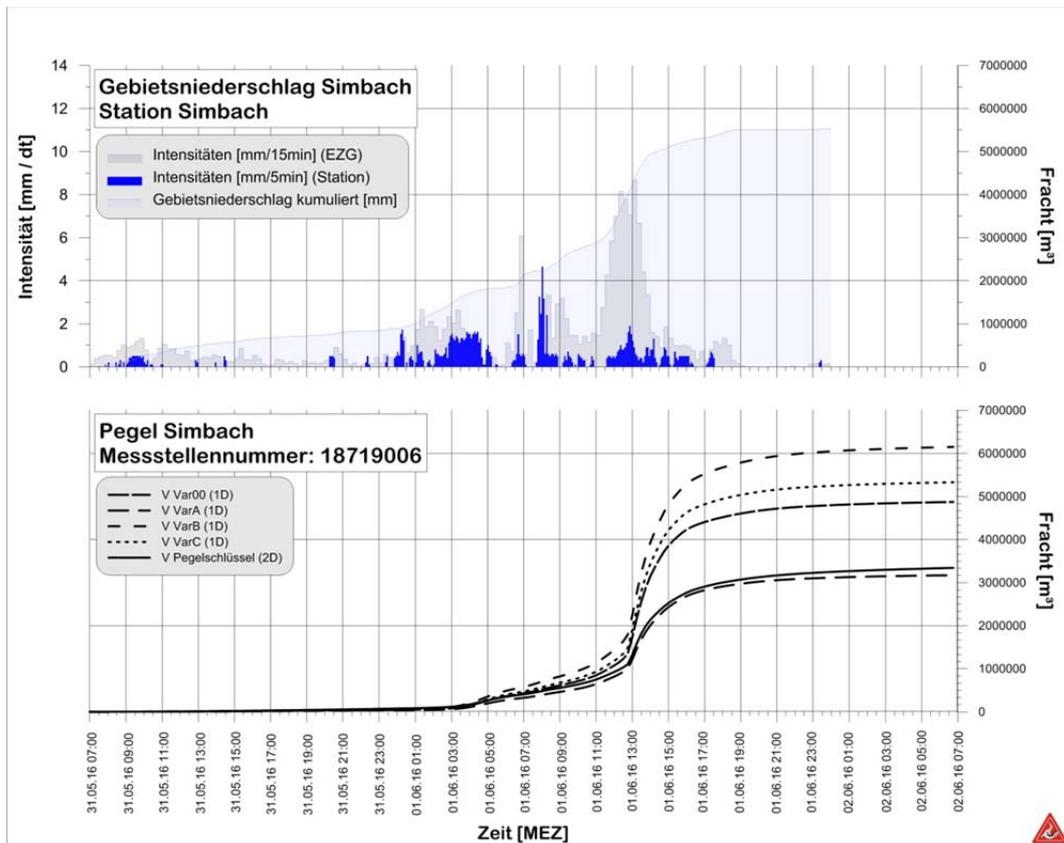


Abbildung 18: Abflussfrachten für alle Varianten basierend auf den Wassertiefen des Druckpegels



Der Vergleich der verschiedenen Berechnungen und Simulationen in 1D und 2D zeigt massive Unterschiede in den Abflüssen und Abflussfrachten. Tendenziell überschätzen die Berechnungen in 1D die Abflüsse und Frachten in hohem Maße. Die Varianten 00, B und C ergeben Abflussfrachten, die weit über der Niederschlagsfracht liegen und somit nicht zur Ermittlung des Pegelschlüssels herangezogen werden. Variante A, die ja der 2D Berechnung angepasst wurde, verwendet zwar relativ niedrige Rauigkeiten, diese liegen aber nicht unbedingt außerhalb eines Vertrauensbereiches. Im Unterschied zu der 1D-Berechnung können mithilfe des 2D-Modells die terrestrischen Gegebenheiten des Geländes (Gerinne und Vorland) detailgetreu implementiert werden, wodurch die auftretenden komplexen Fließvorgänge (sh. Geschwindigkeitsvektoren, Abbildung 9) berücksichtigt werden.

Daher wird für alle weiteren Berechnungen und Überlegungen die ermittelte W-Q Beziehung aus der Simulation mit Hydro\_AS-2D festgelegt und dafür ein Pegelschlüssel (Abbildung 19) abgeleitet. Dieser wird in 2 Abschnitte unterteilt.

$W \leq 4.48$  m:

$$Q = -0.0925W^6 + 1.3788W^5 - 6.3156W^4 + 10.14W^3 + 3.2174W^2 + 0.4862W$$

$W > 4.48$  m:

$$Q = -45.785 W^2 + 635.214 W - 1750.389$$

Für die beim Ereignis erreichte Wassertiefe (5.06 m) ergibt sich somit ein Abfluss von rund 294 m<sup>3</sup>/s.

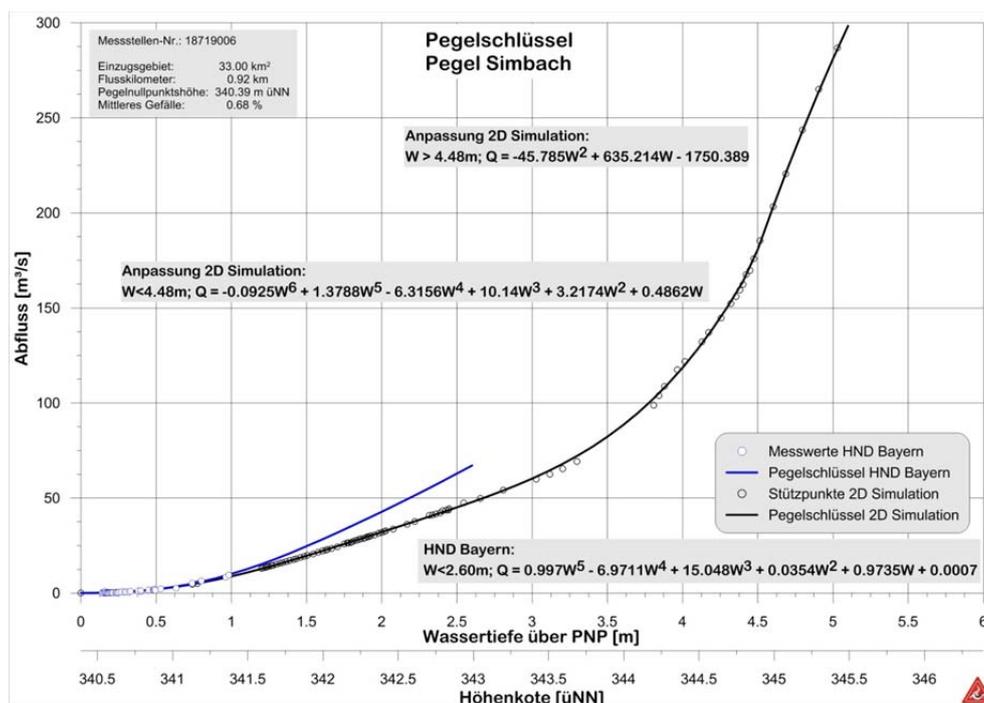


Abbildung 19: Gewählter Pegelschlüssel für den Pegel Simbach



Unter Anwendung des ermittelten Pegelschlüssels erreicht der Abflussscheitel einen Wert von knapp 300 m<sup>3</sup>/s (291.5 m<sup>3</sup>/s) zwischen 13:00 und 13:15 am Pegelstandort. Die Wasserfracht für die Zeitdauer von 31.5.2016 07:00 bis 2.6.2016 07:00 ergibt rund 3.344 Mio m<sup>3</sup>.

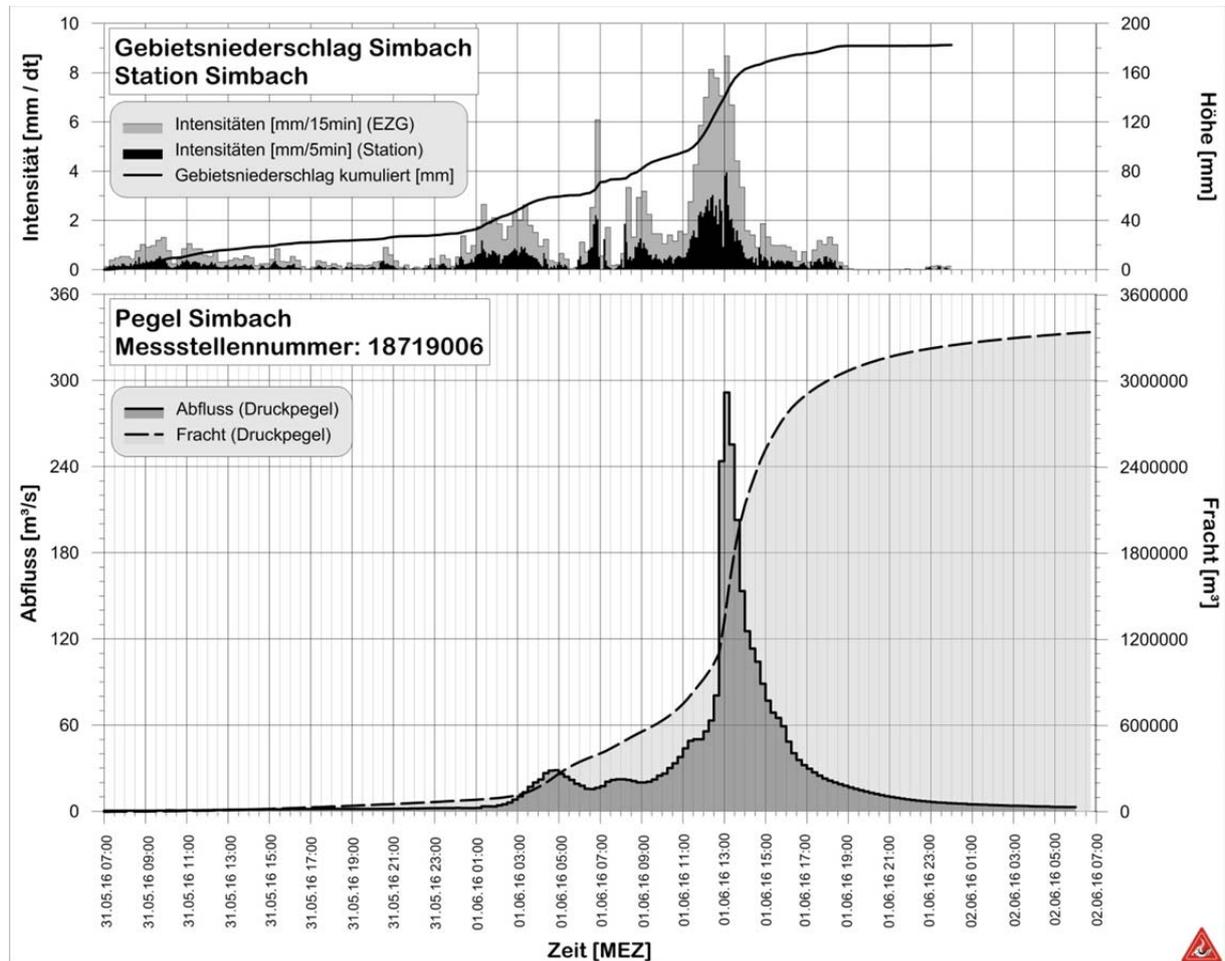


Abbildung 20: Berechnete Ganglinie und Abflussfracht mit dem ermittelten Pegelschlüssel



## 4 Ermittlung des unbeeinflussten Zulaufs zum Pegel Simbach auf Basis der gemessenen Ganglinie am Pegelstandort

### 4.1 Methodik

Der gemessene Durchfluss am Pegel Simbach unterscheidet sich vom theoretisch unbeeinflussten Durchfluss durch die Wirkung der 3 oberliegenden Rückhalteräume (Antersdorferbach, Schulstraße und B12) und der Welle, die aus dem Dammversagen resultiert. Wenn man diese Wirkung abschätzen kann, lässt sich der unretendierete Abfluss berechnen. Ausgangspunkt der Überlegung ist die kumulierte Abflussfracht und der zeitliche Verlauf des Abflussbeiwertes.

Bekannt ist, dass die 3 Speicher vor dem Dammversagen bereits voll eingestaut waren und der Abfluss über die Dammkrone erfolgte. Unter Berücksichtigung, dass der Speicher B12 noch nicht bis zur beobachteten Maximalhöhe verfüllt war, ergibt sich für den Zeitpunkt 12:30 CET in Summe eine retendierte Fracht von rund 265000 m<sup>3</sup> (Tabelle 2).

Tabelle 2: Zurückgehaltener Abfluss in den Becken um 12:30 CET

Standort	Einstauhöhe [m üNN]	Speicherinhalt [m <sup>3</sup> ]
Antersdorferbach	366.3	45000
Schulstraße	362.5	120000
B12	355.8	100000
Summe		265000

Lässt sich ein Start- und Endzeitpunkt des Rückhaltes festlegen, kann mit der Stützstelle um 12:30 die kumulierte Abflussfracht an die Situation ohne Retentionswirkung adaptiert werden, indem die Summenkurve der Abflussfracht um 12:30 um 265000 m<sup>3</sup> erhöht wird.

### 4.2 Festlegung des Einstaubeginns

Für die Festlegung des Beginns des Einstaues werden die aufgezeichnete Ganglinie, die kumulierte Abflussfracht, das Verhältnis von Niederschlags- und Abflusshöhe sowie Zeugenaussagen herangezogen.

Die Ganglinie am Pegel weist für den Zeitraum 11:15 bis 12:00 etwa konstante Abflüsse auf, obwohl die Niederschläge ab 07:00 kontinuierlich ansteigen (Abbildung 21). Dies deutet darauf hin, dass der Abfluss gedrosselt erfolgt. Das Ortsgerinne weist für diesen Zeitraum eine Abflusstiefe von rund 2.6 m beim Pegel auf. Das



Dammversagen beginnt etwa um 12:37, die ablaufende Welle dürfte den Pegelstandort im Zeitintervall von 12:45 bis 13:00 erreicht haben.

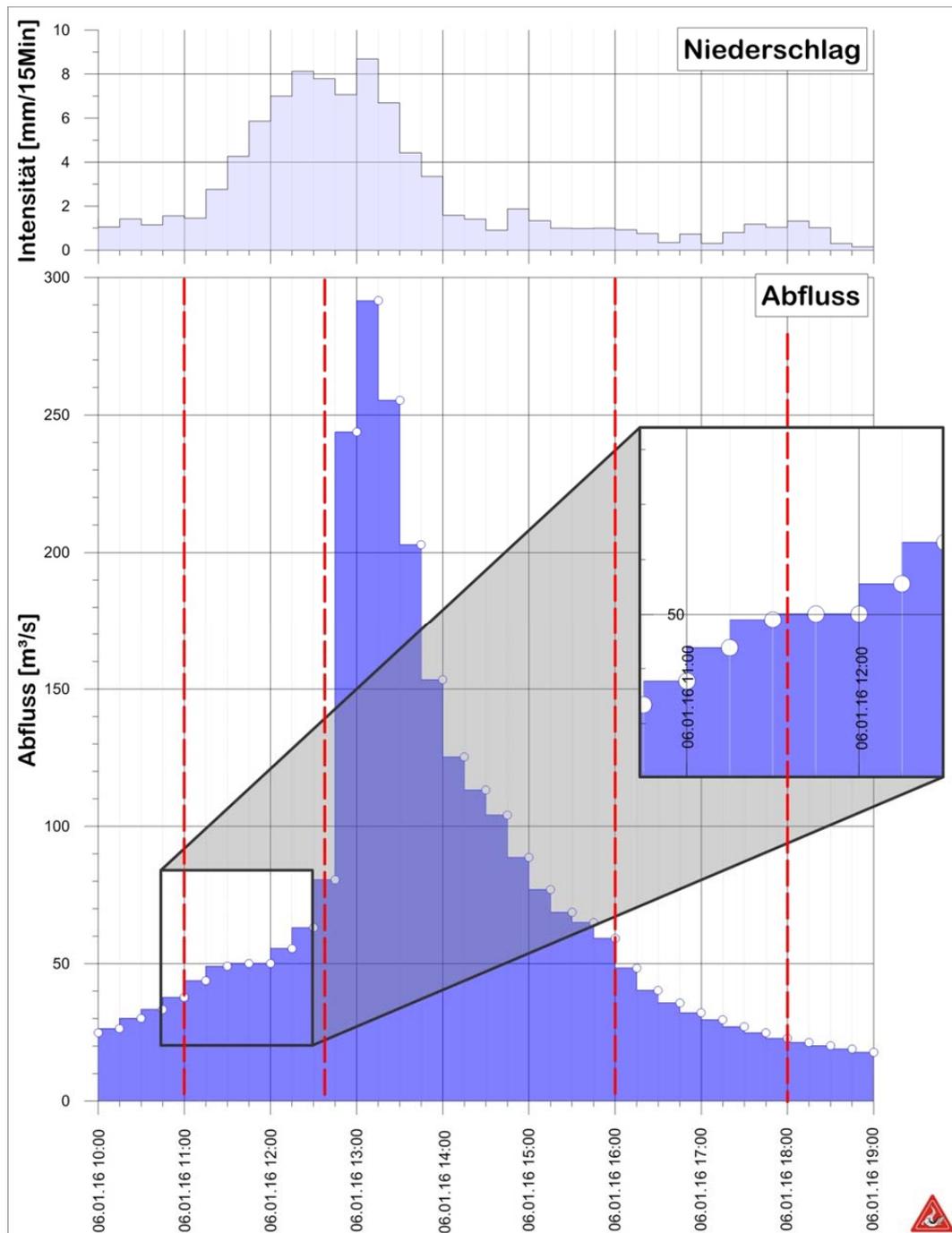


Abbildung 21: Abflussganglinie am Pegelstandort

Kumuliert man die Niederschlags- und Abflusshöhe und errechnet man sich für jeden Zeitschritt (Speicherintervall von 15 Minuten) das Verhältnis beider Werte (also einen Abflussbeiwert pro Zeitintervall), sieht man eine deutliche Reduktion des Abflussbeiwertes ab 11:00 (Abbildung 22). Dies deutet darauf hin, dass ab diesem Zeitpunkt Rückstaueffekte den Abfluss beeinflussten. Dies deckt sich auch mit Zeugenaussagen, die zwischen 10:00 und 10:30 noch keinen Rückstau im Speicher Schulstraße



wahrgenommen haben. Es wird deshalb 11:00 als Beginn der Rückhaltewirkungen der Becken festgelegt.

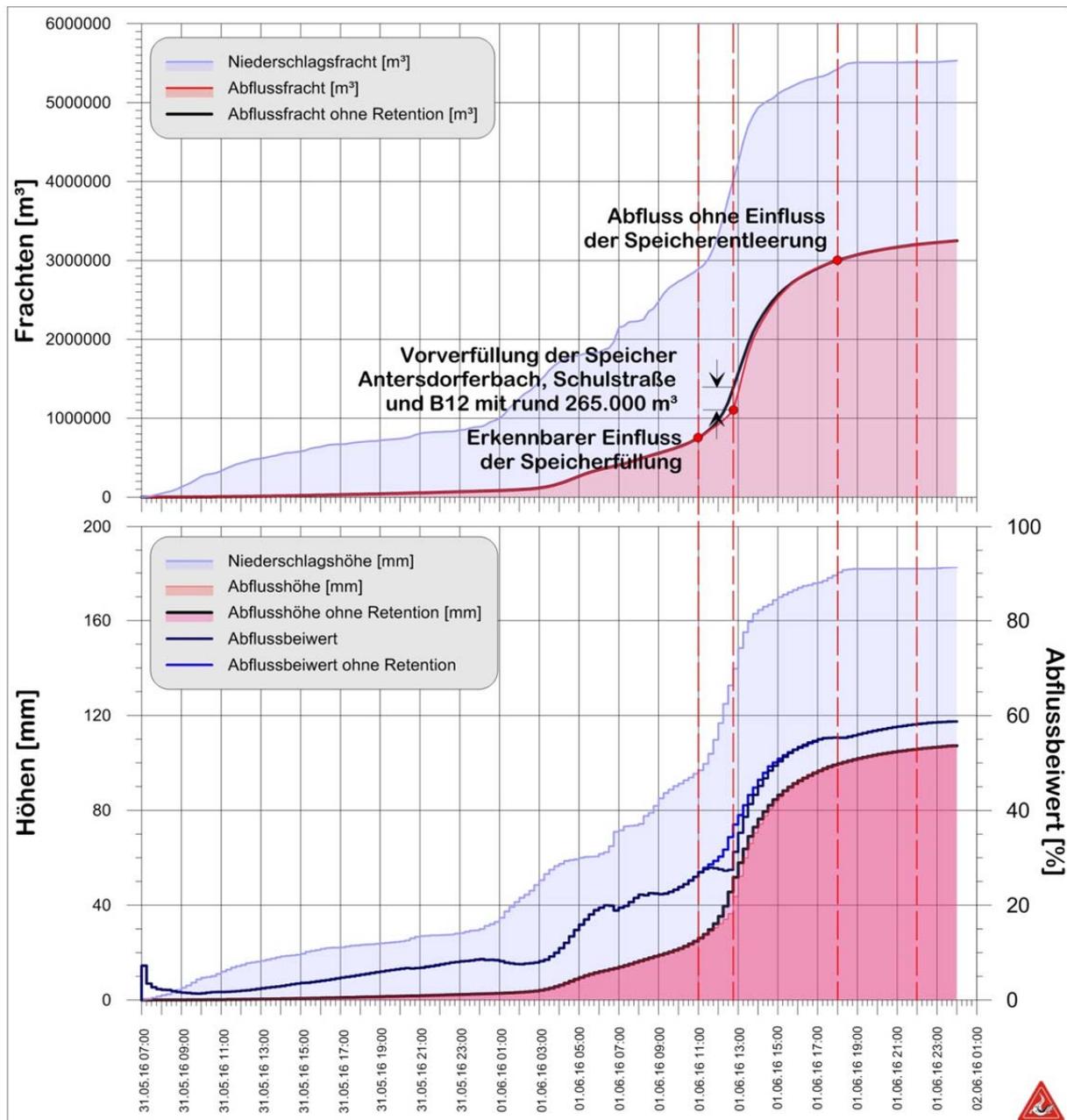


Abbildung 22: Zeitlicher Verlauf der Niederschlags- und der Abflusshöhe sowie des Abflussbeiwertes

### 4.3 Festlegung des Endes der Rückhaltewirkung der Becken

Die logarithmierten Abflussordinaten beim absteigenden Ast der Ganglinie zeigen ab 18:00 einen linearen Verlauf. Daran ist das natürliche Auslaufen des Einzugsgebietes ohne zusätzliche Überlagerung aus Speicherauslauf zu erkennen, ab 22:00 stellt sich der Basisabfluss ein (Abbildung 23).

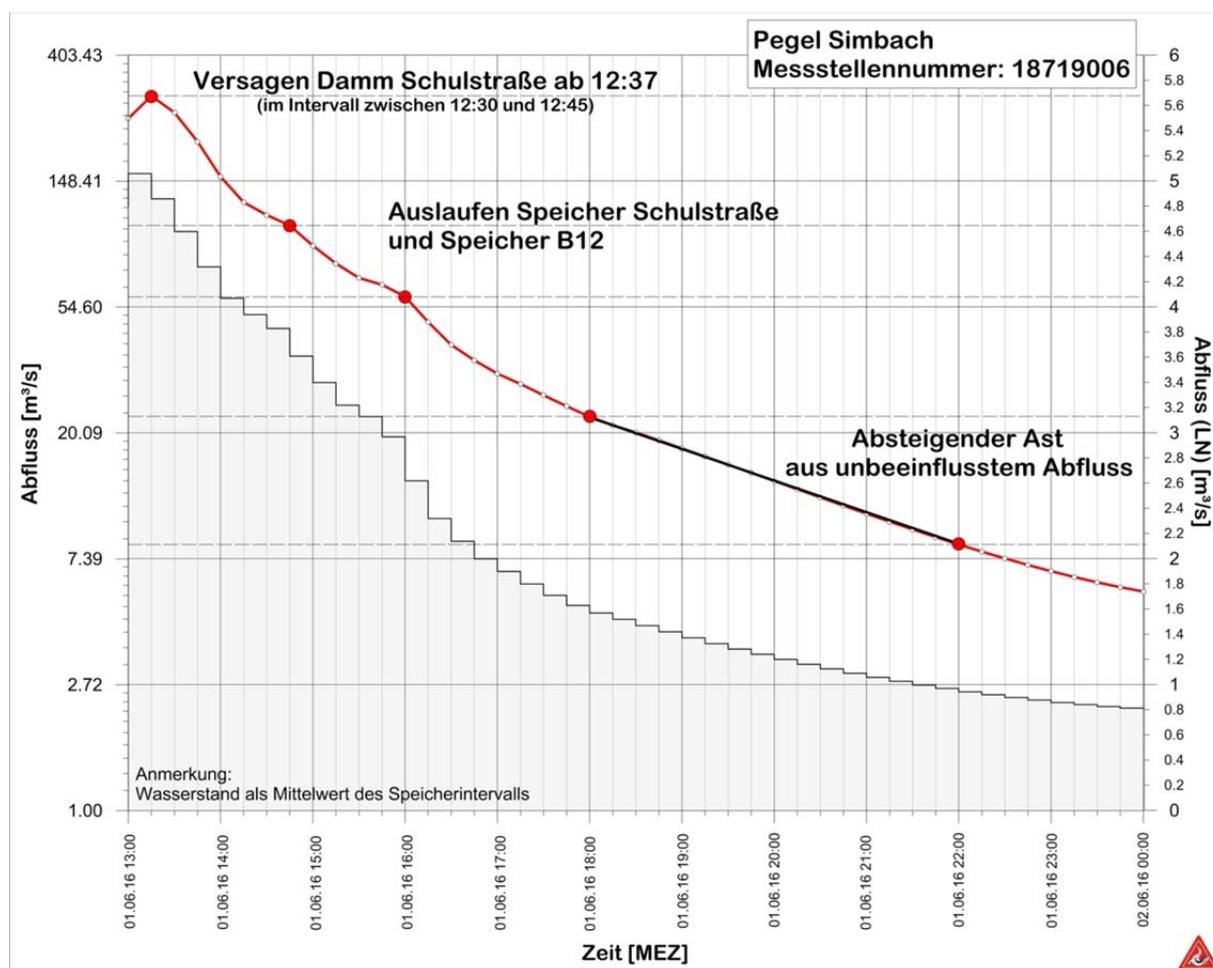


Abbildung 23: Absteigender Ast der Ganglinie mit logarithmierten Abflussordinaten

Mit den in Tabelle 3 festgelegten Merkmalen kann die aufgezeichnete Summenlinie der Abflussfracht an die Situation ohne Rückhaltewirkungen und Breschenabfluss angepasst werden. Die Summenlinie ist zum Zeitpunkt 12:30 um 265000 m<sup>3</sup> zu erhöhen, wobei die Anpassung um 11:00 startet und um 18:00 endet.

Tabelle 3: Eckpunkte der Anpassung

Merkmal	Zeitpunkt	Aktion
Beginn des Einstaus der Rückhaltebecken	11:00	Start
Becken voll verfüllt	12:30	Erhöhung der Abflussfracht beim Pegel um 265000 m <sup>3</sup>
Ende der Auswirkung der Speicherentleerung	18:00	Ende

Die Abflussordinaten werden dadurch vor dem Dammversagen entsprechend der veränderten Frachten für das Zeitintervall erhöht und nach dem Scheitelwert reduziert, um die natürlichen Abflüsse zu rekonstruieren. Die Abflussfracht bleibt dadurch



unverändert und der Verlauf des Verhältnisses von Niederschlag- zu Abflusshöhe steigt kontinuierlich mit der Dauer des Ereignisses an (Abbildung 22).

Die mit diesen Veränderungen rekonstruierte Ganglinie (für den Zeitschritt 15 Minuten) erreicht den Scheitelwert von 200 – 210 m<sup>3</sup>/s zwischen 12:45 und 13:00 (Abbildung 24).

Mit dieser rekonstruierten Ganglinie kann die Wirkung der Speicher auf den Abfluss mit Hilfe der Retentionsrechnung vereinfacht abgeschätzt werden.

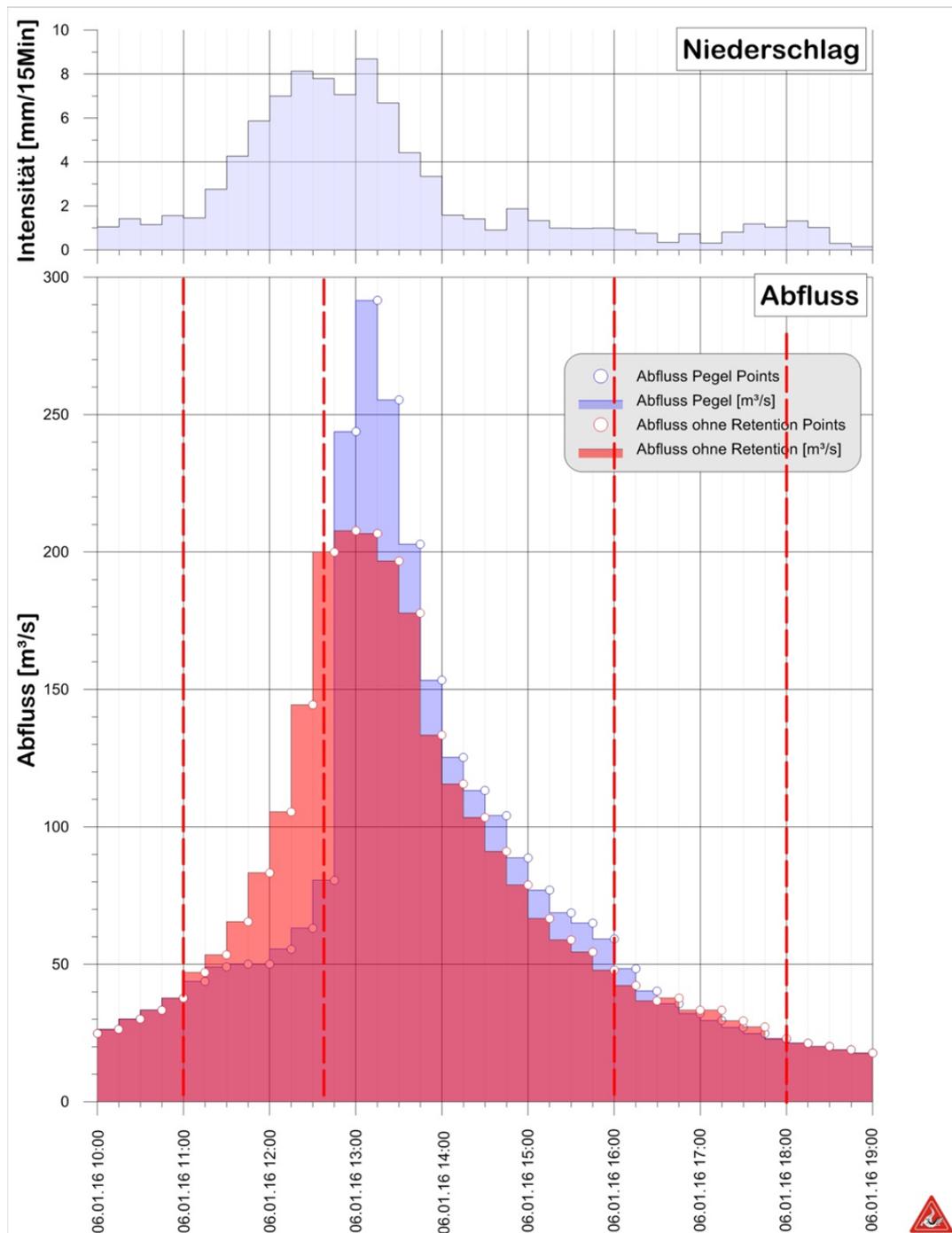


Abbildung 24: Rekonstruierte Ganglinie für den Pegel Simbach



## 5 Abschätzung der Retentionswirkung der Straßendämme

Die Wirkung der Straßendämme (Schulstraße und B12) auf den Abfluss kann mit der Retention durch zwei Hochwasserrückhaltebecken gleichgesetzt werden, wobei der Durchlass als Drossel und die Dammkrone als breites Wehr angesetzt werden kann. Mit der Kenntnis der Inhaltsskurve der Rückhalteräume und der Ausflusskurve, bestehend aus den Komponenten des Rohrdurchlasses und des Überfalls, kann die dämpfende Wirkung auf den Abfluss beschrieben werden. Da die zeitliche Auflösung der Rekonstruktion der Zuflussganglinie 15 Minuten, der Fließweg zwischen Pegel und Schulstraße 1300 Meter, bzw. zwischen Schulstraße und B12 470 Meter beträgt und somit die Fließdauer zwischen den Punkten (11 bzw. 4 Minuten) innerhalb der zeitlichen Auflösung liegt, kann vereinfacht die Ganglinie am Pegel als Zufluss zur Schulstraße angesetzt werden. Ebenso wird die Ausflussganglinie der Schulstraße ohne Zeitversatz als Zufluss zur B12 angenommen.

Ziel der Abschätzung ist die Überprüfung der Arbeitshypothese, dass der Durchlass Schulstraße beim Ereignis zumindest teilweise verlegt ist. Deshalb soll abgeschätzt werden, welcher Durchfluss (im Vergleich zum Zufluss) auf Höhe Schulstraße bei gegebener Einstauhöhe aufgetreten sein kann und ob die Einstauhöhe bei gegebener Zuflussganglinie im dokumentierten Zeitablauf erreicht werden kann.

Mit der Kenntnis der Speicherkennwerte kann in weiterer Folge die retendierende Wirkung der Durchlässe der Straßendämme für die Szenarien

- Durchlass Schulstraße offen/teilverklaut und
- Durchlass B12 offen

berechnet werden.

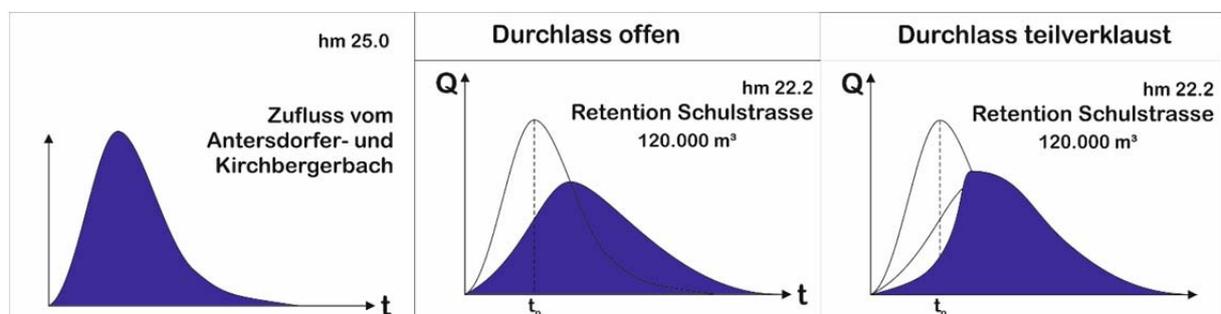


Abbildung 25: Ganglinien bei offenem und teilverklautem Durchlass



## 5.1 Speicher Schulstraße

### 5.1.1 Speicherinhaltskurve

Die Speicherinhaltskurve wird aus dem Höhenmodell mit 1 m Auflösung abgeleitet.

Tabelle 4: Speicherinhaltskurve Schulstraße

Höhenkote [üNN]	Wassertiefe [m]	Volumen [m <sup>3</sup> ]
353.6	0	0
354	0.4	56
355	1.4	499
356	2.4	1599
356.5	2.9	2730
357	3.4	4806
357.5	3.9	8218
358	4.4	13457
358.5	4.9	20314
359	5.4	28600
359.5	5.9	38257
360	6.4	48981
360.5	6.9	60522
361	7.4	72867
361.5	7.9	86524
362	8.4	101652
362.5	8.9	118144

Der gewöhnliche Hochwasserraum bis zur Dammkrone (Straßenniveau) beträgt ca. 65500 m<sup>3</sup>, der Überstauraum bis zur dokumentierten Einstauhöhe von 8.9 m um etwa 12:37 CET rund 52500 m<sup>3</sup>. Bekannt ist weiter, dass um 10:00 CET noch kein Einstau erkennbar war. Unterhalb der Schulstraße (Eiblmeier) floss der Abfluss um 11:10 CET noch im Gerinne, um 12:00 CET aber bereits flächig durch die Lagerhalle.

### 5.1.2 Ausflusskurve

Die Ausflusskurve wird mit dem Programm HY-8 7.5 entwickelt vom National Highway Institute, Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation (Hydraulic design of Highway Culverts (2012), Publication No. FHWA-NHI-12-029, Hydraulic Design Series Number 5), berechnet (Abbildung 26). Das Programm ermöglicht die 1D-Kalkulation von Straßendurchlässen beliebiger Dimension (culvert properties) mit der Option der Überströmung der Dammkrone (crossing properties).



**Crossing Properties**

Name:

Parameter	Value	Units
<b>DISCHARGE DATA</b>		
Discharge Method	User-Defined	
Discharge List	Define...	
<b>TAILWATER DATA</b>		
Channel Type	Irregular Channel	
Irregular Channel	Define...	
Rating Curve	View...	
<b>ROADWAY DATA</b>		
Roadway Profile Shape	Irregular	
Irregular Shape	Define...	
Roadway Surface	Input Discharge Coefficient	
Weir Coefficient	2.500	(2.5 - 3.095)
Top Width	13.500	m

**Culvert Properties**

Schulstrasse

Add Culvert

Duplicate Culvert

Delete Culvert

Parameter	Value	Units
<b>CULVERT DATA</b>		
Name	Schulstrasse	
Shape	User Defined	
Material	Corrugated Metal Riveted or Welded	
Coordinates	Define...	
Span	5926.200	mm
Rise	1700.000	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n (Top/Sides)	0.025	
Manning's n (Bottom)	0.025	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Thin Edge Projecting	
Inlet Depression?	No	
<b>SITE DATA</b>		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	353.610	m
Outlet Station	40.000	m
Outlet Elevation	353.120	m
Number of Barrels	1	

Abbildung 26: Eingabemaske mit den verwendeten Parametern für HY-8 7.5 (Schulstraße)

Die Geometrie des Straßendamms im Längs- und Querprofil wird dem Höhenmodell bzw. der Vermessung entnommen.

Das maulförmige Profil des Durchlasses wird nachgebildet, die Rauigkeit mit 0.025 (Manning's n) bzw. 40 (Strickler's  $k_{st}$ ) gemäß Tabellenwerken festgelegt. Der Überfallbeiwert wird mit 2.5 angenommen, um die hydraulisch ungünstigen Eigenschaften der Straße (Randstein etc.) zu berücksichtigen.

Bei offenem Durchlass ergibt sich für die dokumentierte Einstauhöhe von 8.9 m ein Abfluss (Durchlass und Überfall) von mehr als 280 m<sup>3</sup>/s. Da dieser Wert den rekonstruierten Zufluss (200-210 m<sup>3</sup>/s) weit übertrifft (Abbildung 24), ist von einer Teilverlegung des Rohrdurchlasses auszugehen. Diese Verkläuserung, am wahrscheinlichsten durch mitgeführtes Schwemmholz, kann nur dann stattfinden, wenn das Holz auch zum Durchlass herangeführt werden kann. Ist der Durchlass bereits eingestaut, verbleibt entweder das Holz im Bereich der Stauwurzel oder schwimmt an der Oberfläche bis zum Damm, kann aber nicht mehr in den Durchlass gelangen. Deshalb kann für die Berechnung der Ausflusskurve die Teilverkläuserung durch einen verringerten Durchflussquerschnitt berücksichtigt werden. Dafür wird die Durchflusshöhe beim Einlauf verringert, wobei eine Verlegung im oberen Rohrquerschnitt unterstellt



wird. Die angenommene Verklauung wird mit frei durchflossenen Abflusstiefen zwischen 1.4 bis 2.3 Meter berechnet (Tabelle 5).

Tabelle 5: Durchflussfläche bei unterschiedlicher Verklauung

Durchflusshöhe [m]	Durchlassfläche [m <sup>2</sup> ]	In Prozent	äquiv. Kreisdurchmesser [m]
3.82	17.87	100	4.8
2.3	11.86	66.4	3.9
2.1	10.81	60.5	3.7
1.9	9.75	54.6	3.5
1.7	8.60	48.1	3.3
1.6	8.08	45.2	3.2
1.5	7.50	42.0	3.1
1.4	6.93	38.8	3.0

Da der Abfluss am Pegel Simbach zwischen 11:15 und 12:00 MEZ mit rund 50 m<sup>3</sup>/s trotz eines Zuflusses von rund 80 m<sup>3</sup>/s gemessen wurde, ist von einer entsprechenden Drosselung auszugehen. Diese konnte nur am Durchlass Schulstraße erfolgen, da der Durchlass an der B12 nicht verlegt war. Der Durchlass sollte also soweit verschlossen werden, dass für Einstauhöhen bis zur Dammoberkante der Abfluss maximal 50 m<sup>3</sup>/s erreicht.

Durch das Variantenstudium mit unterschiedlichem Verklauungsgrad zeigte sich, dass mit einer angenommenen Reduktion der Durchlasshöhe auf 1.7 Meter einerseits den zeitlich dokumentierten Einstauhöhen am besten entsprochen werden kann und andererseits 50 m<sup>3</sup>/s nicht überschritten werden. Dies entspricht einer Reduktion des Durchlassquerschnittes auf 48.1 Prozent.

Zur Überprüfung der kalkulierten Ausflusskurven (offen) wird das Programm HydrauG der PLATIWA Tiefbauplanung aus Dessau-Roßlau, das die Berechnung des Abflusses aus Durchlässen und von Überfällen ermöglicht, verwendet. Die Ergebnisse der Berechnung für den offenen Durchlass liegen über denen der Kalkulation mit HY-8 7.5. Eine Abweichung zeigt sich im Bereich des Einstaus zwischen Durchlassoberkante und Dammkrone, also im Bereich des Druckabflusses. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, dass im Programm HydrauG der Einfluss des Unterwassers unterschiedlich berücksichtigt wird.

Die Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 27 zusammengestellt. Zum Vergleich werden in dieser Abbildung auch die Ergebnisse der Simulation mit HydroAS\_2D mit einer Reduktion der Durchflussfläche auf 5 m<sup>2</sup> dargestellt. Sie zeigen im Schnitt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von HY-8 7.5. Bis zu einer Einstauhöhe



Dammoberkante werden geringere Durchflüsse, ab einer Einstauhöhe von 8 m höhere Abflüsse erzielt. In der weiteren Kalkulation wird deshalb mit einer Verlegung der Durchflussfläche auf 48.1 Prozent (1.7 m) gerechnet.

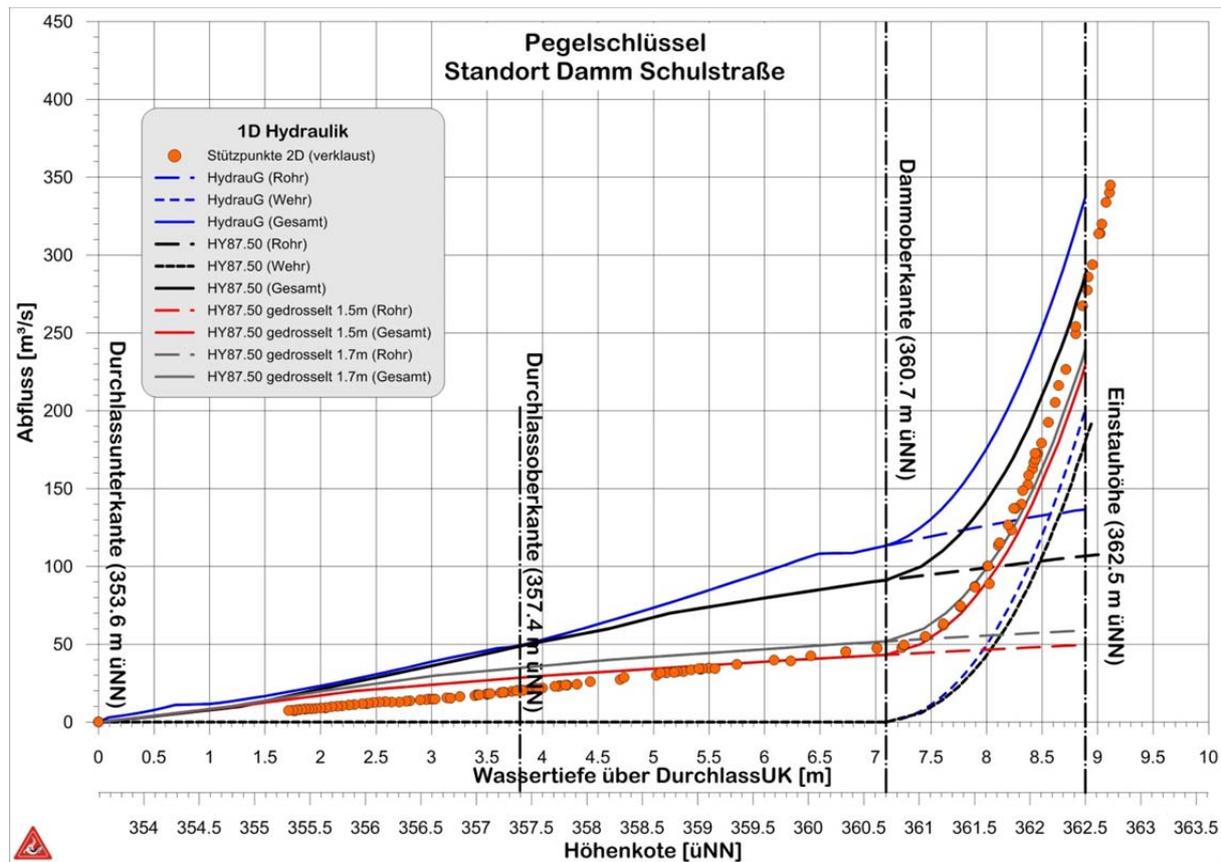


Abbildung 27: Pegelschlüssel Schulstraße: Ergebnis unterschiedlicher Berechnungsvarianten

### 5.1.3 Speicherkennlinien

Die Speicherkennlinien werden mit dem Hydrologie Programmpaket des Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Wasser und Gewässerentwicklung dargestellt (Abbildung 28 und Abbildung 29).

### 5.1.4 Ausflussganglinie Speicher Schulstraße

Die Berechnung der Retentionswirkung erfolgt mit dem Programm „SEERET“ des Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Wasser und Gewässerentwicklung.

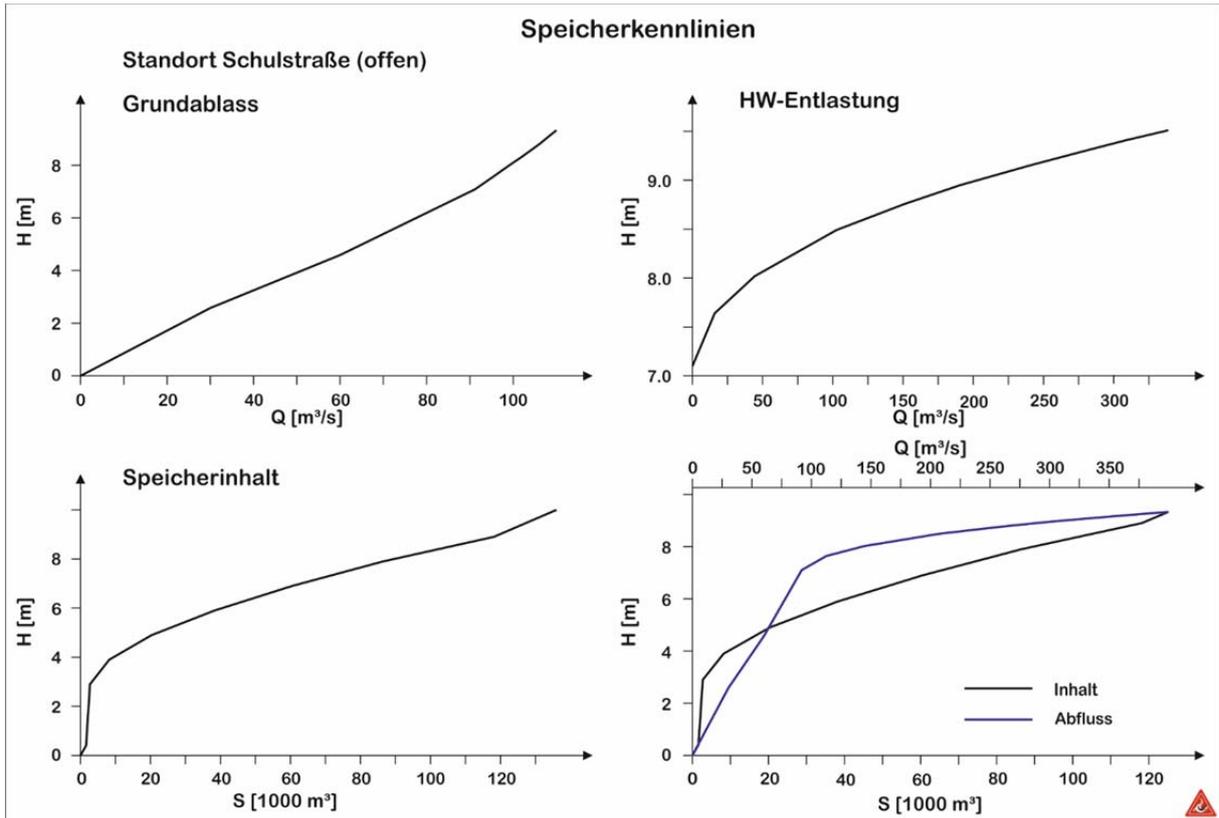


Abbildung 28: Speicherkennlinie für den Rückhalteraum Schulstraße bei offenem Durchlass

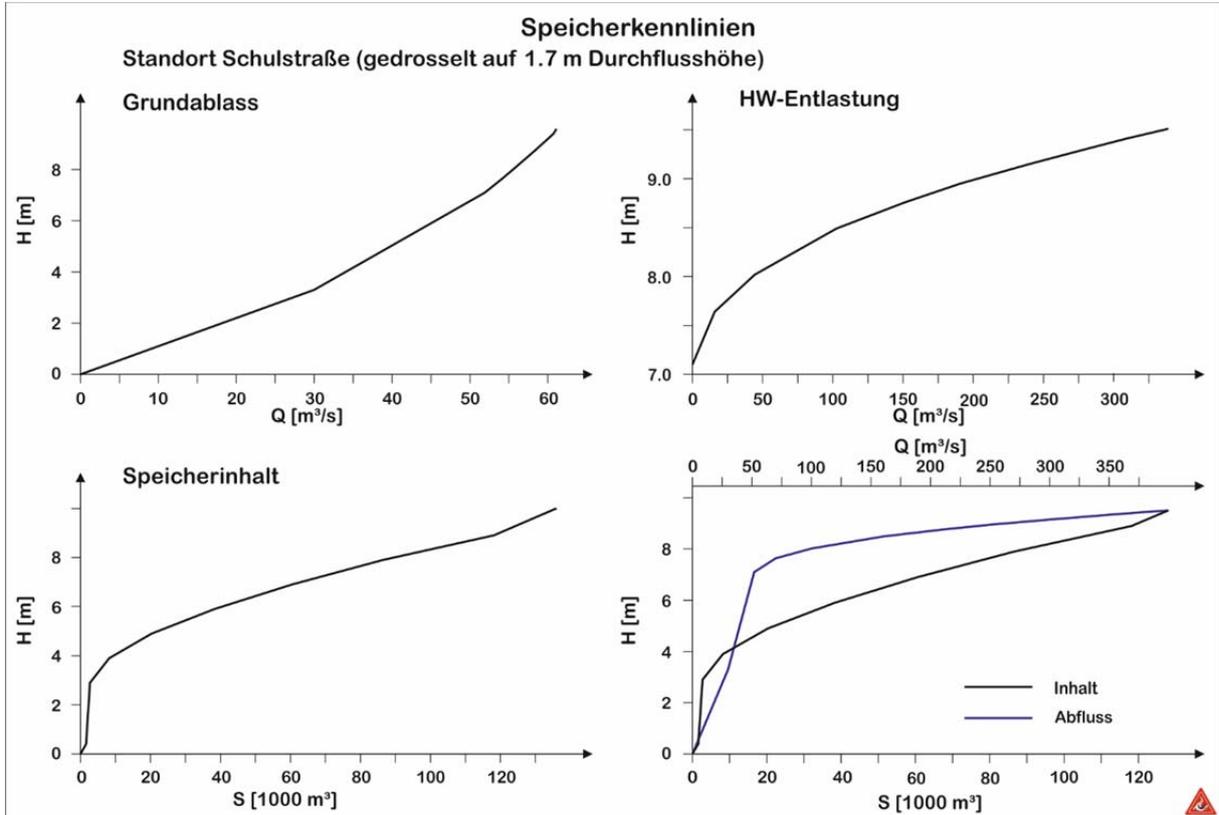


Abbildung 29: Speicherkennlinie für den Rückhalteraum Schulstraße bei teilverlegtem Durchlass



#### 5.1.4.1 *Durchlass offen*

Der Rückstau beginnt um etwa 10:00, der Durchlass wird ab 11:20 voll eingestaut (Abbildung 30). Zu diesem Zeitpunkt werden ca. 50 m<sup>3</sup>/s durch das Maulprofil abgeführt. Die Überströmung der Dammkrone beginnt etwa um 12:20, der Abfluss steigert sich auf rund 95 m<sup>3</sup>/s. Bis zum Versagen des Dammes (12:45) erhöht sich der Abfluss auf 180 m<sup>3</sup>/s. Die Einstauhöhe beträgt zu diesem Zeitpunkt 8.4 Meter. Ohne Versagen des Dammes wäre der Scheitelabfluss von 207 m<sup>3</sup>/s um 13:15 bei einem Wasserstand von 8.5 m erreicht und der Abflussscheitel damit um 1 m<sup>3</sup>/s verringert worden.

#### 5.1.4.2 *Durchlass verlegt*

Der Rückstau beginnt ebenfalls um etwa 10:00, der Durchlass wird ab 10:45 voll eingestaut (Abbildung 30). Zu diesem Zeitpunkt werden ca. 31 m<sup>3</sup>/s durch das Maulprofil abgeführt. Die Überströmung der Dammkrone beginnt bereits etwa um 11:50, der Abfluss erhöht sich aufgrund der Verklauung nur sehr geringfügig auf 50 m<sup>3</sup>/s. Bis zum Versagen des Dammes (12:45) steigert sich der Abfluss auf fast 190 m<sup>3</sup>/s. Die Einstauhöhe beträgt zu diesem Zeitpunkt 8.7 Meter.

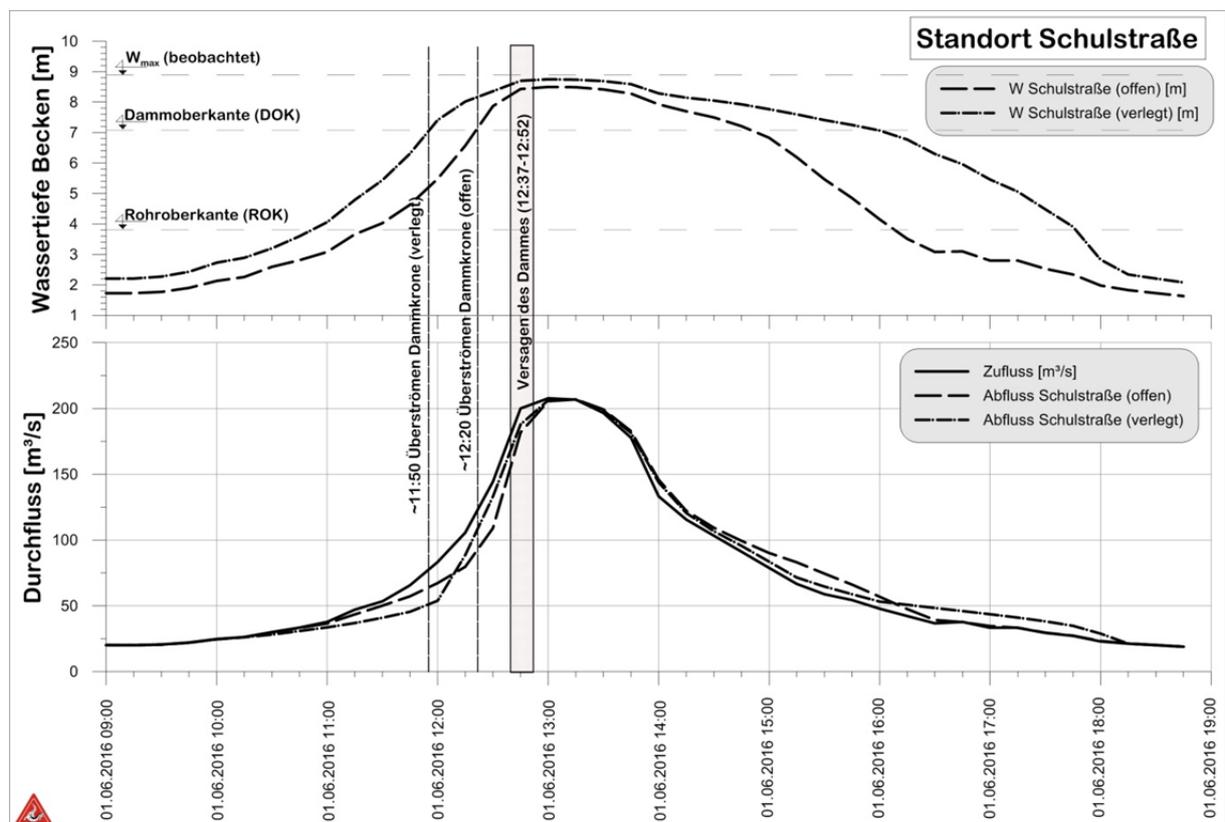


Abbildung 30: Zu- und Ausflussganglinie für den Rückhalteraum Schulstraße bei offenem und teilverlegtem Durchlass



Ohne Versagen des Dammes wäre der Scheitelabfluss von 207 m<sup>3</sup>/s um 13:15 CET bei einem Wasserstand von 8.8 m erreicht und der Abflussscheitel damit um 1 m<sup>3</sup>/s verringert worden.

### 5.1.5 Vergleich der Varianten

Die Teilverklauung führt zu einer deutlich früheren Überströmung der Dammkrone (rund 30 Minuten), reduziert aber bis etwa 12:10 den Durchfluss und somit die Beaufschlagung des Ortsgerinnes. Mit Beginn des Volleinstaus erhöht sich bei beiden Varianten der Abfluss markant, bei offenem Durchlass von 95 auf 180 m<sup>3</sup>/s in 20 Minuten, bei teilverklauetem Rohr von 50 auf 180 m<sup>3</sup>/s in 45 Minuten. Mit einer Teilverklauung lässt sich der dokumentierte Abfluss (Durchströmung der Lagerhalle um 12:00) und der rasche Anstieg des Abflusses im Ort relativ gut rekonstruieren.

## 5.2 Speicher B12

### 5.2.1 Speicherinhaltskurve

Die Speicherinhaltskurve wird aus dem Höhenmodell mit 1 m Auflösung abgeleitet.

Tabelle 6: Speicherinhaltskurve B12

Höhenkote [üNN]	Wassertiefe [m]	Volumen [m <sup>3</sup> ]
349.00	0	0
349.72	0.72	35
350.72	1.72	301
351.22	2.22	593
351.72	2.72	1022
352.22	3.22	1750
352.72	3.72	4724
353.22	4.22	10451
353.72	4.72	18643
354.22	5.22	28983
354.72	5.72	41931
355.22	6.22	61081
355.72	6.72	86126
356.22	7.22	115845
357.10	8.10	177677

Der gewöhnliche Hochwasserraum bis zur Dammkrone (Straßenniveau) beträgt ca. 86000 m<sup>3</sup>, der Überstauraum bis zur dokumentierten Einstauhöhe von 8.1 m um etwa 12:54 rund 91500 m<sup>3</sup>. Diese Einstauhöhe entspricht aber nicht der Höhe, die sich



aus dem natürlichen Hochwasserabfluss ergäbe. Für die Zeit vor dem Eintreffen der Schwallwelle aus dem Dammversagen ist ein Foto relevant, in dem ein LKW den B12 Damm quert. Daraus ergibt sich für den Zeitpunkt 12:42 eine Einstauhöhe von 6.9 Meter.

## 5.2.2 Ausflusskurve

Die Ausflusskurve wird ebenfalls mit dem Programm HY-8 7.5 berechnet (Abbildung 31). Die Geometrie des Straßendamms im Längs- und Querprofil wird dem Höhenmodell bzw. der Vermessung entnommen.

Den Damm queren 2 Durchlässe, einerseits der Gerinuedurchlass, andererseits eine Fußgängerunterführung. Letztere wurde beim Ereignis vollständig mit Schwemmholz verklaut, sodass sie für die Abschätzung von Beginn an als nicht abflusswirksam angesetzt wird.

Parameter	Value	Units
<b>DISCHARGE DATA</b>		
Discharge Method	User-Defined	
Discharge List	Define...	
<b>TAILWATER DATA</b>		
Channel Type	Irregular Channel	
Irregular Channel	Define...	
Rating Curve	View...	
<b>ROADWAY DATA</b>		
Roadway Profile Shape	Irregular	
Irregular Shape	Define...	
Roadway Surface	Input Discharge Coefficient	
Weir Coefficient	2.500	(2.5 - 3.095)
Top Width	23.000	m

Parameter	Value	Units
<b>CULVERT DATA</b>		
Name	B12	
Shape	User Defined	
Material	Corrugated Metal Riveted or Welded	
Coordinates	Define...	
Span	5926.200	mm
Rise	3640.400	mm
Embedment Depth	0.000	mm
Manning's n (Top/Sides)	0.025	
Manning's n (Bottom)	0.025	
Culvert Type	Straight	
Inlet Configuration	Thin Edge Projecting	
Inlet Depression?	No	
<b>SITE DATA</b>		
Site Data Input Option	Culvert Invert Data	
Inlet Station	0.000	m
Inlet Elevation	348.970	m
Outlet Station	64.620	m
Outlet Elevation	347.860	m
Number of Barrels	1	

Abbildung 31: Eingabemaske mit den verwendeten Parametern für HY-8 7.5 (B12)

Da das Durchlassprofil nur geringfügig vom Durchlass Schulstraße abweicht, wird mit der gleichen Durchlassgeometrie gerechnet. Die Rauigkeit des Wellblechrohres wird mit 0.025 (Manning's n) bzw. 40 (Strickler's  $k_{st}$ ) gemäß Tabellenwerken festgelegt. Der Überfallbeiwert wird mit 2.5 angenommen, um die hydraulisch ungünstigen Eigenschaften der Straße (Randstein etc.) zu berücksichtigen.

Bei offenem Durchlass ergibt sich für die dokumentierte Einstauhöhe von 8.1 m ein Abfluss (Durchlass und Überfall) von rund 340 m<sup>3</sup>/s. Dieser Abfluss resultiert jedoch



aus der Überlagerung des natürlichen Hochwasserabflusses mit der Schwallwelle aus dem Dammversagen.

Zur Überprüfung der kalkulierten Ausflusskurven wird ebenfalls das Programm HydraulG der PLATIWA Tiefbauplanung aus Dessau-Roßlau, verwendet. Die Ergebnisse der Berechnung für den offenen Durchlass liegen über denen der Kalkulation mit HY-8 7.5. Eine Abweichung zeigt sich im Bereich des Einstaus zwischen Durchlassoberkante und Dammkrone, also im Bereich des Druckabflusses. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, dass im Programm HydraulG der Einfluss des Unterwassers unterschiedlich berücksichtigt wird.

Die Berechnungsergebnisse sind in Abbildung 32 zusammengestellt. Zum Vergleich werden in dieser Abbildung auch die Ergebnisse der Simulation mit HydroAS\_2D dargestellt. Sie zeigen im Schnitt eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von HY-8 7.5. Ab der Einstauhöhe Dammoberkante werden geringere Durchflüsse errechnet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass für die 1D Berechnung (HY-8 7.5 und HydraulG) das Berechnungsprofil seitlich abgeschnitten wurde (Flutung der B12), da ansonsten die Länge des Überfalls zu groß gewesen wäre.

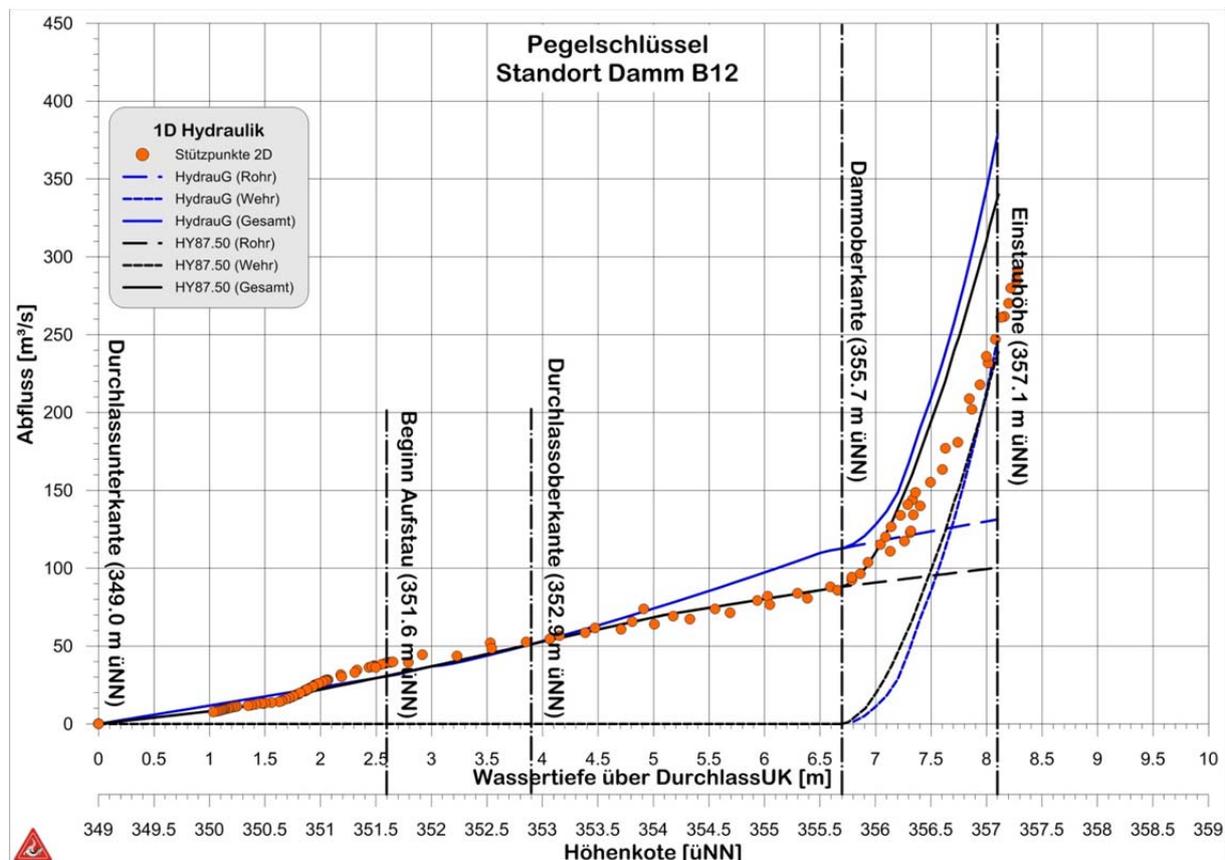


Abbildung 32: Pegelschlüssel B12: Ergebnis unterschiedlicher Berechnungsvarianten



### 5.2.3 Speicherkennlinien

Die Speicherkennlinien werden mit dem Hydrologie Programmpaket des Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Wasser und Gewässerentwicklung dargestellt (Abbildung 33).

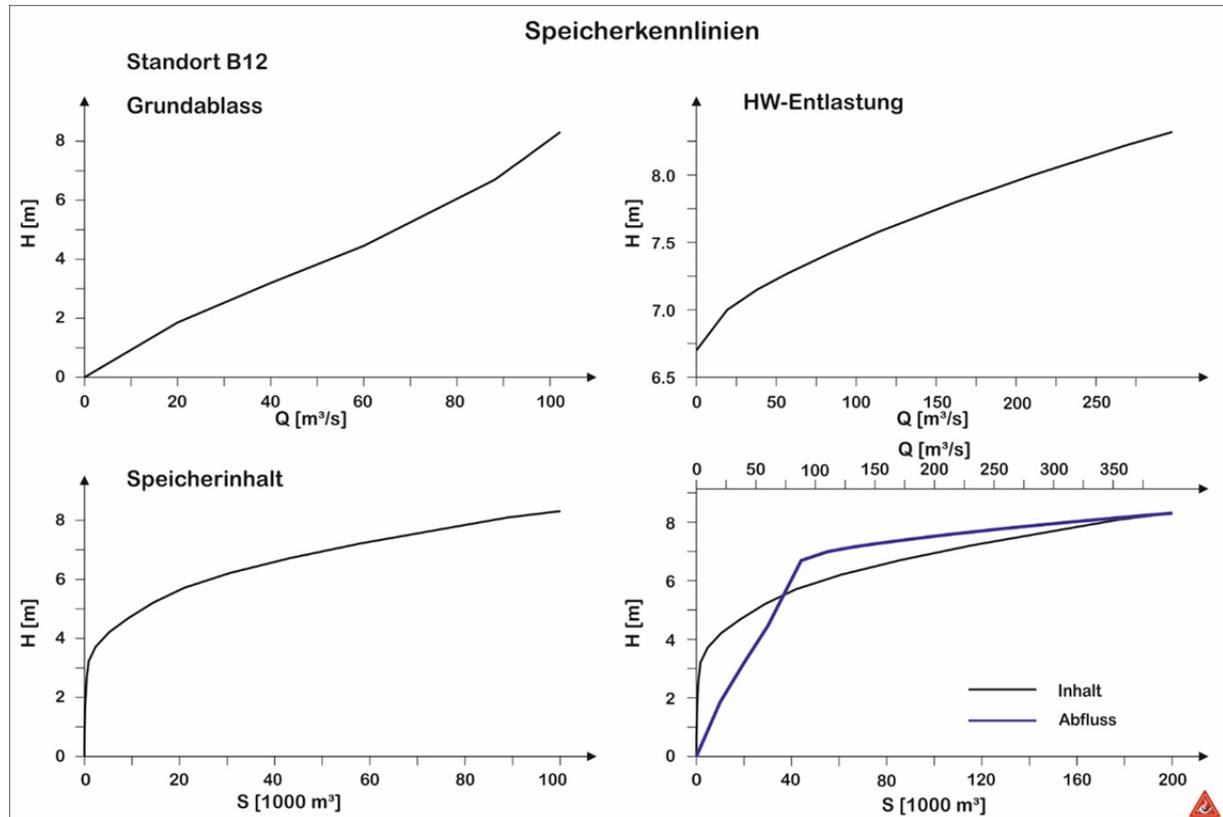


Abbildung 33: Speicherkennlinie für den Rückhalteraum B12

### 5.2.4 Ausflussganglinie B12

Die Berechnung der Retentionswirkung erfolgt mit dem Programm „SEERET“ des Karlsruher Institut für Technologie (KIT), Institut für Wasser und Gewässerentwicklung. Als Zufluss werden die 2 Ganglinien des Standortes Schulstraße (offen und teilverklaut) verwendet.

#### 5.2.4.1 Abfluss B12 bei offenem Durchlass Schulstraße

Der Rückstau beginnt um etwa 10:15 bei einem Zufluss von  $26 \text{ m}^3/\text{s}$ , der Durchlass wird ab 11:35 voll eingestaut (Abbildung 34). Zu diesem Zeitpunkt werden ca.  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  durch das Maulprofil abgeführt. Die Überströmung der Dammkrone beginnt etwa um 12:38, der Abfluss steigert sich auf rund  $95 \text{ m}^3/\text{s}$ . Bis zum Versagen des Dammes (12:45) erhöht sich der Abfluss auf  $111 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Einstauhöhe beträgt zu diesem Zeitpunkt 7.3 Meter. Theoretisch wäre der Maximalabfluss (ohne Dammversagen) von  $205 \text{ m}^3/\text{s}$  bei einer Einstauhöhe von 7.6 Meter um 13:15 erreicht.

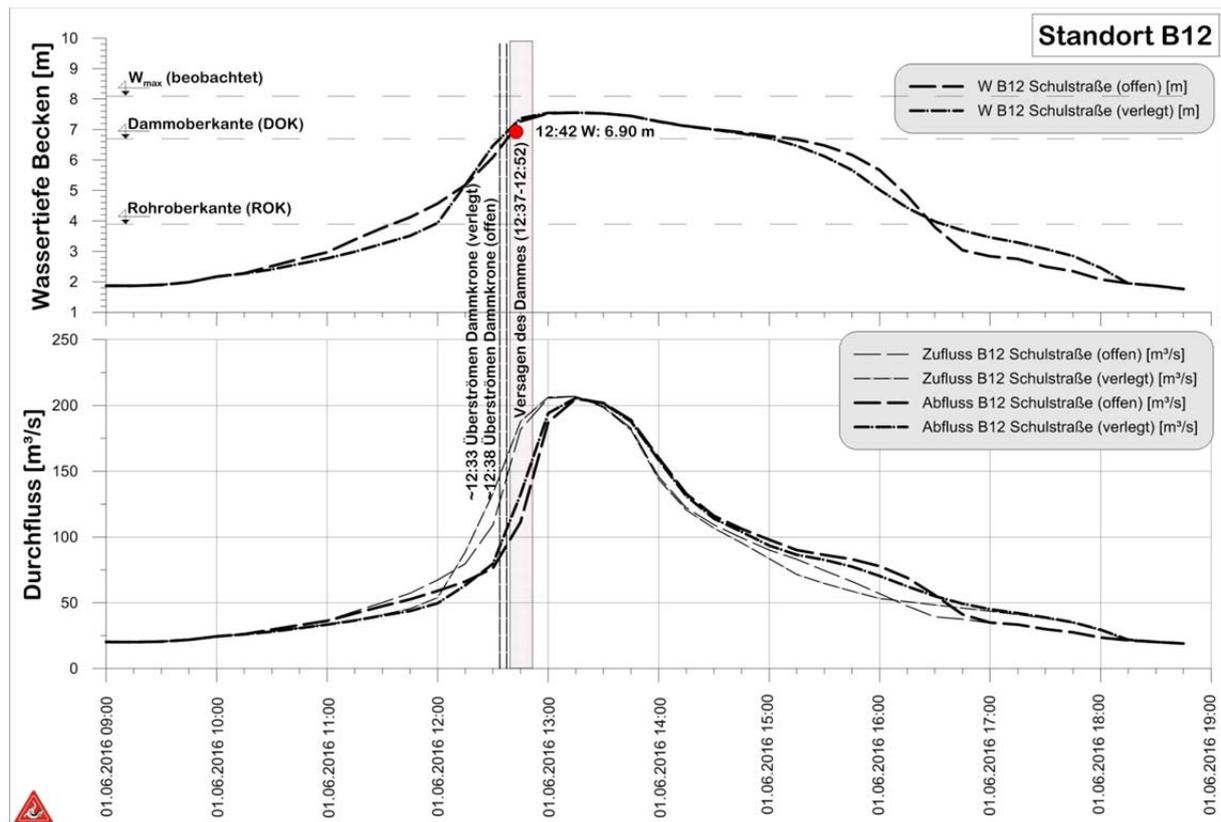


Abbildung 34: Zu- und Ausflussganglinie für den Rückhalteraum B12 bei offenem und teilverlegtem Durchlass Schulstraße

#### 5.2.4.2 ***Abfluss B12 bei teilverklaustem Durchlass Schulstraße***

Der Rückstau beginnt ebenfalls um etwa 10:15, der Durchlass wird ab 12:00 voll eingestaut. Zu diesem Zeitpunkt werden ca. 50 m<sup>3</sup>/s durch das Maulprofil abgeführt. Die Überströmung der Dammkrone beginnt bereits etwa um 12:33, der Abfluss erhöht sich auf 80 m<sup>3</sup>/s. Bis zum Versagen des Dammes (12:45) steigert sich der Abfluss auf fast 190 m<sup>3</sup>/s. Die Einstauhöhe beträgt zu diesem Zeitpunkt 7.4 Meter.

Der Abflussscheitel (ohne Dammversagen) von 206 m<sup>3</sup>/s wäre um 13:15 erreicht mit einer Einstauhöhe von 7.6 Meter erreicht worden.

#### 5.2.5 **Vergleich der Varianten**

Die Rückhaltewirkung durch die B12 zeigt keinen großen Unterschied zwischen den beiden Zuflussvarianten und das Überströmen der Dammkrone fällt ebenfalls zeitlich zusammen. Für den natürlichen Hochwasserabfluss ergibt sich de facto keine Minderung des Abflussscheitels.



### 5.3 Vergleich der Abschätzung mit dem gemessenen Abfluss am Pegel Simbach

Mit den getroffenen Annahmen lässt sich der ansteigende Ast der Ganglinie bis zum Messintervall, in dem der Schwall durch das Dammversagen eintrifft (12:45) relativ gut rekonstruieren (Abbildung 35). Die Teilverklauung scheint sich mit zunehmendem Abfluss zu verstärken, da von 11:15 bis 12:00 der gemessene Abfluss konstant bleibt. Dieses Verhalten kann mit der gewählten Rekonstruktionsmethode aber nicht beschrieben werden. Der rasche Anstieg ab 12:45 wird gut erfasst, der berechnete Abfluss bleibt natürlich unter dem Messwert, da in diesem Zeitintervall (12:45-13:00) der Breschenabfluss beim Pegel eintrifft. Insgesamt scheint deshalb die Ermittlung des unbeeinflussten Zulaufs zum Pegel Simbach auf Basis der gemessenen Ganglinie am Pegelstandort realistische Werte zu liefern.

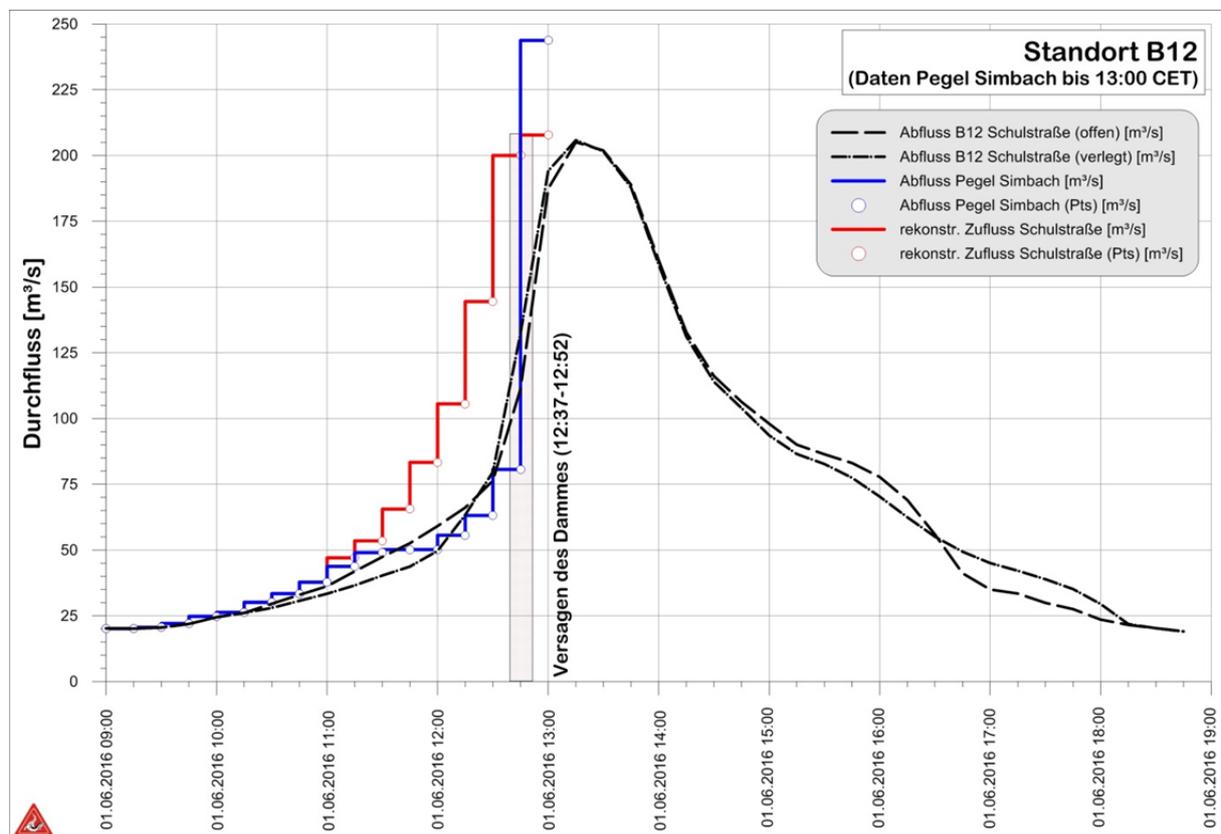


Abbildung 35: Vergleich der Abschätzung mit der gemessenen Abflussganglinie am Pegel Simbach

Aus dieser Analyse lässt sich auch der Einfluss der Rückhaltewirkung der Becken in Bezug auf den Zufluss abschätzen für den Fall, dass es zu keinem Dammversagen gekommen wäre. Da beide Becken überstaut waren, wird der Abfluss nur minimalst gedrosselt und liegt im Unsicherheitsbereich der Berechnung.



## 6 Niederschlag - Abfluss Simulation

Das Hauptziel der hydrologischen Simulation ist die Rekonstruktion der Abflussganglinie des Ereignisses. Da die abgelaufene Welle sehr wesentlich von Gerinneeinbauten beeinflusst war, kann nur eine Kopplung von hydrologischen und hydraulischen Modellansätzen das Ereignis wiedergeben. Mit der Niederschlag-Abfluss Simulation wird versucht, die unbeeinflusste hydrologische Reaktion des Einzugsgebietes darzustellen. Dieses Ergebnis wird anschließend einem hydrodynamischen Modell übergeben, das die hydraulische Situation im Siedlungsraumes abbildet. Die Kombination aus den hydrologischen und hydraulischen Überlegungen ergibt schließlich die Ereignisganglinie am Pegel und ermöglicht die Simulation von Szenarien. Die hydrologische Modellierung wird mit der Software NASIM der Firma Hydrotec durchgeführt.

Folgende Fragestellungen sollen durch die Niederschlag-Abfluss-Simulation beantwortet werden:

- Ist das Modell in der Lage das hydrologische Verhalten des Einzugsgebiets zu beschreiben?
- Welche hydrologischen Eigenschaften besitzt das Einzugsgebiet Simbach?
- Welche Reaktion zeigte das Einzugsgebiet (Ganglinie)?
- Veränderte sich das hydrologische Verhalten des Einzugsgebietes während des Ereignisses?

### 6.1 Systembeschreibung

#### 6.1.1 Geographische Lage des Einzugsgebietes

Das Einzugsgebiet des Simbachs liegt in der naturräumlichen Einheit des Isar-Inn-Hügellandes in Niederbayern. Der Simbach mit einer Einzugsgebietsfläche von 30.3 km<sup>2</sup> ist Teil des Inn Einzugsgebietes und fließt von Nord-Westen in den Vorfluter. Die Mündung in den Inn befindet sich im Gemeindegebiet von Simbach am Inn. Das Einzugsgebiet ist geprägt durch einen hügeligen Charakter. Die mittleren Neigungen der Einzugsgebietsfläche sind mäßig, wobei auch größere Gefälle an den Grabeneinhängen auftreten können. Die mittlere Geländeneigung beträgt 10.0 % und die mittlere Gerinneneigung 2.8 %. Der niedrigste Punkt im Einzugsgebiet liegt auf 336 m üNN, die höchste Erhebung auf 551 m üNN.

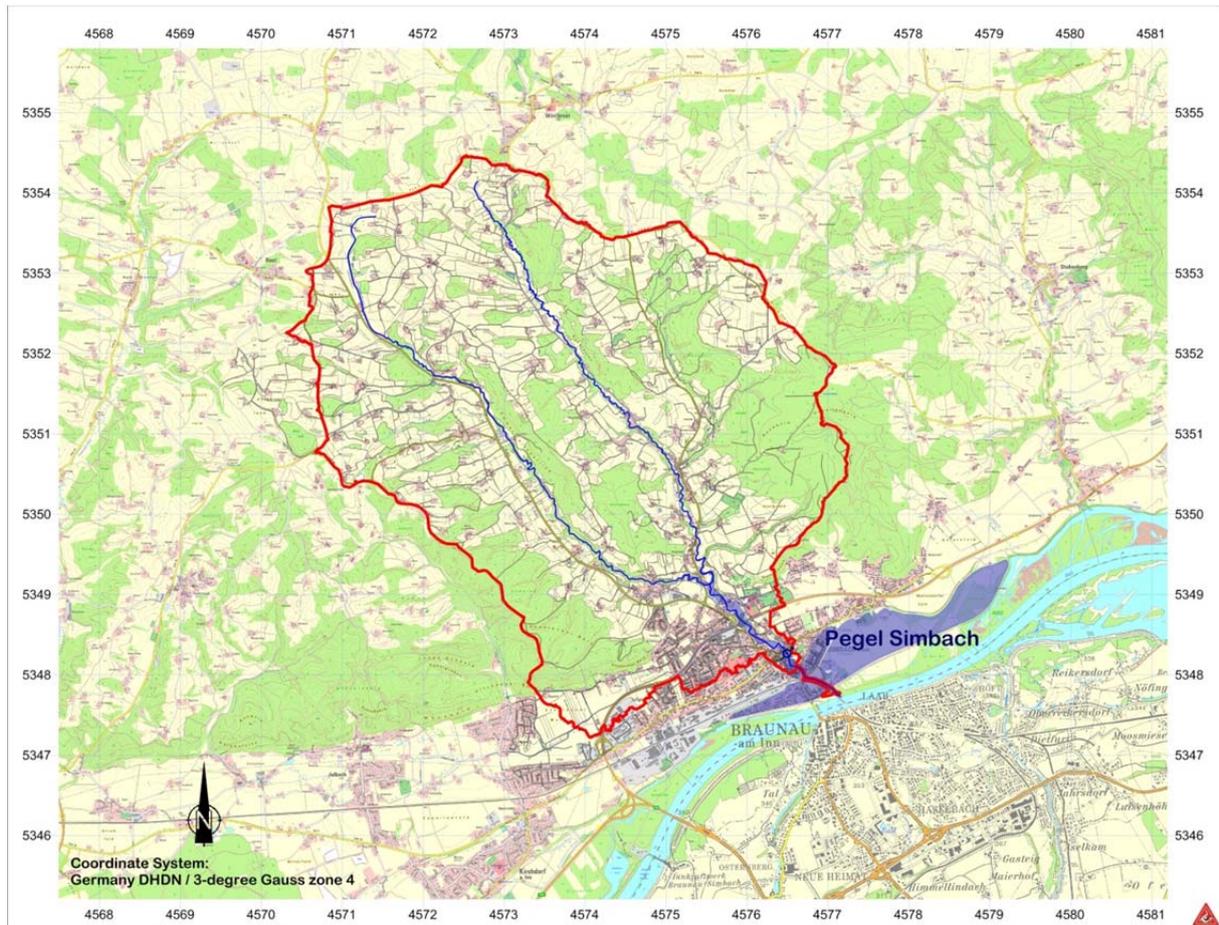


Abbildung 36: Übersichtslageplan des Einzugsgebiets Simbach

Das Gewässernetz besteht aus zwei Hauptarmen, dem Antersdorferbach und dem Kirchbergerbach, die sich oberhalb des Siedlungsgebietes von Simbach vereinigen und danach als „Simbach“ durch den Ort fließen (Tabelle 7).

Tabelle 7: Kennzahlen Teileinzugsgebiete

Gerinnenname	Fläche Einzugsgebiet [km <sup>2</sup> ]	Gerinnelänge [km]	Mittleres Gerinnegefälle [%]	Mittleres Geländegefälle [%]
Antersdorferbach	11.75	8.2	1.3	27.5
Kirchbergerbach	15.72	7.6	1.2	23.8
Simbach	2.84	2.5	< 1	

Das gesamte Einzugsgebiet des Simbachs ist geprägt durch ein sehr feines Gerinnenetz, welches auf einen hohen Oberflächenabfluss hinweist (Abbildung 37). Die rechtsufrigen Zubringer weisen zumeist eine größere Gerinnelänge als die linksufrigen auf. Von dieser Charakteristik weicht nur der linksufrige in den Kirchbergerbach bei hm 20 einmündende Holzhamer Bach auf, dessen linksufrige Zubringer großen Rutschungen entspringen.

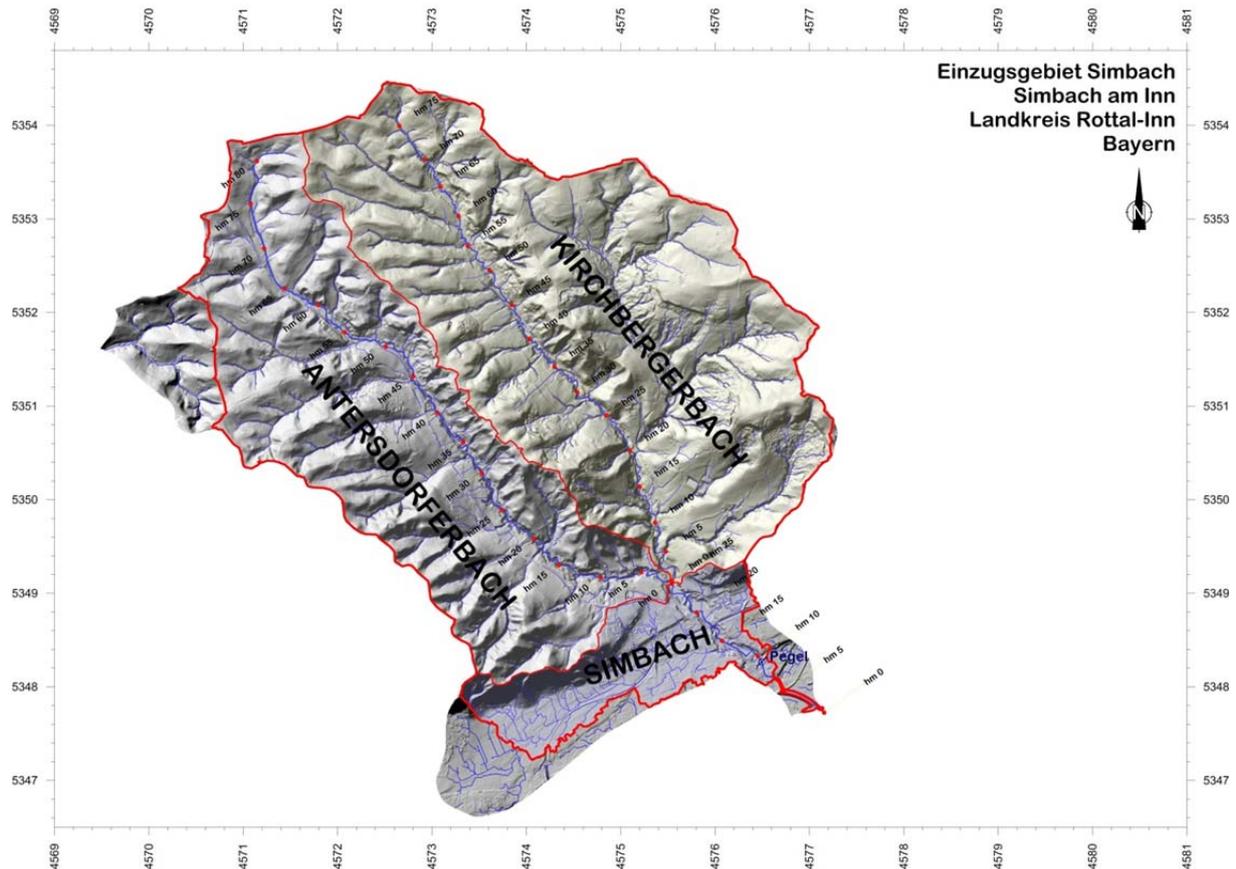


Abbildung 37: Teileinzugsgebiete und Gerinnenetz auf Basis des digitalen Geländemodells (Beitragende Fläche 1 ha)

## 6.1.2 Hydrometeorologische Eingangsgrößen

### 6.1.2.1 *Klima*

Im Gebiet des Isar-Inn Hügellandes herrscht grundsätzlich subatlantisches Klima, jedoch gehört es zu den kontinentalsten Gebieten in Deutschland. Die mittlere Summe des Jahresniederschlags im Einzugsgebiet Simbach liegt zwischen 850 und 950 mm (Bayerisches Landesamt für Umwelt, 2015), die mittlere Temperatur aus der Zeitreihe der meteorologischen Station Simbach/Inn beträgt 8.76 °C. Die mittlere Jahresverdunstung wird für das Einzugsgebiet mit 400 – 600 mm angegeben, wobei der überwiegende Flächenanteil (ca. 70 %) zur Klasse mit einer Verdunstung von 500 – 600 mm/a gehört (Bayerisches Landesamt für Umwelt, 2015).

### 6.1.2.2 *Stationsdaten*

#### 6.1.2.2.1 *Niederschlag*

Für die Simulation stehen Niederschlagsdaten der Wetterstation Simbach zur Verfügung. Die Zeitreihe liegt in der zeitlichen Auflösung von einer Stunde vor und reicht bis zum 01.03.2005 zurück. Ebenso stehen Radardaten (RADOLAN) mit einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde und einer räumlichen Auflösung von 1 km bis



01.03.2005 zur Verfügung. Der Zeitraum des Ereignisses 2016 ist sowohl von Stationsdaten als auch Radardaten in einer zeitlichen Auflösung von 5 Minuten abgedeckt. Eine detaillierte Beschreibung zu den Niederschlagsdaten findet sich in (Hübl, et al., 2017).

#### *6.1.2.2.2 Abfluss*

Der Pegel Simbach (MessstellenNr. 18719006) wird seit 01.11.1961 betrieben und ist 2 m gerinneabwärts einer Brücke situiert. Seit 01.03.2005 liegen die Abflussdaten in einer zeitlichen Auflösung von 15 Minuten vor. Der mittlere Jahresabfluss (MQ) liegt für den gemessenen Zeitraum bei 0.29 m<sup>3</sup>/s. Der niedrigste je gemessene Abfluss beträgt 0.05 m<sup>3</sup>/s und stammt aus dem Jahr 2003. Der bis zum Ereignis 2016 höchste Abfluss wurde am 10.07.1999 registriert und beträgt 51.1 m<sup>3</sup>/s (Bayerisches Landesamt für Umwelt, 2013).

Im Ereigniszeitraum kam es zu einem Datenausfall, sodass Pegeldata nur eingeschränkt zur Verfügung stehen. Zudem sind die aufgezeichneten Wassertiefen kritisch zu hinterfragen, da es während des Ereignisses im Umfeld des Pegels zu Verklausungen kam, die den Abflussquerschnitt veränderten. Ebenso führt die hydraulische Dynamik, die beim Überströmen der Brücke und durch das Brückengeländer auftritt (Wellenschlag bis zu einem Meter), zu Abweichungen vom „normalen“ Messzustand.

Je nach Fragestellung werden die Pegelzeitreihen mit einem Zeitschritt von 15 Minuten für die Simulation in Zeitreihen anderer zeitlicher Auflösung umgerechnet. Die Kalibrierung, bei der ein lange Zeitreihe simuliert wird (5 Jahre), wird z.B. mit Stundenwerten berechnet.

#### *6.1.2.2.3 Temperatur/Luftfeuchtigkeit*

Die meteorologischen Zeitreihen stammen von der DWD-Station Simbach/Inn (Stations-ID 4706). Die Station befindet sich im nördlichen Bereich der Siedlungsgrenze und ist die einzige terrestrische meteorologische Messstation innerhalb des Einzugsgebietes Simbach.

#### *6.1.2.2.4 Evapotranspiration*

Zur Berechnung der aktuellen Evapotranspiration wird eine Zeitreihe der potentiellen Verdunstung von dem betrachteten Zeitraum herangezogen. Die aktuelle Verdunstung kann maximal so groß wie die potentielle Verdunstung sein und ist abhängig von der Bodenfeuchte und der Vegetation.

Die potentielle Verdunstung wird nach dem Ansatz nach (Haude, 1955) ermittelt. Dieser Ansatz ist empirisch und gilt als bewährt für Deutschland (Häkel 1999). In das Haude Verfahren fließt ein empirischer Wert für die Vegetation, die relative Luftfeuchtigkeit und der Sättigungsdampfdruck ein. Der Sättigungsdampfdruck wird ebenfalls empirisch über eine Funktion der Temperatur ermittelt.

### 6.1.3 Gebietseigenschaften

#### 6.1.3.1 Bodentypen

Der Boden und seine Eigenschaften sind für die Abflussbildung maßgebend. Der Boden bestimmt, wieviel Wasser im Einzugsgebiet gespeichert wird und wie schnell der Niederschlag zum Abfluss gelangt. Die Abflussprozesse Interflow, Basisabfluss und Grundwasser Neubildung werden von den Speichereigenschaften des Bodens bestimmt. Auch der Oberflächenabfluss hängt mit dem Bodenspeicher zusammen. Ist der Speicher voll oder die Belastung größer als die Versickerungsfähigkeit des Bodens, fließt das Wasser als Oberflächenabfluss ab.

Als Grundlage steht die Übersichtsbodenkarte 1:25.000 (Bayerisches Landesamt für Umwelt, 2015) (Abbildung 38) zur Verfügung. Diese Karte ist das Ergebnis der Auswertung von bodenkundlichen Bodenaufschlüssen.

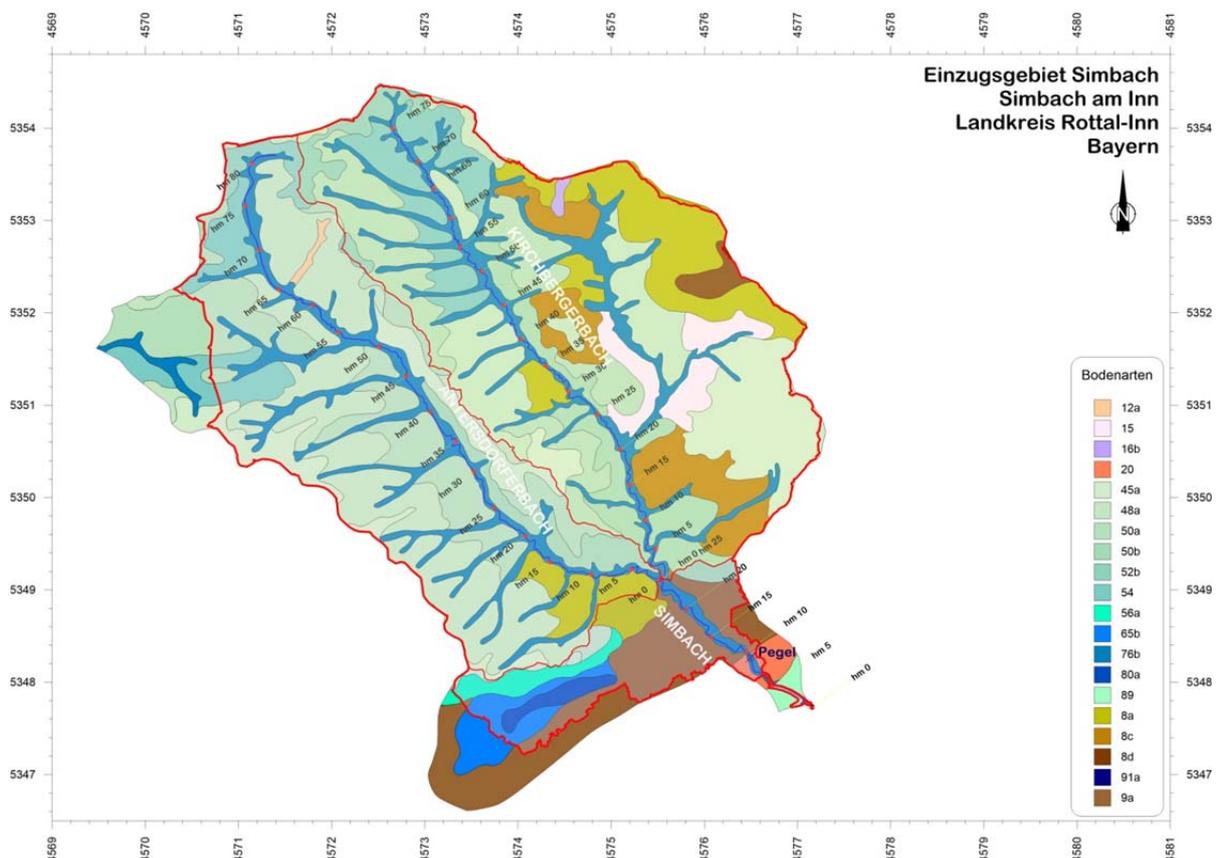


Abbildung 38: Bodentypen aus der Übersichtsbodenkarte 1:25.000



Das Einzugsgebiet Simbach besteht überwiegend aus tiefgründigen, bindigen Böden mit geringen Infiltrationsraten aber mit hohem Speichervermögen. Der Bodentyp Braunerde ist eindeutig bestimmend für das Einzugsgebiet (hellblaue und braune Farbtöne). Die verschiedenen Braunerdentypen unterscheiden sich durch ihre Entstehung, sind aber vom hydraulischen Gesichtspunkt ähnlich. Einen bedeutenden Anteil haben auch die wasserbeeinflussten Gley Böden (dunkelblau). Diese Bodentypen treten vorwiegend entlang des Gewässernetzes auf (Tabelle 8).

Tabelle 8: Legende Bodentypen

Bodentyp ID	Beschreibung
12a	Fast ausschließlich Kolluvisol aus Schluff bis Lehm (Kolluvium)
15	Fast ausschließlich Pseudogley-Braunerde aus Kryolehm
16b	Überwiegend Pseudogley und verbreitet Braunerde-Pseudogley
20	Fast ausschließlich Braunerde aus Verwitterungslehm (Flussmergel)
45a	Fast ausschließlich Braunerde, unter Wald podsolig, aus Kiessand
48a	Fast ausschließlich Braunerde aus (kiesführendem) Lehmsand
50a	Fast ausschließlich Braunerde aus Lehm über Lehm bis Tonschluff
50b	Fast ausschließlich Braunerde aus Lehm über Schluff
52b	Fast ausschließlich Braunerde (pseudovergleyt) aus Lehm
54	Fast ausschließlich Pseudogley-Braunerde
56a	Fast ausschließlich Syrosem-Rendzina, (Para-)
65b	Fast ausschließlich Gley und Braunerde-Gley aus Lehmsand
76b	Gley und andere grundwasserbeeinflusste Böden
80a	Fast ausschließlich Gley über Niedermoor aus Substraten
89	Fast ausschließlich kalkhaltige Vega aus Carbonatschluff
8a	Fast ausschließlich Braunerde aus Sandlehm bis Schluffton
8c	Fast ausschließlich Braunerde aus kiesführendem Lehm
8d	Fast ausschließlich Braunerde aus flachem Lehm bis Schluff
91a	Fast ausschließlich kalkhaltiger Auengley aus Auensediment
9a	Vorherrschend Braunerde, gering verbreitet humusreiche Humusbraunerde

Die 12 Bodentypen definieren sich durch eine Schichtung von Bodenarten mit einer Dicke von 10 bis 60 cm. Von jedem Bodentyp ist die Anzahl und Mächtigkeit der Schichten mit der jeweiligen Bodenartengruppe bekannt. Die Aufschlusstiefe variiert von 35 bis 120 cm. Diese Informationen aus diesem Datensatz werden in das Modell übernommen (Tabelle 9).



Tabelle 9: Schichtung und Mächtigkeit der Bodentypen nach UEBK25

Bodentyp	Anzahl Schichten	BA ID1	Dicke1 [cm]	BA ID2	Dicke2 [cm]	BA ID3	Dicke3 [cm]	BA ID4	Dicke4 [cm]
Fast ausschließlich Pseudogley-Braunerde aus Kryolehm	4	Ut3	30	Lu	20	Tu3	60	Tu4	20
Überwiegend Pseudogley und verbreitet Braunerde-Pseudogley	3	Ut2	30	Lu	20	Lt3	50		
Fast ausschließlich Braunerde aus Verwitterungslehm (Flussmergel)	3	Tu3	10	Lu	15	Tu3	40		
Fast ausschließlich Braunerde, unter Wald podsolig, aus Kiessand	3	Sl3	40	mS	30	Slu	50		
Fast ausschließlich Braunerde aus (kiesführendem) Lehmsand	4	Ls2	25	Ls4	35	St2	20	mS	40
Fast ausschließlich Braunerde aus Lehm über Lehm bis Tonchluff	3	Lu	22	Lt2	38	Lu	40		
Fast ausschließlich Braunerde aus Lehm über Schluff	2	Uls	60	Ut2	60				
Fast ausschließlich Braunerde (pseudovergleyt) aus Lehm	2	Ls2	65	Tu2	55				
Fast ausschließlich Pseudogley-Braunerde	4	Sl4	20	Lt3	20	Tu3	40	Tu2	40
Fast ausschließlich Syrosem-Rendzina	4	Sl2	15	Slu	25	Sl4	20	mS	60
Fast ausschließlich Gley und Braunerde-Gley aus Lehmsand	4	Sl3	20	St2	30	mS	30	Tu2	30
Gleye und andere grundwasserbeeinflusste Böden	3	Lts	20	Lt3	40	Sl4	60		
Fast ausschließlich Gley über Niedermoor aus Substraten	2	Lt2	25	Tu2	10				
Fast ausschließlich kalkhaltige Vega aus Carbonatschluff	3	Ut4	30	Ut3	50	Ut4	40		
Fast ausschließlich Braunerde aus Sandlehm bis Schluffton	4	Ls2	20	Slu	25	Tu3	35	Sl4	30
Fast ausschließlich Braunerde aus kiesführendem Lehm	3	Lu	45	Ls2	40	Lt3	35		
Fast ausschließlich Braunerde aus flachem Lehm bis Schluff	3	Ut3	30	Lu	25	Sl3	65		
Fast ausschließlich kalkhaltiger Auengley aus Auensediment	3	Lu	15	Ut4	35	Ut3	50		
Vorherrschend Braunerde, gering verbreitet humusreiche Humusbraunerde	3	Slu	30	Sl4	35	Sl2	35		



### 6.1.3.2 **Bodenarten**

Die Bodenart wird durch die Korngrößenzusammensetzung des Bodens, die wiederum die hydraulischen Eigenschaften des Bodens bestimmt, gekennzeichnet. Die entsprechenden hydraulischen Kennwerte der einzelnen Bodenarten werden der (DVWK, 1982) entnommen.

Unter den hydraulischen Bodeneigenschaften (Tabelle 10) wird das Speichervolumen des Bodens, die Infiltrationsleistung des Bodens und das Vermögen, Wasser für die Pflanzen bereit zu stellen, verstanden. Diese Eigenschaften werden anhand der Parameter *Welkepunkt (WP)*, *Feldkapazität (FK)*, *Gesamtporenvolumen (GVP)* und dem *Durchlässigkeitsbeiwert (kf)* beschrieben.

Tabelle 10: Parametrisierung der hydraulischen Eigenschaften der Bodenarten

DVWK Name	WP [mm/m]	FK [mm/m]	GVP [mm/m]	kf [mm/h]
Slu	110	300	420	11
Tu3	260	410	480	5
Lt2	260	410	480	11
Tu2	350	490	530	5
Lts	250	410	480	11
St2	80	220	400	30
mS	30	120	360	42
Uls	110	330	420	11
Ut2	110	360	440	11
Ls4	150	320	430	23
Slu	110	300	420	11
Sl4	120	280	420	30
Tu4	250	420	490	5
Sl2	60	220	410	30
Lu	170	360	450	11
Ut4	160	370	450	11
Ut3	130	370	440	11
Sl3	100	270	420	30
Ls2	160	330	430	23
Lt3	260	410	480	11

Der Welkepunkt legt den Sättigungsgrad fest, ab dem die Pflanzen in der Lage sind, dem Boden Wasser zu entziehen. Dieser Parameter ist wesentlich für die Berechnung der Evapotranspirationsleistung. Steigt die Bodenfeuchte über die Feldkapazi-



tät, ist mehr Wasser im Boden als die Kapillarkräfte halten können. Erreicht die Bodenfeuchtigkeit die Feldkapazität, exfiltriert Wasser aus dem Boden in Form von Interflow. Das Gesamtporenvolumen beschreibt das gesamte Hohlräumvolumen, das dem Boden zur Speicherung zur Verfügung steht. Der  $k_f$ -Wert definiert die hydraulische Leitfähigkeit von wassergesättigten Böden. Die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit hängt von der aktuellen Bodenfeuchte, der Feldkapazität und dem  $k_f$ -Wert ab.

### 6.1.3.3 **Landnutzung**

Die Landnutzung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Abflussbildung. Sie bestimmt wie viel Wasser durch Benetzung zurückgehalten wird (Interzeption), beeinflusst die Fließgeschwindigkeiten des Oberflächenabflusses und zum Teil die Eigenschaften des Bodens.

Die Abgrenzung der relevanten Landnutzungsklassen wurde mit Hilfe des ATKIS Landnutzung Datensatzes getroffen. Die visuelle Beurteilung des Datensatzes durch den Vergleich mit dem aktuellen Orthofoto ergab, dass die realen Bedingungen gut im ATKIS Datensatz erfasst sind. Aufgrund der hydrologischen Ähnlichkeit werden die Klassen *Baumschule*, *Gehölz*, *Wald aufgelockert*, *Wald dicht*, *Wald mittel*, *Wald sehr dicht* in die Klasse *Wald allgemein* zusammengefasst. Der Nutzungstyp *Sportplatz* wird mit *Grünland mittel* vereint. Die Flächen, die als *Friedhof* und *Kiesgrube* ausgewiesen sind, werden zur *Siedlungsfläche* aufgeschlagen.

Tabelle 11: Fläche der Landnutzungstypen und entsprechender Anteil in Prozent (ATKIS)

Landnutzung Typ	Fläche [km <sup>2</sup> ]	Anteil [-]
Ackerland Getreide	9.6	0.29
Gehölz Ödland	0.8	0.02
Gewässer	0.1	0.00
Grünland mittel	7.5	0.23
Siedlungsfläche	3.1	0.09
Verkehrsfläche	1.3	0.04
Wald allgemein	10.8	0.32

Der Großteil der Einzugsgebietsfläche ist landwirtschaftlich stark geprägt (Abbildung 39). Die größte Fläche nimmt der Landnutzungstyp Waldfläche (32 %) ein. Die Nutzung mit dem zweitgrößten Flächenanteil ist Ackerland (29 %), das zumeist für den Maisanbau genutzt wird (Beobachtung während der Feldarbeiten). Mit einem Anteil



von 23 % ist Grünland vertreten. Der versiegelte Flächenanteil mit der Nutzung Siedlungsfläche und Verkehrsfläche nimmt nur einen relativ kleinen Anteil (13 %) der Einzugsgebietsfläche in Anspruch.

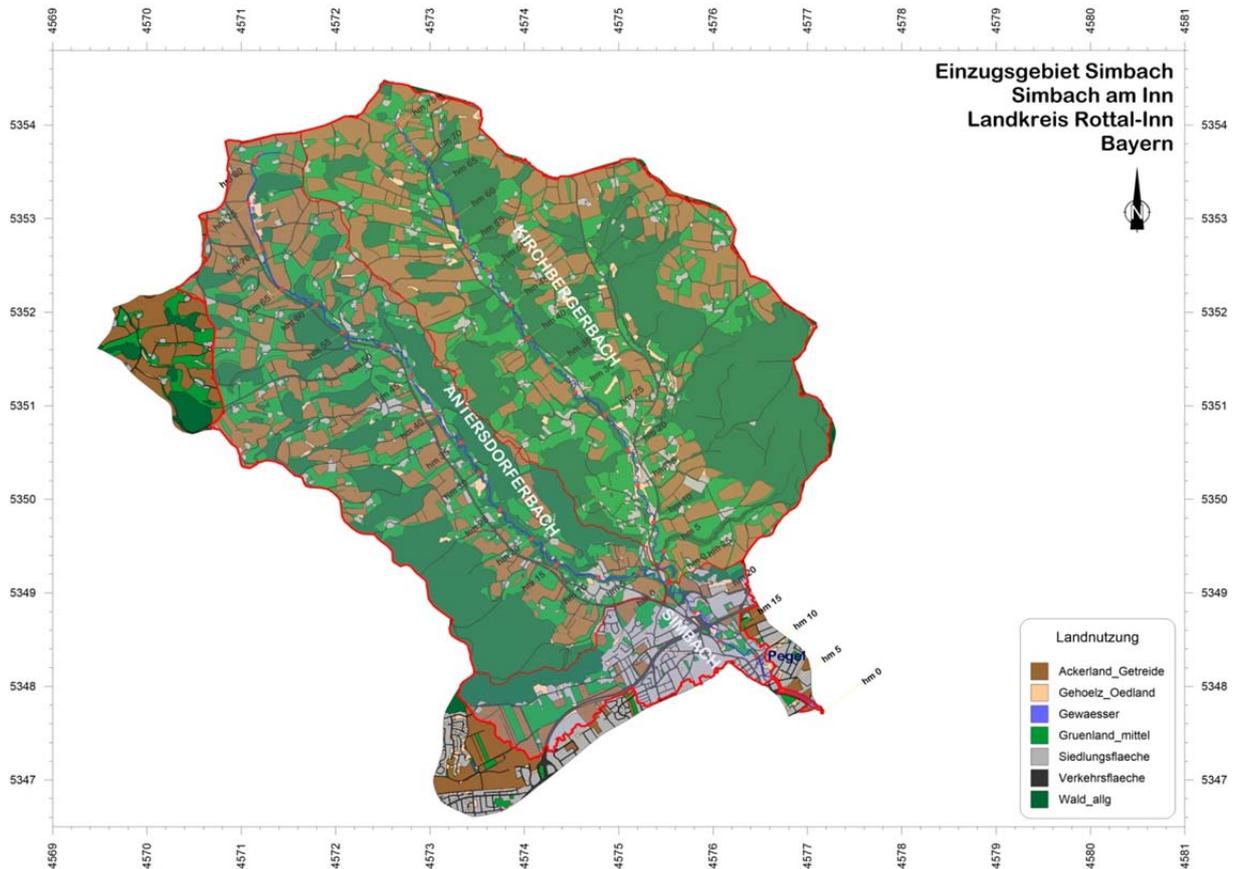


Abbildung 39: Landnutzung im Einzugsgebiet Simbach (ATKIS)

Absolut gesehen, ist die Fläche der Landnutzungstypen Siedlungsfläche und Verkehrsfläche jedoch beträchtlich und beträgt 4.4 km<sup>2</sup> (Tabelle 11).

Aus dem Landnutzungstyp werden die Parameter Interzeption, Durchwurzelungstiefe, Bedeckungsgrad, Versiegelungsgrad und der Rauigkeitsbeiwert nach Strickler abgeleitet. Die Werte stammen aus dem NASIM Benutzerhandbuch (Hydrotec, 2016).

Die Landnutzungstypen werden mit folgenden Kennwerten parametrisiert (Tabelle 12).



Tabelle 12: Parametrisierung der Landnutzungstypen

Landnutzung	Interzeption [mm]	Durchwurzelungs- tiefe [m]	Bedeckungs- grad [%]	Versiege- lungsgrad [%]	$k_{St}$ [m <sup>1/3</sup> /s]
Ackerland, Getreide	5	0.8	70	5	8
Gehoez, Ödland	2	0.7	90	5	7
Gewässer	1	0	0	0	25
Grünland mittel	1.5	0.5	90	5	10
Siedlungsflä- che	1	0	20	30	12
Verkehrsflä- che	1	0	0	100	50
Wald allg.	3	1	90	5	5

#### 6.1.4 Gliederung der Teileinzugsgebiete

Aufgrund der hohen Gerinneedichte sind kurze Konzentrationszeiten zu erwarten. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der Oberflächenabfluss nur eine geringe Wegstrecke auf der Oberfläche zurücklegen muss um in ein Gerinne zu gelangen, wo deutlich höhere Fließgeschwindigkeiten auftreten. Um diesen Effekt möglichst gut im Modell abzubilden, wurde das Einzugsgebiet verhältnismäßig fein aufgeteilt. Als Kriterien für die Abgrenzung werden die Flächennutzung, Zusammenflüsse und Querprofile, die als Kontrollquerschnitte dienen, verwendet.

Bei einer zu feinen Gliederung besteht die Gefahr der Überparametrisierung, was zur Folge haben kann, dass die Modellparameter unrealistische Werte annehmen müssen, um den Prozess richtig abzubilden. Umgekehrt, wenn die räumliche Auflösung zu grob gewählt wird, können eventuell Abflussprozesse ungenügend genau vom Modell beschrieben werden.

Das Gesamteinzugsgebiet wird für das Flussgebietsmodell in 29 Teileinzugsgebiete mit einer mittleren Größe von ca. 0.5 km<sup>2</sup> untergliedert. Davon entfallen jeweils 14 Teileinzugsgebiete auf den Antersdorfer- und Kirchbergerbach. Der Teil des Einzugsgebietes nach dem Zusammenfluss von Antersdorferbach und Kirchbergerbach wird aufgrund der homogenen Nutzung (überwiegend Siedlungsfläche, geringe Geländeneigung) in einem Teileinzugsgebiet zusammengefasst (Abbildung 40).

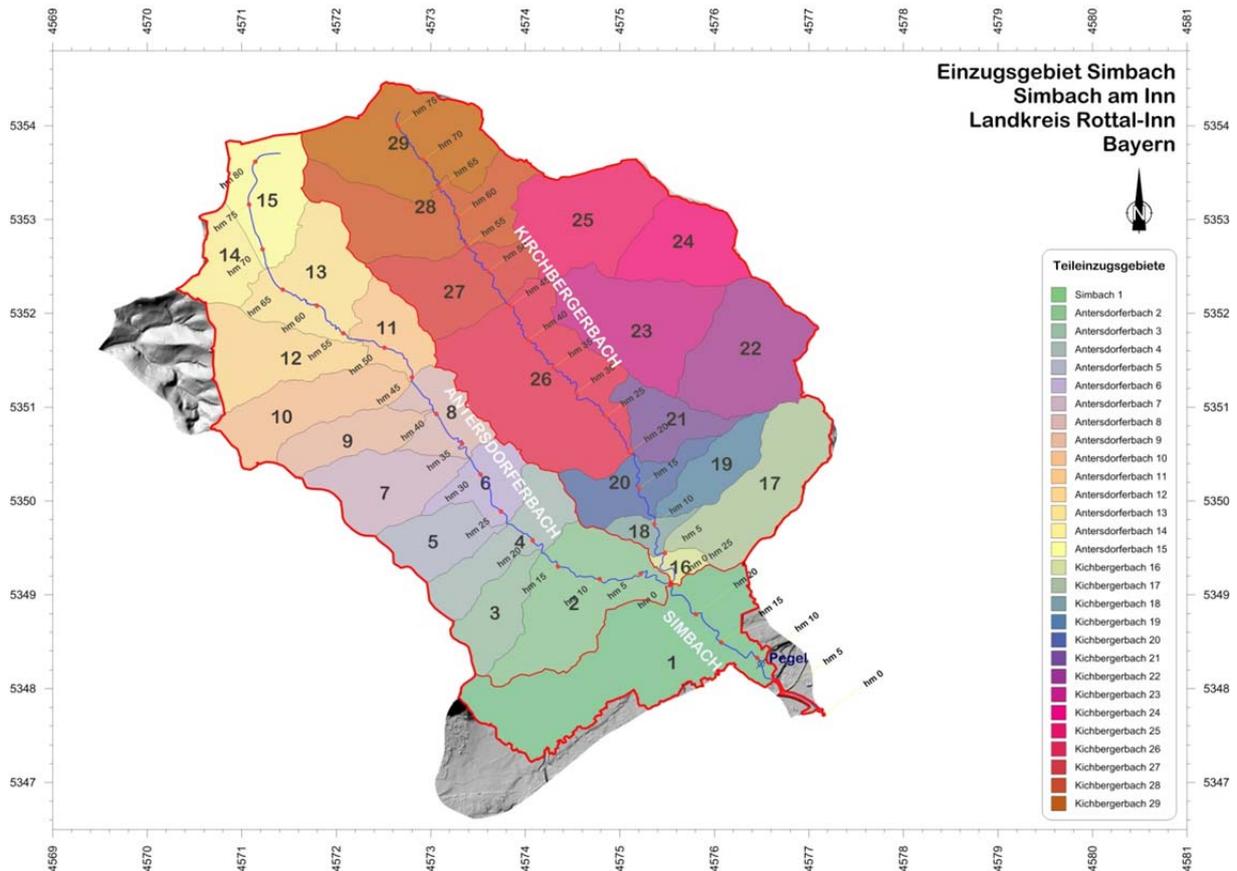


Abbildung 40: Simbach Einzugsgebiet mit der Aufteilung in 29 Teileinzugsgebiete

Für jedes Teileinzugsgebiet wird auch die Gerinnelänge und das mittlere Gerinnegefälle ermittelt, da diese Werte für das Modell Eingangswerte bilden.

## 6.2 Das hydrologische Modell NASIM

Das Modell NASIM gehört zur Gruppe der konzeptionellen hydrologischen Modelle, wobei der Großteil der Eingangsgrößen physikalisch messbare Werte sind. Die räumliche Auflösung des Einzugsgebietes erfolgt über sogenannte Hydrotope. Ein Hydrotop ist die Zusammenfassung eines räumlichen Bereiches mit ähnlichen hydrologischen Eigenschaften. Die Berechnungen erfolgen für diskrete Zeiträume, Flächen und Schichten. Die Berücksichtigung mehrerer Bodenschichten ist möglich.

Die mit NASIM berechnete Wasserbilanz enthält die Abflussanteile

- natürlicher Oberflächenabfluss
- versiegelter Oberflächenabfluss
- Interflow und
- Basisabfluss.

Des Weiteren werden auch die Komponenten Evapotranspiration und Interzeption im Modell abgebildet.



Die Abflusskonzentration wird mit Hilfe des Isochronenverfahrens durchgeführt und mit linearen und nicht linearen Speichern berechnet. Die Zeitflächenfunktion gibt für jeden Zeitpunkt an wie groß die Fläche ist, die zum Oberflächenabfluss bezogen auf den Gebietsauslass beiträgt. Zeitflächenfunktionen sind abhängig von Gebietsgröße und -form, Gefälle im Gebiet, Rauheit der Oberfläche, Dichte des Gewässernetzes und der Fließtiefe. Aus der Isochronenkarte (vgl. Abbildung 41) wird die Zeitflächenfunktionen für jedes Teileinzugsgebiet generiert.

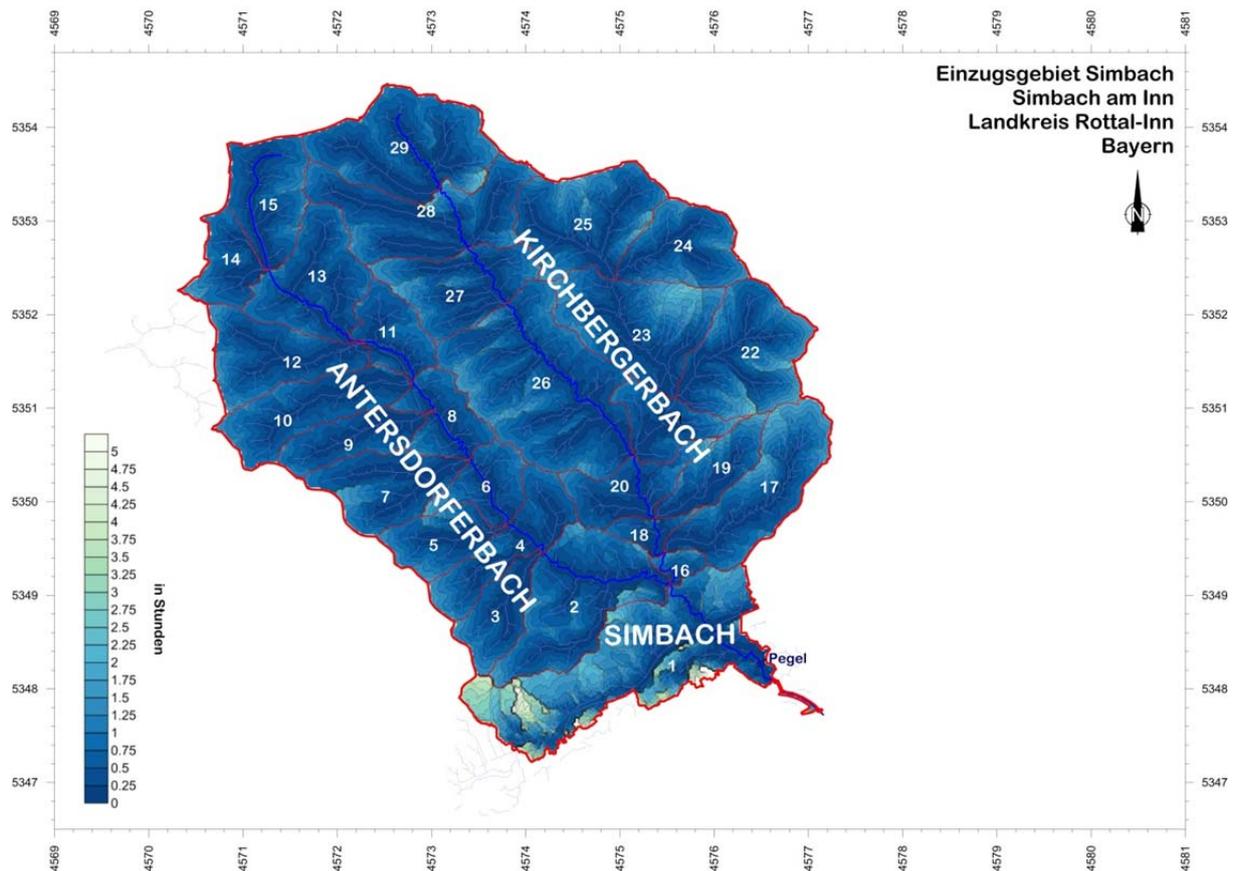


Abbildung 41: Isolinen für die Fließzeit (Isochronen), die der Oberflächenabfluss bis zum Gebietsauslass des Teileinzugsgebietes benötigt

Die Abbildung des Gerinneroutings geschieht über eine Kaskade nicht linearer Speicher nach dem Kalinin-Miljukov Ansatz.

Vom Bodenspeicher hängt die Aufteilung der Abflussanteile (Abflussbildung) und das Speicherverhalten ab. Die Parametrisierung des Bodens erfolgt über die hydraulischen Kennzahlen Gesamtporenvolumen, Welkepunkt, Feldkapazität und hydraulische Leitfähigkeit von wassergesättigten Böden (kf-Wert). Diese Parameter werden für jeden Bodentyp festgelegt. Die Intensität der zu- (Infiltration) und abfließenden Prozesse (Interflow, Evapotranspiration, Basisabfluss) hängt von der Bodenfeuchte



ab. Die Oberflächenabflüsse werden von der Intensität des Niederschlages und der Infiltration bestimmt.

Für das Simulieren mit NASIM werden drei Typen von Eingangsdaten benötigt: räumliche, meteorologische und hydrologische Daten.

### **6.2.1 Kalibrierung des hydrologischen Modells**

In einem ersten Schritt wird das Modell für einen langen Zeitraum kalibriert. Diese Kalibrierung soll zeigen, ob das Modell grundsätzlich in der Lage ist, die hydrologische Reaktion des Einzugsgebiets Simbach angemessen zu beschreiben. Die damit ermittelten Parameter (Bodenfeuchte etc.) werden dann als Anfangsbedingungen für das Modell „Ereignis 2016“ verwendet.

Die Kalibrierung über längere Zeiträume soll einen gültigen Parametersatz generieren, der ein möglichst breites Spektrum von Ereignissen abdeckt. Da das Hochwasserereignis 2016 weit außerhalb der bisher gemessenen Ereignisse liegt, ist davon auszugehen, dass mit den ermittelten Parametern dieses Ereignis nur unzureichend abgebildet werden kann. Deshalb wird das Modell auf das bisher höchste gemessene Ereignis innerhalb des Zeitraumes mit verfügbaren Daten angeeicht (Ereigniskalibrierung). Die Bewertung der Qualität der Simulation wird anhand des Gütemaßes, ein mathematisches Maß zur Bewertung wie gut die Modellsimulation die Beobachtung wiedergibt, vorgenommen. Je besser das Gütemaß ausfällt, desto besser wird das hydrologische Verhalten des Einzugsgebiet mit dem Modell erfasst.

Der Nash-Sutcliffe Koeffizient (NSE) ist in der Hydrologie das verbreitetste Gütemaß. Der NSE bestimmt die relative Größe der simulierten Abflusswerte zu der relativen Größe der beobachteten Abflusswerte. Nimmt der NSE den Wert 0 an, bedeutet das, dass die Simulation gleich gut ist wie der Mittelwert aller gemessenen Werte über den betrachteten Zeitraum. Nimmt der NSE den Wert 1 an, passen die simulierten Werte perfekt zu den beobachteten. Bewegt sich der NSE zwischen 0.5 und 0.7, liefert das Modell zufriedenstellende Werte. Ab einem NSE von 0.7 spricht man von einer guten Vorhersage des Modells.

#### **6.2.1.1 Langzeitkalibrierung**

Die Langzeitkalibrierung findet für den Zeitraum vom 01.01.2014 bis zum 31.05.2016 für stündliche Zeitschritte statt. Für die Einlaufphase des Modells wird die Periode vom 01.01.2010 bis 01.01.2014 verwendet. Die Berechnung wird mit einem Zeitschritt von einer Stunde durchgeführt, da auch für den Niederschlag Radardaten mit der zeitlichen Auflösung von einer Stunde vorliegen. Aus diesen Rasterdaten des



Wetterradars wird eine Niederschlagsreihe mit der mittleren Niederschlagshöhe innerhalb des Einzugsgebietes Simbach berechnet.

Zur automatisierten Kalibrierung des Niederschlag-Abflussmodells wurde ein *Particle Swarm Optimization* (PSO) Algorithmus in Python implementiert. Der PSO-Algorithmus ist ein naturanaloges und in vielen unterschiedlichen Anwendungsgebieten erfolgreich eingesetztes Optimierungsverfahren. Er versucht das soziale Verhalten eines Vogelschwarms mathematisch nachzubilden. Ausgangspunkt ist eine Population von  $n$  zufällig im Parameterraum verteilten Partikeln. Die Position der Partikel wird als  $x_i$  bezeichnet. Für die Population wird der Wert der zu optimierenden Funktion (*Fitness function*) je Partikel ermittelt und in  $p_i$  gespeichert. Die beste Lösung aus  $p_i$  wird, bis eine bessere gefunden wurde, als  $p_g$  bezeichnet und ebenfalls gespeichert. Bevor der Algorithmus iterativ nach dem Optimum sucht, wird jedem Partikel eine initiale Geschwindigkeit  $v_i$  zufällig zugewiesen. Diese zufällig zugewiesenen Geschwindigkeiten werden durch die beste bisherige Lösung eines Partikels  $p_i$  und die beste Lösung bisher  $p_g$  modifiziert.

$$v_i = X \left( v_i + U(0, \phi_1) \otimes (p_i - x_i) + U(0, \phi_2) \otimes (p_g - x_i) \right)$$

$v_i$	Geschwindigkeitsvektor
$X$	Begrenzungskoeffizient, siehe Formel
$\phi_1, \phi_2$	Magnitude der Zufallsperturbation in Richtung lokalem und globalem Optimum
$U$	Zufallszahl zwischen 0 und $\phi_1$ bzw. $\phi_2$
$\otimes$	Komponentenweise Vektormultiplikation
$x_i$	Position der Partikel im Parameterraum
$p_i$	Bisherige beste Lösung eines jeden Partikels
$p_g$	Beste Lösung über alle Iterationen und Partikel hinweg

Der Faktor  $X$  in obiger Formel stellt sicher, dass die Geschwindigkeiten nicht unbegrenzt wachsen und der Algorithmus instabil wird. Berechnet wird er nach unten stehender Formel.

$$X = \frac{2}{(\phi_1 + \phi_2) - 2 + \sqrt{(\phi_1 + \phi_2)^2 - 4(\phi_1 + \phi_2)}}$$

$X$	Begrenzungskoeffizient, wenn $(\phi_1 + \phi_2) > 4$
$\phi_1, \phi_2$	Magnitude der Zufallsperturbation in Richtung lokalem und globalem Optimum



Die neue Position und damit die Lösung nach den ersten Iterationen wird mit  $x_i + v_i$  errechnet. Mit der neu bestimmten Position werden gegebenenfalls  $p_i$  und  $p_g$  aktualisiert. Diese Schritte werden solange wiederholt bis entweder eine maximale Anzahl an Iterationen oder ein zufriedenstellender Wert der zu optimierenden Funktion erreicht wurde.

NASIM bietet einen eigenen Dialog für diese Eichung, in dem ein Großteil der Parameter faktoriell angepasst werden können. Diese sogenannten Eichfaktoren werden für die Kalibrierung verwendet. Damit sind alle angegebenen Parameterwerte als Faktoren zu verstehen. Die für die Kalibrierung verwendeten Parameter und die dazugehörigen Bereiche innerhalb derer der Parameterwert ausgewählt wird, sind in Tabelle 13 aufgelistet. Als Startwerte kommen die Empfehlungen aus der NASIM Benutzeranleitung zum Einsatz. Außerdem sind in derselben Tabelle die Eichfaktoren zu finden, bei der die beste Anpassung zustande kommt. Mit diesen Parameter-einstellungen kann ein Gütekoeffizient von  $NSE = 0.56$  erreicht werden.

Tabelle 13: Parameterraum der PSO mit Wertebereichen. Die Anzahl der verwendeten Partikel betrug 50 bei 250 Iterationen.

Mit  $\phi_1 = \phi_2 = 2.05$ .

Parameter	Beschreibung	Startwerte	Wertebereich	Langzeitkal. (Faktor)
Retentionskonstante natürlicher Oberflächenabfluss	Abflussverformung des natürlichen Oberflächen-speichers	2 [h]	{0.5, 4}	0.1
Retentionskonstante Interflow	Abflussverformung durch die Makroporen	25 [h]	{0.5, 4}	7.5
Retentionskonstante Basisabfluss	Abflussverformung des Wasseranteils der als Basisabfluss abfließt	5000 [h]	{0.5, 4}	2.4
Retentionskonstante versiegelter Oberflächenabfluss	Abflussverformung der versiegelten Oberflächen	1 [h]	{0.5, 4}	5.6
vertikale Leitfähigkeit	Perkolation und Versickerung im Bodenspeicher	nicht definierbar	{0.5, 4}	9.9
maximale Infiltration	maximale Infiltration (mm/h) des Bodens	nicht definierbar	{0.5, 1.5}	0.5
Versiegelung	versiegelter Flächenanteil des Einzugsgebietes	Entspr. Landnutzung	{0.7, 1.3}	0.9

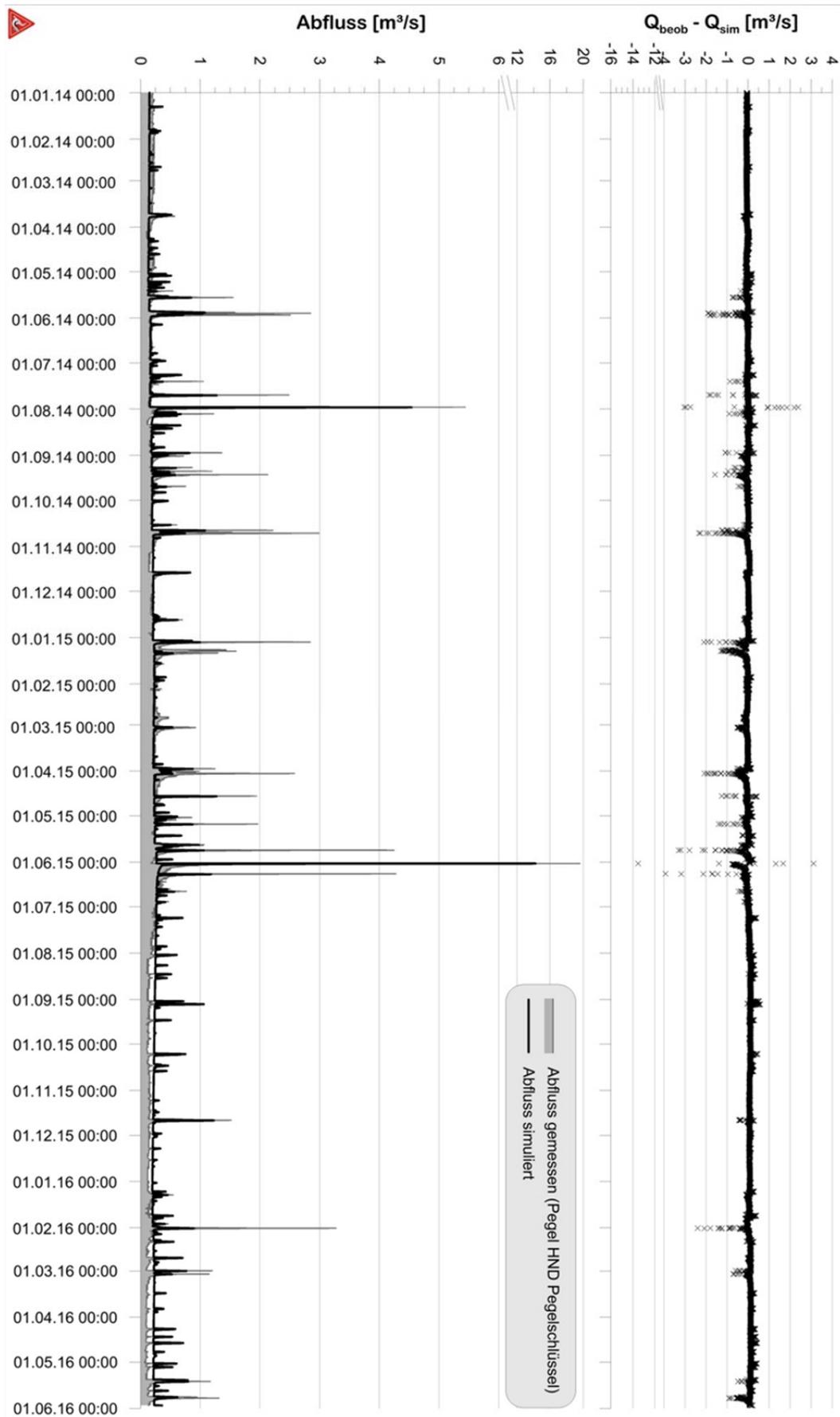


Abbildung 42: Abflusssimulation für den Kalibrierungszeitraum (01.01.2014 – 31.05.2016, Messdaten und simulierte Ganglinien, sowie die Residuen



Das Erreichen des Gütemaßes von  $NSE = 0.56$  bestätigt, dass das erstellte Modell mit den verwendeten Parametern die hydrologischen Prozesse des Einzugsgebietes Simbach zufriedenstellend abbildet. Da es sich bei den Kalibrierparametern um physikalisch nicht erklärbare und somit nicht messbare Größen handelt, ist eine Interpretation schwierig. Es fällt auf, dass die Eichfaktoren zum größten Teil sehr weit von den Startwerten abweichen und sich in zwei Fällen (Retentionskonstante natürlicher Oberflächenabfluss und vertikale Leitfähigkeit) bis an den äußersten Rand des Intervalls bewegen. Die automatisierte Kalibrierung sucht automatisch die Parameterwerte für die beste Anpassung innerhalb der ihr vorgegebenen Grenzen. Somit kann auch eine Parameterkombination zum besten Ergebnis führen, die außerhalb der Erfahrungswerte liegt.

Der Vergleich der simulierten mit der gemessenen Ganglinie am Pegel Simbach zeigt, dass die Simulation die kleineren bis mittleren Abflüsse sehr gut wiedergibt, jedoch höhere Abflüsse häufig unterschätzt (Abbildung 42). Die Erklärung dafür liegt in der Kalibrierungsmethodik, die darauf abzielt, den simulierten Abfluss über eine möglichst lange Zeit dem gemessenen anzupassen. Da größere Ereignisse relativ selten und meist von kurzer Dauer sind, werden diese geringer gewichtet.

#### 6.2.1.2 **Ereigniskalibrierung**

Damit das Modell für Ereignisse mit höherem Abfluss zufriedenstellende Ergebnisse liefert, wird es an dem Ereignis mit dem höchsten Abfluss aus der Zeitreihe mit vollständigen Datensätzen (HQ 2015, gemessen am 01.06.2015) kalibriert. Für den höchsten je gemessene Abfluss (1999) stehen keine Niederschlagsdaten zur Verfügung. Für die Kalibrierung des Ereignismodells wird der Zeitabschnitt vom 29.05.2015 bis 06.06.2015 verwendet. Als Simulationsschritt werden 5 Minuten gewählt, um eine möglichst gute Anpassung an das kurzzeitige Ereignis zu erzielen.

Die Niederschlagszeitreihe stammt aus dem RADOLAN Datensatz und liegt einer zeitlichen Auflösung von einer Stunde vor. Aus diesen Rasterdaten des Wetterradars wird eine Niederschlagsreihe mit der mittleren Niederschlagshöhe innerhalb des Einzugsgebietes Simbach berechnet.

Die Gegenüberstellung der gemessenen (Pegelschlüssel gemäß HND) mit der simulierten Ganglinie zeigt eine sehr gute Übereinstimmung für das Ereignis vom 01.06.2015, eine geringere aber für kleinere Abflussscheitel (Abbildung 43). Das Gütemaß für diese Simulation beträgt  $NSE = 0.66$ .

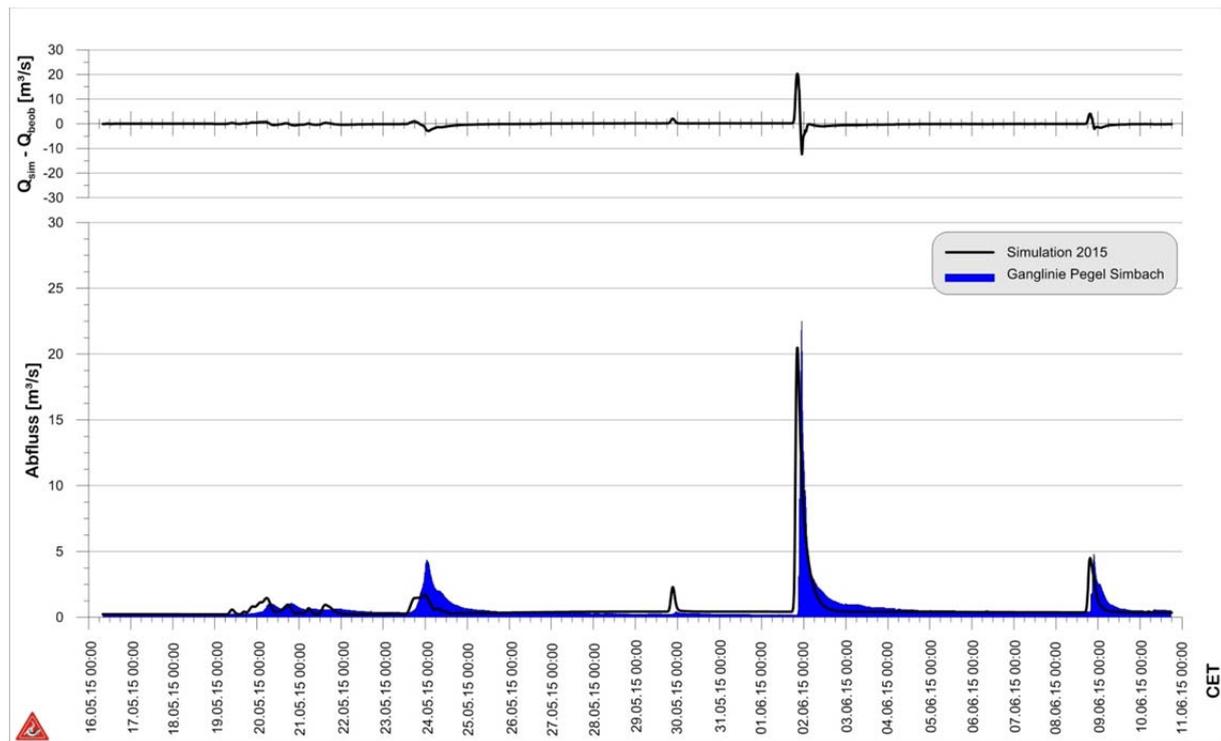


Abbildung 43: Vergleich der gemessenen und simulierten Abflussganglinie im Kalibrierungszeitraum mit dem Ereignis am 01.06.2015

### 6.2.2 Simulation des Ereignisses 2016

Die kalibrierten Parameter des Ereignisses 2015 werden anschließend für die Simulation des Ereignisses 2016 benutzt.

Für die Belastungsbildung werden Radar-Niederschlagsdaten, die an die terrestrischen Niederschlagsstationsdaten angeeicht wurden, verwendet. Die zeitliche Auflösung dieser Daten beträgt für den Ereigniszeitraum 5 Minuten. Damit kann der räumlichen und zeitlichen Variabilität der Niederschlagsintensitäten entsprochen werden. Jedem der 29 Teileinzugsgebiete kann dadurch eine eigene Niederschlagszeitreihe zugeordnet werden. Die Details zur Generierung der Niederschlagszeitreihen für das Modell sind dem Report 180 Band 1 (Hübl, et al., 2017) zu entnehmen. Als Referenz für die Bewertung der simulierten Abflussganglinie werden gemessene Teilbereiche aus der Pegelmessung (im Bereich des ansteigenden und abfallenden Astes) verwendet.

Die Form der simulierten Ganglinie passt relativ gut mit der gemessenen überein, es wird jedoch der Abfluss massiv unterschätzt. Auch ist eine zeitliche Verschiebung des Scheitelwertes offensichtlich (Abbildung 44). Es lässt sich daher feststellen, dass sich mit der ermittelten Kalibrierung das Ereignis (Abflussspitze und Fracht, zeitlicher Verlauf) nicht zufriedenstellend berechnen lässt.

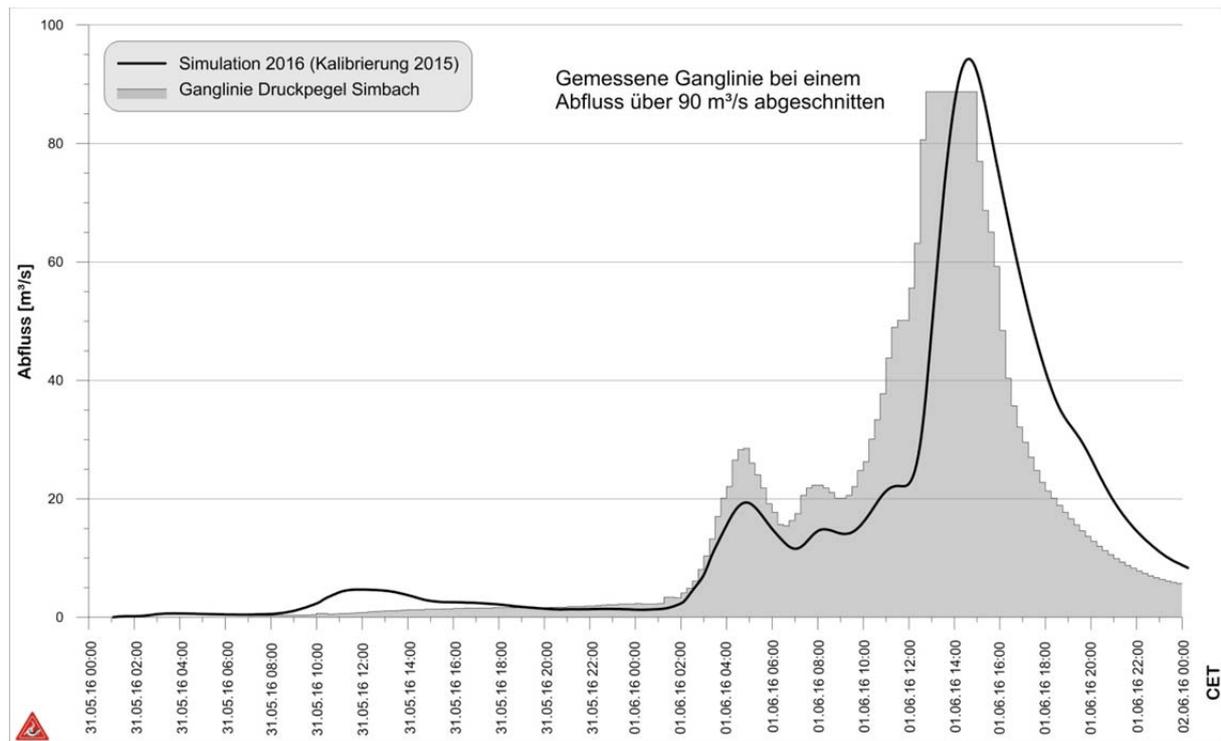


Abbildung 44: Simulierte Ganglinie für 2016 mit den Kalibrierungsparametern von 2015 im Vergleich zur gemessenen Ganglinie (bei  $90 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeschnitten)

#### 6.2.2.1 **Angepasste Kalibrierung für das Ereignis 2016**

Um die Unterschätzung des Abflusses zu korrigieren, werden die Bodenparameter kalibriert. Am sensitivsten reagieren die Parameter Gesamtporenvolumen und  $k_f$ -Wert. Eine Erhöhung des Gesamtporenvolumens führt zwar zu einer größeren Speicherkapazität im Boden, aber gemeinsam mit einer rascheren Abflussreaktion des Interflows überlagern sich die Abflussspitzen des Oberflächenabflusses und Interflows. Eine Erhöhung des  $k_f$ -Wertes steigert die Infiltrationsleistung des Bodens und füllt daher den Bodenspeicher schneller an. Durch diese Kombination erzielt man eine raschere und größere Abflussreaktion.

Um eine bessere zeitliche Anpassung an die gemessene Ganglinie (Ganglinie Pegel) zu erhalten, werden die Systemvariablen erneut parametrisiert, speziell im Hinblick auf die zu lange dauernde Anstiegszeit des Hochwassers. Dies kann nur über die Änderung der Retentionskonstanten (Werte zwischen 0 und 1) erfolgen, die die Verweildauer des Wassers in den Speichern des Modells (natürlicher Oberflächenabfluss, Interflow, Basisabfluss und versiegelter Oberflächenabfluss) festlegt. Je kürzer diese Dauer ist (Retentionskonstante  $\sim 1$ ) desto schneller entleert sich der Speicher. Die beste Anpassung erhält man, wenn der Oberflächenabfluss sehr rasch reagiert (Retentionskonstante nahe 1), dem versiegelten Oberflächenabfluss eine etwas längere Verweildauer zugewiesen wird (30 Minuten) und für den Interflow eine Dauer von 2



Stunden gilt. Der Anteil des Basisabflusses ist bei diesem Ereignis sehr gering, so dass die Kalibrierung der Retentionskonstante sich auf den Abfluss kaum auswirkt (Abbildung 45).

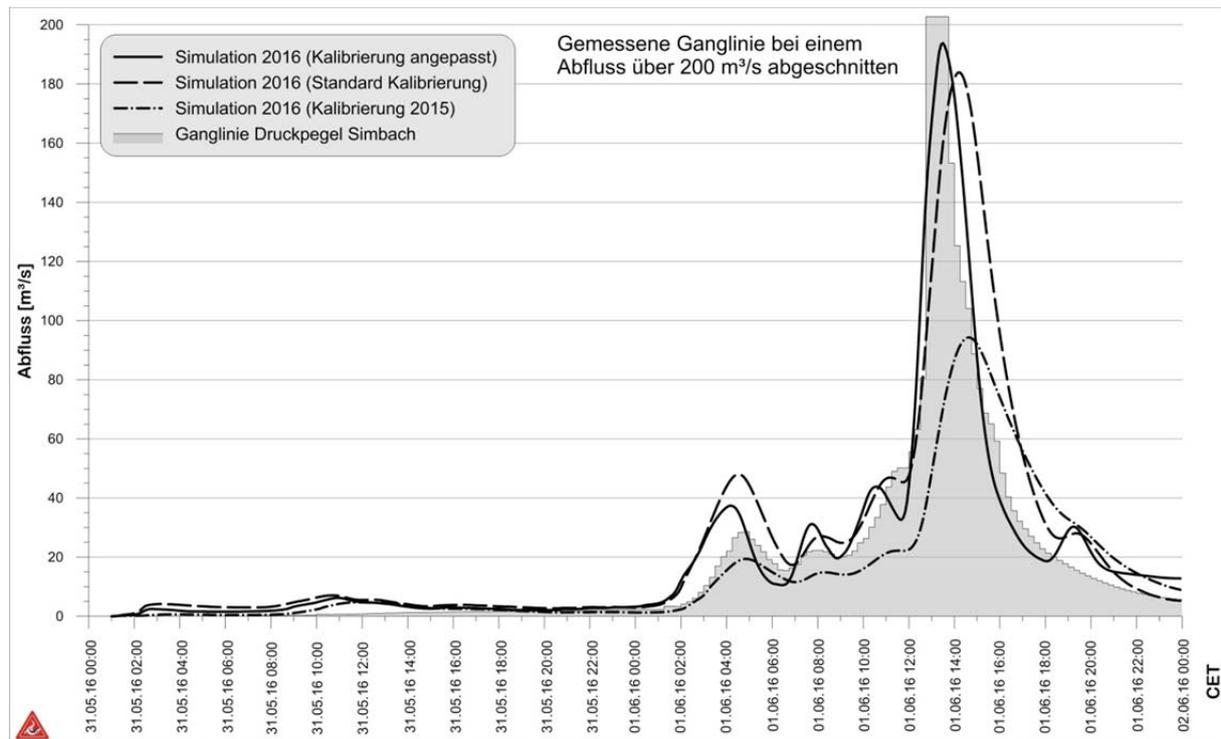


Abbildung 45: Kalibrierung mit Standardwerten und mit angepassten Werten der Retentionskonstanten, sowie das Simulationsergebnis mit den Kalibrierungsparametern 2015

Im Gegensatz zum Ereignis 2016 mit sehr kurzer Reaktionszeit haben bei der Langzeitkalibrierung lange Retentionszeiten zum besten Ergebnis geführt. Die für die unterschiedlichen Simulationen verwendeten Kalibrierungsparameter sind in Tabelle 14 zusammengestellt.

Tabelle 14: Kalibrierparameter, Vergleich der Kalibrierungen

Parameter	Startwerte	Eichfaktor Langzeitkalibrierung	Eichfaktor Kalibrierung Ereignis 2015	Eichfaktor Kalibrierung Ereignis 2016
Retentionszeit natürlicher Oberflächenabfluss	2 [h]	0.5	1.5	0
Retentionszeit Interflow	25 [h]	4	1	0.1
Retentionszeit Basisabfluss	5000 [h]	3.4	0.2	1
Retentionszeit versiegelter Oberflächenabfluss	1 [h]	4	0.5	0.5



vertikale Leitfähigkeit	wird von NASIM definiert	4	1	0.1
maximale Infiltration	wird von NASIM definiert	1.5	1	1
Versiegelung	entspricht Landnutzung	0.7	1	1
kf-Wert	abhängig von Bodenart (Tabelle 10)	-	-	1.3
Gesamtporenvolumen	abhängig von Bodenart (Tabelle 10)	-	-	1.3

### 6.2.2.2 Ergebnis der hydrologischen Modellierung

Mit dieser Parameterwahl kann das Ereignis zufriedenstellend simuliert werden. Als Beurteilungskriterien werden der ansteigende und abfallende Ast der gemessenen Ganglinie und die ermittelte Abflussfracht zusammen mit weiteren qualitativen Wasserstandsangaben aus der Ereignisdokumentation herangezogen. Die Abflussspitze von rund 190 m<sup>3</sup>/s wird am 1.6.2016 um 13:30 erreicht, die Abflussfracht liegt etwa bei 3.4 Mio m<sup>3</sup> (Abbildung 46).

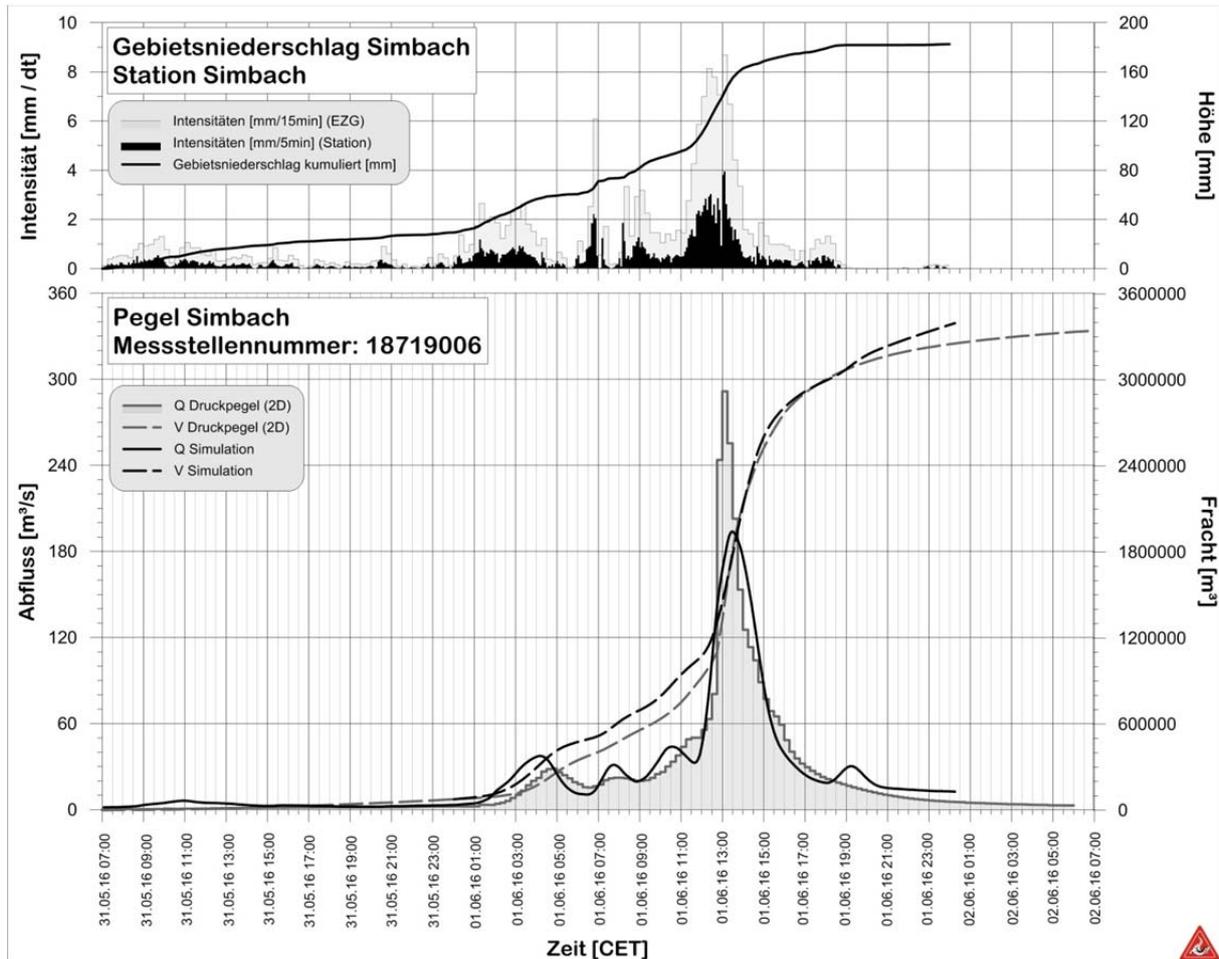


Abbildung 46: Simulierte Ganglinie und Abflussfracht für den 1. Juni 2016



Um die Überlagerung der Abflüsse aus den Teileinzugsgebieten und somit den Aufbau der Hochwasserwelle entlang der Gerinne des Antersdorfer- und Kirchbergerbaches zu verfolgen, werden an Knoten des Flussgebietsmodells die Ganglinien ausgelesen. Die Knoten sind am Zusammenfluss größerer Teileinzugsgebiete mit dem jeweiligen Vorfluter situiert (Abbildung 47). Auffällig ist der Anstieg der Ganglinie bei Zufluss des Teileinzugsgebiets 20. Das liegt lediglich daran, dass an diesem Knoten noch weitere 4 Teileinzugsgebiete an das TEZG 20 angebunden sind und somit insgesamt eine Fläche von 5.9 km<sup>2</sup> berücksichtigt wird.

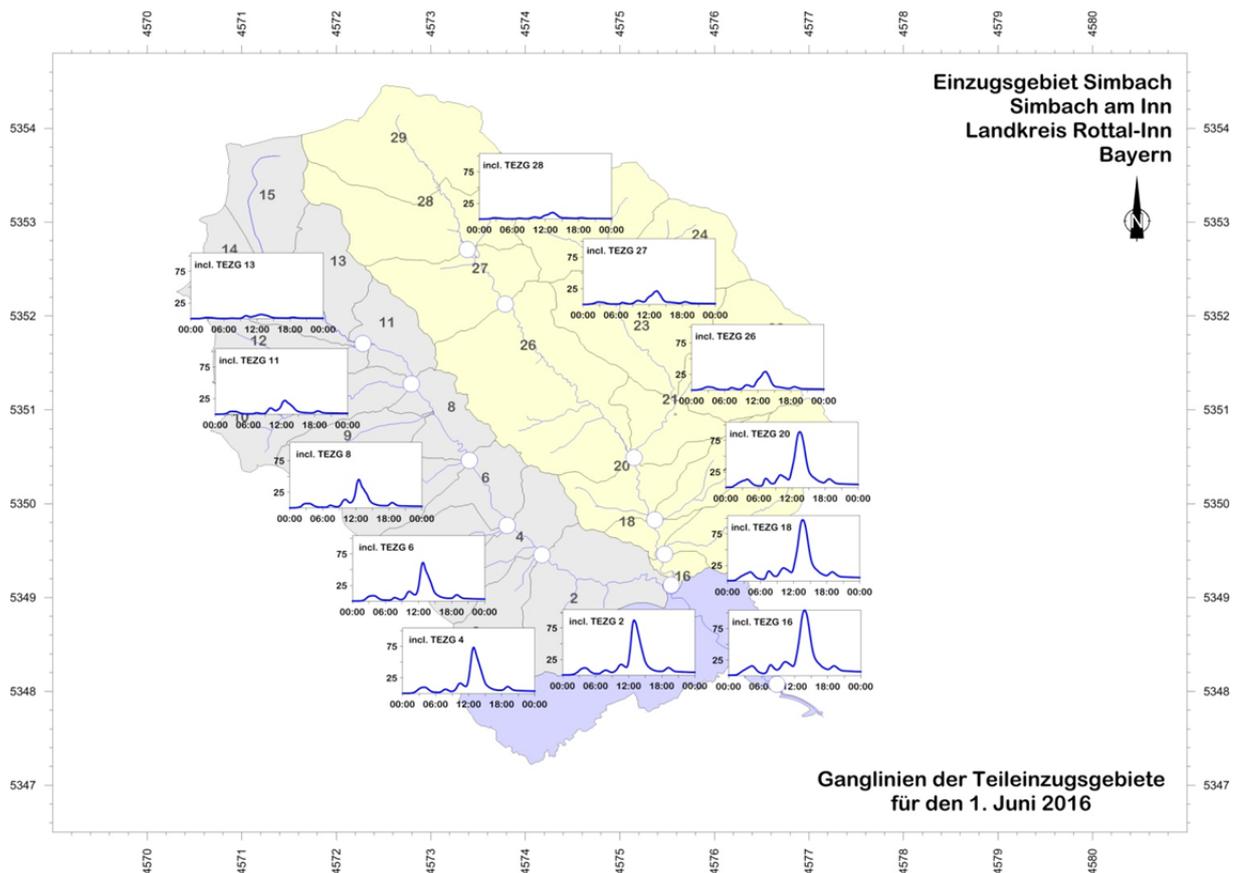


Abbildung 47: Ganglinien der Teileinzugsgebiete des Antersdorfer- und Kirchbergerbaches an ausgewählten Knoten für das Ereignis 2016

Vergleicht man die Abflussfrachten der einzelnen Abflussanteile aus den Teileinzugsgebieten, findet in allen eine ähnliche Abflussaufteilung statt. Der natürliche Oberflächenabfluss dominiert und nimmt im Durchschnitt ca. 60 % des Abflussvolumens ein. Der Anteil des Interflow beträgt rund 25 %, der des versiegelten Oberflächenabflusses ca. 14 %. Bezogen auf den Flächenanteil der versiegelten Fläche ist das erstaunlich viel. Bedenkt man allerdings, dass fast kein Niederschlag, der auf versiegelte Fläche fällt (exklusive Interzeption), gespeichert wird, ist dieser Anteil realistisch, denn innerhalb der 48 Stunden Simulationsdauer kommen auch geringere

Niederschlagsintensitäten vor, die im Boden gespeichert werden jedoch von der versiegelten Fläche direkt abfließen.

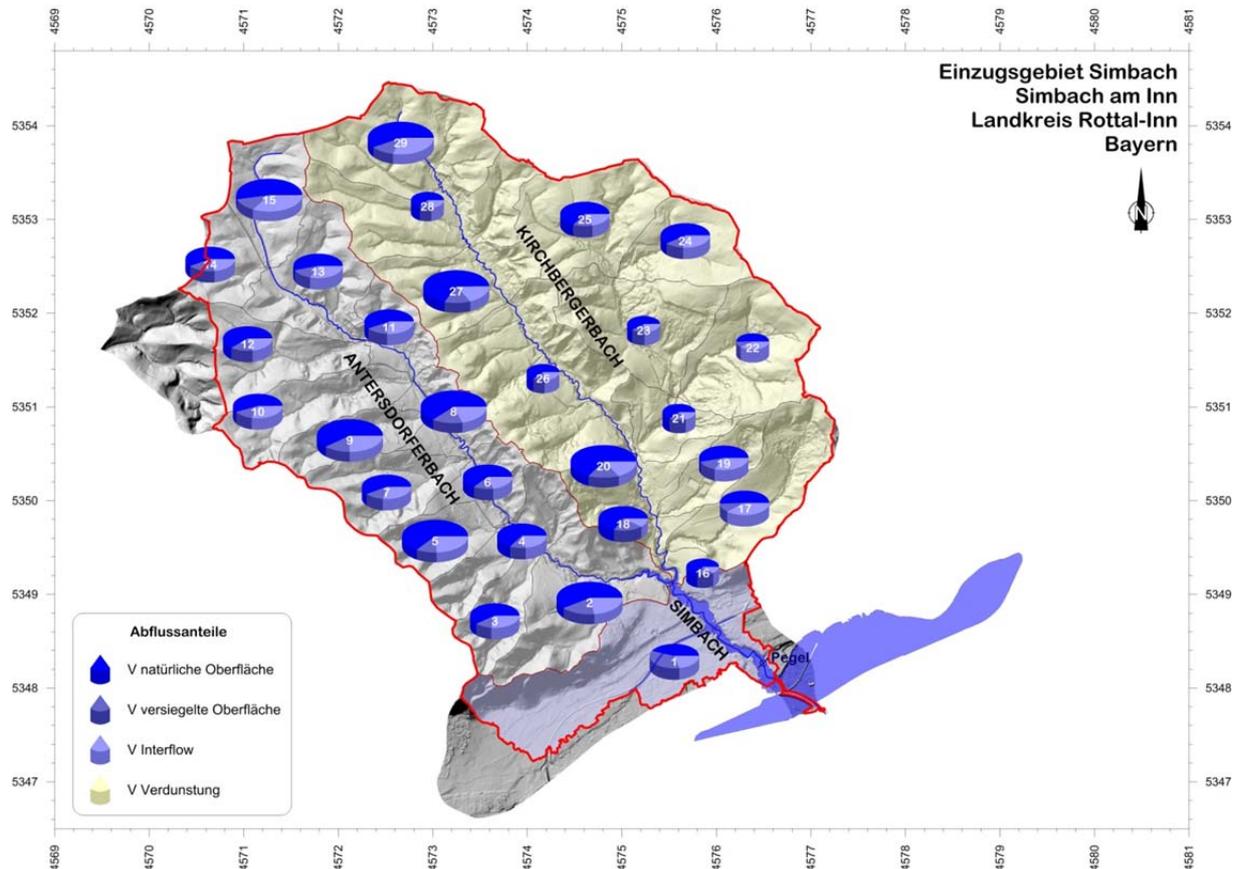


Abbildung 48: Abflussbildung: Aufteilung der Abflussanteile entsprechend der NASIM Simulation für das Ereignis 2016

### 6.2.2.3 Zuflussganglinien für das hydraulische Modell

Die vom hydrologischen Modell simulierte Ganglinie entspricht nicht der beim *Ereignis 2016* aufgezeichneten Ganglinie am Pegel, da die im Ortsbereich von Simbach wesentlichen hydraulischen Einflüsse nicht berücksichtigt sind. Die hydrologischen Simulationsergebnisse der Zubringer dienen nur als Eingangswerte für das hydraulische Modell, mit dem die Situation im Ortsbereich analysiert werden soll. Das hydraulische Modell benötigt die Zuflussganglinien des Antersdorfer- und Kirchbergerbaches im Bereich des Zusammenflusses (Simbach hm 25) der beiden Zubringer (Abbildung 49).

Die etwas schnellere Abflussreaktion des Antersdorferbaches im Vergleich zum Kirchbergerbach kann durch die unterschiedliche Topographie erklärt werden. Das mittlere Geländegefälle des Antersdorferbaches liegt bei 27.5 %, die des Kirchbergerbaches bei 23.8 %, das durchschnittliche Gerinnegefälle ist in etwa gleich.

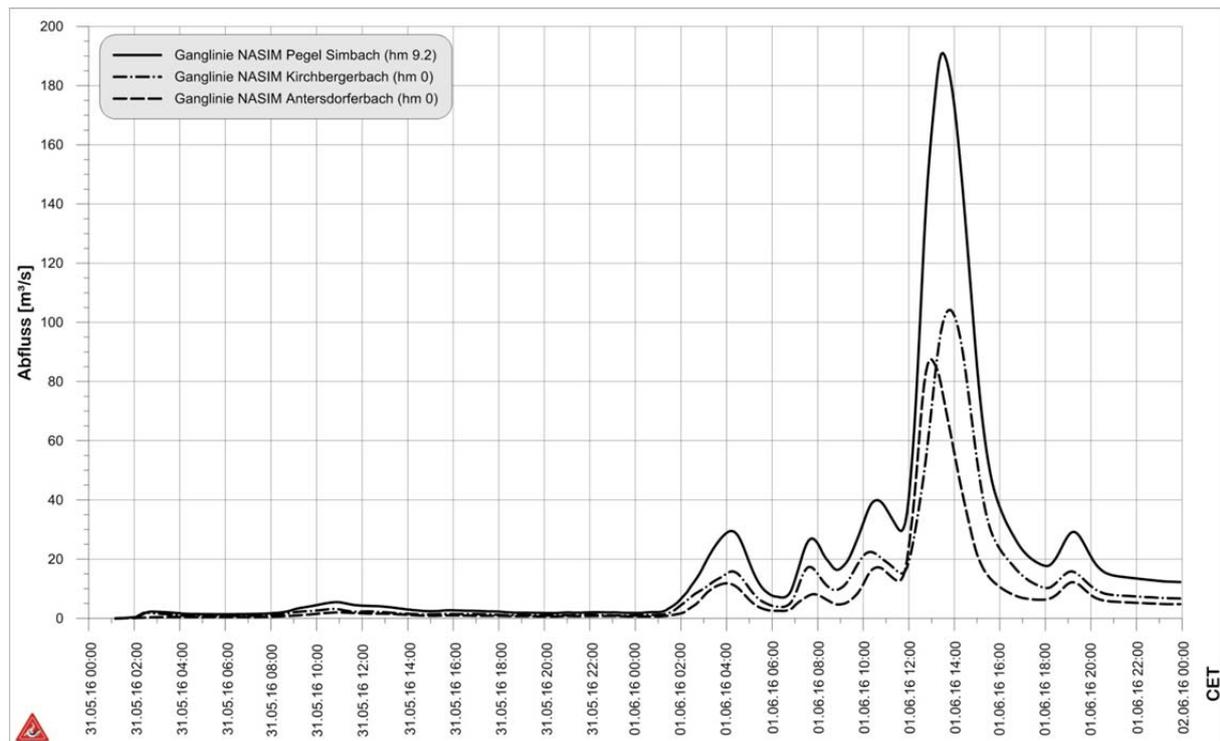


Abbildung 49: Simulierte Abflussganglinien für die Zubringer Antersdorferbach, Kirchbergerbach an der Mündung und für den Simbach bei hm 25 (Zusammenfluss der beiden Zubringer)

## 6.3 Plausibilisierung der Simulationsergebnisse

### 6.3.1 Vergleich mit dem SCS-Verfahren (EGL- Modell)

Zur Plausibilisierung wird das Ereignis mit dem in der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung als Standardverfahren verwendeten modifizierten Einheitsganglinienverfahren auf Basis des SCS-Verfahrens herangezogen. Die Umsetzung erfolgt über das Excel Programm EGL-X. Es wird auf ein bereits lauffähiges Modell zurückgegriffen, das vom Auftraggeber übermittelt wurde und ursprünglich für die Berechnung eines 100-jährlichen Bemessungsabflusses für den Simbach erstellt wurde.

Das Einzugsgebiet Simbach wird in zwei Teileinzugsgebiete unterteilt. Die für die Teileinzugsgebiete angewendeten Parameterwerte (Fläche, Gerinnelänge, mittleres Geländegefälle, CN, Anfangsverlust) sind in Tabelle 15 zusammengestellt. Der Abflussbeiwert wird als zeitlich konstant angenommen. Der 100-jährliche Bemessungsniederschlag stammt aus dem KOSTRA Atlas und geht als Blockregen in das Modell ein. Als Ereignisniederschlag wird die Zeitreihe der DWD-Station Simbach mit einer zeitlichen Auflösung von 5 Minuten verwendet.



Tabelle 15: EGL – Eingangswerte (WWA Deggendorf)

Parameter	TEZG 1	TEZG 2
Einzugsgebietsgröße [km <sup>2</sup> ]	20.15	13.20
Gerinnelänge [km]	9.14	8.26
Mittleres Geländegefälle [%]	14.1	17.7
CN [-]	61	63
SCS Anfangsverlust [% S]	5	5

Das EGL Modell berechnet die der „Hauptwelle“ vorausgehenden Abflussspitzen verspätet und überschätzt die dabei gemessenen Abflüsse. Die „Hauptwelle“ selbst wird verspätet und mit einem Scheitelwert von knapp 100 m<sup>3</sup>/s berechnet (Abbildung 50). Die Abflussfracht wird für die Simulationsdauer (31.5.2016 00:00 - 2.6.2016 00:00) mit 3.10 Mio m<sup>3</sup> bestimmt.

Zum Vergleich wird auch der Abfluss eines Ereignisses mit einem 100-jährlichen Niederschlag berechnet. Die mit EGL-X daraus berechnete Abflussganglinie erreicht eine Abflussspitze von 40 m<sup>3</sup>/s (Abbildung 50). Die Ergebnisanfanglinie für das Ereignis 2016 wies mit ca. 190 m<sup>3</sup>/s einen fast 5 mal so hohen Abflussscheitel auf.

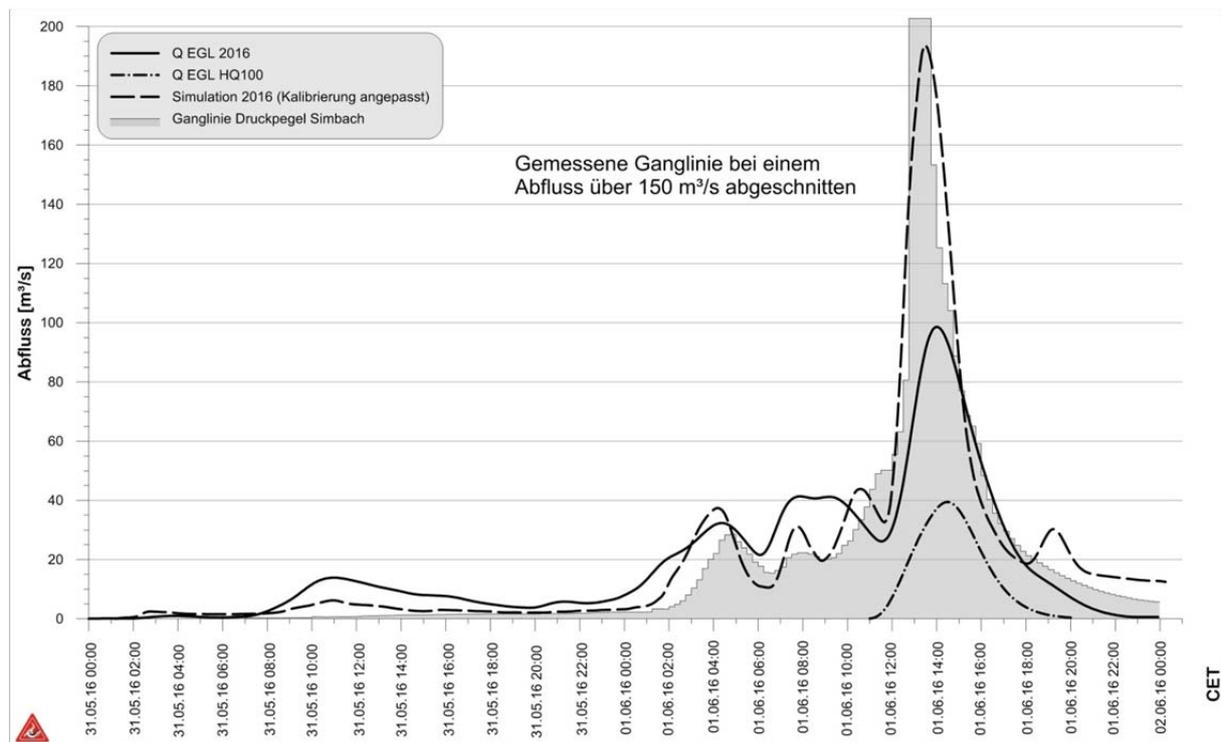


Abbildung 50: Abflussganglinien am Pegel Simbach gerechnet mit dem EGL Modell für das Ereignis 2016 und für das HQ<sub>100</sub> mit dem 100 jährlichen KOSTRA Niederschlag als Eingangsgröße. Vergleichend dazu die Ereignisanfanglinie aus NASIM und die gemessenen Abflüsse am Pegel für das Ereignis 2016



### 6.3.2 Vergleich mit der rekonstruierten Ganglinie

Der Vergleich der simulierten Ganglinie mit der rekonstruierten Ganglinie (Kapitel 0) zeigt, dass die simulierte die anfängliche Retentionswirkung durch die verschiedenen Speicher nicht wiedergibt. Der Scheitelabfluss ist in etwa gleich im Bereich zwischen 190 und 210 m<sup>3</sup>/s, wobei dieser in der Simulation rund 1 Stunde später erreicht wird. Der absteigende Ast der simulierten Ganglinie ist steiler und durch das rasche Entleeren der Speicher bedingt.

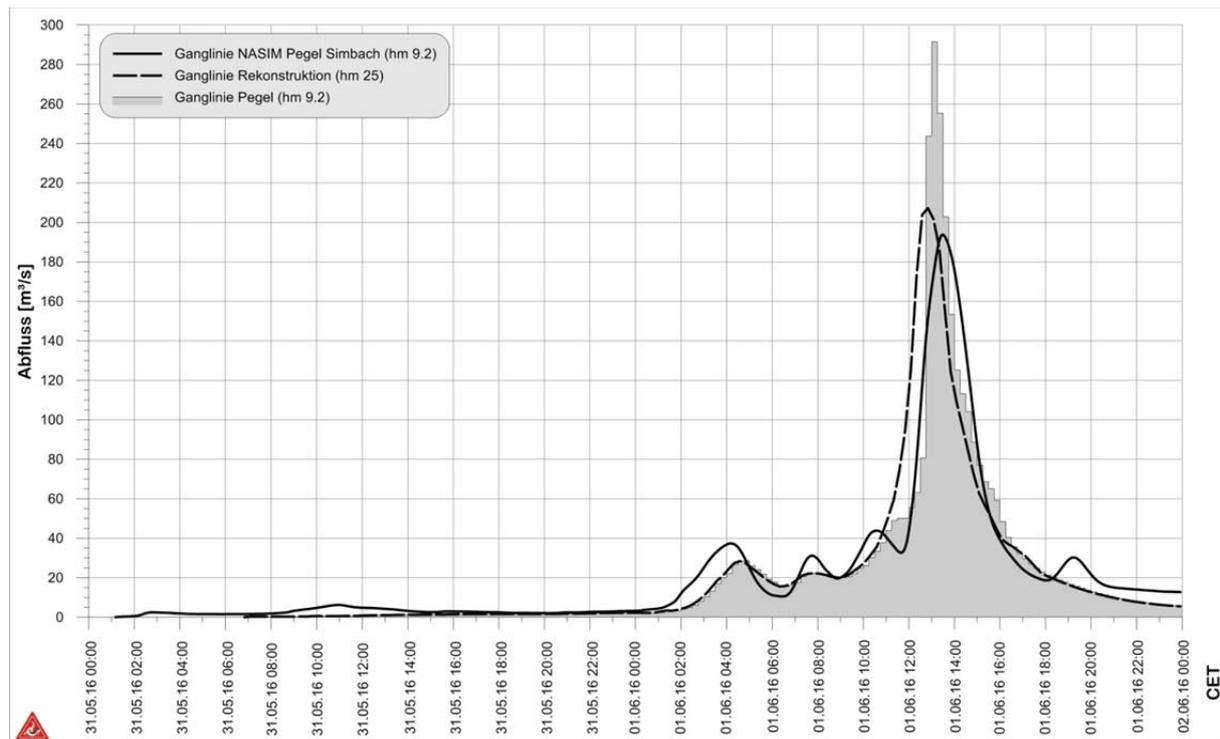


Abbildung 51: Vergleich der mit NASIM simulierten Ganglinie mit der rekonstruierten Ganglinie am Simbach bei hm 25 und dem gemessenen Abfluss am Pegel bei hm 9.2

### 6.3.3 Analyse der Abflussbeiwerte

Die Abflussbeiwerte werden von den höchsten gemessenen Abflüssen pro Jahr seit 2005 berechnet. Die Jahreshöchstabflüsse liegen zwischen 5.2 und 22.5 m<sup>3</sup>/s. Sechs Ereignisse weisen einen Abflussscheitel kleiner 10 m<sup>3</sup>/s und drei Ereignisse einen größer als 15 m<sup>3</sup>/s auf. Aufgrund nicht plausibler Niederschlagswerte (DWD-Station Simbach) können die Ereignisse von 2005 und 2007 nicht berücksichtigt werden, sodass für die Auswertung 9 Ereignisse berücksichtigt werden. Diese sind sowohl auf kurze (konvektive) Niederschlagsereignisse als auch Ereignisse von lang anhaltendem (advektiven) Regen zurückzuführen.

Die Abflussbeiwerte der ausgewählten Ereignisse liegen zwischen 0.1 und 0.68. Die große Spannweite zeugt von einer hohen hydrologischen Variabilität des Einzugsge-



bietet. Ein Zusammenhang zwischen Scheitelwert und Abflussbeiwert kann nicht festgestellt werden.

Das Ereignis 2016 weist einen grundsätzlich hohen Gesamt-Abflussbeiwert von 0.59 auf. Verglichen mit den Abflussbeiwerten aus den anderen Jahren ist dieser Wert plausibel und befindet sich im oberen Bereich der kalkulierten Abflussbeiwerte.

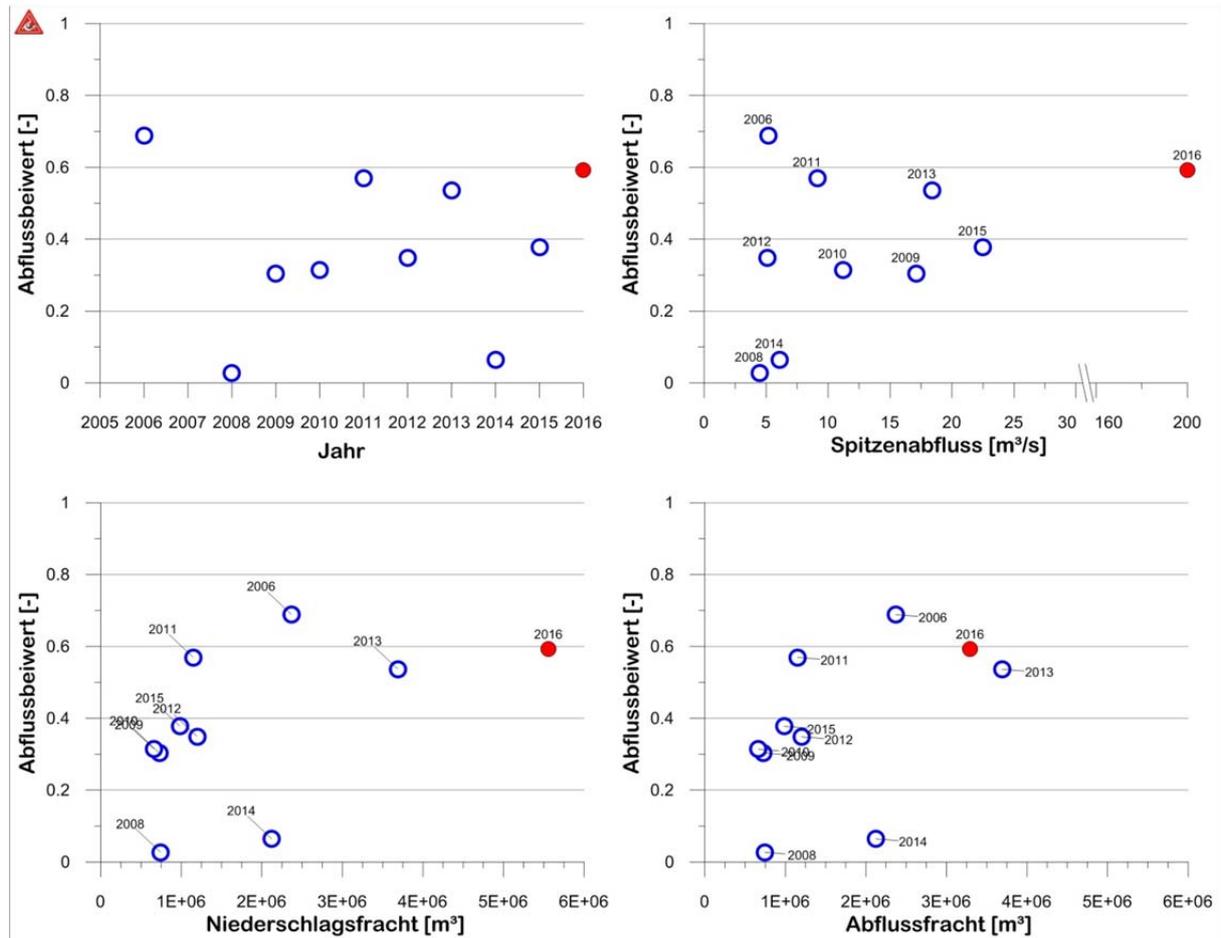


Abbildung 52: Abflussbeiwerte von gemessenen Ereignissen (2005-2016) am Simbach

### 6.3.4 Vergleich mit rückgerechneten Abflüssen

Im Rahmen der Ereignisdokumentation wurden Querprofile mit deutlichen Anschlagmarken des Hochwasserabflusses in den Gerinnen aufgenommen, um an diesen Stellen den Ereignisabfluss abschätzen zu können. Zwei davon finden sich am Kirchbergerbach und eines am Antersdorferbach (Abbildung 53). Eine Darstellung der Querprofile und eine Beschreibung der Berechnungsmethode, sowie der Ergebnisse sind im Report 180, Band 1 enthalten (Hübl, et al., 2017).

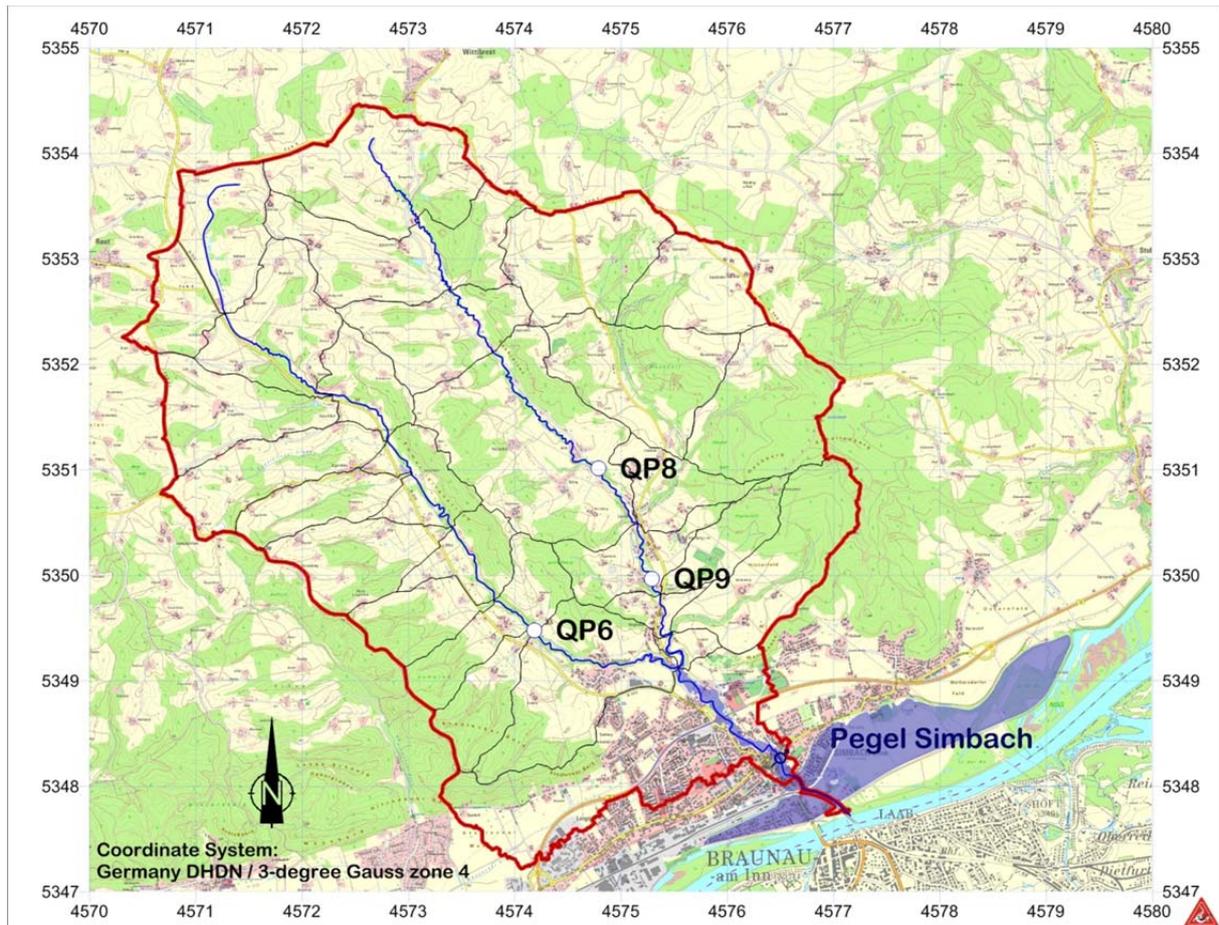


Abbildung 53: Lage der Querprofile mit aufgenommenen Wasserspiegellagen zur Berechnung des Abflusses

Zur Überprüfung der Plausibilität der Ergebnisse des hydrologischen Modells mit dem Ereignis 2016 werden die Ergebnisse aus dem NASIM-Modell mit den rückgerechneten Abflüssen verglichen. Diese stellen den Abfluss zum höchsten Wasserstand dar und sind aufgrund der verwendeten Parameter mit Unsicherheiten behaftet. Daher wird nur ein Bereich angegeben, innerhalb dessen der tatsächliche Abfluss wahrscheinlich liegt (Tabelle 16). Diesem Bereich wird der an dieser Stelle simulierte Abfluss gegenübergestellt. Dieser ist an allen Querprofilen deutlich kleiner als der aus den Profilen rückgerechnete Abfluss.

Tabelle 16: Vergleich der maximalen Abflüsse berechnet aus Querprofilen mit Wasserspiegelfixierung und der Simulation

Querprofil	Q dokumentiert [m <sup>3</sup> /s]	Q simuliert [m <sup>3</sup> /s]
QP 6	70 - 80	74.5
QP 9	80 - 100	89
QP 8	40 - 50	30



## **6.4 Schlussfolgerung**

Das Ereignis 2016 am Simbach zeigt eine außergewöhnlich rasche und hohe Abflussreaktion, die nur durch ein Zusammentreffen mehrerer hydrologisch ungünstiger meteorologischer und gebietsspezifischer Gegebenheiten verursacht werden kann.

### **6.4.1 Räumlicher und zeitlicher Niederschlagsverlauf**

Die Zugrichtung der Schauerzelle verläuft von Nord nach Süd, sodass zuerst die oberen Teile des Einzugsgebietes betroffen werden und später die südlich gelegenen Teile. Ab 12:30 werden alle Teileinzugsgebiete überregnet (vgl. (Hübl, et al., 2017) Abbildung 13). Aus dieser räumlichen Verteilung des Niederschlags resultiert eine hydrologisch ungünstige Überlagerung der Abflüsse aus den Zubringern mit der Welle des Hauptastes entlang des gesamten Gerinneverlaufs.

Abflusserhöhend wirkt sich zusätzlich der zeitliche Niederschlagsverlauf aus (vgl. (Hübl, et al., 2017), Abbildung 10). Durch den endbetonten Niederschlag treten die höchsten Niederschlagsintensitäten bei bereits vorverfülltem Bodenspeicher auf und vergrößern die Abflussbereitschaft, unabhängig von der Nutzungsart.

### **6.4.2 Gebietseigenschaften**

Je größer die Gerinnenetzdichte, umso schneller fällt die Abflussreaktion aus. Das Einzugsgebiet des Simbachs zeigt eine relativ hohe Gerinnetzdichte, die auf die geologische Situation zurückzuführen ist. Die Böden weisen einen hohen Ton- und Schluffanteil auf, der eine rasche Infiltration des Niederschlages in den Boden behindert. Obwohl das Einzugsgebiet einen hohen Waldanteil aufweist, ist dessen abflussmindernde Wirkung beschränkt, da er eher auf steileren Gerinnehängen stockt. Abflussfördernd wirken hingegen Grünland und Ackerflächen in Kuppenlagen. Auch die Situation, dass das Ereignis im Juni und somit bei geringer Bodenbedeckung auf Ackerflächen auftrat, vergrößerte die Abflussbereitschaft. Auf diesen konnte sich dadurch eine Unzahl von Rinnen ausbilden, die das Gerinnenetz vergrößerten und zu einem rascheren Abfluss beitrugen. Ebenso wirken Wege und Straßen, die mit Oberflächenabfluss dotiert werden, als Vorfluter und verkürzen die Anstiegszeit einer Hochwasserwelle.

Im Oberboden kann sich, ähnlich dem Gerinnenetz an der Bodenoberfläche, ein zusammenhängendes Gerinnenetz über einer Aquifuge ausbilden, in dem sehr hohe Fließgeschwindigkeiten auftreten können (Beven, 2001). Dieses Phänomen wird von (Meerveld & McDonnell, 2006) mit der Fill and Spill Hypothese erklärt. (McDonnell, 2013) geht davon aus, dass dieser Effekt auch an der Oberfläche bei Starkregener-



eignissen nach Auffüllen von Muldenlagen auftreten kann (Abbildung 54). Die dabei auftretenden höheren Fließgeschwindigkeiten verkürzen die Abflusskonzentration und erhöhen den Scheitelabfluss.



Abbildung 54: Ausbildung eines Feingerinnenetzes auf den Ackerflächen und Abfuhr des Abflusses über das Wegenetz (Fotos: Franke Gerhard; Tann; 1.6.2016)

Niederschläge mit hoher Intensität verschlämmen durch Erosion von feinen Bodenpartikeln die Bodenporen, dichten dadurch den Boden ab und verringern die hydraulische Durchlässigkeit (Niehoff, Fritsch, & Bronstert, 2002). Die im Einzugsgebiet vorherrschenden Bodenarten weisen einen hohen Anteil an Schluffen und Tonen auf und sind daher besonders anfällig für eine Oberflächenverschlammung.

### 6.4.3 Zusammenfassende Beurteilung

Das allgemeine hydrologische Verhalten kann durch das gewählte NA Modell zufriedenstellend wiedergegeben werden, zeigt jedoch Schwächen in der Simulation von Extremereignissen, da für diese die Modellparameter nicht mit den kalibrierten Werten aus längeren Zeitreihen übereinstimmen. Dies ist einerseits darauf zurückzuführen, dass in der vorliegenden Abflusszeitreihe keine großen Hochwässer enthalten sind, andererseits sich die Gebietseigenschaften während des Ereignisses ändern. Das Einzugsgebiet des Simbachs zeigt eine relativ große Disposition für eine rasche und große Abflussreaktion, die auf die vorhandenen Bodenarten, die Landnutzung und das dichte Gerinnenetz zurückzuführen ist. Vergleicht man die aufgetretene Abflussspende von  $6600 \text{ l/s.km}^2$  mit den von Wundt (1953) zusammengestellten Abflussspenden, liegt dieses Ereignis deutlich über der von Wundt ermittelten 90 % Kurve, aber noch weit unter den gemessenen Spitzenwerten (Abbildung 55).

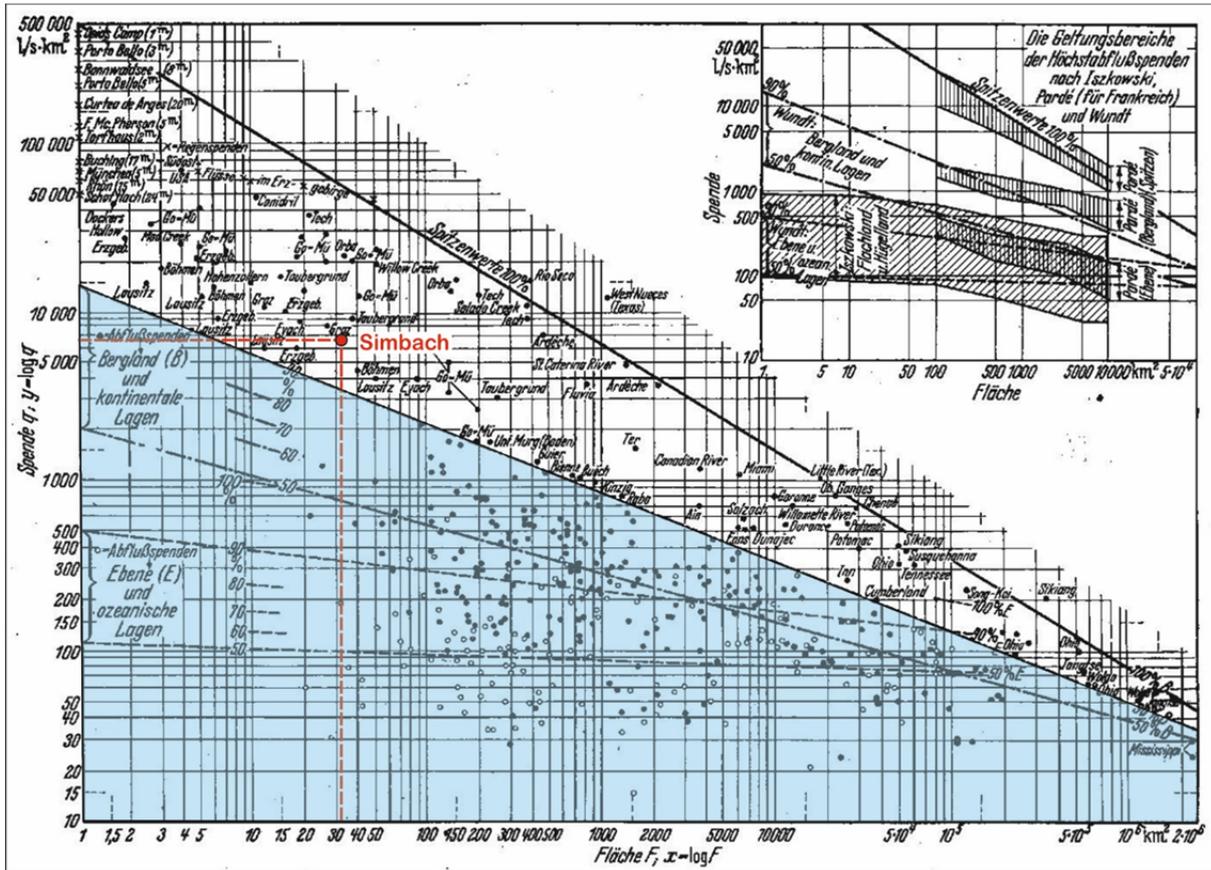


Abbildung 55: Höchstabfluss-Spenden der letzten Jahrzehnte (Wundt, 1953 (S. 222) im Vergleich zum Scheitelabfluss des Ereignisses Juni 2016

### 6.5 Zusammenstellung Kennwerte

Tabelle 17: Kennwerte Ereignis 2016

Einzugsgebietsfläche	[km <sup>2</sup> ]	30.3	
Gebietsniederschlag	[mm]	183.4	31.5.2016 00:00-2.6.16 00:00
Gebietsniederschlag	[m <sup>3</sup> ]	5.56 Mio.	31.5.2016 00:00-2.6.16 00:00
Scheitelabfluss Pegel Simbach gemessen	[m <sup>3</sup> /s]	292 (280 – 300)	
Scheitelabfluss Pegel Simbach ohne Bauwerksversagen	[m <sup>3</sup> /s]	190	Bandbreite aus unabhängigen Methoden: 185 bis 210
Abflusshöhe	[mm]	107.8	31.5.2016 07:00-2.6.16 00:00
Abflussfracht	[m <sup>3</sup> ]	3.25 Mio	31.5.2016 07:00-2.6.16 00:00
Abflussspende	[m <sup>3</sup> /s.km <sup>2</sup> ]	6.7	
Gesamtabflussbeiwert	[-]	0.59	
Scheitelabfluss Antersdorferbach	[m <sup>3</sup> /s]	87.5	
Scheitelabfluss Kirchbergerbach	[m <sup>3</sup> /s]	104.2	



## 7 Hydraulische Simulation

Für den Schadensraum des Simbachs wird eine zweidimensionale hydraulische Simulation mit dem Programm Hydro\_AS-2D der Firma Hydrotec durchgeführt und anschließend die Ergebnisse mit den beim Ereignis aufgetretenen Überflutungsflächen und -höhen verglichen. Der aus der Niederschlag-Abfluss Simulation erhaltene Hydrograph dient als Input für die hydraulische Simulation. Die Plausibilisierung der Ergebnisse erfolgt durch die bereits dokumentierten Phänomene, wie beispielsweise die erhobenen Hochwasseranschlagmarken, Querprofile, Videos und Fotos. Es werden unterschiedliche Szenarien, Varianten und Netzbereiche simuliert. Für die Rekonstruktion des Hochwasserereignisses am 01.06.2016 mussten viele Faktoren recherchiert und im Modell berücksichtigt werden. So wurde aufgrund der Ereignisdokumentation davon ausgegangen, dass bei dem Ereignis der Durchlass an der Schulstraße und bei der B12 der Fußgängerweg zumindest teilverklaut waren. Wie groß die für den Abfluss noch zur Verfügung stehende Querschnittsfläche war, konnte nicht mehr exakt nachvollzogen werden. Zusätzlich kam es zu einem Dammversagen bei der Schulstraße zwischen 12:37 und 12:52 (~ 12:45) und zu einem Deichversagen in der Ortschaft (Wilhelm-Dieß-Straße) zwischen 12:50 und 13:00. Aus diesem Grund werden unterschiedliche Szenarien die die Teilverklausung der Durchlässe, das Dammversagen an der Schulstraße und das Deichversagen abbilden durchgeführt. Damit wird versucht, das Ereignis so gut wie möglich zu rekonstruieren und Unterschiede zwischen den Szenarien aufzuzeigen.

### 7.1 Grundlagen

Mehrdimensionale Simulationen entsprechen aktuell dem Stand der Technik in der Gefahrenabschätzung und werden zudem vermehrt für die Ereignisanalyse eingesetzt. Allerdings werden für die zweidimensionale hydrodynamische Modellierung - vor allem für die Ereignisanalyse - hohe Ansprüche an die Datengrundlagen für die Kalibrierung und Plausibilisierung gestellt. Die Qualität der Eingangsdaten sowie der vorhandenen Dokumentation sind ausschlaggebend für die Rekonstruktion der Ereignisse. Oftmals ist eine iterative Methodik bei der Netzerstellung und den Simulationen notwendig, um das vergangene Ereignis mit den gewünschten Szenarien abzubilden.



### 7.1.1 Datengrundlage

Die digitalen Geländemodelle und Orthofotos, das zur Verfügung gestellte Simulationsnetz, die terrestrische Vermessung sowie die Resultate der Niederschlag-Abflussanalyse bilden die Grundlage für die zweidimensionale Abflusssimulation.

Das digitale Geländemodell in einer Auflösung von 1 mal 1 Meter wurde vom Landesamt für Umwelt, Bayern (LfU) bereitgestellt. Zur Verbesserung der geodätischen Eingangsdaten wurden im Bereich des Gerinnes 68 Querprofile terrestrisch vermessen.

Zur Plausibilisierung der Ergebnisse werden Fotos, Videos, Zeugenaussagen und aufgenommene Anschlagmarken aus der Ereignisdokumentation herangezogen. Die Eingangshydrographen für die Simulation stammen aus der Niederschlag-Abflusssimulation, welche mit dem Programm NASIM erstellt wurde.

Für den Antersdorferbach wird eine Ganglinie mit einer Abflussspitze von  $87.5 \text{ m}^3/\text{s}$  und für den Kirchbergerbach mit  $104.2 \text{ m}^3/\text{s}$  verwendet. Zusätzlich wird bei hm 13.2 ein Zubringer berücksichtigt mit einer Spitze von  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die Gesamtzeit der Ganglinie beträgt knapp 2 Tage (47 h 40 min). Als Simulationszeitschritt werden 5 Minuten gewählt.

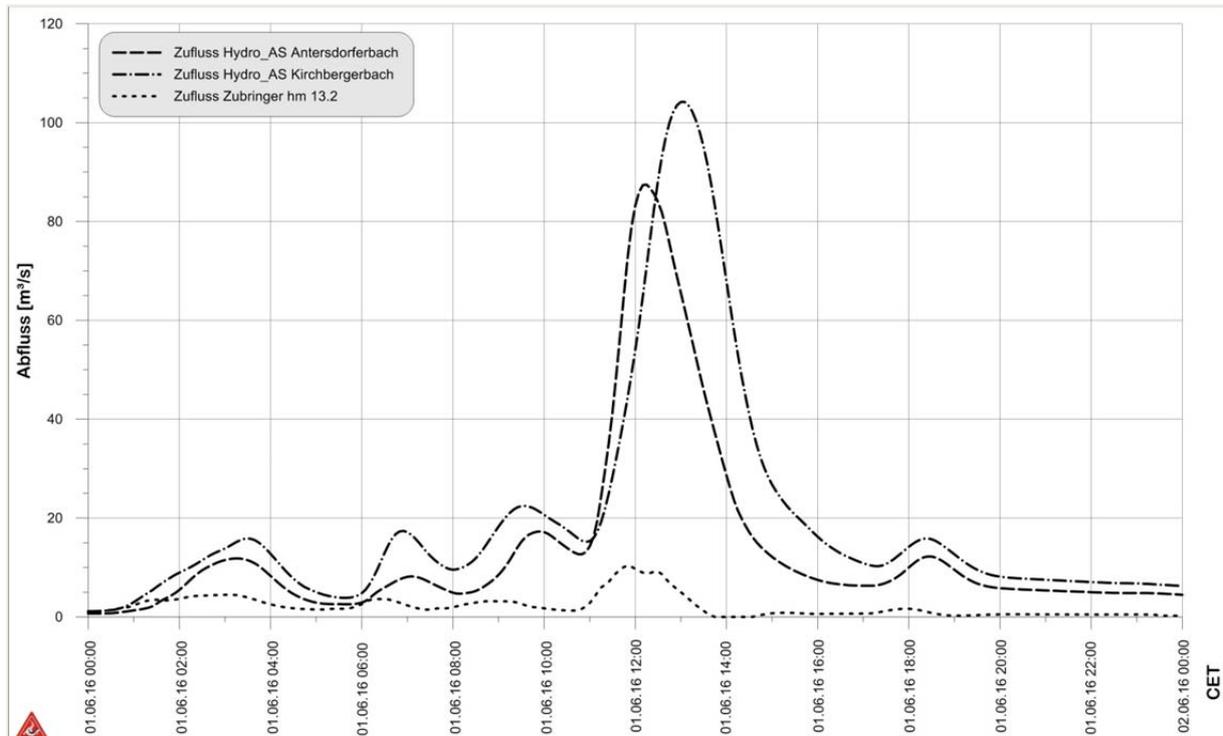


Abbildung 56: Im HYDRO\_AS-2D Modell berücksichtigte Zuflüsse



### **7.1.2 Programmgrundlagen HYDRO\_AS-2D**

Für die zweidimensionale hydraulische Berechnung wird das hydrodynamische-numerische Programm HYDRO\_AS-2D der Firma Hydrotec verwendet. Das Programm ist im deutschsprachigen Raum weit verbreitet und die theoretischen Grundlagen und Lösungsmethoden entsprechen dem Stand der Technik. Das Modell bietet aufgrund des unstrukturierten Netzes, bestehend aus quadratischen sowie dreieckigen Elementformen, eine hohe geometrische Flexibilität und Anpassungsfähigkeit an die vorhandene Topographie. Das Programm ist für zweidimensionale Fragestellungen geeignet, die mittels der tiefengemittelten zweidimensionalen Strömungsgleichung nach Abbott (Flachwassergleichung) lösbar sind. Es ermöglicht die Modellierung von Querschnittseinengungen, Strömung unter Druckabfluss, auftretender Wirbelbildungen und Wechselsprünge. Weitere Vorteile sind die Berücksichtigung von strömendem sowie schießendem Abfluss und die Option der instationären Berechnung. Zudem ist es möglich mehrere Zuläufe zu setzen und somit im Überflutungsbereich Wechselwirkungen und Überschneidungen von Zubringern zu beobachten. Brücken und Durchlässe können in der Geometrie und/oder mittels Randbedingungen abgebildet und berücksichtigt werden.

## **7.2 Methodik Modellerstellung**

Das Modellgebiet für die Analyse des Ereignisses im Juni 2016 wurde anhand der aufgenommenen Überflutungsfläche der Ereignisdokumentation festgelegt. Der modellierte Abschnitt umfasst den Simbach ab den beiden Hauptzubringern Antersdorfer- und Kirchbergerbach.

Das Gerinne wird ab hm 5.0 des Antersdorferbachs und hm 7.0 des Kirchbergerbachs bis zu hm 1.0 des Simbachs kurz vor der Mündung in den Inn betrachtet. Dies entspricht einer Fließstrecke von ca. 2.5 km ab dem Stauraum Schulstraße. Für die Modellerstellung war ein iterativer Prozess mit laufenden Anpassungen notwendig. Abbildung 57 zeigt vereinfacht die Arbeitsschritte, die vom bestehenden Modellnetz bis hin zum erweiterten adaptierten Modell gesetzt wurden.

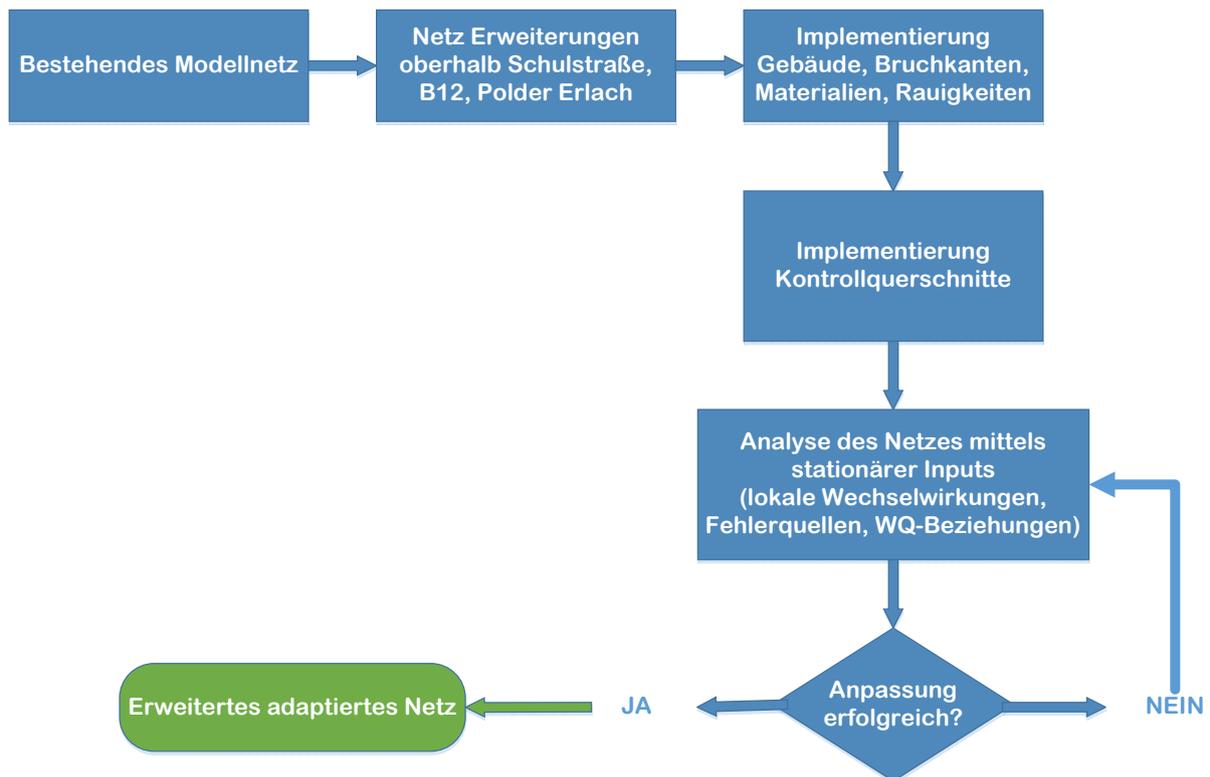


Abbildung 57: Vorgehensweise der Modellerstellung und Anpassung

### 7.2.1 Netzerweiterung und Implementierung von Bruchkanten und Rauigkeiten

Das für die Simulationen generierte Modell wurde auf Basis des vom LfU zur Verfügung gestellten Berechnungsnetzes erstellt. Dieses war ursprünglich für die Ermittlung von Hochwassergefahrenzonen im Zuge der Erstellung von Hochwassergefahren und Risikokarten im Rahmen der Umsetzung der EU Hochwasserrisikomanagement Richtlinie (HWRM-RL) verwendet worden. Aufgrund des Ausmaßes des Hochwassers vom 01.06.2016 war eine Erweiterung des Originalnetzes (Abbildung 58) im Bereich des Polders Erlach, des Polders Simbach sowie in den Bereichen Kirchbergbach, Antersdorferbach und B12 (Abbildung 59) erforderlich.

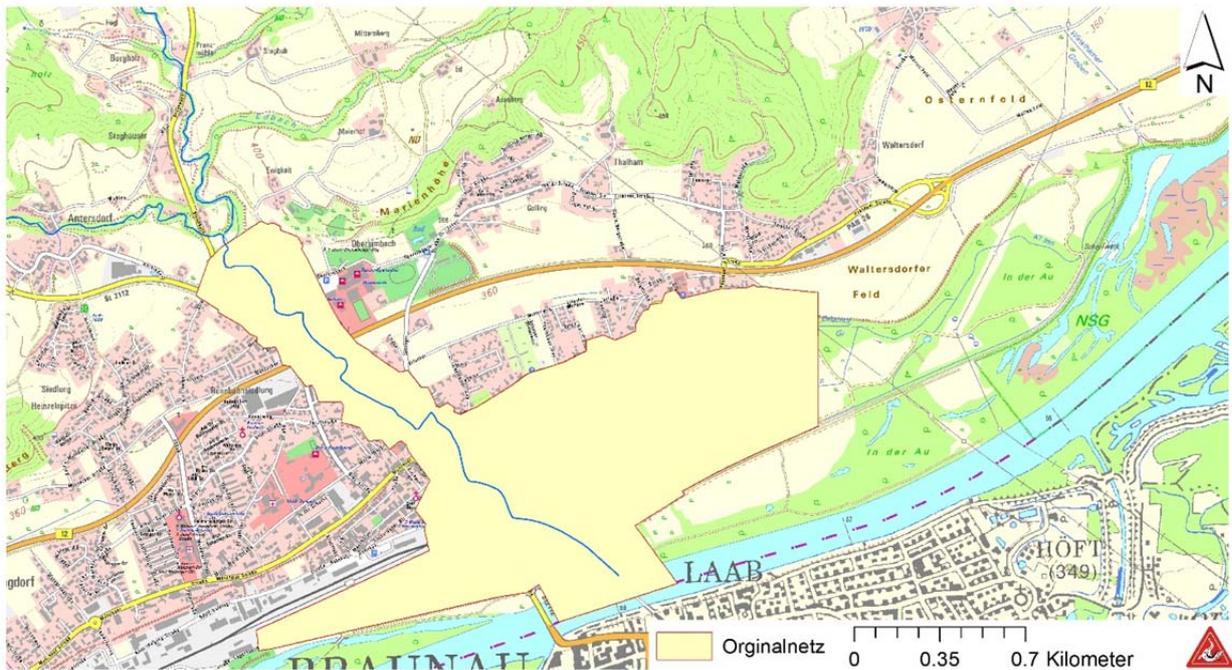


Abbildung 58: Umgrenzung des bestehenden Modellnetzes vor dem Ereignis 2016 (Originalnetz)

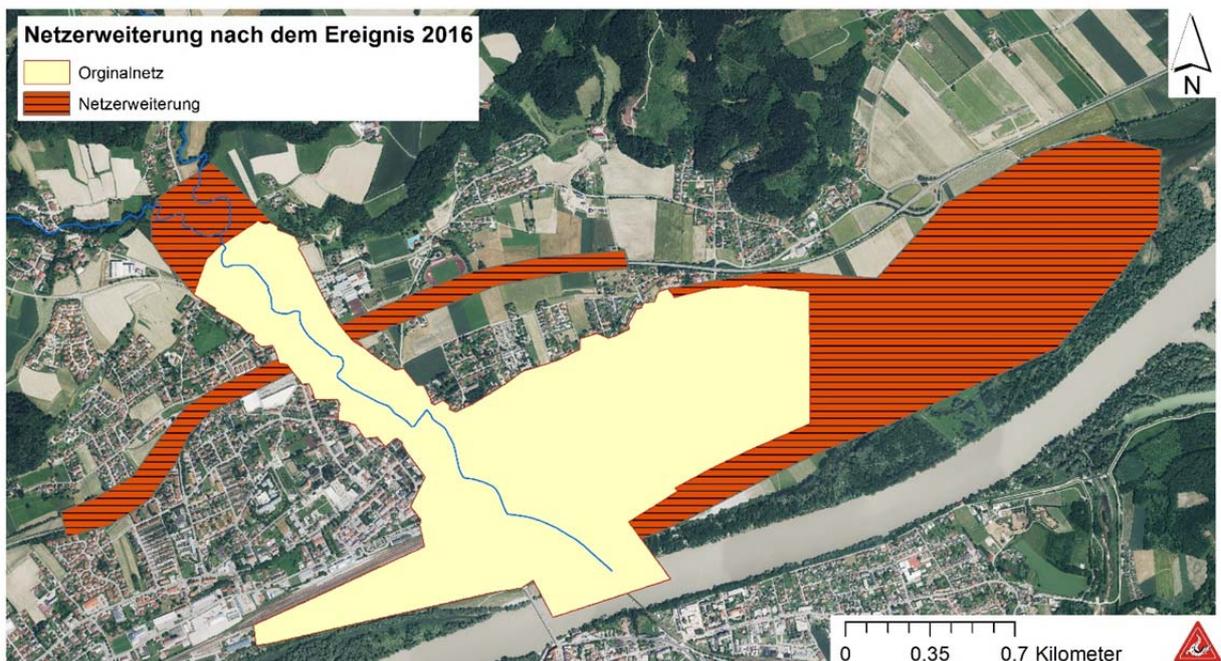


Abbildung 59: Erweitertes Modellnetz zur Analyse des Ereignis 2016

Die Netzerweiterung oberhalb hm 25 des Simbachs war notwendig, da die Schulstraße als Stauraum auch bezüglich des Versagens des Straßendamms betrachtet werden sollte. Hierfür ist es laut Handbuch von Hydrotec (Nujic, 2016) notwendig, den Zufluss bereits rund 300 Meter vor einem zu analysierenden Bereich einzuspeisen, damit sich realistische Fließbedingungen einstellen können.



Der für die Netzerweiterung verwendete Laserscan weist eine Rastergröße von 1 m auf und wurde mit dem Zusatzmodul Laser\_AS ausgedünnt. In diesem Schritt werden zudem relevante Bruchkanten von Gebäuden und Verkehrsflächen implementiert. Die Zuordnung der Materialien und Strickler-Rauigkeiten erfolgt mithilfe von Luftbildern und wird vorerst an die bereits im bestehenden Modell definierten Parameter angepasst. Das Gerinne des Antersdorferbachs und des Kirchbergerbachs wird nicht als Flussschlauch mit rechteckigen Elementen modelliert, da für diese Bereiche keine Vermessung zur Verfügung steht. Die Fließstrecken werden aus dem Geländemodell übernommen und nur die Tiefenlinie kontrolliert.

Im bereitgestellten Netz waren in einigen Bereichen, zum Beispiel unter Brücken im Vorland, die Geländehöhen zu korrigieren. Diese Fehlerquellen entstehen durch eine unzureichende Filterung bei der Erstellung des Geländemodells und waren im ursprünglichen Modellnetz nicht bereinigt worden. Eine Anpassung dieser Ungenauigkeit erfolgte unter anderem an der B12 (Abbildung 60) und beim Bahndamm.

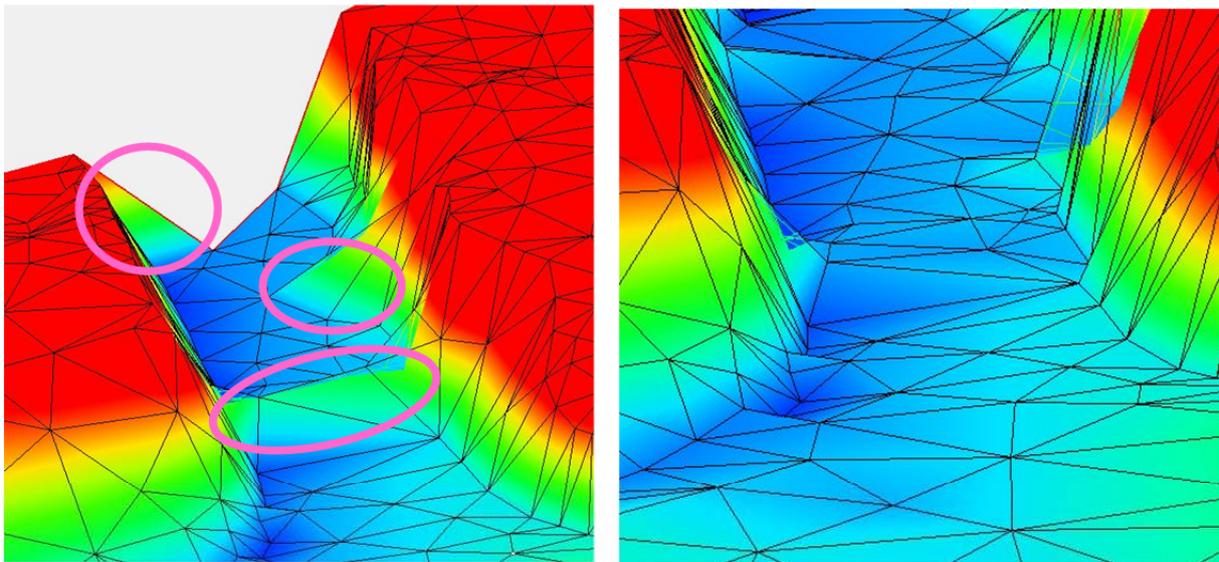


Abbildung 60: Gelände B12 - orographisch rechts; links: fehlerhaftes Gelände, rechts: korrigiertes Gelände

Im Bereich des orographisch links liegenden Durchlasses der B12 war die bachabwärts liegende Öffnung an die Geländehöhen anzupassen. Die am Auslauf liegenden Netzknoten (des Durchlasses) lagen 40 cm unter dem weiterführenden Gelände. Daraus resultiert ein Rückstau, der nicht mit den tatsächlichen Verhältnissen übereinstimmt (siehe Abbildung 61).

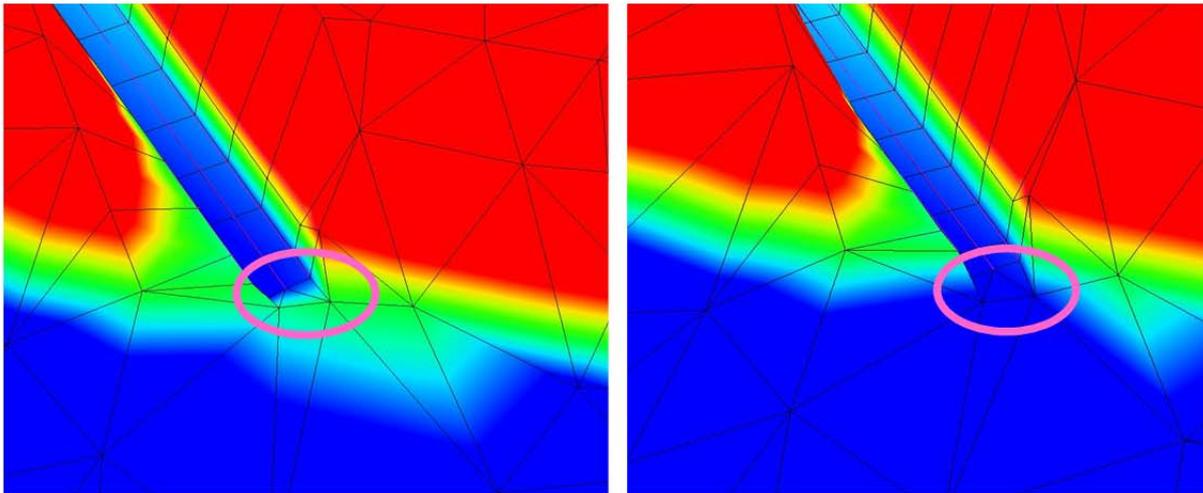


Abbildung 61: Gelände im Bereich des kleinen Durchlasses B12; links: fehlerhaftes Gelände, rechts: korrigiertes Gelände

Des Weiteren war im vorhandenen Modell das Gelände beim Bahndammdurchlass zum Polder Simbach nicht korrekt implementiert und wurde daher nach Einholung der Abmessungen der Durchfahrt an die realen Verhältnisse angeglichen (Abbildung 62). Beim Variantenstudium zeigt sich, dass die Aufteilung der Dotierung der Polder, zusätzlich zur Beeinflussung durch Damm- und Deichversagen, von der Geometrie des Bahndurchlasses gesteuert ist. Eine geringfügige Änderung im Berechnungsnetz führt zu einer Verschiebung der Abflussaufteilung in die Polder führt.

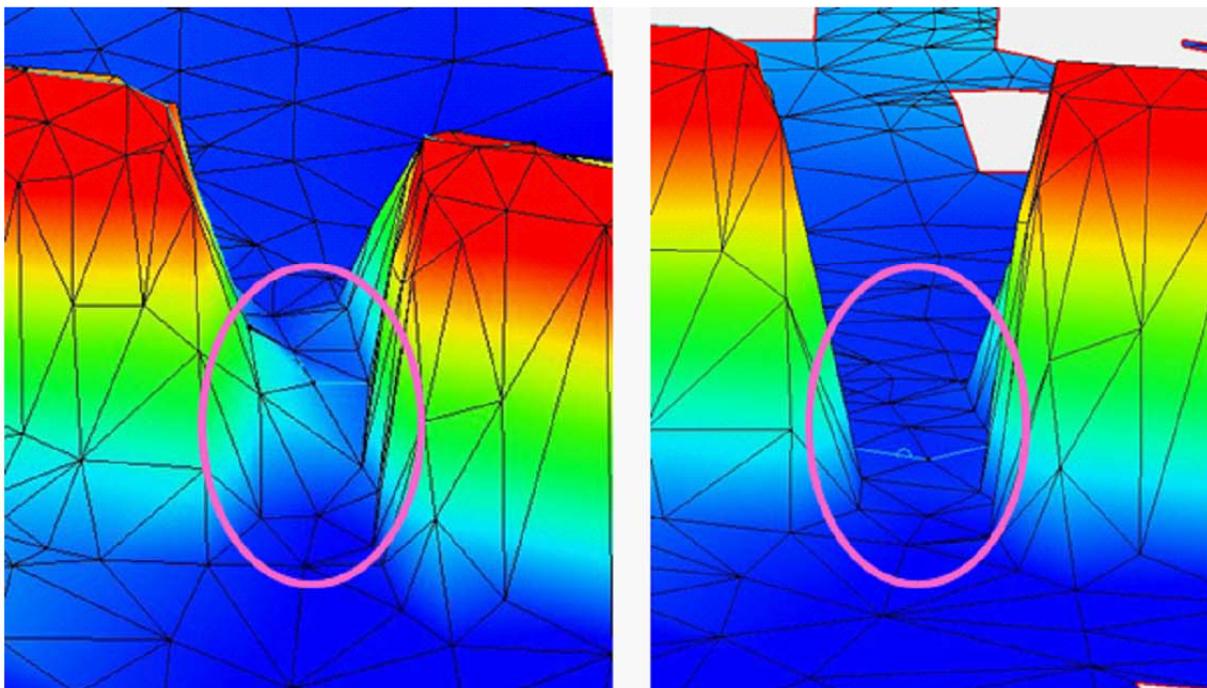


Abbildung 62: Gelände im Bereich des Bahndammdurchlasses Polder Simbach; links: fehlerhaftes Gelände, rechts: korrigiertes Gelände



## 7.2.2 Erstellung von Netzvarianten für die Szenarienbildung

Für die Ereignisrekonstruktion und die Simulation der gewünschten Zielszenarien wurden unterschiedliche Modellnetzvarianten generiert. Dies war notwendig, um in der Simulation ab bestimmten Zeitpunkten Verklausungen, Versagen von Bauwerken und veränderte Rauigkeiten, wie z. B. durch massive Schwemmholzablagerungen, beachten zu können. Schlussendlich wurden vier aufeinanderfolgende Netze (Tabelle 18: 0,1,3b,4b.1) für die Rekonstruktion des dokumentierten Ereignis 2016 eingesetzt.

Tabelle 18: Übersicht der Netze zur Ereignisanalyse und Szenarienbildung

Berücksichtigte Faktoren	Netz									
	0	1	2	3	3a	3b	4	4a	4b	4b.1
<b>Basis</b> (Fußgängerdurchlass B12 verklaust)	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
<b>Teilverklausung Durchlass Schulstraße</b> hm 22.5 (freier Querschnitt 5 m <sup>2</sup> )		X	X							
<b>Erosion Damm Schulstraße hm 22.5</b> (Wehr 1,5m↓)			X							
<b>Dammversagen Schulstraße hm 22.5</b> (Bresche 162 m <sup>2</sup> )				X	X	X	X	X	X	X
<b>Teilverklausung von Brücke hm 9.7 (-20%) und 2xSchwemmholz</b> rechtsufrig neben Gerinne hm 6.8-7.5					X	X		X	X	X
<b>Erosion im Bereich Einlaufbauwerk und Schwemmholzablagerungen</b> hm 10.5 und hm 10.5 bis 11.0						X			X	X
<b>Teilerosion Deich Wilhelm-Dieß-Straße</b> hm 6.4							X	X	X	
<b>Deicherosion auf Straßenniveau Wilhelm-Dieß-Straße</b> hm 6.4										X



Verwendete Netzvarianten zur Ereignisrekonstruktion:

- Netz 0: Basisnetz für die Simulationen
- Netz 1: Teilverklausung Durchlass Schulstraße
- Netz 3b: Versagen Damm Schulstraße
- Netz 4b.1: Versagen Deich Wilhelm-Dieß-Straße

Berechnungsnetz für die Simulationen mit stationären Abflüssen:

- Netz 10: Zustand vor Ereignis

### 7.2.3 Anpassungen

Nach Auswertung der Simulationsergebnisse wurden mehrmals Netzanpassungen vorgenommen (Verklausung Brücke Passauerstraße, Schwemmholz). Diese mussten daraufhin in allen Folgenetzen implementiert werden. Dadurch ergeben sich die Netzpaare 3 & 4, 3a & 4a und 3b & 4b und 4b.1.

Die folgenden Punkte beschreiben die durchgeführten Veränderungen in der Netzgeometrie oder in den Randbedingungen des Modells ausführlich.

#### 7.2.3.1 **Netz 10 – vor Ereignis**

Im Netz 10 – „vor Ereignis“ wird das Gelände, alle Randbedingungen, Brücken, Dämme und Deiche entsprechend dem Urgelände (Gelände vor dem Hochwasserereignis) abgebildet. Da die Gebäude im Siedlungsraum für das Abflussgeschehen ausschlaggebend sind, werden sie, um möglichst realistische Fließwege zu erhalten, als nicht durchströmbare Flächen angesetzt.

#### 7.2.3.2 **Netz 0 – Basisnetz**

Im Basisnetz „Netz 0“ wird das Gelände, alle Randbedingungen, Brücken, Dämme und Deiche entsprechend dem Urgelände (Gelände vor dem Hochwasserereignis) abgebildet. Nur der kleinere, orographisch linksliegende Durchlass der B12 (Fußgänger) wird im hydraulischen Modell bereits von Beginn an als verklaust angenommen. Da die Gebäude im Siedlungsraum für das Abflussgeschehen ausschlaggebend sind, werden sie, um möglichst realistische Fließwege zu erhalten, aus dem Modellnetz entfernt.



### 7.2.3.3 **Netz 1 – verklaust: Basisnetz mit Teilverklausung des Durchlass Schulstraße (hm 22.5)**

Im Unterschied zum Basisnetz wird für „Netz 1 – verklaust“ der Durchlass an der Schulstraße bei hm 22.5 auf eine Durchflussfläche von 5.0 m<sup>2</sup> (30%) verringert, damit bei der Simulation im Abflussverhalten der Effekt einer Teilverklausung erzeugt werden kann. Diese wird erforderlich, um die dokumentierte Abflusshöhe im Retentionsbereich oberhalb des Dammes zu erreichen. Zur Bestimmung der benötigten reduzierten Öffnungsfläche werden sowohl mit dem zweidimensionalen Programm HYDRO\_AS-2D als auch mit anderen (1D und 2D) Programmen verschiedene Simulationen durchgeführt, bis der Wasserspiegel im Rückstaubereich mit der aus Videoaufnahmen rekonstruierten Höhe übereinstimmt.

### 7.2.3.4 **Netz 2 – erodiert: Basisnetz mit Teilverklausung und Erosion am Durchlass Schulstraße (hm 22.5)**

Das „Netz 2 – erodiert“ basiert auf „Netz 1 – verklaust“, zusätzlich wird die Randbedingung „Wehrüberfall“ am Damm so verändert, dass eine Erosion im Bereich des Rohres (Durchlasses) durch das Herabsetzen der Randbedingung Wehrüberfall um 1.5 m nachgestellt ist. Somit wird die Höhe des Dammes in diesem Bereich von 361.06 m üNN auf 359.50 m üNN herabgesetzt. Dieses Netz wurde allerdings nicht bei der endgültigen Berechnung der Szenarien 1-3 eingesetzt, sondern nur bei Varianten zuvor getestet.

### 7.2.3.5 **Netz 3 – Basisnetz, Dammbbruch am Durchlass Schulstraße (hm 22.5)**

In „Netz 3 – Dammbresche“ wird das Dammversagen im Bereich Schulstraße im Modell berücksichtigt. Dazu wird, anhand von Fotos nach dem Ereignis (Abbildung 63), die Dammbresche ermittelt und im Modell generiert. Die aufgrund der Dokumentation berechnete Durchflussfläche von 162.0 m<sup>2</sup> wird mit drei Querprofilen (A, B, C in Abbildung 64) in der Querschnittsfläche der Dammbresche des Modells überprüft.



Abbildung 63: Dammbresche Schulstraße nach Ereignis 2016 (Foto-Quellen: li: Gemeinde Simbach; re: Thomas Klumbies)

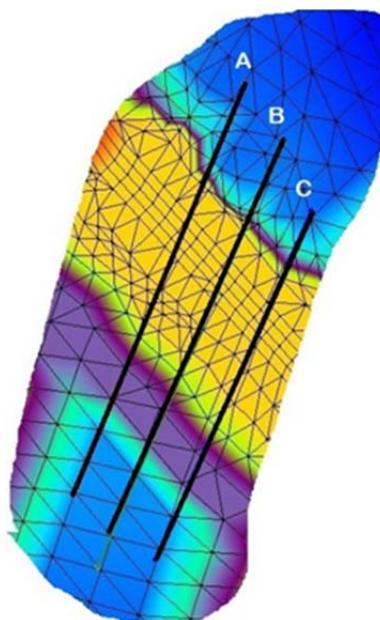


Abbildung 64: Querprofile Dammbresche Schulstraße

Die Profile ergeben folgende Querschnittsflächen:

Profil A: 163.0 m<sup>2</sup> Einlauf

Profil B: 162.0 m<sup>2</sup> Mitte

Profil C: 164.0 m<sup>2</sup> Auslauf

Die Netzstruktur, welche den Damm widerspiegelt – in Abbildung 64 als blaue Elemente zu erkennen – wird vor Einbau der Bresche (gelber Bereich) verfeinert, um durch mehrere, kleinere Elemente und Knoten eine bessere Abbildung der Breschen-Geometrie zu erhalten. Beispielhaft zeigt die Grafik (Abbildung 65) ein Querprofil im Bereich der Dammbresche.

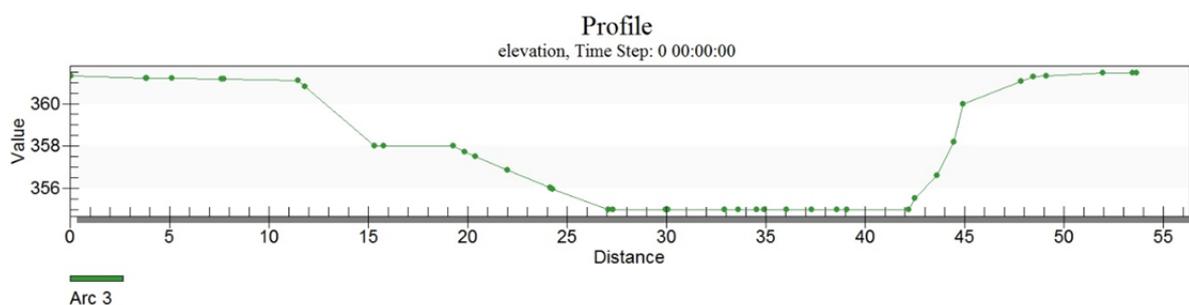
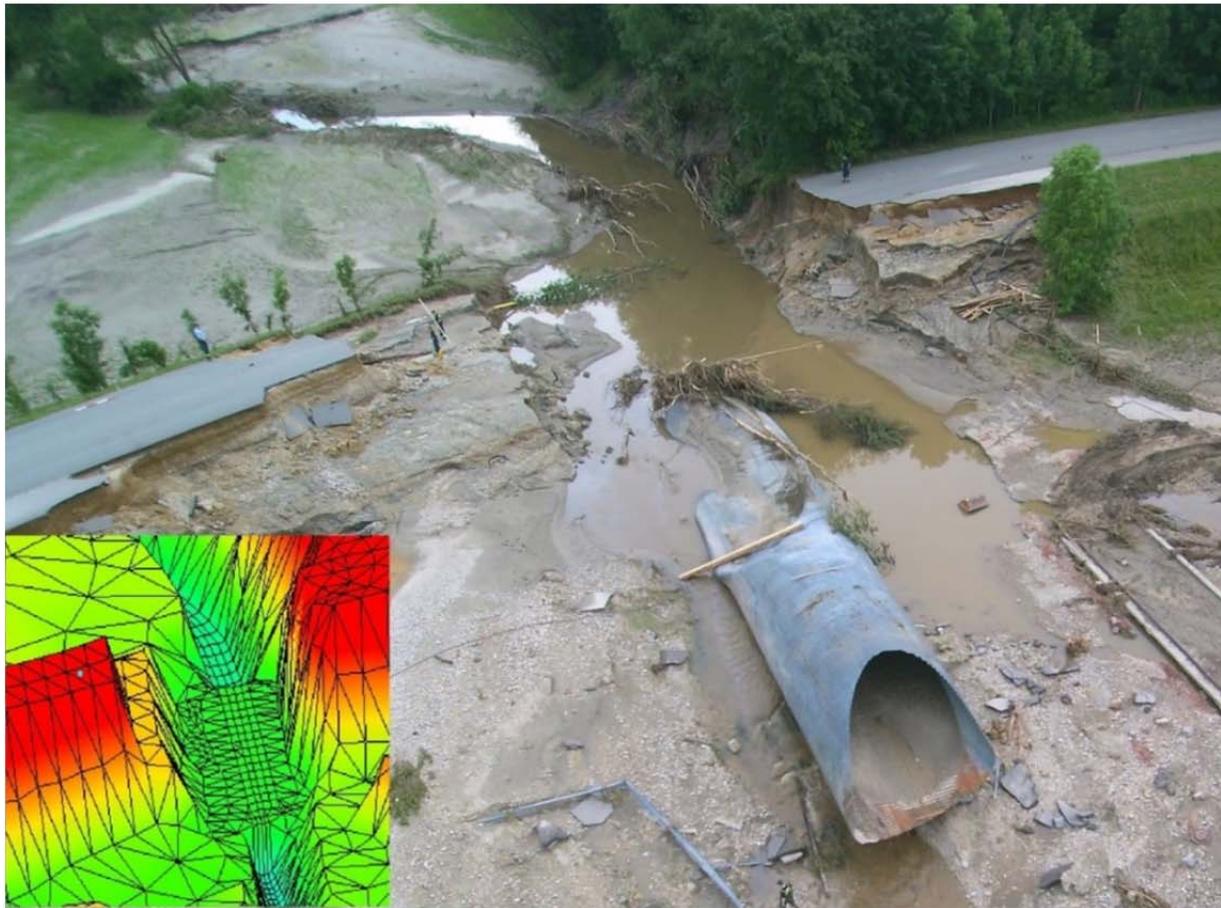


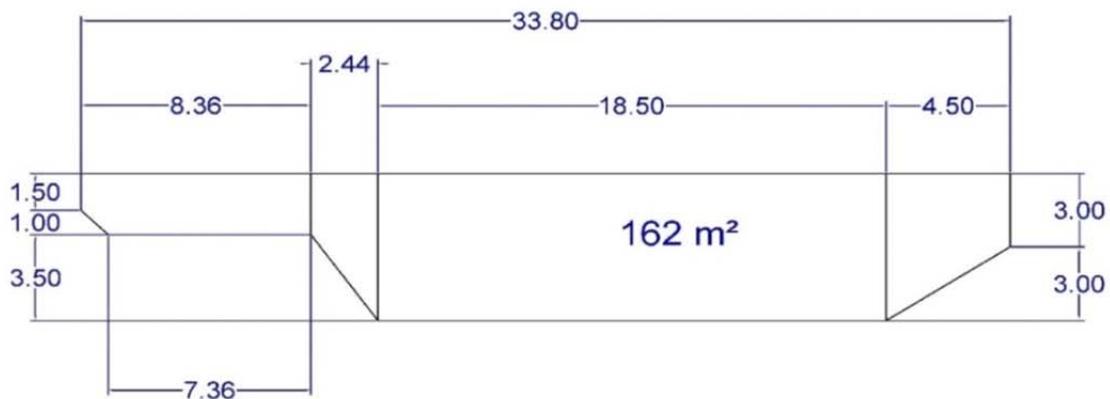
Abbildung 65: Querprofil B zur Überprüfung der Breschen-Geometrie im Modellnetz



a)

b)

orographisch rechts



c)

Abbildung 66: a) Implementierung ins Modellnetz b) Fotodokumentation Dammbresche und c) abgeleitete Geometrie

### 7.2.3.6 **Netz 3a – Basisnetz, Dambruch am Durchlass Schulstraße (hm 22.5) und Teilverklausung Brücken**

Basierend auf Netz 3 werden im Netz 3a zusätzlich eine Brücke (Passauerstraße) „teilverklaust“ und das Schwemmholz auf der Brücke berücksichtigt. Diese Annahmen wurden aufgrund von Fotos der Ereignisdokumentation und den Orthofotos, die nach dem Ereignis aufgenommen wurden, getroffen. Die Brücke befindet sich bei



hm 9.7 in der Passauer Straße (Abbildung 67). Es wird eine 20%ige Verkläuserung der Brücke abgeschätzt und dafür im Modell die Konstruktionsunterkante (KUK) an den einzelnen Knoten herabgesetzt. Zusätzlich werden die Nodestrings für die Randbedingung Wehrüberfall (Konstruktive Oberkante) einen Meter nach oben versetzt, wodurch der Einfluss des am Brückengeländer aufgestauten Schwemmhölzes widergespiegelt wird.

Eine weitere Veränderung gegenüber dem Netz 3 betrifft die Berücksichtigung von Schwemmhölz in den Bereichen von hm 7.1 - hm 7.3 orografisch rechts und im Bereich der Brücke Kreuzbergerweg, ebenso orografisch rechts. Die Elemente in diesen Bereichen werden mit einer Rauigkeit von  $k_{St} = 10$  belegt.

Die Abschnitte der Anpassungen der Netze sind in Abbildung 67 und Abbildung 68 zu sehen.



Abbildung 67: Netz 3a, Verkläuserung Brücke Passauer Straße



Abbildung 68: Netz 3a, Berücksichtigung von Schwemmholz zwischen hm 6.7 bis 7.5

### 7.2.3.7 Netz 3b – Basisnetz, Dambruch am Durchlass Schulstraße (hm 22.5), Teilverkläuerung Brücken und Erosion im Bereich des Einlaufbauwerks

Netz 3b ergänzt das Netz 3a mit zwei weiteren Faktoren: eine Erosionsstelle im Bereich des Einlaufbauwerks und einen Bereich mit Schwemmholzablagerungen zwischen hm 10.5 und hm 11.0, der als sehr rau ( $k_{St} = 5$ ) definiert wird.



Abbildung 69: Anpassungen im Netz 3b (Erosionsbereich und Schwemmholzablagerung)



Anhand von Fotos der Ereignisdokumentation und den Orthofotos nach dem Ereignis ist am Beginn des Einlaufbauwerks neben einer Mauer ein Erosionsbereich ersichtlich. Deshalb werden im Modell die Knoten in diesem Bereich herabgesetzt, um die hydraulischen Auswirkungen dieser Erosion zu simulieren (Abbildung 69).

#### 7.2.3.8 **Netz 4 und 4.1 – Basisnetz, Dambruch, Deichversagen Wilhelm-Dieß-Straße (hm 6.4)**

In „Netz 4 – Deichversagen“ wird, neben den bereits angeführten Versagensstellen (Damm), das Deichversagen (Erosion) im Bereich Wilhelm-Dieß-Straße in Simbach Ort (hm 6.4) berücksichtigt. Mit Hilfe von Fotos und Luftbildern (Abbildung 70), die den Standort nach dem Ereignis zeigen, wurden die Stellen der Deicherosion abgeschätzt und ins Modell integriert.



Abbildung 70: Verortung der Deicherosion links und rechtsufrig im Bereich Wilhelm-Dieß-Straße (rote Linien)

Für das **Teilversagen des Deiches (Netz 4)** wird die Gerinneböschung (Deich) linksufrig auf einer Länge von 60 Metern von 342.6 m üNN auf 341.56 m üNN herabgesetzt (Abbildung 71), rechtsufrig von 342.6 m üNN auf 341.56 m üNN sowie von 342.8 m üNN auf 341.3 m üNN.



Für den **kompletten Deichbruch (Netz 4b.1)** wird die Gerinneböschung (Deich) linksufrig auf einer Länge von 60 Metern auf Straßenniveau (340.9 bis 340.75 m üNN) herabgesetzt, rechtsufrig von 342.6 m üNN auf 341.20 m üNN.

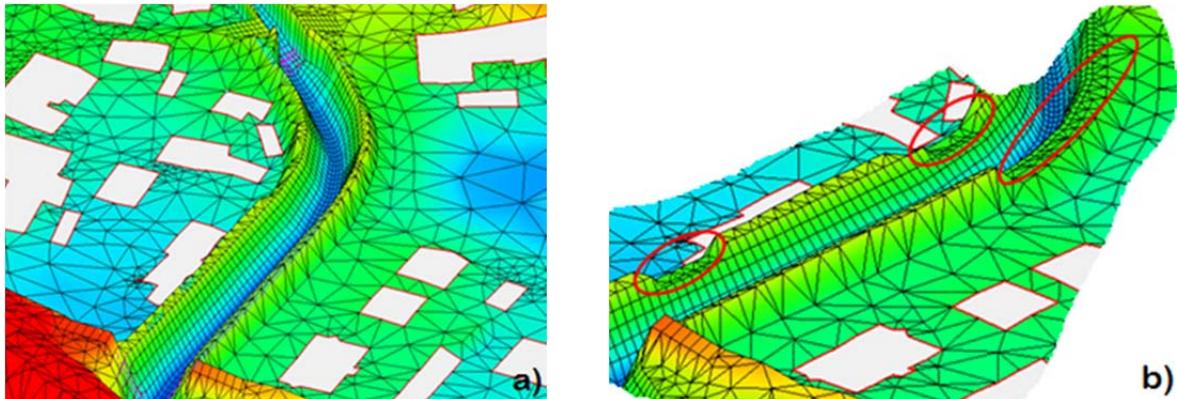


Abbildung 71: Netz 4: a) Ursprüngliche Geometrie Wilhelm-Dieß-Straße und b) Deicherosion - Teilversagen

#### 7.2.3.9 **Netz 4a – Basisnetz, Dambruch, Teilversagen Deich Wilhelm-Dieß-Straße (hm 6.4) und Teilverklauung Brücken**

Die im Netz 3a berücksichtigte Teilerklauung der Brücke hm 9.7 (Passauerstraße) und die Schwemmholzablagerungen sind ebenso in die Folgenetze 4a & 4b implementiert.

#### 7.2.3.10 **Netz 4b und 4.1b – Basisnetz, Dambruch, Deichversagen auf Straßenniveau Wilhelm-Dieß-Straße (hm 6.4), Teilverklauung Brücken und Erosion im Bereich des Einlaufbauwerks**

In Netz 4b und 4.1b werden Damm- und Deichversagen beachtet und die Anpassungen entsprechend Netz 3b vorgenommen. Die Erosion im Bereich des Einlaufbauwerks und Schwemmholzablagerungen im Bereich zwischen hm 10.5 und hm 11.0 sind berücksichtigt.

### 7.2.4 **Analyse der Netzerweiterung mittels implementierter Kontrollquerschnitte**

Wie bereits erläutert, hängen die Ergebnisse einer zweidimensionalen Simulation sehr stark von der Qualität des Modells und den gewählten Randbedingungen ab. Das erweiterte Netz wird deshalb anhand von Kontrollquerschnitten (Abbildung 72), die an neuralgischen Punkten sowie an gut dokumentierten Stellen gesetzt wurden, überprüft und schrittweise angepasst.

Ein eigens für die Ereignisanalyse entwickeltes Auswertungstool hilft bei der Zuordnung der einzelnen Simulationsergebnisse zu den Standorten. Das Tool wurde mit Hilfe der Programmiersprache „R“ in der Entwicklungsumgebung



RStudio umgesetzt. Durch die Betrachtung der W-Q Beziehung sowie des zeitlichen Verlaufs können lokale Wechselwirkungen und Fehlerquellen ermittelt und in Folge beachtet bzw. korrigiert werden. Hierfür werden ebenfalls Netzausschnitte (kleinere Modelle) und stationäre Inputganglinien verwendet. Nach erfolgreicher iterativer Anpassung wird das erweiterte, adaptierte Modellnetz für die Basissimulation ohne Dambruch und Deichversagen angewendet.

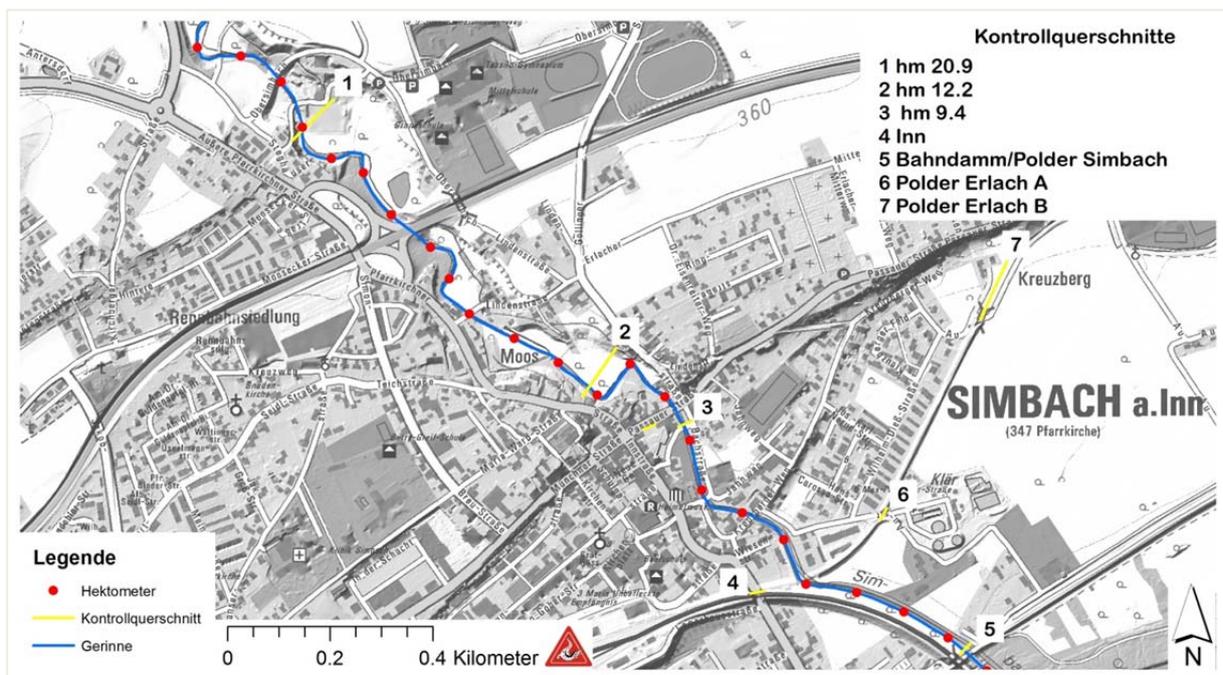


Abbildung 72: Standorte der Querprofile aus der Dokumentation, die im Modell als Kontrollquerschnitte gesetzt werden

### 7.2.5 Wahl der Randbedingungen und Rauheitsbelegung

Die Randbedingungen konnten teilweise aus dem bereits bestehenden Modell übernommen und erweitert werden sowie mittels Sensitivitätsanalysen in Teilbereichen verfeinert. Zielsetzung dabei war es Rauheitsbelegungen zu finden, um die extremen Wasserstände des Hochwassers 2016 zu modellieren. Für die Abflusssimulationen mit stationären Zuflüssen wurden im Wesentlichen die  $k_{St}$ -Werte, die bei der Modellierung der Hochwassergefahrenkarten (LfU) im Zuge der Umsetzung der EG-HWRM-RL festgelegt wurden, übernommen. Teile des hart verbauten Gerinne Bereichs wurden glatter angesetzt ( $k_{St}$  35 statt  $k_{St}$  30), da die Bereiche als zu rau bewertet wurden. Rauheitsbelegungen aus der Literatur eignen sich für 1D Berechnungen, können jedoch nicht direkt in 2D Modelle implementiert werden, da sie einen Summenparameter darstellen der weitere im numerischen Modell nicht veränderliche Parameter enthält. Daher ergeben die gleichen Rauheitsbeiwerte in einer 1D-



Berechnung nicht die gleichen Wasserspiegellagen wie in einer 2D-Berechnung (Häbersack et al., 2007).

Das Modell beinhaltet 11 implementierte Brücken und Durchlässe, die mit der Methode „innere Randbedingungen“ an Netzknoten gesetzt wurden. Zu definierende Randbedingungen (Tabelle 18) waren Rauigkeiten, Zulauf, Auslauf, Brücken und Kontrollquerschnitte. Das Setzen von Kontrollquerschnitten und Pegelpunkten wird im Kapitel 7.4.4 beschrieben und die gewählten Rauigkeiten werden in Tabelle 20 zusammengefasst.

Tabelle 19: Randbedingungen für die Modellnetze:

Gesetzte Randbedingung	Detailinformation	
Konstruktive Unterkante der Brücken (KUK) Boundary Condition: KUK Druckdurchfluss	Definiert unterströmte Horizonte, durchflossene Brücke	Innere Randbedingung auf Netznodes und über Nodestings definiert, Druckabfluss sobald WSPL die KUK erreicht
Brückenüberströmung Boundary Condition: Wehrüberfall Dammüberströmung	Überfallbeiwert 0.55	Formel nach DU BUAT berücksichtigt die Zulaufgeschwindigkeit im Oberwasser und damit neben dem Wasserstand zusätzlich die Energiehöhe (Geschwindigkeitshöhe $h_v$ )
Zulauf	ca. 1.3 km vor Straßendamm Schulstraße	Instationäre Ganglinie Dreii Zugabepunkte: Antersdorferbach, Kirchbergerbach, linksufriger Zubringer
Fläche Netz	3.3 km <sup>2</sup>	201549 Elemente, 113040 Knoten
Auslauf	Auslauf Energieliniengefälle und Auslauf W-Q	

Tabelle 20: Rauigkeiten für die Modellnetze

Material	Rauigkeiten (kst)
Ackerland	19
Bäume entlang Straße	15
Grünflächen im Siedlungsbereich	18
Beton	40
Durchlass Blech	40
Eiblmeier Halle	30



Feldweg	25
Fließgewässer	25
Fließgewässer ab Einlaufbauwerk	30
Fließgewässer glatt	35
Gehölz (Bäume)	10
Gewerbegebiet	20
Grundrauigkeit seitlich B12	20
Grünland	20
Grundrauigkeit	20
Oberfläche hm 12,3	25
Pflasterung Gerinne	40
Randbewuchs_Straße	18
Schwemholzablagerung	5 -10
Siedlungsfreifläche	16
sonstige Siedlungsfläche	22
stehendes Gewässer	30
Straßen	30 -50
Trockenrinne	20
Verkehrsfläche / Bahndamm	40
Wald	10

---

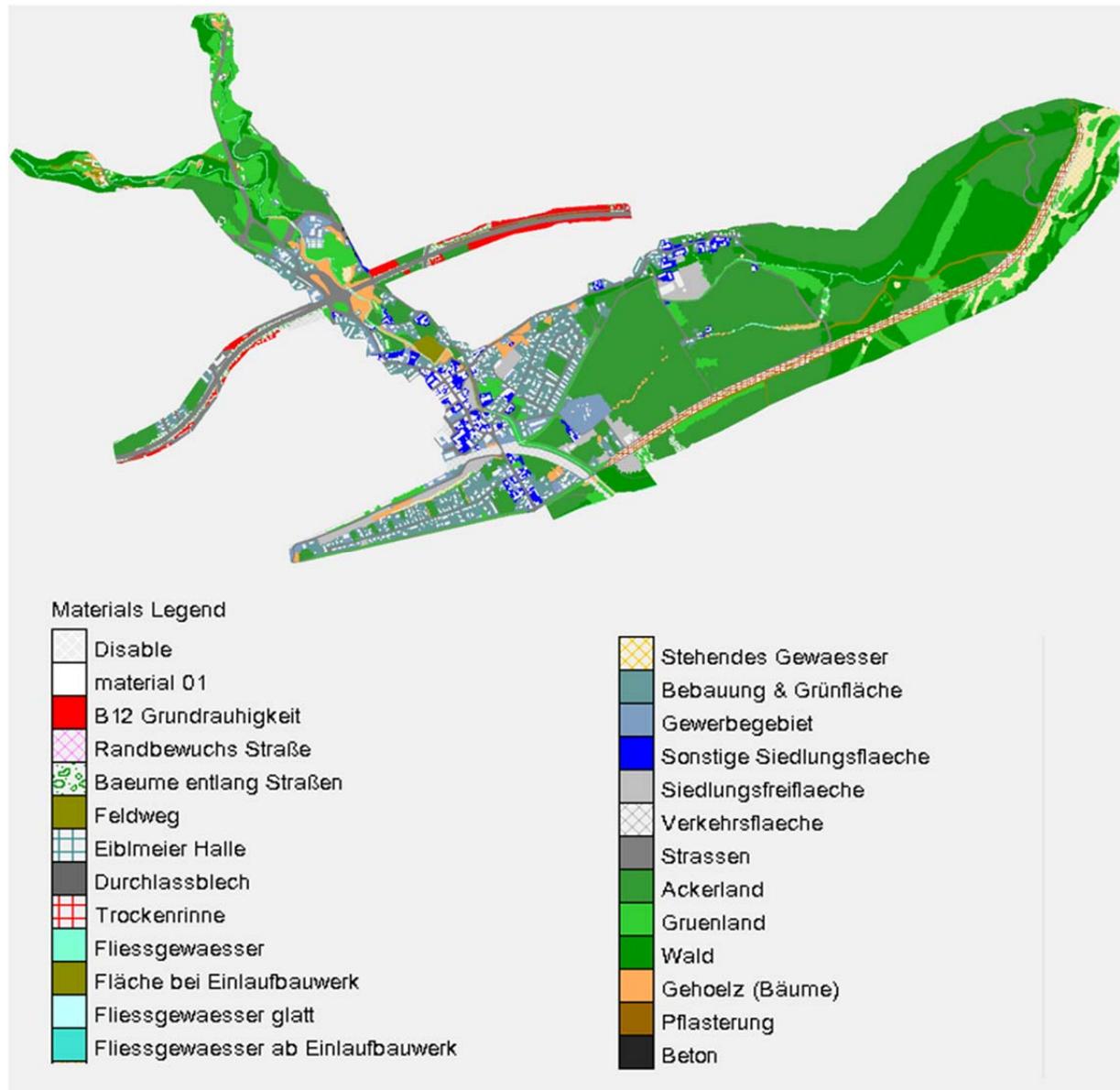


Abbildung 73: Zuweisung von Materialien als Grundlage zur Vergabe von Rauigkeitsbeiwerten

### 7.3 Methodik durchgeführter Simulationen und Szenarienbildung

Die Simulationen in HYDRO\_AS-2D sollen das Hochwasserereignis vom 01.06.2016 möglichst genau nachbilden und die Beantwortung weiterer Fragestellungen ermöglichen. Daher werden verschiedene Szenarien mit unterschiedlichen Zuflüssen (stationär/instationär) entwickelt, die auf den Netzen, welche im Kapitel 7.2.2 vorgestellt wurden, aufbauen.

#### 7.3.1 Ganglinie vs. stationäre Zuflüsse

In Abhängigkeit der Zielsetzung einer Simulation werden die Zuflüsse stationär oder instationär (z.B. über eine Ganglinie) definiert. Die stationäre Zugabe dient der Ermittlung der Auswirkungen bestimmter Abflüsse auf das Untersuchungsgebiet, z.B.



welche Überflutungsflächen daraus resultieren oder auch der Beantwortung von Fragen, wie z.B. ob der Durchlass an der Schulstraße während des gesamten Ereignisses offen oder (teil-)verklaut war.

Die instationäre Zugabe über Ganglinien (NASIM-Ergebnis) soll den zeitlichen Ablauf des Ereignisses rekonstruieren helfen. Verglichen wird dabei, ob die zu einem Zeitpunkt dokumentierte Wassertiefe an ausgewählten Punkten auch in der Simulation zur selben Zeit oder überhaupt erreicht wird.

### **7.3.2 Methodik zur Ermittlung kritischer Überbordungsbereiche verschiedener (stationärer) Abflüsse**

Eine Fragestellung ist die Abschätzung der Auswirkungen verschieden hoher (stationärer) Abflüsse im Ortsgebiet zwischen dem Damm Schulstraße und der Mündung des Simbachs in den Inn. Dafür wird das „Netz 10–vor Ereignis“ (siehe Kapitel 7.2.2) verwendet und mit stationären Zugaben (von 30 m<sup>3</sup>/s bis 90 m<sup>3</sup>/s) simuliert. Als Simulationsdauer werden 4 Stunden gewählt, damit sich ein annähernd stationäres Fließverhalten im Gerinne ausbilden kann.

### **7.3.3 Methodische Herangehensweise Dammversagen, Deicherosion**

Zur Bestimmung der Auswirkungen des Dammversagens und des Deichversagens werden die Versagensstellen als Veränderungen, wie in Kapitel 7.2.3.5 ausführlich erläutert, ins Modell implementiert. Die Simulation wird dazu an bestimmten Zeitschritten unterbrochen und mit einem anderen Netz, mit neuen Randbedingungen oder mit geometrischen Veränderungen, fortgesetzt.

### **7.3.4 Szenarienbildung**

Das Hochwasserereignis, sowie der Einfluss unterschiedlicher Versagensmechanismen auf den Abfluss, wird anhand von drei Szenarien (Tabelle 21) untersucht. Im Besonderen wird dabei die Auswirkung folgender Einflüsse analysiert:

- Dammbbruch in der Schulstraße
- Deichversagen in der Wilhelm-Dieß-Straße
- Verklausung von Brücken
- Ablagerung von Schwemmholz
- Erosion vor dem Einlaufbauwerk

Nach Auswertung der ersten Simulationen wurde festgestellt, dass eine zeitliche Verschiebung der mit NASIM berechneten Ganglinien (Antersdorfer- und Kirchbergerbach) notwendig ist. Es zeigte sich, dass die Überlagerung der Hochwasserspitze und des Dammversagens notwendig ist, um eine Rekonstruktion des Ereignisses zu



ermöglichen und die aufgetretenen Wassertiefen sowie Überflutungsflächen zu erreichen. Die mit NASIM berechnete Ganglinie erreicht den Scheitelabfluss allerdings erst zu einem späteren Zeitpunkt als das Dammversagen. Die Ganglinien werden deshalb auf der Zeitachse so verschoben, dass die Hochwasserspitze früher auftritt und somit der Scheitelabfluss des Hochwassers im Zeitraum des beobachteten Dammversagens von 12:35 – 13:00 eintritt (um 12:50 beim Damm Schulstraße). An der Form und Laufzeit selbst werden keine Änderungen vorgenommen. Diese Anpassung wird für das Szenario 3, ab Variante 05 durch einen Zeitversatz der Zuflussganglinien minus 1 Stunde ab Variante 10 minus 45 Minuten realisiert. Auch Szenario 1 und Szenario 2 wurde mit dieser Form der Zugabe (minus 45 Minuten) erneut simuliert (Tabelle 21) und für den Endbericht ausgewertet.



Tabelle 21: Übersicht Szenarien 1-3 für die Simulation

Szenario	1	2	3.1	3.2
Ganglinie_NASIM (- 45 Minuten)	✓	✓	✓	✓
Durchlass Damm Schulstraße 2/3 verkleust ab Zeitpunkt 9:50 01.06.2016	✗	✓	✓	✓
Dammbruch Schulstraße	✗	✓	✓	✓
Zeitpunkt Dammbruch		12:40	12:40	12:50
Durchlass B12 (Fußgänger) verkleust von Ereignisbeginn an	✓	✓	✓	✓
Erosion orografisch rechts des Einlaufbauwerks (hm 10.4) ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	✗	12:40	12:50
Brücke Passauer Straße (hm 9.7) teilverkleust ab Zeit- punkt 01.06.2016	✗	✗	12:40	12:50
Brücke Bachstraße (hm 7.8) teilverkleust ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	✗	12:40	12:50
Deicherosion Wilhelm-Dieß- Straße ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	✗	13:00	13:00

### 7.3.5 Szenario 1: Ereignisablauf ohne Damm- und Deichversagen „Nullvariante“

Das Szenario 1 beschreibt ein Ereignis, bei dem weder der Damm Schulstraße noch der Deich in der Wilhelm-Dieß-Straße versagt. Der Fußgängerdurchlass bei der B12 ist als verkleust angenommen. Als Zufluss werden die Ganglinien aus der N-A Simulation mit NASIM für den Antersdorfer- und Kirchbergerbach verwendet.

Tabelle 22: Zeitlicher Ablauf Szenario 1 - Nullvariante

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation	Zeitpunkt Ende der Simulation
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016 00:20	02.06.2016 00:00

Mit dem Netz 0 werden 573 Zeitschritte berechnet, dies entspricht einem Beginn der Simulation am 31.05.2016 um 00:20 bis zum Simulationsende am 2.06.2016 um 00:00 Uhr. Als Ergänzung wurde das Szenario 1 auch mit der Teilverkleustung des Damms ab 9:50 simuliert (Szenario 1 N13S14 siehe Anhang).



### 7.3.6 Szenario 2: Ereignisablauf mit Dammversagen

Im Szenario 2 wird der Durchlasses beim Damm Schulstraße als teilverklaust angenommen und um 12:40 kommt es zum Dammversagen. Zusätzlich wird ab diesem Zeitpunkt die Passauerbrücke mit einer Teilverklausung sowie mehrere Schwemmholtzablagerungen berücksichtigt (Tabelle 23). Damit wird die Auswirkung des Hochwasserereignisses mit Dammversagen Schulstraße, aber ohne der Deicherosion berücksichtigt. Als Zufluss werden ebenfalls die mit NASIM berechneten Ganglinien für den Antersdorferbach und Kirchbergerbach verwendet. Der Zeitpunkt der Verklausung des Durchlasses am Damm Schulstraße wird mit 09:50 angenommen, da als Randbedingung für die Verklausung gilt, dass der Einstau oberhalb der Konstruktionsunterkante des Durchlasses maximal 1 m beträgt.

Tabelle 23: Zeitlicher Ablauf Szenario 2 - Dammversagen

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:20	01.06.2016	10:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	09:50	01.06.2016	12:40
Netz 3b – Dammbbruch am Durchlass Schulstraße	01.06.2016	12:40	02.06.2016	00:00

### 7.3.7 Szenario 3: Ereignisablauf mit Dammversagen und Deicherosion

Dieses Szenario stellt das 2016 aufgetretene Hochwasserereignis dar. Die in diesem Szenario berücksichtigten Faktoren sind die Teilverklausung des Durchlasses Schulstraße, das Dammversagen, weiteren das Abflussgeschehen beeinflussenden Faktoren (Erosion, Verklausungen und Schwemmholtzablagerungen), sowie das Deichversagen in der Wilhelm-Dieß-Straße. Um sich der dokumentierten Situation anzunähern, wurden zahlreiche Varianten simuliert (siehe Anhang). Die Varianten des Szenarios 3 unterscheiden sich in:

- Form der Zuflussganglinie
- der zeitlichen Zugabe der Zuflussganglinien und Simulationsdauer
- dem Verlauf (Zeitpunkte an denen die Bedingungen (Faktoren) wechseln),
- den verwendeten Netzen
- weiteren das Abflussgeschehen beeinflussenden Faktoren.



Durch die Darstellung des Szenarios mit unterschiedlichen Varianten des Dammbruchzeitpunktes, nämlich entweder um 12:40 oder um 12:50 kann die Bandbreite der plausiblen Ergebnisse gut aufgezeigt werden.

### 7.3.7.1 Szenario 3.1 (Variante 10) - Dammversagen um 12:40

Für die Variante 10 wird das Dammversagen bei der Schulstraße (Netz 3b) innerhalb eines Zeitschrittes simuliert (Dammbrüche ohne vorangegangene Erosion). Ab dem Simulations-Zeitpunkt mit Dammversagen 12:40 wird zusätzlich unterstellt, dass die Brücke Passauer Straße bei hm 9.7 teilverklaut ist, Schwemmholz auf der Brücke liegt und Ablagerungen von Schwemmholz in den Bereichen von hm 7.1 – hm 7.3 orografisch rechts und im Bereich der Brücke Kreuzbergerweg orografisch rechts das Abflussgeschehen beeinflussen. Die Unholzablagerungen werden mit einer Erhöhung der Rauigkeiten berücksichtigt. Zusätzlich wird ab dem Zeitpunkt des Dammversagens bei hm 10.4 (Einlaufbauwerk) ein Erosionsbereich definiert (Tabelle 24). Die Abflussspitze überlagert sich in etwa mit dem Zeitpunkt des Dammbruchs. Für die Simulation dieses Szenarios werden vier unterschiedliche Netze verwendet (Abbildung 74).

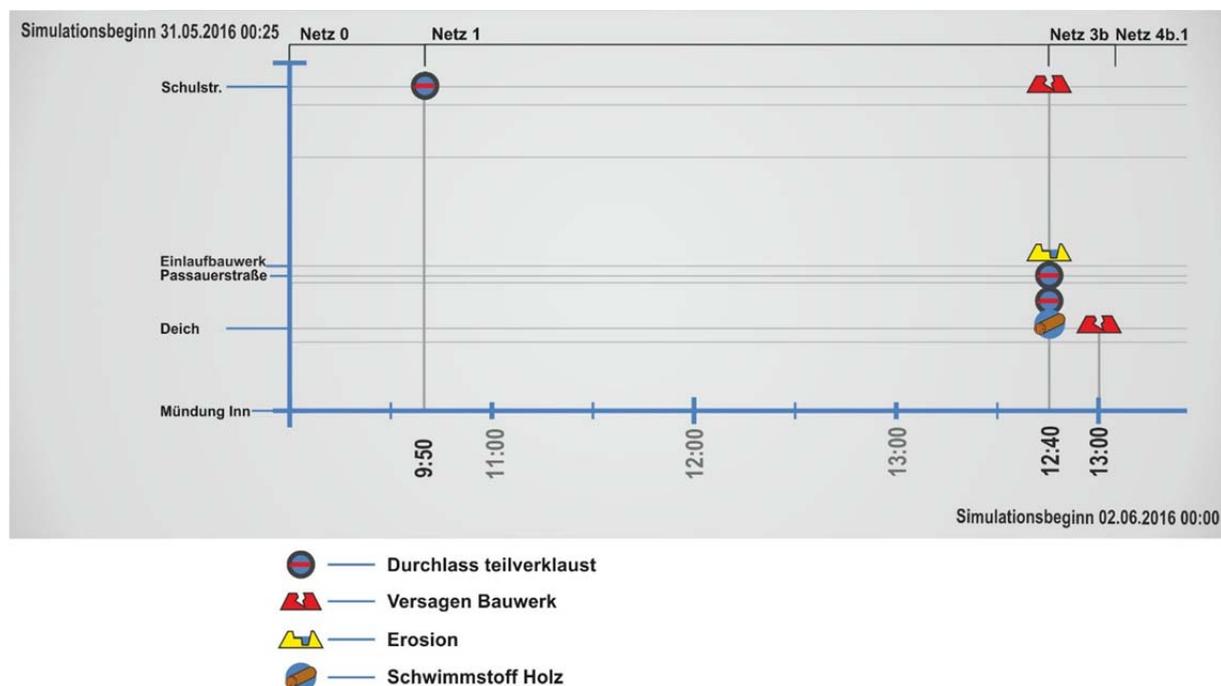


Abbildung 74: Szenario 3: Verwendete Netze für die Simulation



Tabelle 24: Zeitlicher Ablauf Szenario 3 Variante 10: Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion – zeitlich versetzt

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:20	01.06.2016	9:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	9:50	01.06.2016	12:40
Netz 3b – Versagen Damm Schulstraße, Verklausung, Schwemmholzablagerung	01.06.2016	12:40	01.06.2016	13:00
Netz 4b.1 – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße, Teilverklausung Passauerbrücke, Schwemmholzablagerung	01.06.2016	13:00	02.06.2016	00:00

### 7.3.7.2 Szenario 3.2 (Variante 13) - Dammversagen um 12:50

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:20	01.06.2016	9:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	9:50	01.06.2016	12:50
Netz 3b – Versagen Damm Schulstraße, Verklausung, Schwemmholzablagerung	01.06.2016	12:50	01.06.2016	13:00
Netz 4b.1 – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße, Teilverklausung Passauerbrücke, Schwemmholzablagerung	01.06.2016	13:00	02.06.2016	00:00



## 7.4 Methodische Herangehensweise zur Plausibilisierung und Simulationsauswertung

Die Simulationsergebnisse werden im Zuge des Postprocessings ausgewertet und plausibilisiert. Da für den Simbach ein gut dokumentiertes Ereignis zur Verfügung steht, ist ein Vergleich mit den aufgenommenen Daten möglich. Anhand der vorliegenden Fotos zu unterschiedlichen Zeitpunkten an unterschiedlichen Standorten kann außerdem der zeitliche Verlauf des Abflusses annähernd rekonstruiert werden. Diese Informationen fließen in die Plausibilisierung der Simulation ein.

Es wurde ein Schema entwickelt (Abbildung 75), mit dem jede Simulation ausgewertet und mit dem dokumentierten Ereignis verglichen werden kann. Die Plausibilisierung erfolgt einerseits mittels der Pegelmessungen, der dokumentierten Überflutungsflächen (Begehung, Zeugenaussagen, Videos, Fotos) und der Abflusstiefen in Form von Hochwassermarken (Begehung, Videos, Fotos) und Querprofilen. Andererseits konnten an gut dokumentierten Standorten die Fließgeschwindigkeiten und Fließrichtungen überprüft und in Kontext mit dem zeitlichen Verlauf gebracht werden. Nach der Bewertung der Simulationsergebnisse werden Anpassungen am Netz oder an den Randbedingungen vorgenommen um eine verbesserte Variante des Szenarios zu simulieren.

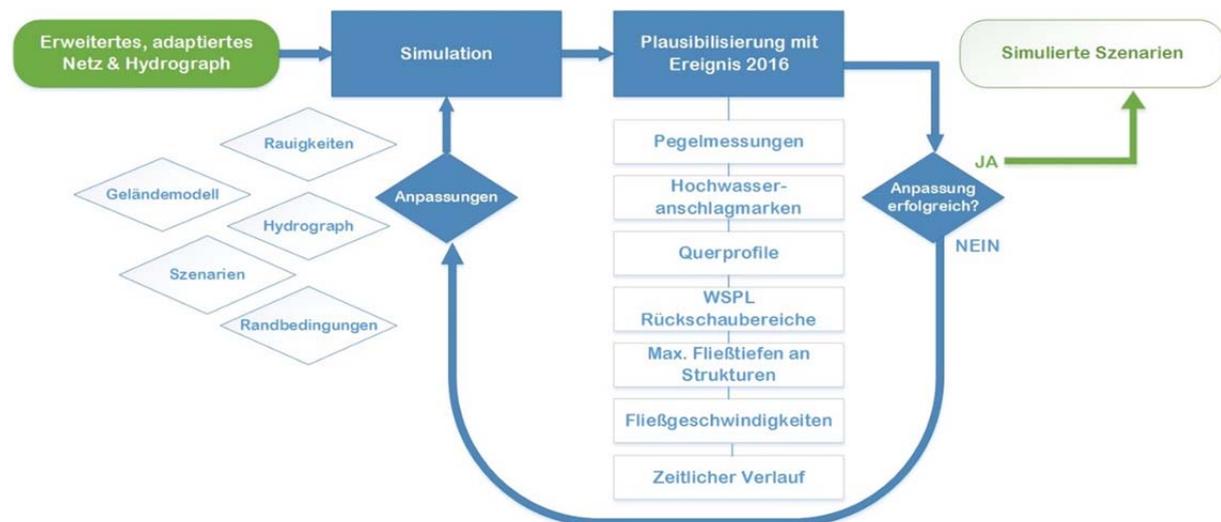


Abbildung 75: Plausibilisierung der Simulationsergebnisse

### 7.4.1 Überflutungsflächen

Es wird die dokumentierte Überflutungsfläche des Ereignisses mit den einzelnen Simulationsergebnissen verglichen. Dazu wird die Ausbreitung der maximalen Wasserspiegellage (WSPL<sub>max</sub>) herangezogen. Diese Fläche zeigt für jeden Modellknoten über alle Zeitschritte gesehen den maximalen Wert und somit die maximale Ausbrei-



tung der Überflutungsfläche. Die Ergebnisdaten werden als GIS-Shapefiles und Rasterdaten exportiert.

#### **7.4.2 Vergleich Anschlagmarken und Wassertiefen**

Die Wassertiefen (WT) werden aus dem HYDRO\_AS-2D Ergebnisfile WSPLmax ausgelesen. Zieht man von ihnen die Geländehöhen ab, erhält man relative Höhen (in Metern). Daraus werden Klassen mit einer Breite von 0.20 m gebildet und als Shape- und Rasterfile exportiert. Im nächsten Schritt werden die Wassertiefen mit den dokumentierten Wassertiefen (Anschlagmarken) verglichen. Dies erfolgt in folgenden Arbeitsschritten:

- Tabellarischer Vergleich jeder Anschlagmarke mit den simulierten WT im Nahbereich der Anschlagmarke (Radius von 1 m).
- Graphische Darstellung des Vergleichs Anschlagmarke mit WT durch farbige Kreis-Symbole mit der ordinalen Information: Simulation zu niedrig, okay, zu hoch (Toleranzbereich 0.5 m).
- Bewertung der Anschlagmarken nach Qualität (1 sehr hoch – 4 niedrig). Anschließend nochmaliger Vergleich mit der simulierten WT.
- Erstellung eines Diagramms das zeigt, ob die Simulationswerte die gemessenen Wassertiefen unterschätzen, überschätzen oder übereinstimmen. Für die simulierten Werte wird eine Bandbreite von  $\pm 0.25$  m angenommen.

#### **7.4.3 Differenzenbildung Oberflächenunterschied**

Zum Vergleich der einzelnen Simulationsergebnisse werden die Rasterdaten der Wassertiefen auf Basis eines Differenzenmodells verglichen. Dabei wird der Unterschied zwischen den beiden Wasseroberflächen berechnet um zu ermitteln, ob die Oberflächen ident sind oder sich unterscheiden. So können Bereiche identifiziert werden in denen die Wassertiefen höher bzw. niedriger sind als bei einem anderen Szenario. Diese Auswertungsmethode sollte dazu beitragen, den Einfluss von Bauwerksversagen, Zeitpunkt, sowie Form der Inputganglinien auf die Überflutungsflächen und Wassertiefen in den einzelnen Bereichen (Stauraum Schulstraße, Polder Simbach, Polder Erlach und Ort) darzustellen.

#### **7.4.4 Kontrollquerschnitte**

Es werden die Wassertiefen an Kontrollquerschnitten (neuralgische und/oder gut dokumentierte Standorte, Abbildung 72) nach jeder Simulation ausgewertet. Diese fin-



den sich als Querprofile im „Band 1: Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Rottal-Inn“, Kapitel 3.2.2 Querprofile sowie in der Bilddokumentation wieder.

Maximale Wassertiefen, zeitlicher Verlauf und W-Q Beziehung sind dabei im Fokus. Um den Auswerteablauf zu automatisieren, wurde hierfür ein Skript mit R erstellt, das die Nodestings den Standorten automatisch zuordnet und die gewünschten Ergebnisse herausschreibt. Über Beobachtungsprofile (observation profiles) können an weiteren relevanten Standorten im Postprocessing Wassertiefen und zeitlicher Verlauf ausgelesen werden.

#### **7.4.5 Zeitlicher Verlauf**

Der zeitliche Verlauf des Hochwassers 2016 am Simbach konnte mittels der Ereignisdokumentation (Band 1) gut anhand von Foto- und Videomaterial, Zeugenaussagen und stummen Zeugen rekonstruiert werden. Diese Indizien und ihre zeitliche Einordnung werden jeweils mit den Simulationen abgeglichen. Es werden unter anderen folgenden Hinweis berücksichtigt:

- Fotos mit bordvollem Abfluss im Gerinne, Zeitpunkt X, Standort A
- Video mit Höchststand des Wasserspiegels, Zeitpunkt X, Standort A
- Aufgenommenes Querprofil, Zeitpunkt X, Standort A
- Überströmen einer Straße oder eines Damms, Zeitpunkt X, Standort A

#### **7.4.6 Unsicherheiten und nicht berücksichtigte Versagensmechanismen**

Da Modelle immer eine Vereinfachung der Wirklichkeit darstellen, existiert eine Anzahl von Faktoren, die das Abflussgeschehen tatsächlich beeinflusst haben können, im Modell jedoch nur vereinfacht oder gar nicht berücksichtigt werden können. Daher ist es wichtig, sich der Unsicherheiten bei der Gefahrenabschätzung bewusst zu sein.

Folgende Faktoren sind im Modell nicht berücksichtigte:

- In den Wellblech-Rohrdurchlässen kann es unter Druckabfluss zu lokalen Auswaschungen und damit zu einer Verformung der Konstruktion kommen.
- Abflusskonzentration kann lokale Erosionen verursachen.
- Ablagerungen transportierter feinkörniger Feststoffe (Schlamm) können die Topographie (DGM) verändern.
- Im Modell werden Gegenstände im Freiraum nicht berücksichtigt: z.B. Personenkraftfahrzeuge, Baustellen, Baucontainer oder temporäres Lagergut.



- Strukturen im Freiraum, die nicht oder unzureichend im Geländemodell berücksichtigt werden, sind im Modell nicht abgebildet (z.B. Bordsteinkanten, Geländer oder Gartenzäune).
- Im Bereich der Parzellen Bachstraße 12, Innstraße 25 ist orographisch rechts eine Mauer um ein Grundstück im Geländemodell nicht enthalten. Diese dürfte ca. 1.1 m - 1.6 m hoch sein. Der Einfluss auf die Fließrichtung in diesem Bereich scheint nicht unwesentlich zu sein.



## 7.5 Ergebnisse der Simulationen mit HYDRO\_AS-2D

Mit den Simulationen können Überflutungsflächen, Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten räumlich und zeitlich verteilt im Ortsbereich (Abbildung 76) für die verschiedenen Szenarien berechnet und beschrieben werden. Dem Bachlauf folgend sind dies einerseits die Rückstaubereiche Schulstraße und B12 und andererseits der Ort Simbach orographisch rechts, der Siedlungsbereich orographisch links und die Polder Simbach und Erlach. In Kapitel 7.6 werden sodann die Ergebnisse weiter ausgewertet, verglichen und interpretiert.

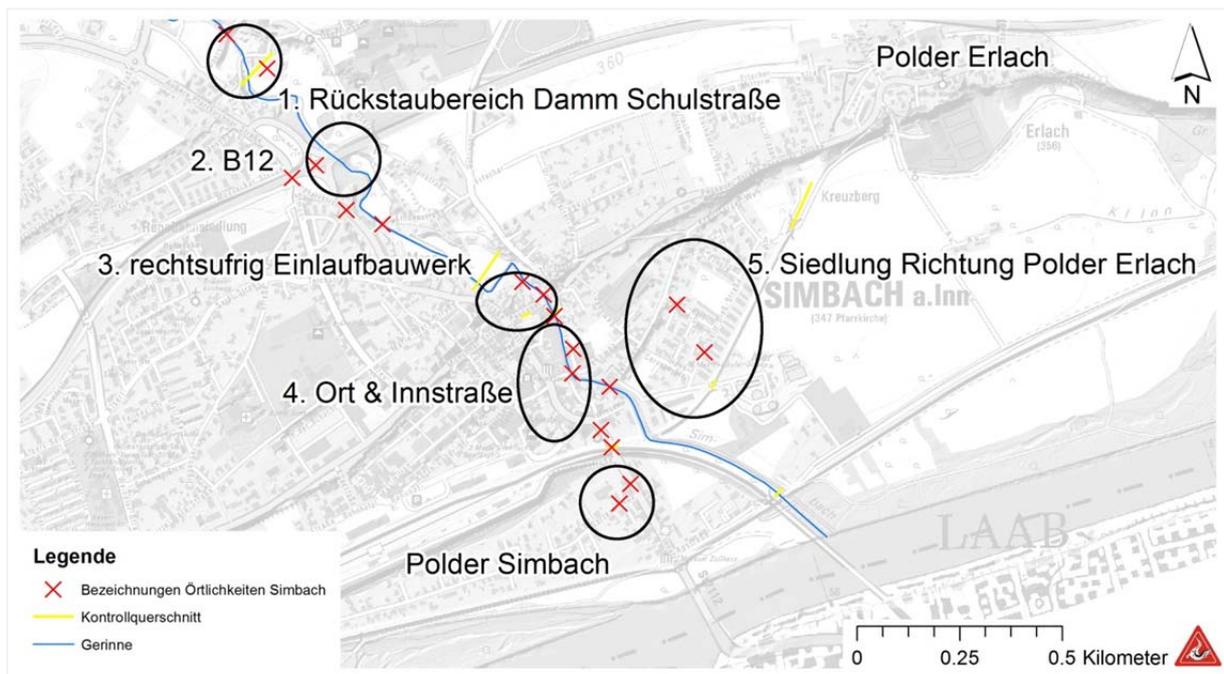


Abbildung 76: Verwendete Standorte zum Vergleich der Szenarien

### 7.5.1 Szenario 1: Ereignisablauf ohne Damm- und Deichversagen

Dieses Szenario entspricht dem Hochwasserereignis 2016 ohne Dammverklauung, Dammversagen, Deicherosion oder Verklauung der Brücken innerorts. Der Fußgängerdurchlass der B12 wird von Simulationsbeginn an (31.05.2016 00:20) als verklaut angenommen. Bereits bei diesem Szenario 1 (Nullvariante) entstehen beachtliche Überflutungen und große Wassertiefen im Ort Simbach (Abbildung 77).

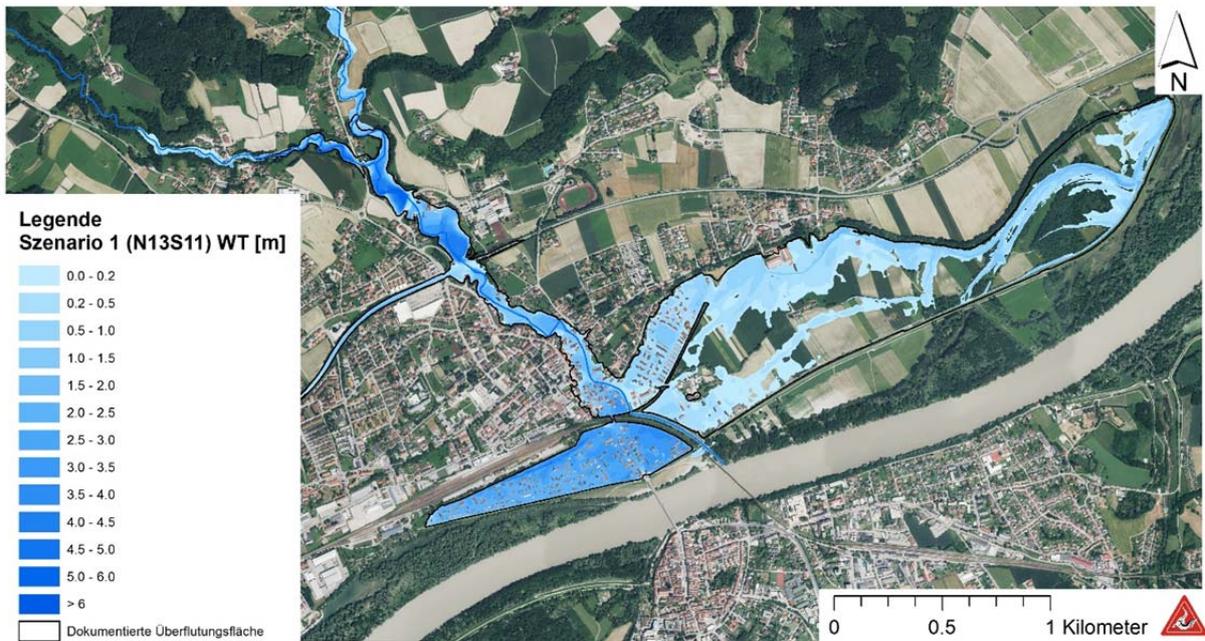


Abbildung 77: Maximale Wassertiefen für das Szenario 1 (N13S11) ohne Bauwerksversagen (Verkläuserung Fußgängerdurchlass B12)

Der Gerinnebereich oberhalb des Straßendamms Schulstraße wird eingestaut und erreicht einen maximalen Wasserspiegel von 361.9 m üNN. Gerinne abwärts wird das Holzlager (hm 20.9) überflutet. Am Querprofil bei hm 20.9 beträgt der maximale Abfluss 177 m<sup>3</sup>/s.

Die B12 wird überströmt und der Teile des Abflusses folgen der B12 rechtsufrig, wobei Wassertiefen von 1.0 bis 1.3 m auftreten. Der maximal erreichte Wasserspiegel beim Kontrollquerschnitt B12 liegt bei 356.88 m üNN. An dem gerinneabwärts liegenden Kontrollquerschnitt hm 12.2, rund hundert Meter vor dem Einlaufbauwerk, wird ein maximaler Wasserspiegel von 347.21 m üNN erreicht. Rechtsufrig des Einlaufbauwerks und bei den Häusern Passauerstraße 11 treten bei diesem Szenario Wassertiefen von 1.0 m – 1.3 m und im Gerinne Nahbereich bis 1.7 m auf.

In dem Bereich zwischen Passauerstraße, Innstraße und Simbach werden mit der Simulation Wassertiefen von 1.0 – 1.9 m erreicht. Die Innstraße selbst ist ab Hausnummer 16 in südlicher Richtung betroffen und es treten Wassertiefen von 1.7 m bis hin zu 2.9 m auf der Innstraße vor dem Bahndammdurchlass auf. Im Bereich Bachstraße 14 - 16 erreichen die Wassertiefen 1.9 m. Beim (versetzten) Pegel Standort hm 9.4 wird ein maximaler Wasserspiegel von 344.90 m üNN erreicht, dies entspricht 4.5 m Wassertiefe ab der Sohle.

Im linksufrigen bachnahen Bereich der Wilhelm-Dieß-Straße treten maximale Wassertiefen von 0.3 m auf. Im Siedlungsbereich Richtung Polder Erlach werden bei der



Hans-Carossa-Straße und der Max-Peinkofer-Straße sowie der Wilhelm-Dieß-Straße Wassertiefen von 0.5 m bis 1 m berechnet, im Bereich Kreuzberger Feld sind Wassertiefen von rund 1.3 Meter. Der Polder Erlach wird nur teilweise und mit sehr geringe Wassertiefen von 0.1 - 0.3 m, mit Ausnahme des nördlichen Bereichs, wo sich Wassertiefen von einem Meter bei der Simulation zeigen, dotiert. Der Polder Simbach wird mit Wassertiefen bis zu 3.5 m geflutet.

Zusätzlich wurde für das Szenario eine Variante (14) mit einer Teilverklauung des Damms an der Schulstraße ab 9:50 simuliert. Ein Unterschied zeigt sich bei der Aufteilung der Frachten in die Polder (Abbildung 78 und Abbildung 79), da mit Verklauung der Polder Erlach mit zusätzlichen 29 000 m<sup>3</sup> und der Inn mit 26 000 m<sup>3</sup> dotiert wird und dementsprechend 55 000 m<sup>3</sup> weniger zur Überflutungsfläche im Polder Simbach beitragen. Dieser Unterschied ist auch in der Form der an den Kontrollquerschnitten ausgelesenen Ganglinien und den dort erreichten maximalen Abflussspitzen zu erkennen (Abbildung 80 und Abbildung 81), wohingegen die Überflutungsflächen, bis auf Teilbereiche, eine ähnliche Ausbreitung erreichen (Abbildung 82).

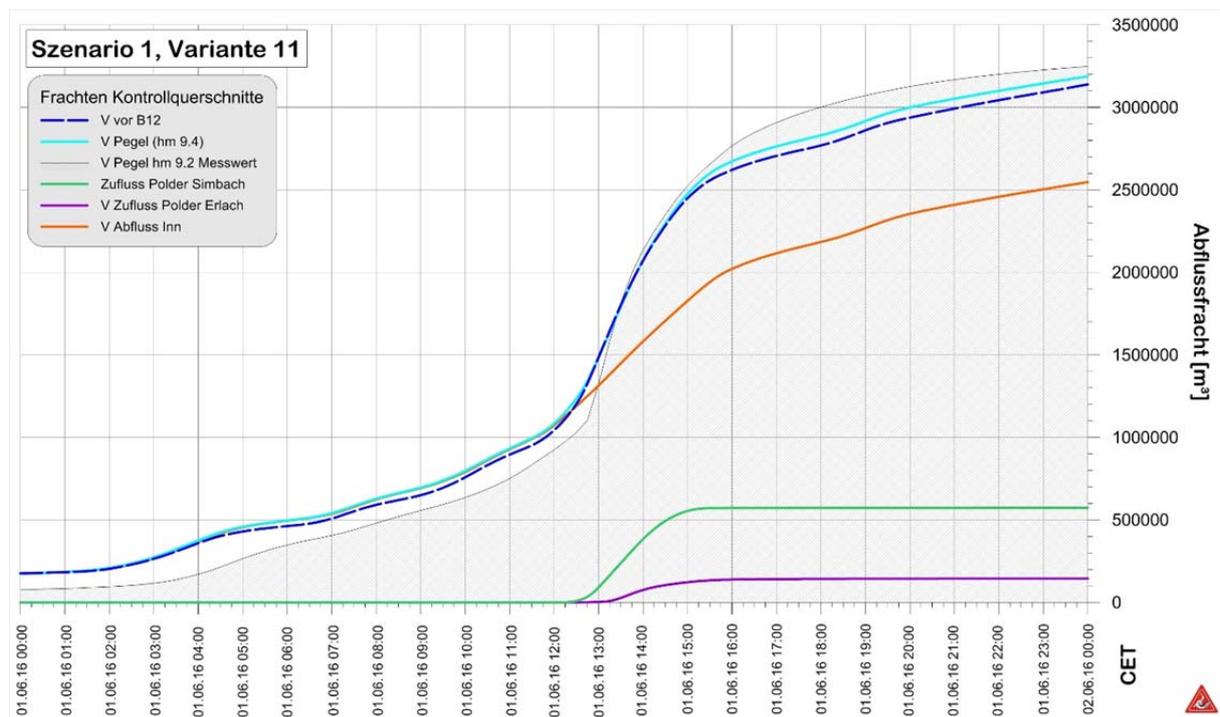


Abbildung 78: Abflussfrachten an den Kontrollquerschnitten Szenario 1 Variante 11 (kein Verklauung des Durchlasses am Damm Schulstraße)

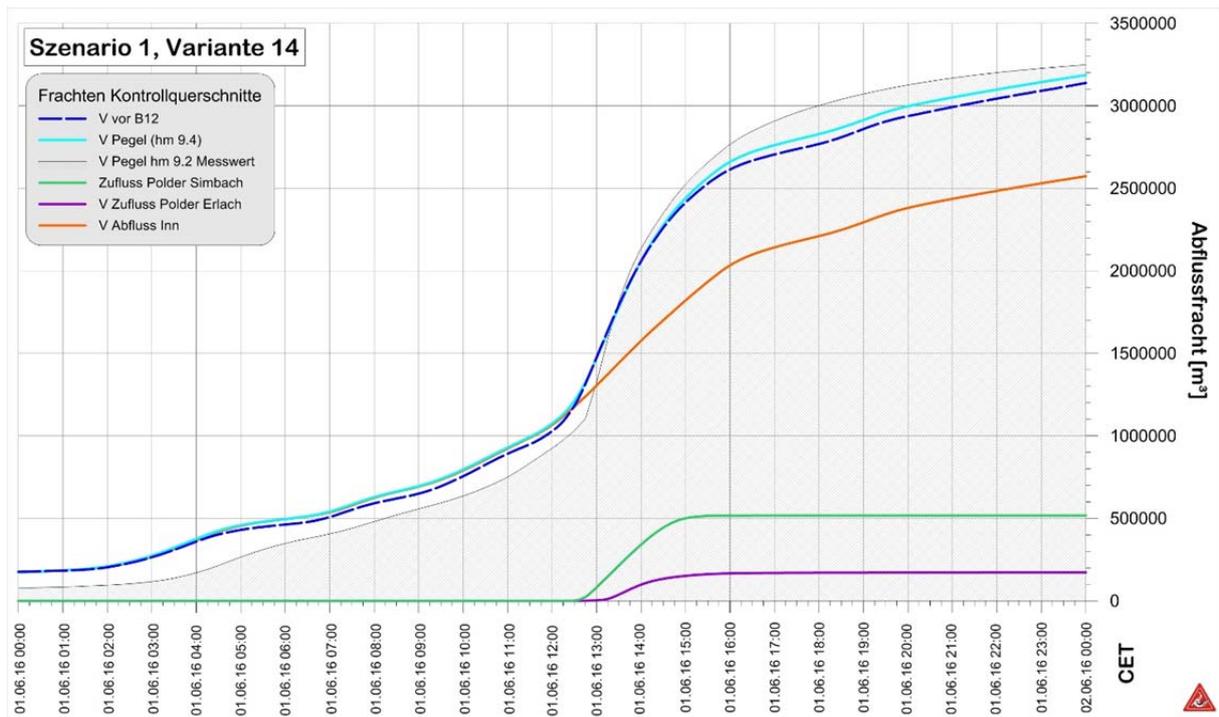


Abbildung 79: Abflussfrachten an den Kontrollquerschnitten Szenario 1 Variante 11 (Teilverklauung des Durchlasses am Dammschulstraße Zeitpunkt 9:50)

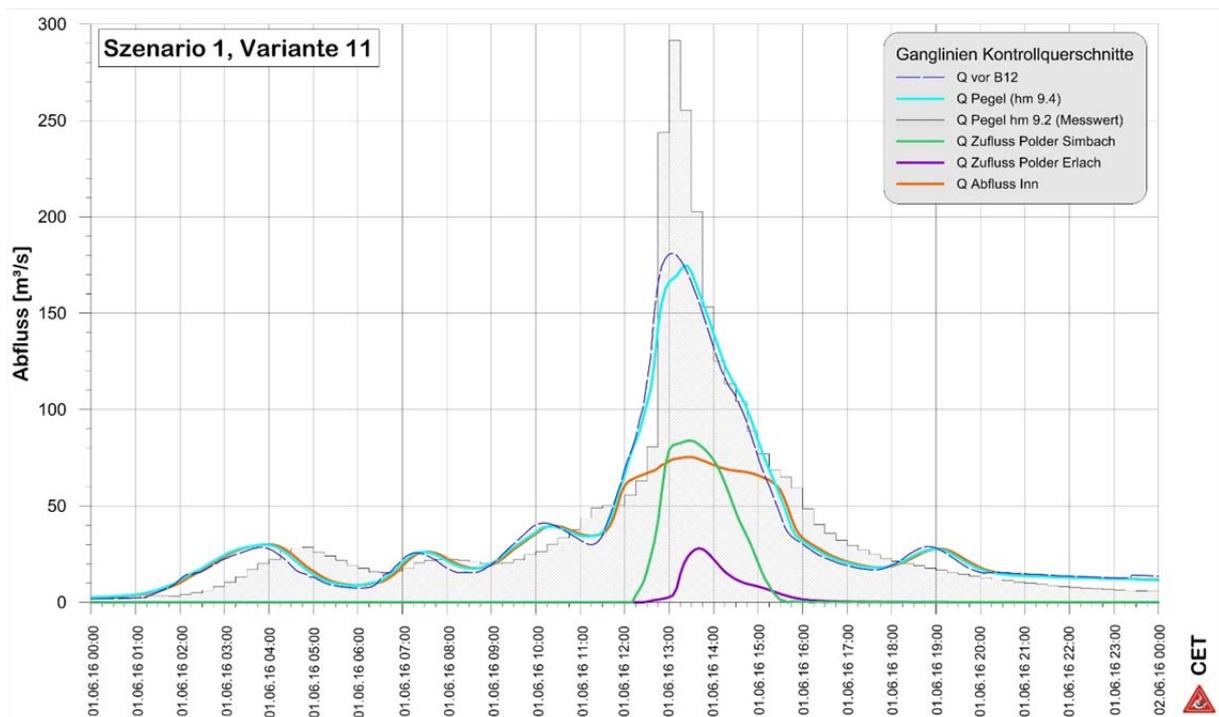


Abbildung 80: Bei der Simulation aufgetretene Ganglinien an den Kontrollquerschnitten Szenario 1 Variante 11

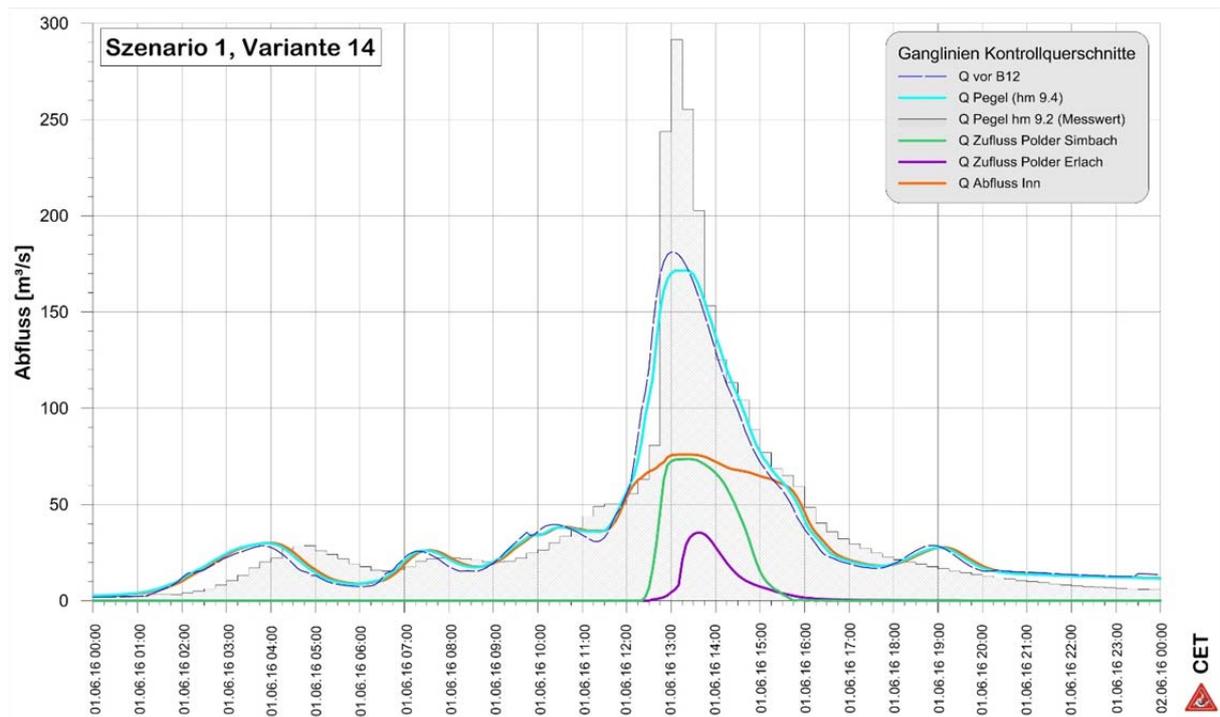


Abbildung 81: Bei der Simulation aufgetretene Ganglinien an den Kontrollquerschnitten Szenario 1 Variante 14

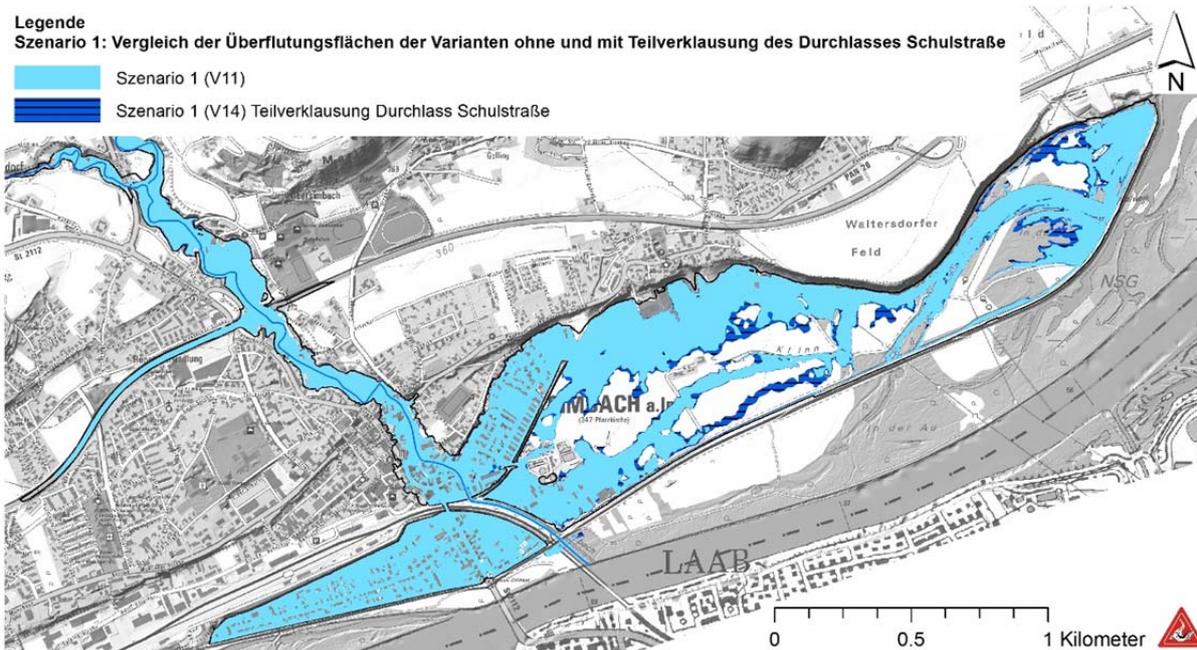


Abbildung 82: Überflutungsflächen Szenario 1 (Variantenstudie)

### 7.5.2 Szenario 2: Ereignisablauf mit Dammversagen

In Szenario 2 wird das Hochwasserereignis mit Dammversagen, Teilverklauung des Durchlass Schulstraße, Verklauung Fußgänger Durchlasses B12, sowie mit Teilverklauung der Passauerbrücke und Berücksichtigung des darauf abgelagerten Schwemmholzes dargestellt (Abbildung 83).

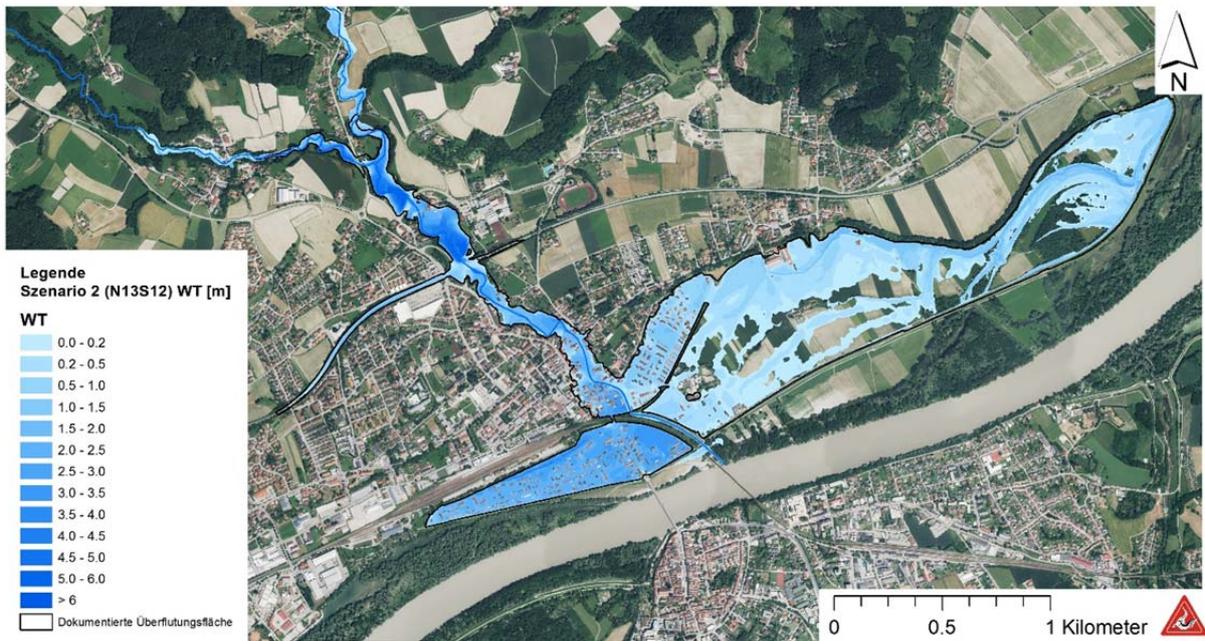


Abbildung 83: Maximale Wassertiefen für das Szenario 2 mit Dammversagen (Teilverklammerung Damm Schulstraße und Brücke Passauerstraße, Verklammerung Fußgängerdurchlass B12, Schwemmholzablagerung auf Brücke Passauerstraße)

Der Wasserspiegel gerinneaufwärts des Damms erreicht eine maximale Einstauhöhe von 362 m üNN und beim Holzlager (hm 20.9) 357 m üNN. Die B12 wird überströmt und Richtung Westen kommt es zu einer Überflutung des Straßenbereichs. Der maximal berechnete Wasserspiegel beim Kontrollquerschnitt an der B12 liegt bei 356.6 m üNN. An dem gerinneabwärts liegenden Kontrollquerschnitt (hm 12.2), rund hundert Meter vor dem Einlaufbauwerk, wird ein maximaler Wasserspiegel von 347.7 m üNN erreicht.

Die Überflutung im Vorland zeigt rechtsufrig des Einlaufbauwerks und bei den Häusern Passauerstraße 11 Wassertiefen von 1.5 - 2 m. In dem Bereich zwischen Passauerstraße, Innstraße und Simbach stellen sich Abflusstiefen von 0.5 - 2.3 m ein. Es treten Wassertiefen von 0.5 m bis hin zu 2.7 im Bereich der Innstraße vor dem Bahndammdurchlass auf. Im Bereich Bachstraße 14 -16 erreichen die Wassertiefen 2.3 m. Beim Kontrollquerschnitt hm 9.4 (Pegel Standort hm 9.2) wird ein maximaler Wasserspiegel von 344.9 m üNN erreicht, dies entspricht 4.5 m Wassertiefe ab der Sohle.

Linksufrig treten auf der Wilhelm-Dieß-Straße (neben dem Gerinne) maximale Wassertiefen von 0.3 m auf. Im Siedlungsbereich Richtung Polder Erlach ergeben sich zwischen der Hans-Carossa-Straße und der Max-Peinkofer-Straße sowie der Wilhelm-Dieß-Straße Wassertiefen bis zu 1.1 m, am Kreuzberger Feld maximale Ab-



flusshöhen von 1.5 m. Der Polder Erlach wird teils geflutet, mit durchschnittlichen Wassertiefen von 0.3 – 0.5 m. Nur im nördlichen und nordöstlichen Randgebiet des Polders kommt es zu größeren Wassertiefen mit gut einem Meter. Im Polder Simbach errechnen sich im Osten Wassertiefen von bis zu rund 3.0 m, auf der Innstraße bis zu 2.3 m und entlang der Gartenstraße von 2.3 m.

### **7.5.3 Szenario 3: Ereignisablauf mit Dammversagen und Deicherosion**

Für das Szenario 3 werden unterschiedliche Simulationsvarianten berechnet. Im Rahmen der Simulation zeigte sich, dass die Varianten 10 und 13 (Szenario 3.1 und 3.2 Kapitel 7.3.7.1) das Ereignis gut nachstellen.

Ergebnisse weiterer Varianten werden im Anhang angeführt, um die Anpassung des Modells und die Unterschiede sowie Unsicherheiten in den Ergebnissen diskutieren zu können.

#### **7.5.3.1 Szenario 3.1 - Variante 10: Dammversagen zwischen 12:35 und 12:40, Deicherosion, zusätzliche Faktoren und Erosion vor Einlaufbauwerk**

Bei Szenario 3.1 Variante 10 tritt das Dammversagen beim Eintreffen der Hochwasserspitze ein, zeitversetzt die Deicherosion im Ortsbereich. Zusätzlich werden teilverklauete Brücken innerorts, Schwemmholzablagerungen nahe dem Gerinne sowie eine Erosion vor dem Einlaufbauwerk berücksichtigt.

Der Bereich oberhalb dem Straßendamm Schulstraße wird massiv eingestaut und erreicht einen maximalen Wasserspiegel von 362.25 m üNN, gefolgt vom Überströmen des Damms noch vor dem Dammversagen und einer Überflutung der dahinter liegenden Bereiche bis hin zur B12. Der maximale Abfluss, ausgelesen am Querprofil hm 20.9, beträgt 264 m<sup>3</sup>/s bei einem Wasserspiegel von 357.60 m üNN. Die B12 wird ebenfalls überströmt und in Richtung Westen auf einer Länge von 900 m überflutet. Der maximal erreichte Wasserspiegel beim Kontrollquerschnitt B12 liegt bei 356.89 m üNN (Abbildung 84).

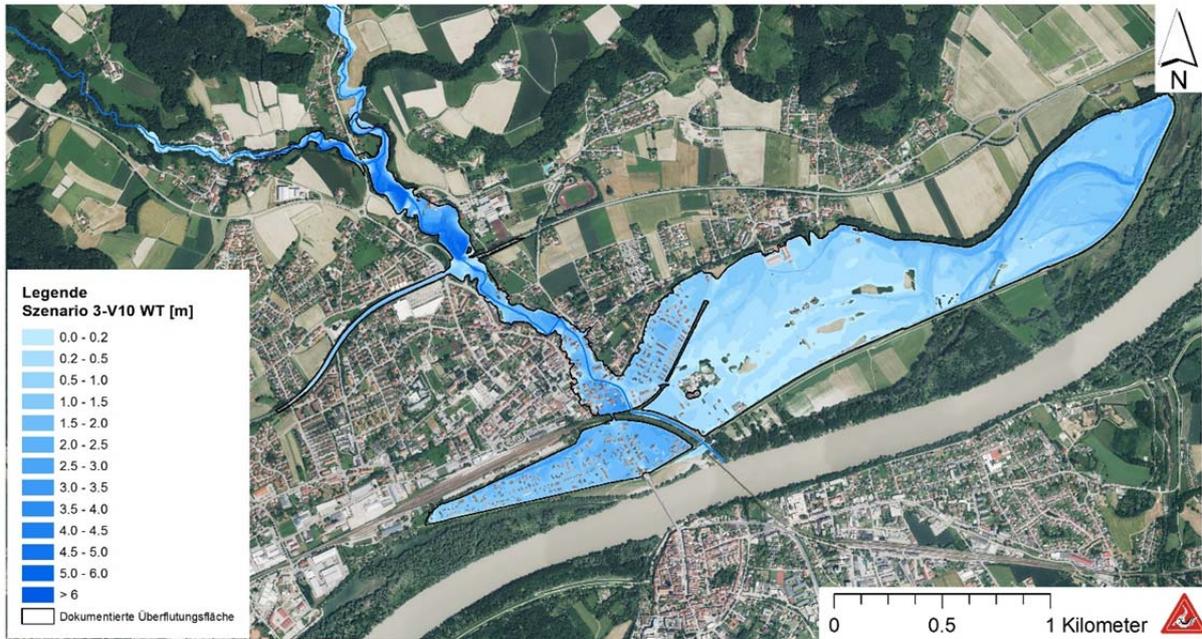


Abbildung 84: Maximale Wassertiefen für das Szenario 3 Variante 10 mit Dammversagen bei Eintreffen der Hochwasserspitze und Deicherosion (Teilverkläusung hm 9.7 und 7.8, Schwemmholzablagerung und Erosion)

An dem bachabwärts folgenden Kontrollquerschnitt hm 12.2, rund hundert Meter vor dem Einlaufbauwerk, wird ein maximaler Wasserspiegel von 347.80 m üNN mit einem Durchfluss von 254.8 m<sup>3</sup>/s erreicht. Rechtsufrig des Einlaufbauwerks und bei den Häusern Passauerstraße 11 treten bei dieser Variante Wassertiefen von 1.9 m - 2.5 m und im Nahbereich des Gerinnes Tiefen bis 2.9 m auf.

In dem Bereich zwischen Passauerstraße, Innstraße und Gerinne Simbach werden mit der Simulation Wassertiefen von 1.0 – 2.5 m erreicht. Die Innstraße wird bei diesem Szenario bereits ab Hausnummer 21 (Maximilianstraße / Stadtapotheke) betroffen, mit Wassertiefen von 1.7 m – 2.3 m.

Vor dem Bahndamm staut sich das Wasser bis zu 3.5 m und vor dem Durchlass in den Polder Simbach bis zu 3 m. Im Bereich Bachstraße 14–16 erreichen die Wassertiefen 2.3 m. Bei hm 9.4 (kurz vor dem Pegelstandort hm 9.2) stellt sich ein maximaler Wasserspiegel von 345.41 m üNN ein. Dies entspricht einer Abflusstiefe von rund 4.9 m.

Im linksufrigen, gerinnenahen Bereich der Wilhelm-Dieß-Straße treten maximale Wassertiefen von 0.7 m, im Siedlungsbereich Richtung Polder Erlach bei der Hans-Carossa-Straße und der Max-Peinkofer-Straße sowie der Wilhelm-Dieß-Straße Wassertiefen von bis zu 1.7 -1.9 m auf. Im Bereich Kreuzberger Feld berechnen sich maximale Wassertiefen von 2.1 m. Der Polder Erlach weist Wassertiefen von 0.3 - 1.0 m



auf und im nördlichen und nordöstlichen Randgebiet von einem bis zu 1.9 m. Kleine Bereiche des Polders werden aufgrund der Topographie nicht oder mit weniger als 0.1 Meter beaufschlagt.

Eine Wassertiefe von rund 3.0 m zeigt sich im Osten des Polder Simbach, diese reduziert sich auf der Innstraße auf 1.7 - 2.3 m, entlang der Gartenstraße auf 1.9 bis 2.7 m und am westlichen Ende auf 1.5 m.

Die größten aufgetretenen Fließgeschwindigkeiten sind im Bereich des Gerinnes am höchsten (Abbildung 85). Ein besonders schneller Abfluss zeigt sich im Nahbereich von Bauwerken und an Engstellen. Fließgeschwindigkeiten mit mehr als 2.0 m/s treten an den neuralgischen Punkten Schulstraße, B12, Einlaufbauwerk, Innstraße, Bachstraße, Deich Wilhelm-Dieß-Straße und beim Bahndammdurchlass auf.

Die berechneten Fließrichtungen folgen dem dokumentierten Abflussmuster. Neben dem Gerinne bestimmen vor allem die Straßenzüge die Abflussrichtungen (Abbildung 86).

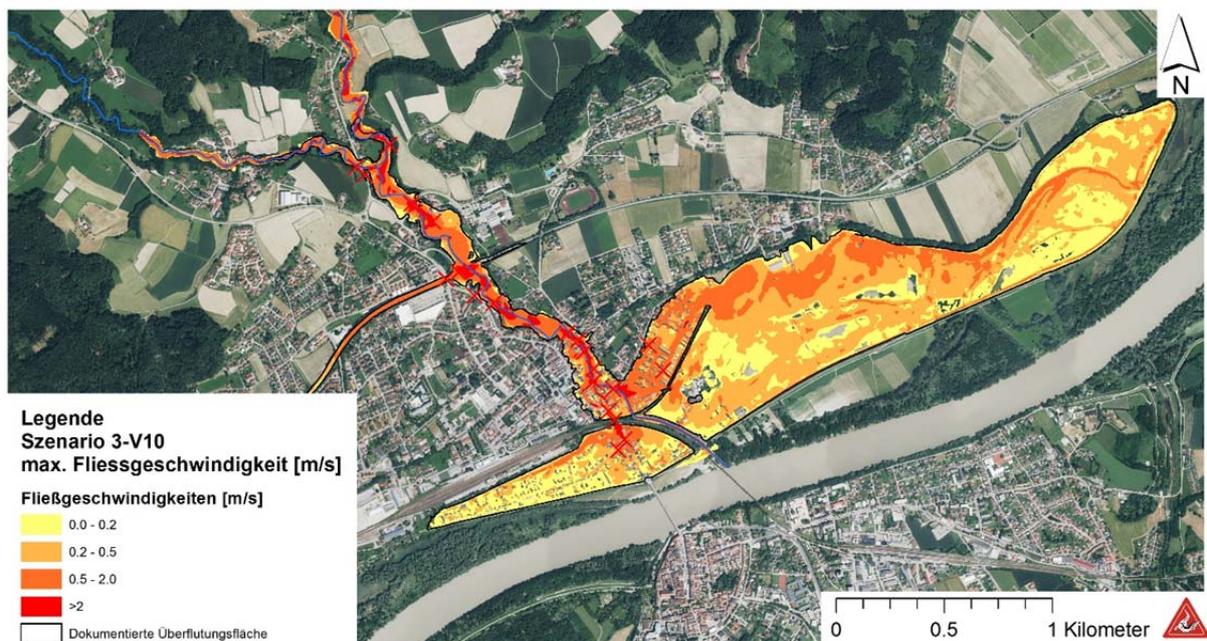


Abbildung 85: Maximale Fließgeschwindigkeiten für das Szenario 3, Variante 10 mit Dammversagen bei Eintreffen der Hochwasserspitze und Deicherosion

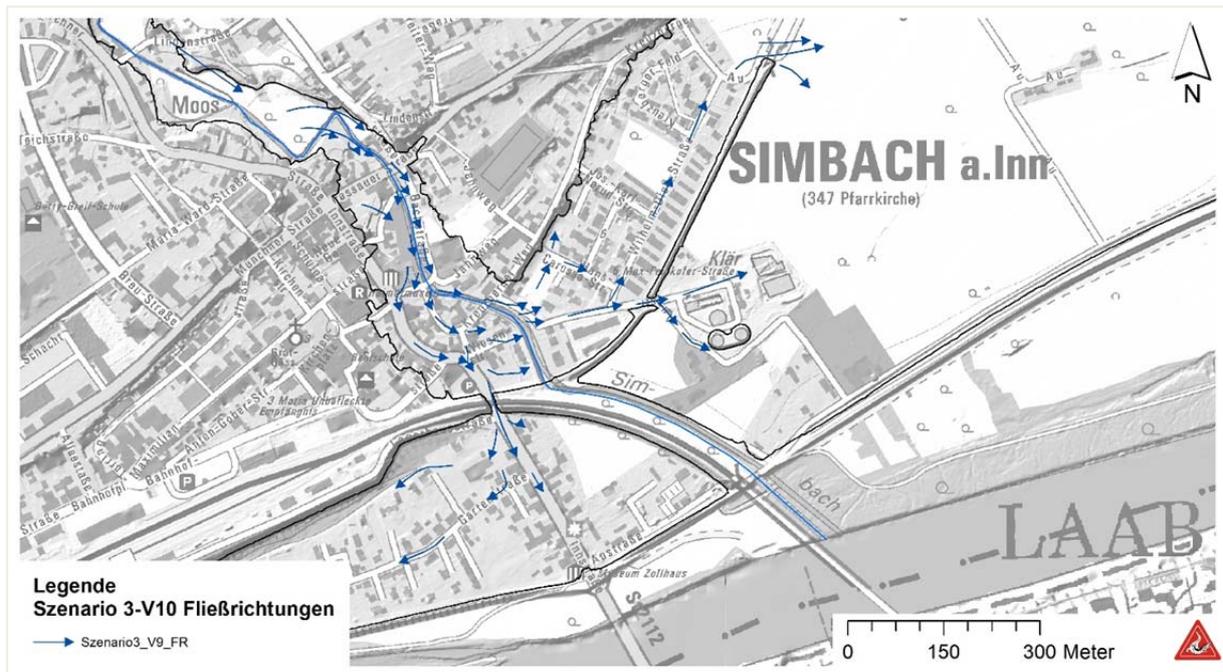


Abbildung 86: Fließrichtungskarte für Szenario 3, Variante 10

### 7.5.3.2 **Szenario 3.2 - Variante 13: Dammversagen zwischen 12:50 und 12:55, Deicherosion, zusätzliche Faktoren und Erosion vor Einlaufbauwerk**

Im Wesentlichen zeigt sich bei Szenario 3.2 (Variante 13) das gleiche Abflussverhalten wie bei Szenario 3.1. Bei Szenario 3.2 (Variante 13) tritt das Dammversagen unmittelbar nach Eintreffen der Hochwasserspitze ein, zehn Minuten später als bei Variante 3.1. Unterschiede zeigen sich vor allem in der Form der Ganglinien an Kontrollquerschnitten, der Abflussspitze am Pegelstandort und der Verteilung der Fracht in die Polder. Bei dieser Variante wird kurz vor dem Pegelstandort bei hm 9.4 ein um 30 cm höherer maximaler Wasserspiegel (345.7 m üNN) und eine um 20 m<sup>3</sup>/s größere Abflussspitze (250 m<sup>3</sup>/s gegenüber 231 m<sup>3</sup>/s bei Szenario 3.1) erreicht. Beim Vergleich der Wassertiefen dieser Simulation mit den dokumentierten Höhen der Anschlagmarken ist die Übereinstimmung im Polder Simbach im Bereich der Innstraße geringer, hingegen im Polder Erlach größer.

Die Darstellung der maximal aufgetretenen Fließgeschwindigkeiten (Abbildung 88) zeigt ein ähnliches Bild wie bei Szenario 3.1 Variante 10. In den kanalisiert Abflussbereichen, bei Engstellen wie dem Einlaufbauwerk und auch im Ortsbereich kommt es zu einer dynamischen Überflutung mit Fließgeschwindigkeiten von über 2 m/s. In den Randbereichen der Polder treten Fließgeschwindigkeiten unter 0.5 m/s auf, die somit dem Gefährdungsbild der statischen Überflutung zuzuordnen sind.

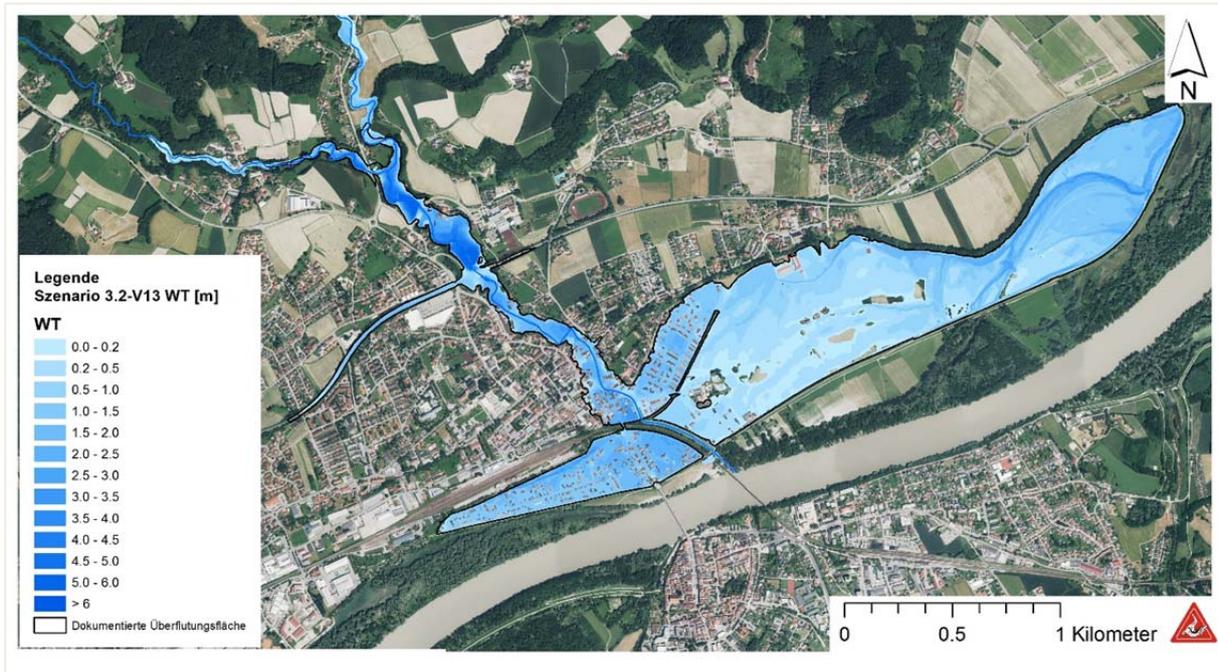


Abbildung 87: Maximale Wassertiefen für das Szenario 3 Variante 13 mit Dammversagen bei Eintreffen der Hochwasserspitze und Deicherosion (Teilverkläuserung hm 9.7 und 7.8, Schwemmholzablagerung und Erosion)

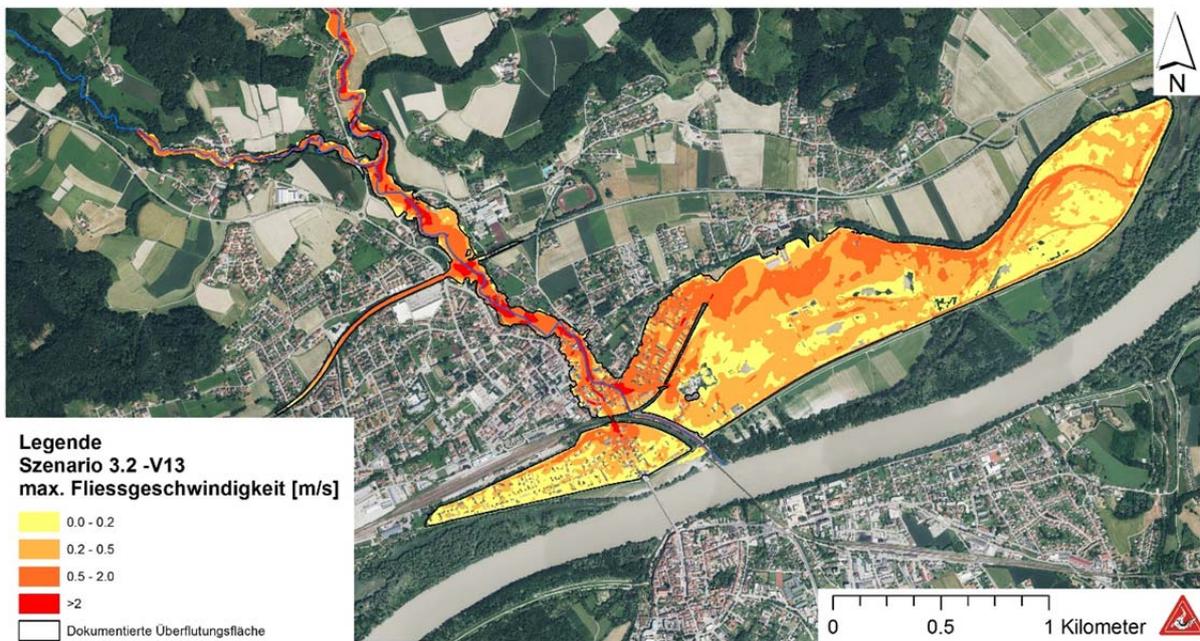


Abbildung 88: Maximale Fließgeschwindigkeiten für das Szenario 3, Variante 13

### 7.5.4 Simulationen mit stationärem Zufluss

Zur Identifikation neuralgischer Punkte im Bereich des Ortsgerinnes werden Simulationen mit dem Netz 10 (vor dem Ereignis) mit unterschiedlichen stationären Abflüssen über eine Zeitdauer von 4 Stunden durchgeführt. Die unterstellten Abflüsse und die damit korrespondierenden Wassertiefen an den Kontrollquerschnitten sind in Tabelle 25 zusammengestellt.

Tabelle 25: Maximale Wassertiefen/Abflüsse aus Simulationen zur Ereignisrekonstruktion

Simulation (stat. Zuflüsse)	hm 20.9	hm 12.2	hm 9.4	hm 1.7		
Q [m <sup>3</sup> /s]	WT [m]	WT [m]	WT [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]	WT [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
30	1.97	2.12	1.92	29.7	2.28	30
40	2.13	2.19	2.28	39.6	2.58	40
50	2.24	2.30	2.63	49.5	2.84	50
60	2.32	2.42	2.96	59.4	3.04	58.9
70	2.37	2.54	3.28	69.4	3.13	62.9
80	2.47	2.69	3.64	79.4	3.17	64.7
90	2.64	2.82	3.73	89.4	3.19	65.9

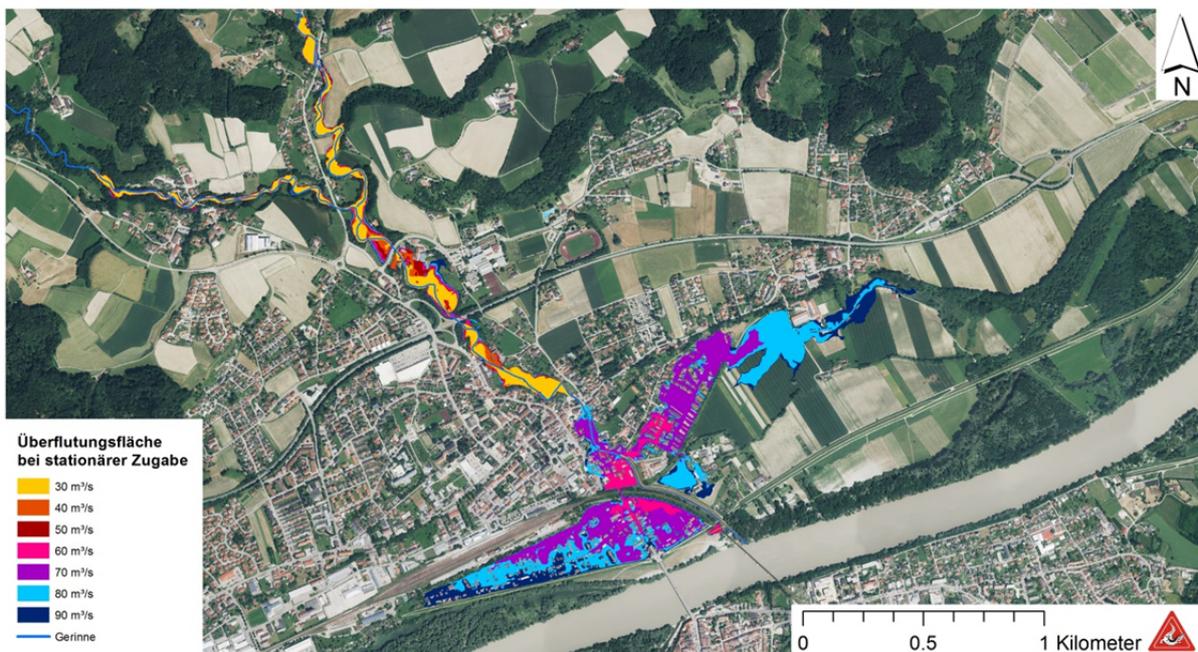


Abbildung 89: Überflutungsflächen der Simulationen mit stationären Zuflüssen

Die Superposition der sich mit steigendem Abfluss vergrößernden Überflutungsfläche zeigt Abbildung 89. So setzt sich z.B. die Überflutungsfläche für 60 m<sup>3</sup>/s aus der gelben (30 m<sup>3</sup>/s), der orangen (40 m<sup>3</sup>/s), der dunkelroten (50 m<sup>3</sup>/s) und der pinken



(60 m<sup>3</sup>/s) Fläche zusammen. Da die Simulationsdauer auf 4 Stunden beschränkt ist, ergäben sich für längere Abflussdauern auch größere Überflutungsflächen.

#### 7.5.4.1 **Stationäre Zugabe von 30 m<sup>3</sup>/s**

Bei der Zugabe von 30 m<sup>3</sup>/s werden der Schulstraßendamm und die B12 während der Simulation nicht überströmt (Tabelle 26). Außerdem wird der Fußgängerdurchlass der B12 nicht durchflossen. Im Ort Simbach kommt es noch zu keinen Ausuferungen. Allerdings gibt es geringfügige Überschwemmungen im Bereich von hm 20.9 und nach der B12 bis zum Einlaufbauwerk (hm 17.3 - hm 10.5).

Tabelle 26: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 30 m<sup>3</sup>/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 30 m <sup>3</sup> /s
30	geringfügige Ausuferung bei hm 20.9
35	geringfügige Ausuferung nach B12
40	geringe Ausuferung bis Einlaufbauwerk hm 11.0 (Rückstaupflähe gerinneaufwärts des Einlaufbauwerks)

#### 7.5.4.2 **Stationäre Zugabe von 40 m<sup>3</sup>/s**

Bei einem Abfluss von 40 m<sup>3</sup>/s ufert das Gerinne nach dem Schulstraßendamm bis zum Rückstaubereich vor der B12 (hm 22.0 – hm 17.8), sowie im Bereich zwischen B12 und Einlaufbauwerk (hm 17.3 – hm 10.5) aus. Die Dämme Schulstraße und B12 werden nicht überströmt, der Fußgängerdurchlass an der B12 nicht beaufschlagt. Das Gerinne im Ort (ab dem Einlaufbauwerk bei hm 10.5) überbordnet nicht. Beide Polder (Simbach und Erlach) bleiben unbeeinflusst (Tabelle 27).

Tabelle 27: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 40 m<sup>3</sup>/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 40 m <sup>3</sup> /s
25	geringfügige Ausuferung bei hm 20.9 bis hm 19.5
30	Zunahme der Ausuferungen bei hm 22.0 – hm 17.8
35	geringfügige Ausuferungen bis hm 12.0 (Rückstaupflähe gerinneaufwärts des Einlaufbauwerks)
40	flächige Ausuferung bis zum Einlaufbauwerk (hm 10.5)

#### 7.5.4.3 **Stationäre Zugabe von 50 m<sup>3</sup>/s**

Ein Abfluss von 50 m<sup>3</sup>/s führt zu Ausuferungen nach dem Schulstraßendamm bis hin zur B12 (hm 22.0 – hm 17.8) und weiter bis zum Einlaufbauwerk (hm 17.3 – hm 10.5). Die Dämme Schulstraße und B12 werden nicht überströmt, der Fußgängerdurchlass an der B12 nicht beaufschlagt. Das Gerinne im Ort (ab dem Einlauf-



bauwerk bei hm 10.5) überbortet nicht. Beide Polder (Simbach und Erlach) bleiben unbeeinflusst (Tabelle 28).

Tabelle 28: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 50 m<sup>3</sup>/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 50 m <sup>3</sup> /s
25	geringe Ausuferung bei hm 20.9 bis hm 19.5
30	Ausbreitung der Überflutung von hm 22.0 bis hm 17.8, geringfügige Ausuferung unterhalb B12 bis Brücke Lindenstraße (hm 15.0)
35	flächige Ausuferung von hm 17.3 bis hm 11.0 (Rückstaupflähe gerinneaufwärts des Einlaufbauwerks)
40	flächige Ausuferung bis hm 10.5 (Einlaufbauwerk)

#### 7.5.4.4 **Stationäre Zugabe von 60 m<sup>3</sup>/s**

Bei der theoretisch stationären Zugabe von 60 m<sup>3</sup>/s kommt es bei der 2D-Abflusssimulation bereits zu geringfügigen Überflutungen im Ortsgebiet. Das Gerinne des Simbachs ist vor langer Zeit mit einem einfachen 1D-Modell auf einen Abfluss dieser Größenordnung ausgelegt worden (WWA-DEG). Bei genauer Betrachtung der Überbordungsstelle ist erkennbar, dass der maximale berechnete Wasserspiegel nur minimal (im Zentimeter-Bereich) höher als die Krone liegt, es aber dadurch zu einem Überströmen der Ufermauer kommt. Ob es dabei in der Realität zu einer geringfügigen Überflutung des Ortsbereichs kommt, liegt im Unsicherheitsbereich der Simulation. Faktoren, die gegebenenfalls einen Einfluss auf das Ergebnis haben können, sind die gewählten  $k_{St}$ -Werte (siehe dazu Kapitel 7.2.5 Wahl der Rauheitsbelegung) oder die in 2D-Modellen berücksichtigte Querneigung der Wasserspiegellage im Bereich von Kurven, die bei der eindimensionalen Simulation vernachlässigt wird. Allerdings kann durch die Berechnung der Bereich nach der Brücke Kreuzbergerweg als neuralgischer Punkt identifiziert werden.

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass ein theoretisch stationärer Abfluss von 60 m<sup>3</sup>/s zur Ausuferung nach dem Schulstraßendamm bis zur B12 (hm 22.0 – hm 17.8) und weiter bis zum Einlaufbauwerk (hm 17.3 – hm 10.5) führt. Die Dämme Schulstraße und B12 werden nicht überströmt, der Fußgängerdurchlass an der B12 jedoch durchflossen. Das Ortsgerinne überbortet bei der Brücke Bachstraße (hm 7.8) und der Brücke Kreuzberger Weg (hm 6.8). Die Überschwemmung breitet sich orographisch links entlang der Max-Peinkofer-Straße und dem umliegenden Siedlungsbereich aus. Orographisch rechts wird der Bereich entlang des Gerinnes bis zum Bahndamm überströmt und erreicht über die Innstraße den Bahndamm-



durchlass zum Polder Simbach, der geringfügig geflutet wird. Der Polder Erlach wird nicht dotiert (Tabelle 29).

Tabelle 29: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 60 m<sup>3</sup>/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 60 m <sup>3</sup> /s
25	flächige Ausuferung von hm 22.0 bis hm 18.9
30	Ausbreitung der Überflutung von hm 22.0 bis hm 17.8, geringfügige Ausuferung unterhalb der B12 bis hm 15.0 (Brücke Lindenstraße)
35	flächige Ausuferung von hm 17.3 bis hm 11.0 (Rückstauffläche gerinneaufwärts des Einlaufbauwerks)
40	sich ausbreitende Ausuferung bis zum Einlaufbauwerk hm 10.5
70	geringfügige Ausuferung Brücke Kreuzberger Weg und nach der Brücke Bachstraße (orographisch rechts)
75	Ausuferungen von Brücke Kreuzberger Weg breiten sich langsam orographisch links und rechts aus
180	Überschwemmung erreicht Bahndammdurchlass (Kiosk)
185	geringe Wassermengen fluten den Polder Simbach

#### 7.5.4.5 **Stationäre Zugabe von 70 m<sup>3</sup>/s**

Ein Abfluss von 70 m<sup>3</sup>/s führt zu flächiger Ausuferung nach dem Schulstraßendamm bis zur B12 (hm 22.0 – hm 17.8) und weiter bis zum Einlaufbauwerk (hm 17.3 – hm 10.5). Die Dämme Schulstraße und B12 werden nicht überströmt, der Fußgängerdurchlass an der B12 jedoch durchflossen. Das Ortsgerinne überbordert bei der Brücke Bachstraße (hm 7.8) und der Brücke Kreuzberger Weg (hm 6.8). Die Überschwemmung breitet sich orographisch links zwischen dem Kreuzberger Weg und dem alten Bahndamm aus und erreicht über den nördlichen Durchlass den Polder Erlach, der geflutet wird. Über die Austraße gelangen nur geringe Wassermengen in den Polder Erlach. Orographisch rechts wird der Bereich ab dem Pegelstandort entlang der Bachstraße und Innstraße bis zum Casino Central und dem Bahndammdurchlass geflutet und dotiert den Polder Simbach (Tabelle 30).

Tabelle 30: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 70 m<sup>3</sup>/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 70 m <sup>3</sup> /s
25	flächige Ausuferung bei hm 22.0 bis hm 18.8
30	Ausbreitung der Überflutung von hm 20.9 bis hm 17.8, geringfügige Ausuferung nach der B12 bis hm 13.0 (Zubringer)



35	flächige Ausuferung von hm 17.3 bis hm 10.5 (Einlaufbauwerk)
55	geringe Ausuferung Brücke Kreuzberger Weg und nach der Brücke Bachstraße (orographisch rechts)
65	Ausuferungen ab hm 8.3 gerinneabwärts, Ausuferungen von Brücke Kreuzberger Weg breiten sich in beide Richtungen aus
80	Überschwemmung erreicht Bahndammdurchlass (Kiosk)
90	Ausuferung ab hm 9.0 gerinneabwärts, Beginn Flutung Polder Simbach
220	Beginn Flutung Polder Erlach (über nördlichen Durchlass)

#### 7.5.4.6 Stationäre Zugabe von 80 m<sup>3</sup>/s

Ein Abfluss von 80 m<sup>3</sup>/s führt zu flächiger Ausuferung nach dem Schulstraßendamm bis zur B12 (hm 22.0 – hm 17.8) und weiter bis zum Einlaufbauwerk (hm 17.3 – hm 10.5). Die Dämme Schulstraße und B12 werden nicht überströmt, der Fußgängerdurchlass an der B12 jedoch durchflossen. Das Ortsgerinne überbortet bei der Brücke Bachstraße (hm 7.8) und der Brücke Kreuzberger Weg (hm 6.8). Die Überschwemmung breitet sich orographisch links zwischen dem Kreuzberger Weg und dem alten Bahndamm aus und gelangt zuerst über die Austraße in den Polder Erlach. Zu einem späteren Zeitpunkt erfolgt die Dotierung auch über den nördlichen Durchlass. Orographisch rechts wird der Bereich ab Brücke Passauer Straße (hm 9.7) entlang der Bachstraße und Innstraße bis zum Casino Central und dem Bahndammdurchlass geflutet und große Bereiche des Polders Simbach beaufschlagt (Tabelle 31).

Tabelle 31: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 80 m<sup>3</sup>/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 80 m <sup>3</sup> /s
25	flächige Ausuferung bei hm 20.9 bis hm 18.8
30	Ausbreitung der Überflutung von hm 22.0 bis hm 17.8, geringfügige Ausuferung nach der B12 bis hm 13.0 (Zubringer)
35	flächige Ausuferung von hm 17.3 bis hm 10.5 (Einlaufbauwerk)
50	geringe Ausuferungen Brücke Kreuzberger Weg und nach der Brücke Bachstraße (orographisch rechts)
55	Ausbreitung der Ausuferungen Brücke Kreuzberger Weg und nach der Brücke Bachstraße (beidseits), Ausuferungen ab hm 8.4 gerinneabwärts,
65	Ausuferungen ab hm 9.4 gerinneabwärts
70	Ausuferungen erreichen Brücke Passauer Straße (hm 9.7), Überschwemmung erreicht Bahndammdurchlass (Kiosk)
80	Flutung Polder Simbach beginnt
90	Beginn Flutung Polder Erlach über Austraße



#### 7.5.4.7 **Stationäre Zugabe von 90 m<sup>3</sup>/s**

Ein Abfluss von 90 m<sup>3</sup>/s führt zu flächiger Ausuferung nach dem Schulstraßendamm bis zur B12 (hm 22.0 – hm 17.8) und weiter bis zum Einlaufbauwerk (hm 17.3 – hm 10.5). Die Dämme Schulstraße und B12 werden nicht überströmt, der Fußgängerdurchlass an der B12 jedoch durchflossen. Das Ortsgerinne überbordet bei der Brücke Bachstraße (hm 7.8) und der Brücke Kreuzberger Weg (hm 6.8). Die Überschwemmung breitet sich orographisch links zwischen dem Kreuzberger Weg und dem alten Bahndamm aus und gelangt zuerst über die Austraße in den Polder Erlach. Zu einem späteren Zeitpunkt erfolgt die Dotierung auch über den nördlichen Durchlass. Orographisch rechts wird der Bereich ab Brücke Passauer Straße (hm 9.7) entlang der Bachstraße und Innstraße bis zum Casino Central und dem Bahndammdurchlass geflutet und weitere Bereiche des Polders Simbach beaufschlagt (Tabelle 32).



Tabelle 32: Beobachtungen für die stationäre Zugabe von 90 m³/s

Dauer [min]	Beobachtung stationärer Zufluss 90 m³/s
20	geringfügige Ausuferung bei hm 20.9
25	Ausbreitung der Ausuferung von hm 22.0 – hm 18.0, geringfügige Ausuferung nach B12 (hm 17.3)
30	flächige Überschwemmung hm 22 – 17.8, Ausuferung von hm 17.3 bis hm 11.0 (Rückstaufläche gerinneaufwärts des Einlaufbauwerks)
35	Ausbreitung der Ausuferung von hm 17.3 – hm 10.5
45	geringe Ausuferung Brücke Kreuzberger Weg (hm 6.8) und nach der Brücke Bachstraße (hm 7.8, orographisch rechts)
50	Ausuferung ab hm 8.4 gerinneabwärts, Ausuferungen von Brücke Kreuzberger Weg breiten sich in beide Richtungen aus
55	Ausuferung oberhalb Pegelbrücke hm 9.4
65	Überschwemmung erreicht Bahndammdurchlass (Kiosk)
70	Beginn Flutung Polder Simbach
80	Beginn Flutung Polder Erlach über Austraße
135	Beginn Flutung Polder Erlach über nördlichen Durchlass



## 7.6 Analyse der hydraulischen Simulationsergebnisse

Die Analyse der Simulationsergebnisse erfolgt anhand der in Kapitel 0 beschriebenen Arbeitsschritte durch Vergleich der dokumentierten Überflutungsflächen und Abflusshöhen (sh. Band 1) mit den Simulationsergebnissen.

### 7.6.1 Vergleich mit der dokumentierten Überflutungsfläche

Die dokumentierte Überflutungsfläche hat 1.7 km<sup>2</sup>. Der Vergleich mit der simulierten Überflutungsfläche des Szenarios 3 weist eine große Übereinstimmung auf, nur in einigen kleinen Bereichen wird die Ausdehnung der Überflutung des Ereignisses nicht erreicht (Abbildung 90).

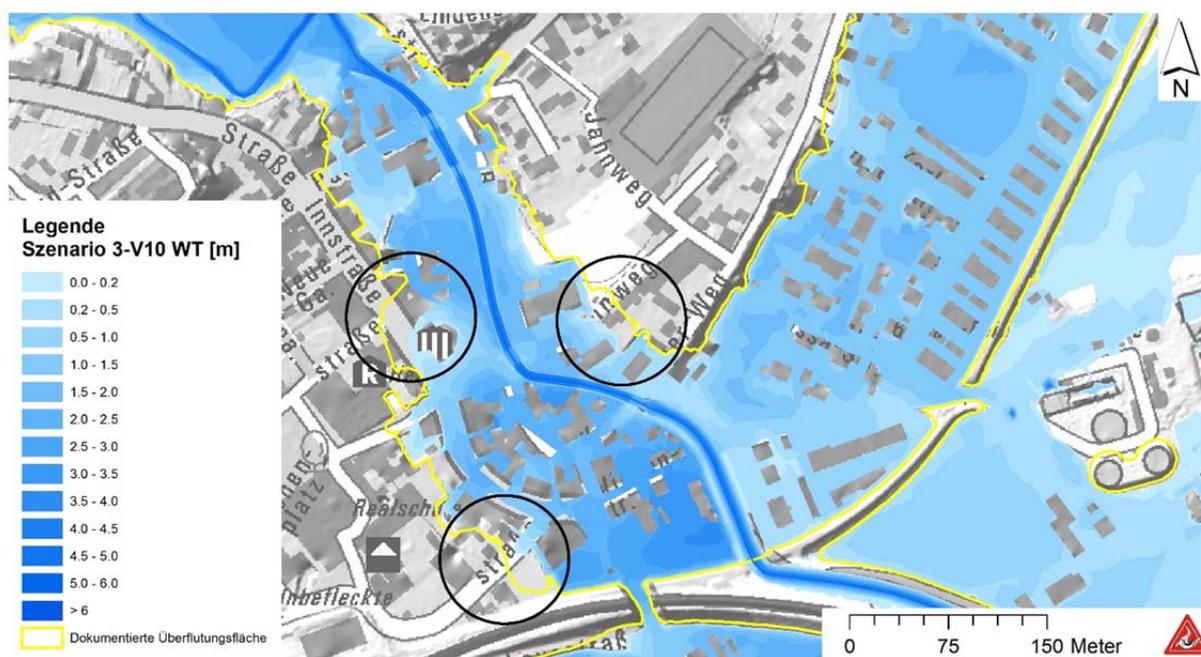


Abbildung 90: Vergleich der dokumentierten Überflutungsfläche mit der simulierten von Szenario 3.1 Variante 10

### 7.6.2 Vergleich mit den dokumentierten Wassertiefen (Anschlagmarken)

Zum Vergleich der Simulationsergebnisse der Szenarien 1, 2 und 3 mit den dokumentierten Anschlagmarken werden die Mittelwerte der simulierten Wassertiefen (WT) im Umkreis von einem Meter herangezogen. Weicht die simulierte Wassertiefe weniger als  $\pm 0.5$  Meter von der dokumentierten ab, wird die Simulation an dieser Stelle mit „okay“ bewertet. Bei einer größeren Abweichung erfolgt die Bewertung mit „zu niedrig“ oder „zu hoch“. Tabelle 33 zeigt die Häufigkeit der vergebenen Bewertung, wobei die Gesamtzahl variiert je nach erreichter Ausdehnung der Überflutungsfläche. Bei Szenario 3 wird bei 35 Anschlagmarken die Wassertiefe erreicht, wobei 6 der simulierten Wassertiefen höher liegen als die dokumentierten. Bei den weiteren Standorten unterschätzt die Simulation die Wassertiefen. Bei Szenario 1 zeigt sich



ein deutlich anderes Abflussgeschehen, es werden an 29 Anschlagmarken die Wassertiefen erreicht, allerdings an 19 davon überschätzt (Standort Polder).

Tabelle 33: Vergleich der simulierten Wassertiefen mit den aufgenommenen Höhen der Anschlagmarken der Qualität 1 bis 4

Bewertung	Szenario 1	Szenario 2	Szenario 3.1 (Variante 10)	Szenario 3.2 (Variante 09)
Simulation „zu niedrig“	56	57	61	58
Simulation „okay“	10	29	32	33
Simulation „zu hoch“	19	6	3	6

Um die Qualität der dokumentierten Anschlagmarken zu berücksichtigen, wurden die Aufnahmen im Zuge der Ereignisdokumentation mit einer Skala von 1 (sehr gut) bis 4 (niedrig) bewertet (Tabelle 34). Zur detaillierteren Auswertung (visueller Vergleich) und Gegenüberstellung der simulierten mit den dokumentierten Wassertiefen (Abbildung 91 bis Abbildung 96) werden nur die Anschlagmarken der Qualität 1 und 2 berücksichtigt.

Tabelle 34: Qualitätsmerkmale der aufgenommenen Anschlagmarken Band 1 Ereignisdokumentation

Qualität	Bewertung	Anzahl (n=103)
1	sehr gut	60
2	gut	17
3	wenig zuverlässig	15
4	Hinweis, Schätzwert	11

Zur weiteren Beurteilung der Qualität der Simulation eines Szenarios werden die Mittelwerte der berechneten Abflusstiefen mit einer Klassenbreite von  $\pm 0.25$  m den dokumentierten Abflusstiefen gegenübergestellt (Abbildung 92, Abbildung 94, Abbildung 96). Dadurch lässt sich feststellen, ob die simulierten Wassertiefen insgesamt, aber nicht räumlich und zeitlich differenziert, den beobachteten Wassertiefen beim Szenario entsprechen, sie im Schnitt unter- oder überschätzen.

Bei Szenario 1 (Abbildung 91 und Abbildung 92) werden die Wassertiefen im Ortbereich und im Polder Erlach nicht erreicht, wohingegen sie im Polder Simbach bei dieser Simulation überschätzt werden.

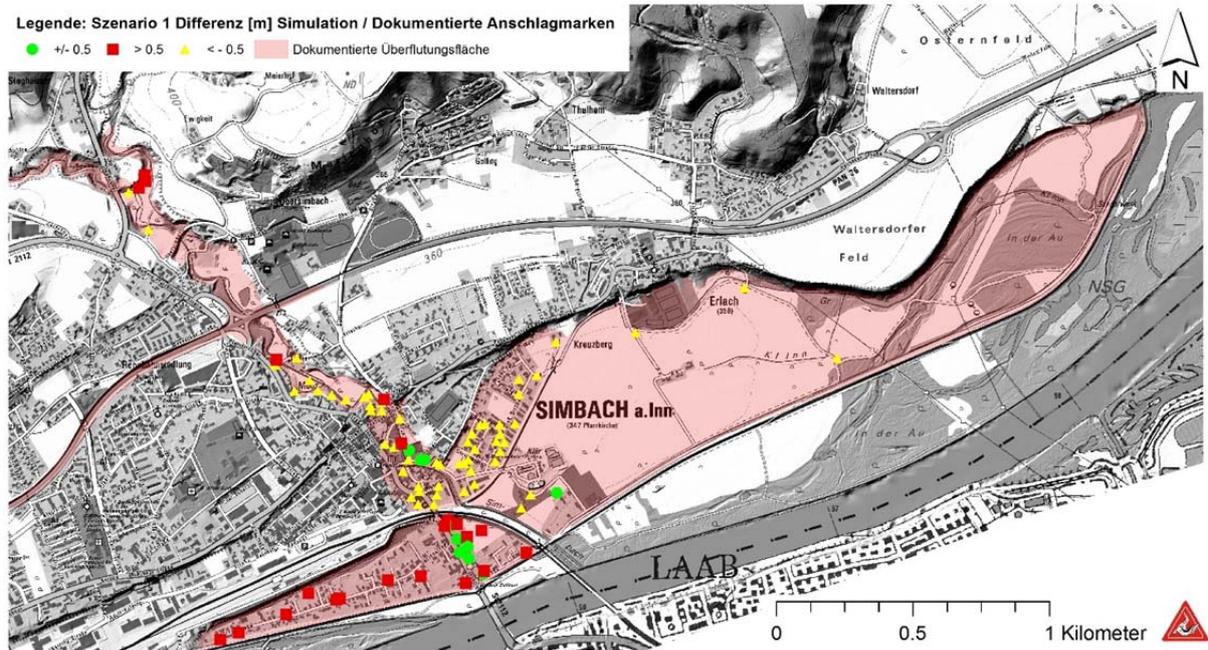


Abbildung 91: Vergleich (Bewertung) der simulierten Wassertiefen für Szenario 1 mit den dokumentierten Höhen der Anschlagmarken

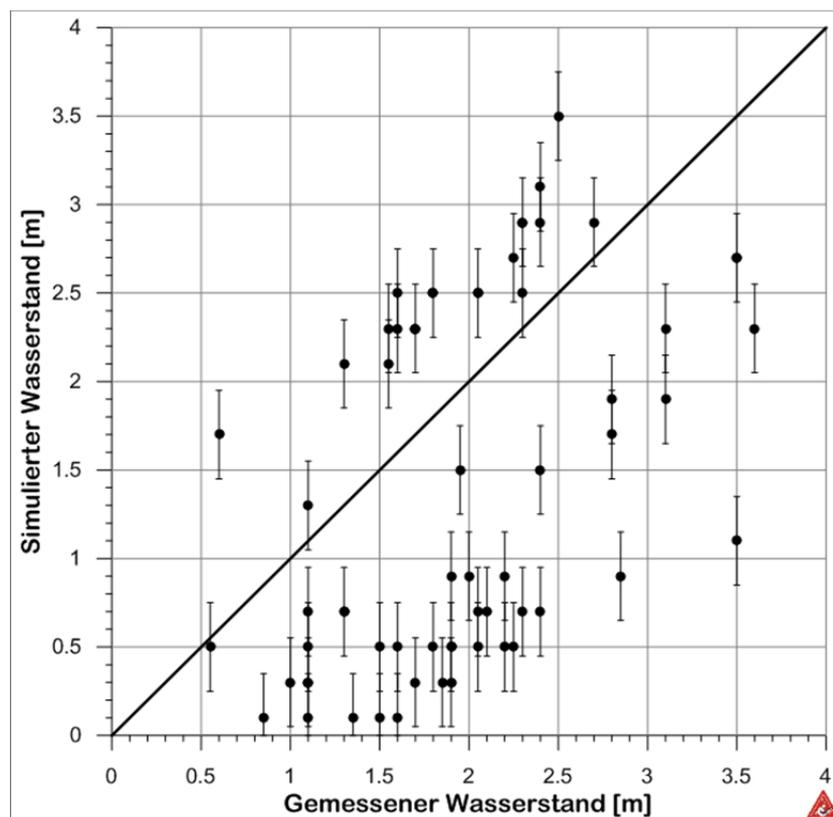


Abbildung 92: Vergleich der aufgenommenen Anschlagmarken mit den Simulationsergebnissen des Szenarios 1

Bei Szenario 2 werden tendenziell die Wassertiefen an den Anschlagmarken eher erreicht als in Szenario 1. Gut zu erkennen ist, dass die Wassertiefen im Polder Sim-



bach weniger überschätzt werden und sich die Wassertiefen der Simulation im Ort Simbach sowie im Polder Erlach den dokumentierten annähern.

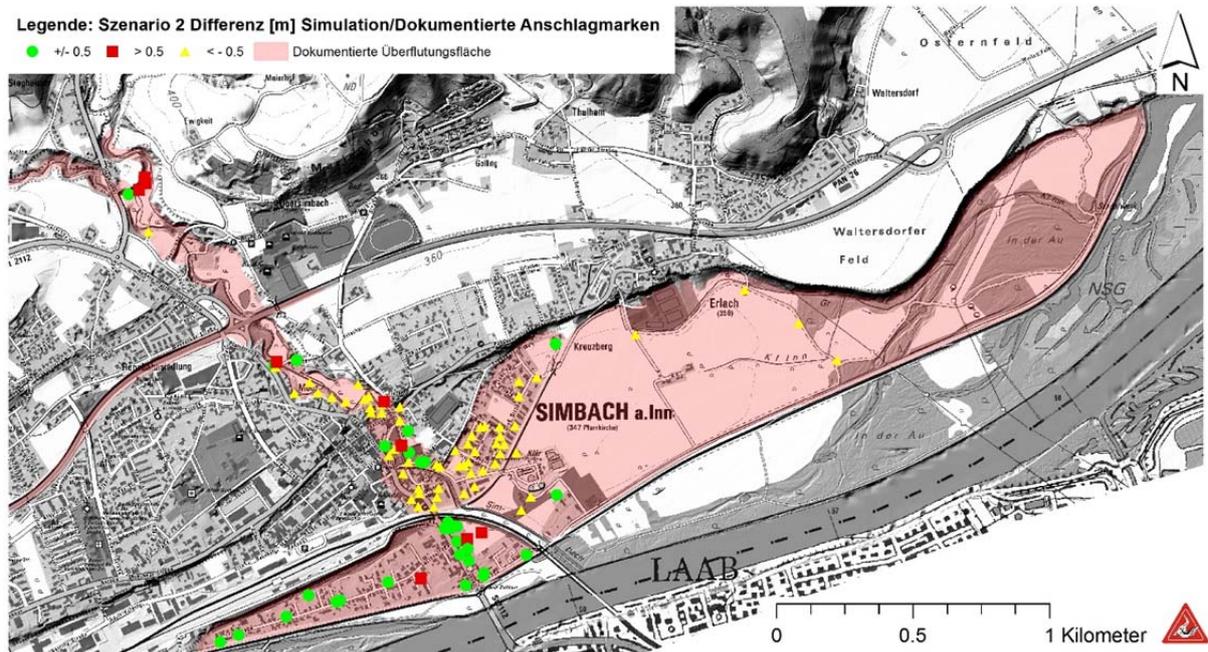


Abbildung 93: Vergleich der aufgenommenen Anschlagmarken mit den Simulationsergebnissen des Szenarios 2

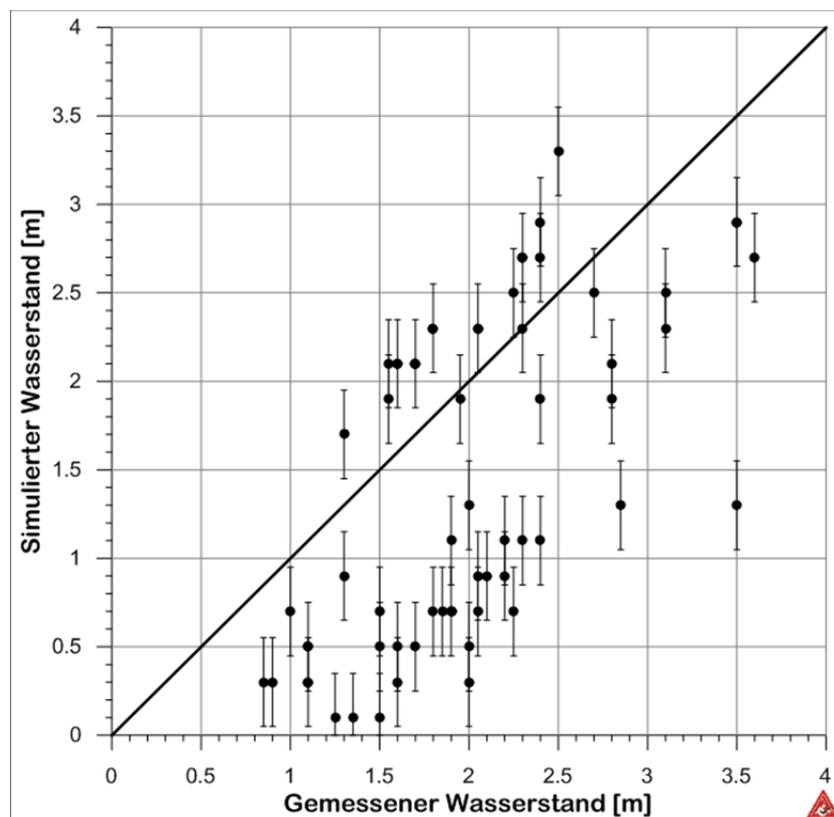


Abbildung 94: Vergleich der aufgenommenen Anschlagmarken mit den Simulationsergebnissen des Szenarios 2



Das Szenario 3 (Abbildung 96) nähert sich insgesamt den dokumentierten Wassertiefen am besten an. Für den Polder Simbach liegen die Werte im tolerablen Bereich und überschätzt nicht. Im Polder Erlach und im Siedlungsbereich davor liegen die Wassertiefen um bis zu einem Meter unter der dokumentierten. Dieser Unterschied kann auf die fehlenden Frachten aus Zwischeneinzugsgebieten zurückgeführt werden, siehe dazu die Ausführungen in Kapitel 7.6.6.

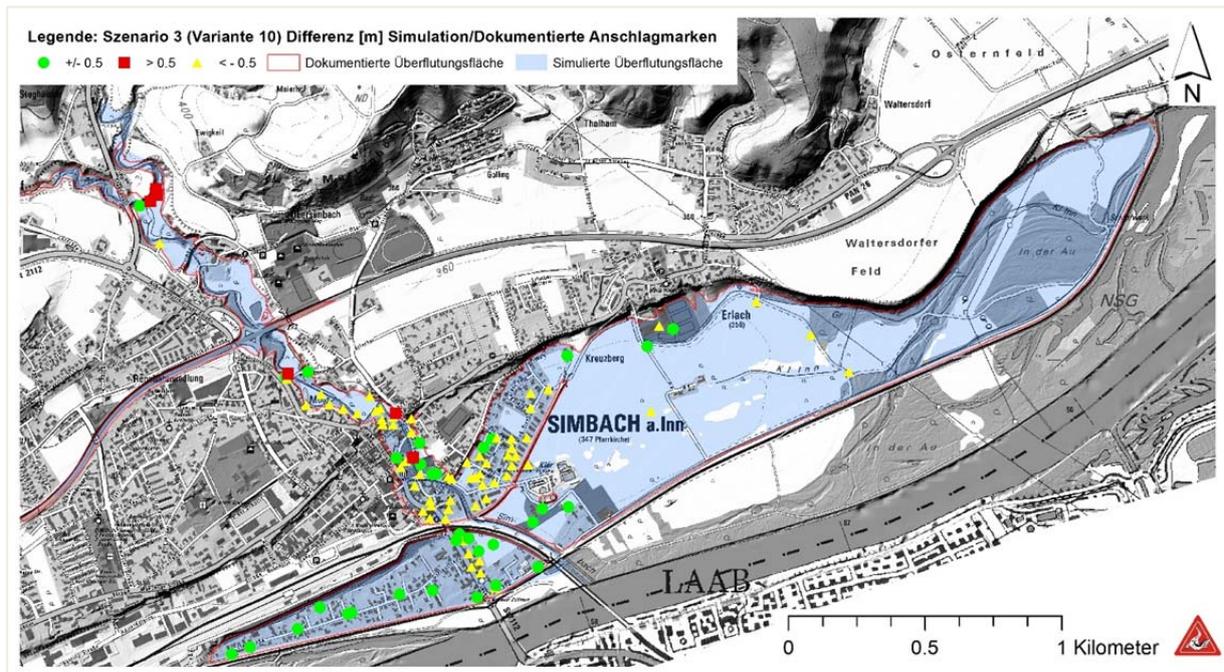


Abbildung 95: Vergleich (Bewertung) der simulierten Wassertiefen für Szenario 3 mit den dokumentierten Höhen der Anschlagmarken

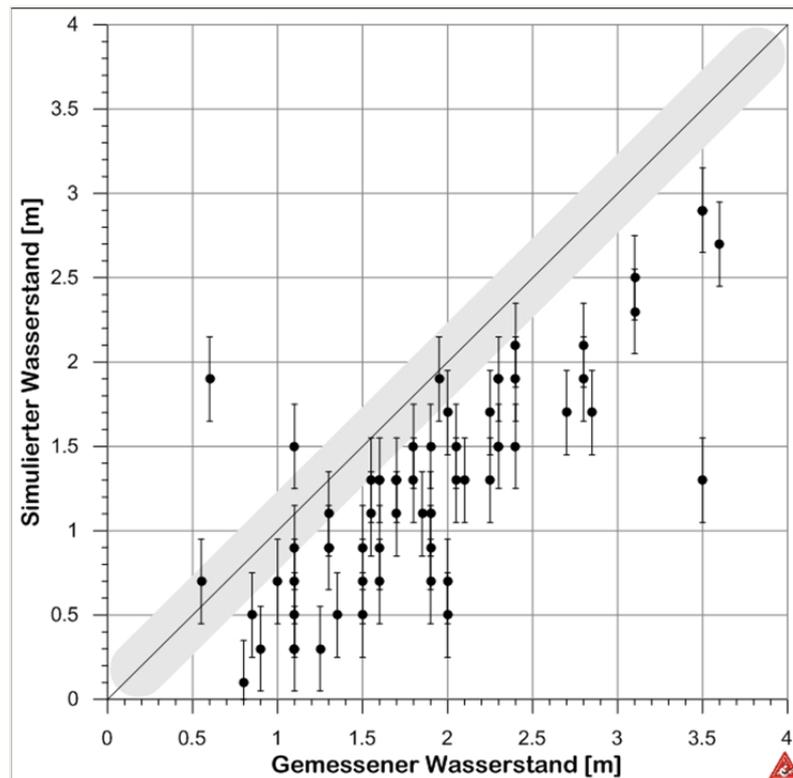


Abbildung 96: Vergleich der aufgenommenen Anschlagmarken mit den Simulationsergebnissen des Szenarios 3

### 7.6.3 Vergleich mit den dokumentierten Wasserspiegellagen an den Kontrollquerschnitten

Zur Plausibilisierung der Simulationen werden weiters die dokumentierten Wasserspiegellagen bei hm 20.9, 12.2 und 9.4 (Pegel) herangezogen. Die dokumentierten Wasserstände werden nur bei den Varianten mit dem ungünstigsten Szenario (Versagen des Straßendamms während der Hochwasserspitze) erreicht. Abweichungen von maximal 0.2 m werden als plausibel erachtet, da die Vergleichswerte sowohl im Modell als auch in der Aufnahme vor Ort mit Unsicherheiten behaftet sind.

Tabelle 35: Maximale Wasserspiegellagen der Ereignisdokumentation im Vergleich zu den Werten aus den Simulationen

Kontrollquerschnitt	Maximale Wasserspiegellagen aus den Simulationen					
	WSPL DOKU	WSPL Szenario 1	WSPL Szenario 2 Variante Nasim org	WSPL Szenario 2	WSPL Szenario 3.1 Variante 10	WSPL Szenario 3.2 Variante 13
hm 20.9	357.60	356.88	356.94	357.60	357.60	357.65
hm 12.2	348.00	347.21	347.31	347.80	347.80	327.85
hm 9.4 (Pegel)	345.48	344.90	344.97	345.40	345.40	345.70



#### 7.6.4 Vergleich mit dem dokumentierten zeitlichen Verlauf

Die aus der Simulation ermittelten Wassertiefen (Brücke Pegel, Brücke Kreuzberger Weg und Brücke Passauer Straße) vor dem Dammversagen Schulstraße entsprechen beinahe den dokumentierten Wassertiefen. Auch die Wasserspiegellagen nach dem Dammbruch (max. WSPL Damm Schulstraße, hm 20.9, B12, hm 12.2 und hm 9.4) nähern sich den dokumentierten Werten gut an, allerdings sind die Wassertiefen der aufgenommenen Querprofile geringfügig größer (maximal 20 cm). Der Vergleich des dokumentierten zeitlichen Ablaufes des Ereignisses mit der Simulation zeigt eine geringfügige zeitliche Abweichung. Diese kann einerseits durch den Simulationsschritt von 5 Minuten oder andererseits durch ungenaue Zeitangaben in der Dokumentation entstehen (Abbildung 97).

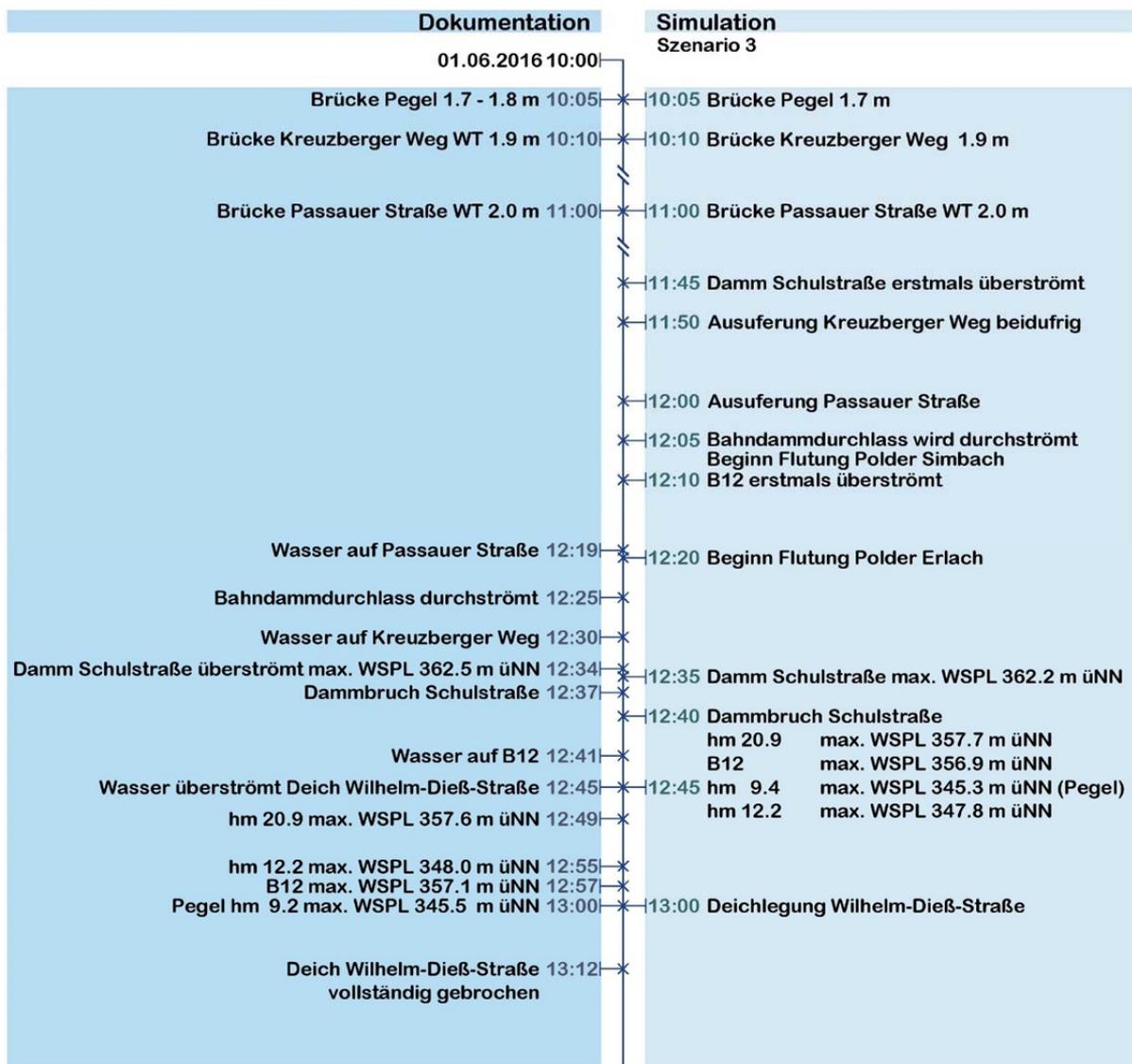


Abbildung 97: Vergleich der Dokumentation mit den Ergebnissen der Simulation Szenario 3



### 7.6.5 Simulierte Abflussganglinien an den Kontrollquerschnitten (Szenario 3)

Die Abflussganglinien an gewählten Kontrollquerschnitten (nach B12, Pegel hm 9.4, Bahndammdurchlass und Auslauf Inn) und die Messwerte am Pegel zeigen den Verlauf der Abflussgeschehens und den Einfluss des Dammversagens. Deutlich erkennbar ist der rasche Anstieg der Ganglinie an der B12 und die Dämpfung des Abflusses bis zum Standort Pegel. Die Deicherosion an der Wilhelm-Dieß-Straße, etwa 20 Minuten nach dem Dammversagen, und die damit verbundene Flutung des Polder Erlach bildet sich an der Ganglinie am Auslauf in den Inn ab. Im Bereich des Straßendurchlasses durch den Bahndamm kann ein Abfluss von rund 80-90 m<sup>3</sup>/s rekonstruiert werden (Abbildung 98). Die Simulation des Szenarios 3 mit unterschiedlichen Zeiten des Dammversagens zeigt die Variabilität der beim Ereignis möglichen Abflussganglinien (Abbildung 98 und Abbildung 99). Beim Pegelstandort werden bei den Simulationen Abflussspitzen zwischen 230 m<sup>3</sup>/s bis 250 m<sup>3</sup>/s erreicht. Bei Variante 13 ist der maximale Abfluss Richtung Polder Erlach höher und demnach wird eine geringere Abflussspitze am Bahndurchlass erreicht.

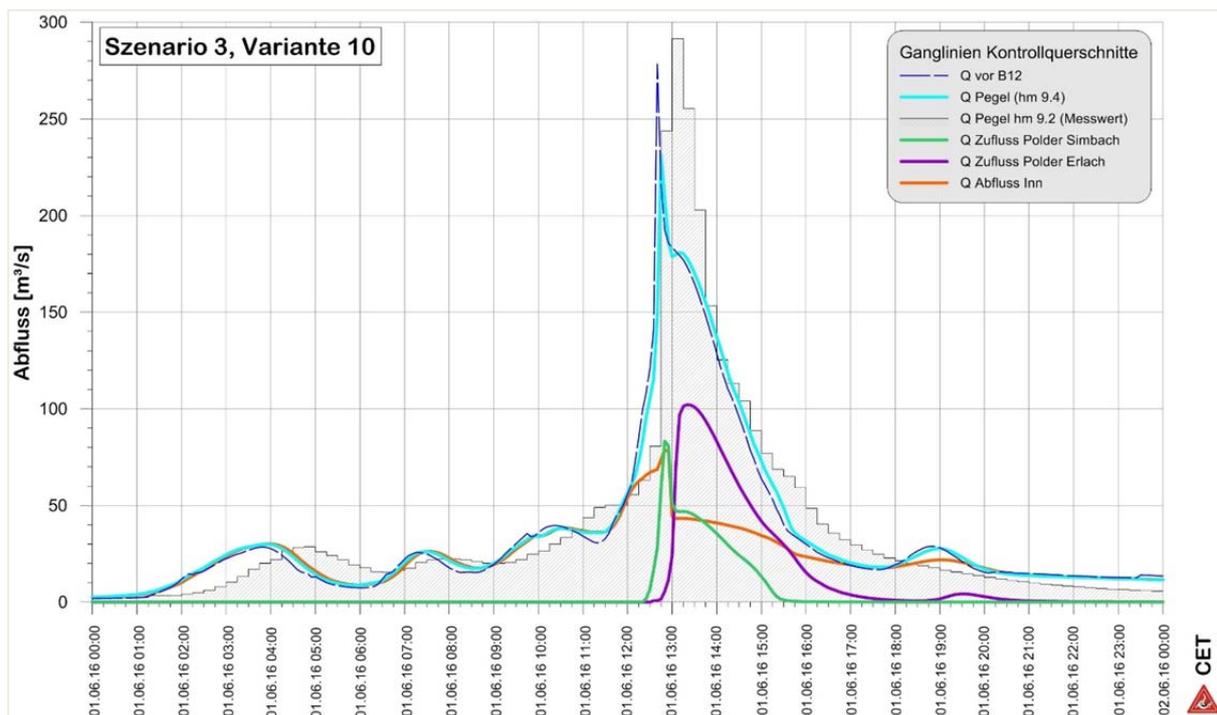


Abbildung 98: Szenario 3, Variante 10 (Bruch um 12:40) - Ganglinien an ausgewählten Kontrollquerschnitten

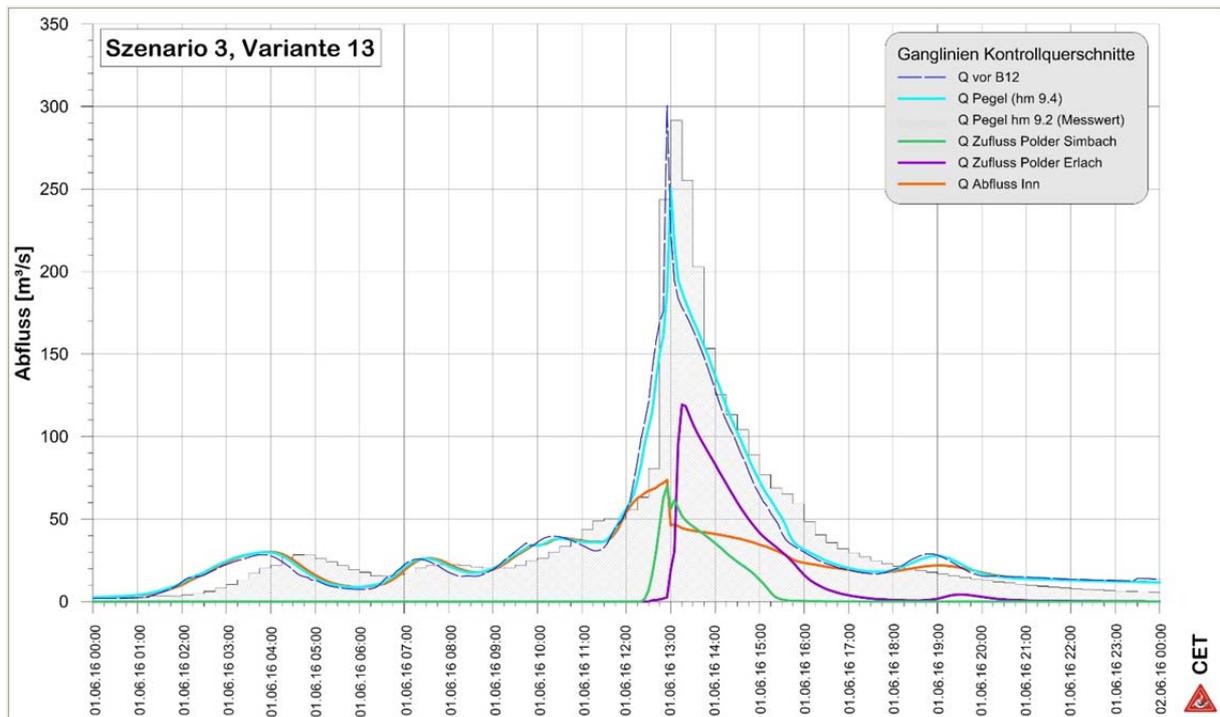


Abbildung 99: Szenario 3, Variante 13 (Bruch um 12:50) - Ganglinien an ausgewählten Kontrollquerschnitten

### 7.6.6 Simulierte Abflussfrachten an den Kontrollquerschnitten (Szenario 3-10)

Die Fracht der Zuflussganglinie für die Zeitdauer von 01.06.2016 00:20 bis 02.06.2016 00:00 beträgt rund 3.3 Mio. m<sup>3</sup>. Davon fließen bei Variante 10 (Abbildung 100) und Variante 13 (siehe Anhang) rund 2.2 Mio. m<sup>3</sup> in den Inn, ca. 0.35 Mio m<sup>3</sup> werden im Polder Simbach und 0.7 Mio m<sup>3</sup> im Polder Erlach zurückgehalten. Die Dotation des Polder Simbach stimmt sehr gut mit der dokumentierten Fracht überein. Die zusätzliche Dotation der Polderfläche mit 173.4 mm Niederschlag ergibt eine Wasserfracht von 35000 m<sup>3</sup>, die sicher nicht vollständig abgeflossen ist. Bei einer Fläche von 200000 m<sup>2</sup> bedeutet dies eine maximale Wassertiefe von rund 15 cm.

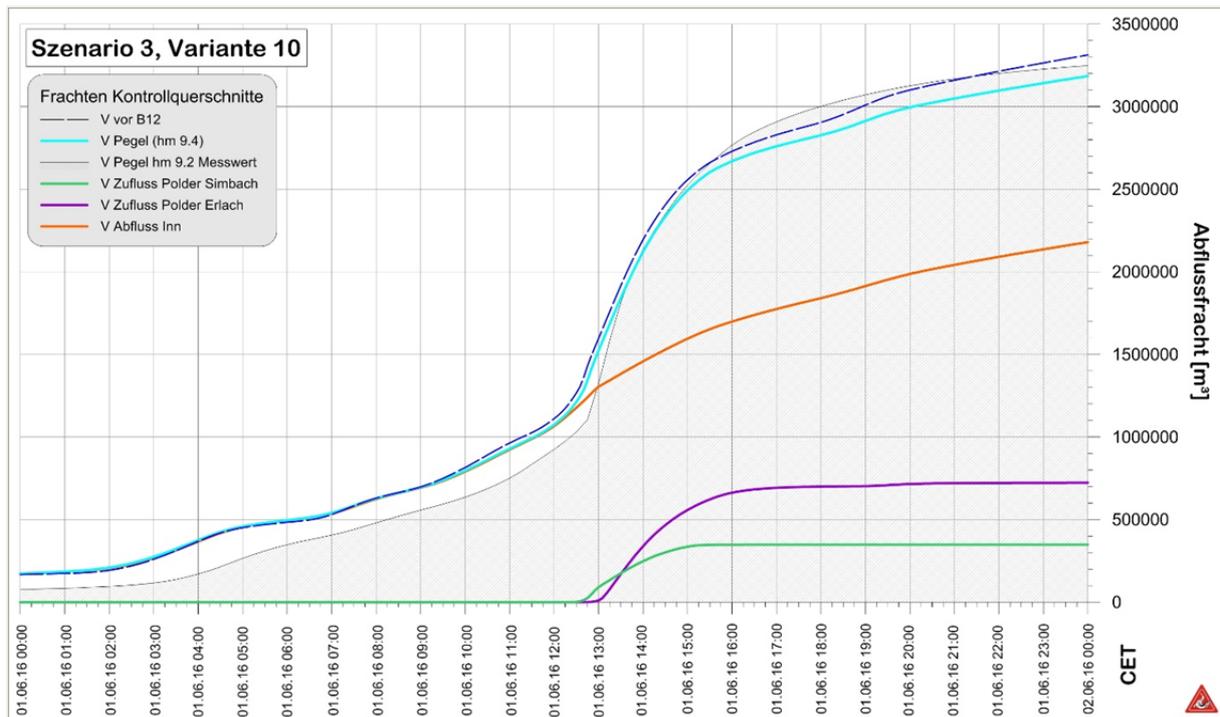


Abbildung 100: Szenario 3, Variante 10 - Abflussfrachten an den Kontrollquerschnitten

Die Abweichung der Dotierung des Polder Erlachs durch den Simbach von der dokumentierten Speicherung von rund 1.7 Mio m<sup>3</sup> ergibt sich durch 2 Faktoren. Einerseits fielen auf die Fläche des Polders (1.1 km<sup>2</sup>) ab 31.5.2016 07:00 in Summe 149.4 mm Niederschlag. Dies entspricht einem Volumen von rund 165000 m<sup>3</sup>. Zusätzlich entwässern, neben dem Einzugsgebiet des Simbachs, weitere 3.6 km<sup>2</sup> in den Polder (Abbildung 101). Dieses Einzugsgebiet erhielt ab 31.5.2016 07:00 einen Gebietsniederschlag von 160.4 mm. Daraus resultiert eine Wasserfracht von 600000 m<sup>3</sup>. Unterstellt man den für den Simbach ermittelten Abflussbeiwert von 0.6 für das zusätzliche Einzugsgebiet werden im Polder 350000 m<sup>3</sup> aufgefangen. Der endbetonte Niederschlag trifft im Polder schon auf einen gesättigten Boden bzw. auf eine durchgehende Wasserfläche, sodass ein etwas höherer Abflussbeiwert für die Polderfläche selbst mit 0.8 angenommen werden kann. Daraus resultieren rund 125000 m<sup>3</sup>. Insgesamt werden somit im Polder 475000 m<sup>3</sup>, die nicht aus dem Abfluss des Simbachs stammen, gespeichert.

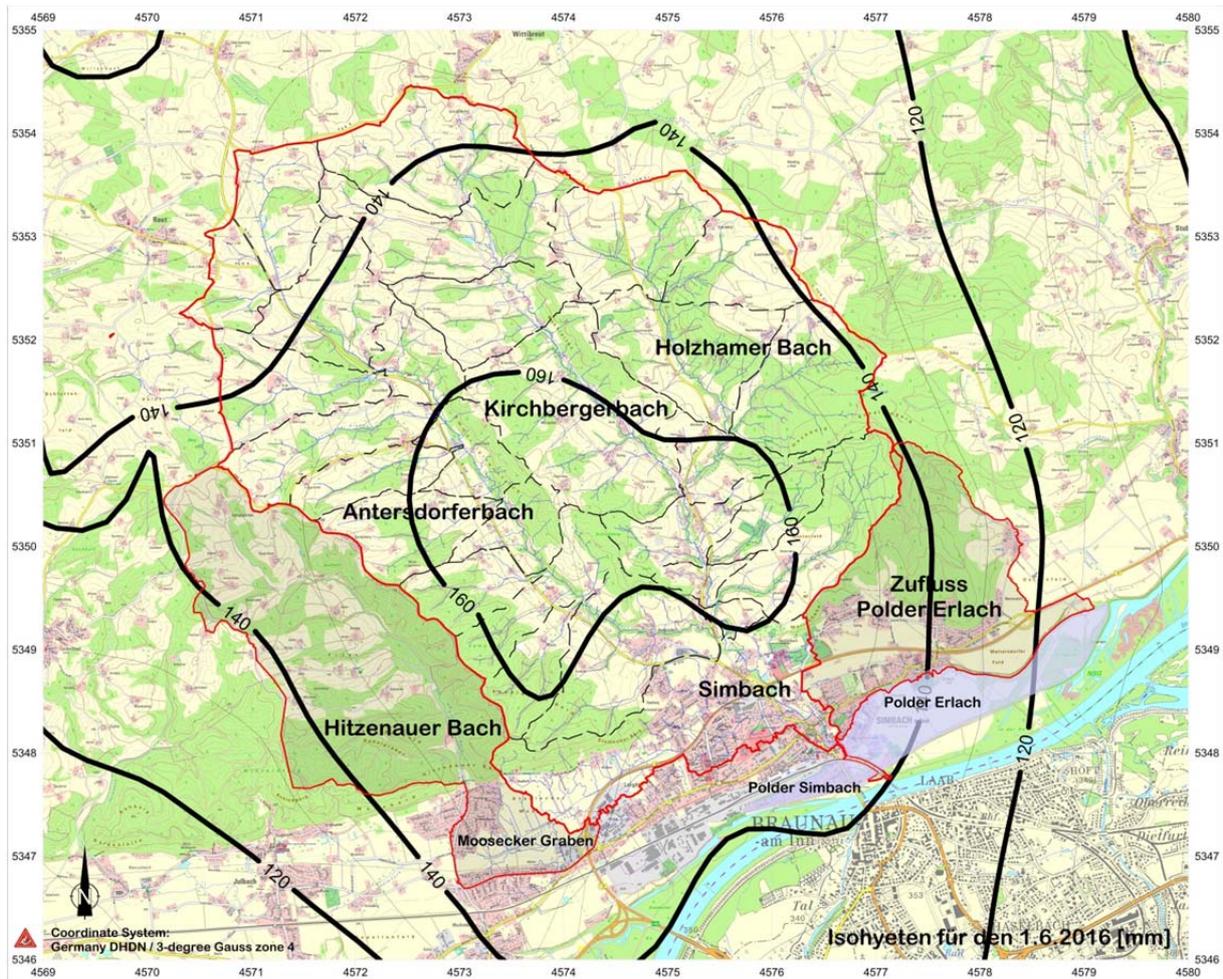


Abbildung 101: Flächen außerhalb des Einzugsgebietes Simbach, die aber die Polder bzw. den Simbach beim Ereignis dotierten

Zusätzlich führt der Mossecker Graben, der das Moor zwischen Simbach und Hitzenua entwässert, seinen Abfluss dem Einzugsgebiet Simbach zu. Zur Verfügung gestellte Fotos zeigen, dass zumindest ein Teil des Abflusses des Mossecker Grabens auf die B12 gelangte. Weiters ist auf Satellitenaufnahmen (google.maps) zu erkennen, dass die Brücke über den Hitzenuer Bach in Hitzenua anscheinens während des Ereignisses (teil-) verklaut war und der Bach linksufrig ausbrach. Dieser Abflussanteil gelangte über den Schwemmkegel und die dort vorhandenen Gerinne in den Moosecker Bach. Der Hitzenuer Bach und der Moosecker Graben weisen eine Einzugsgebietsfläche von insgesamt 6.26 km<sup>2</sup> auf, die mit einer Niederschlags Höhe von 181.2 mm beaufschlagt war. Insgesamt fielen ab 31.5.2016 07:00 auf diese Fläche rund 1.13 Mio m<sup>3</sup> Niederschlag. Unterstellt man für das Gebiet einen Abflussbeiwert von 0.6, errechnet sich eine Wasserfracht von 681000 m<sup>3</sup>. Von dieser sind maximal 50 % zum Simbach hin abgeführt worden, wodurch sich eigentlich die Wasserfracht des Simbaches um rund 340000 m<sup>3</sup> erhöht, die aber in der Simulation nicht



berücksichtigt ist. Ein Teil dieser Wasserfracht ( $\sim 250000 \text{ m}^3$ ) gelangte über die linksufrige Deichbresche auch in den Polder Erlach (Abbildung 102).

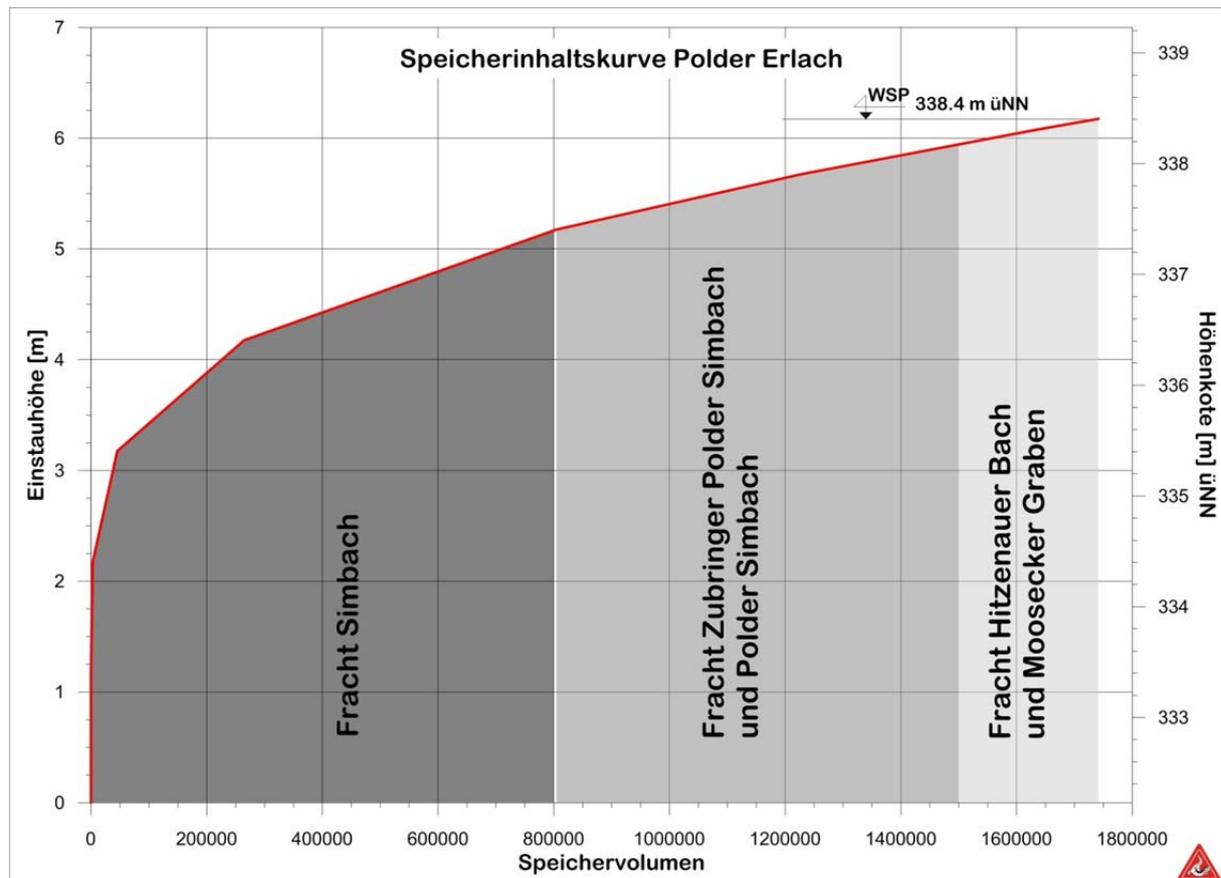


Abbildung 102: Zusammensetzung der Wasserfracht im Polder Simbach aus den unterschiedlichen Einzugsgebieten

### 7.6.7 Vergleich der Überflutungsflächen mit und ohne Dammversagen

Um den Einfluss des Dammversagens und der Deicherosion auf das flächige Ausmaß der Überflutung abzuschätzen, werden die Szenarien 1 und 3 planlich verschnitten. Die blauen Bereiche zeigen die Überflutungsfläche von Szenario 1, die sich mit der von Szenario 3 (rot) überlagert. Die mit Szenario 3 berechnete Überflutungsfläche (Abbildung 103, somit bestehend aus rot und blau hinterlegter Fläche) hat nur eine etwas größere Ausdehnung (rote Bereiche) als die Überflutungsfläche ohne Bauwerksversagen. Sie stimmt sehr gut mit der dokumentierten Anschlaglinie des Ereignisses überein. Der dokumentierte Überflutungsast linksufrig der B12 wird mit der Simulation nicht abgebildet.

Das Szenario 3 zeigt einen größeren Überflutungsbereich vor und nach der B12 und im Siedlungsgebiet im Bereich der Maximilianstraße, Anton-Gober-Straße und Innstraße (Abbildung 104 und Abbildung 105).

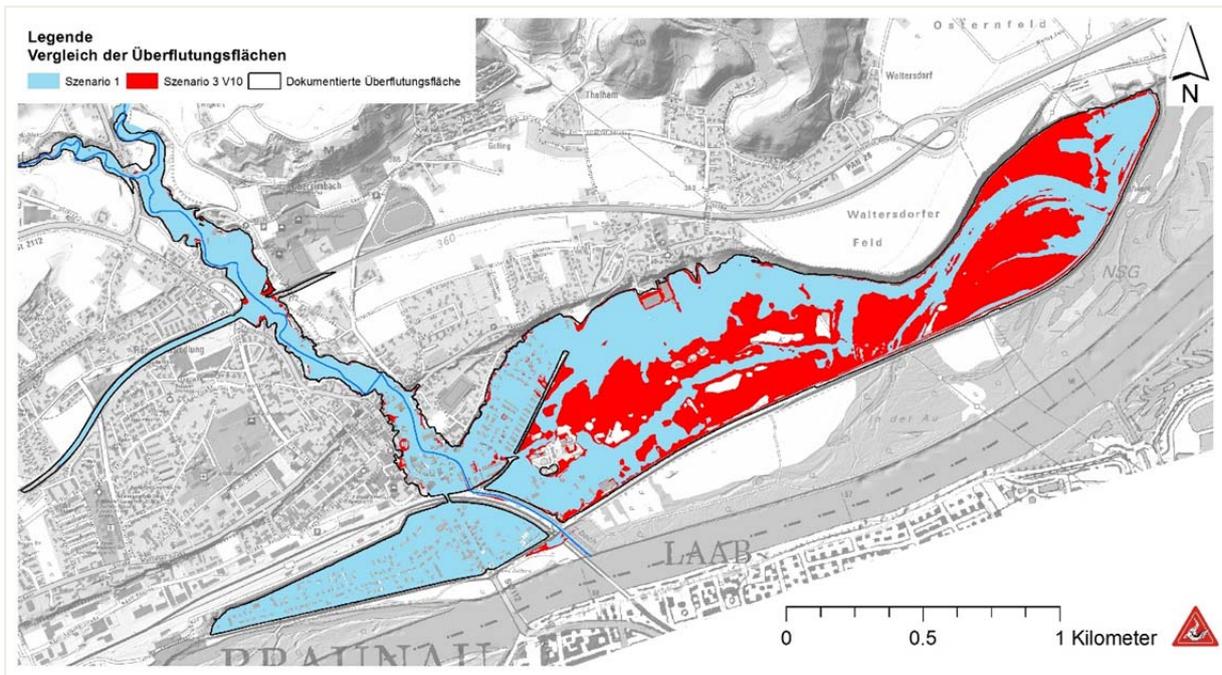


Abbildung 103: Vergleich der simulierten Überflutungsflächen ohne (Szenario 1) und mit Bauwerksversagen beim Abflussscheitel und Deichbruch (Szenario 3) sowie der dokumentierten Anschlaglinie des Ereignisses. Rot ersichtlich ist die Fläche die bei Szenario 3 zusätzlich überflutet wird.

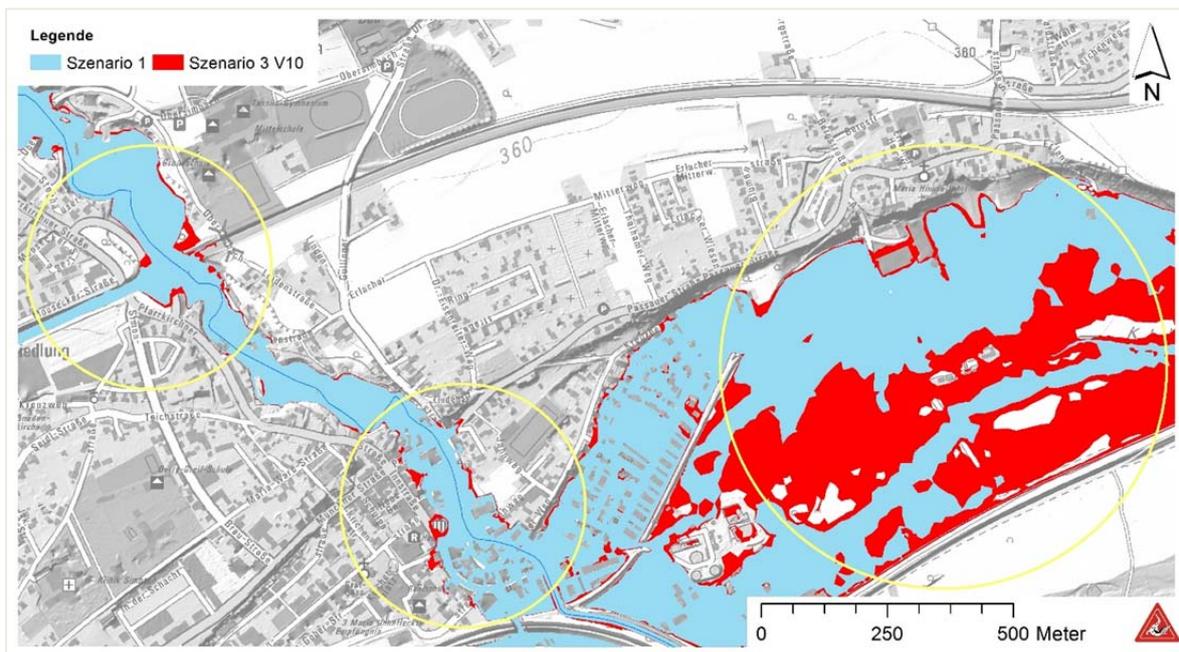


Abbildung 104: Vergleich der simulierten Überflutungsflächen ohne (Szenario 1) und mit Bauwerksversagen sowie Deichbruch (Szenario 3) im Polder Erlach, an der B12 und im Ortsbereich.

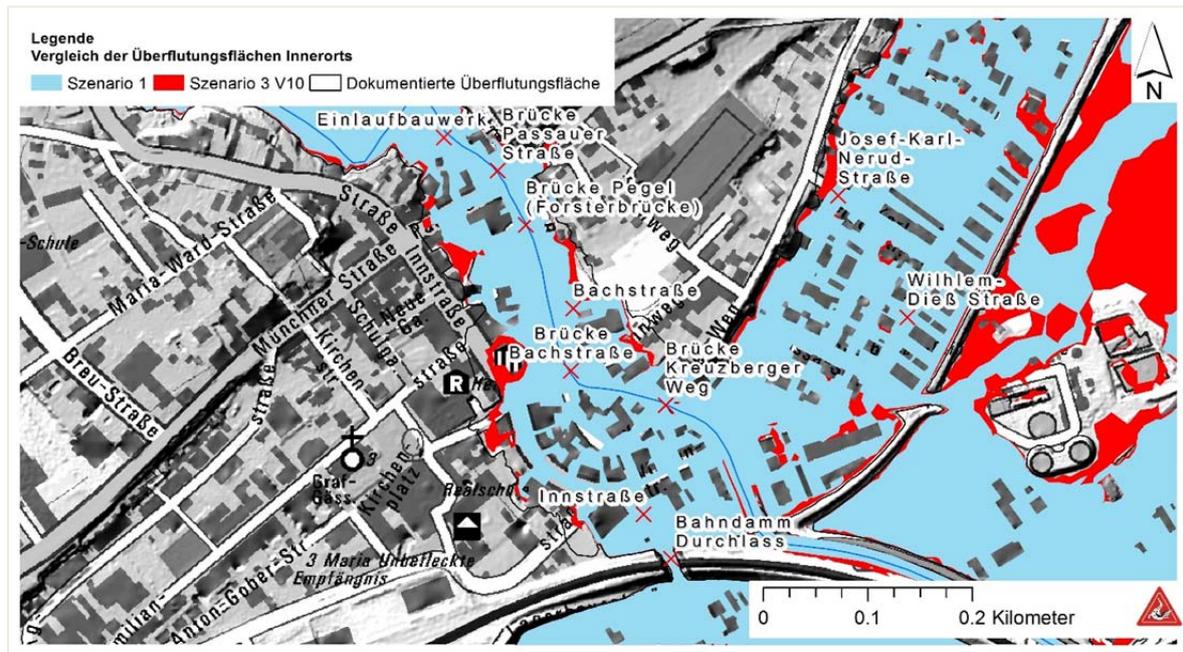


Abbildung 105: Überlagerung der simulierten Überflutungsflächen ohne (Szenario 1 blaue Fläche) und mit Bauwerksversagen (Szenario 3 blaue Flächen ergänzt durch rote Bereiche) des Ereignisses im Ortsbereich

### 7.6.8 Differenzbildung der Wassertiefen von Szenario 1 und Szenario 3

Neben der Überflutungsfläche stellen auch die aufgetretenen Wassertiefen ein Kriterium zur Beurteilung der Auswirkung des Dammversagens dar. Deshalb werden die Differenzen der Abflusstiefen aus dem Szenario 1 und 3 berechnet und planlich dargestellt (Abbildung 106). Für das Szenario mit Dammversagen werden in den Rückstaubereichen Schulstraße und B12, sowie im Bereich des Einlaufbauwerks und Ort Simbach über 0.5 m größere Wassertiefen ermittelt. In den Fließstrecken dazwischen, im Ort Simbach und im Polder Simbach treten ebenso größere Wassertiefen von 0.3 bis 0.5 m auf. Im Siedlungsbereich Richtung Polder Erlach findet nur eine geringfügige Erhöhung der Wassertiefe statt.

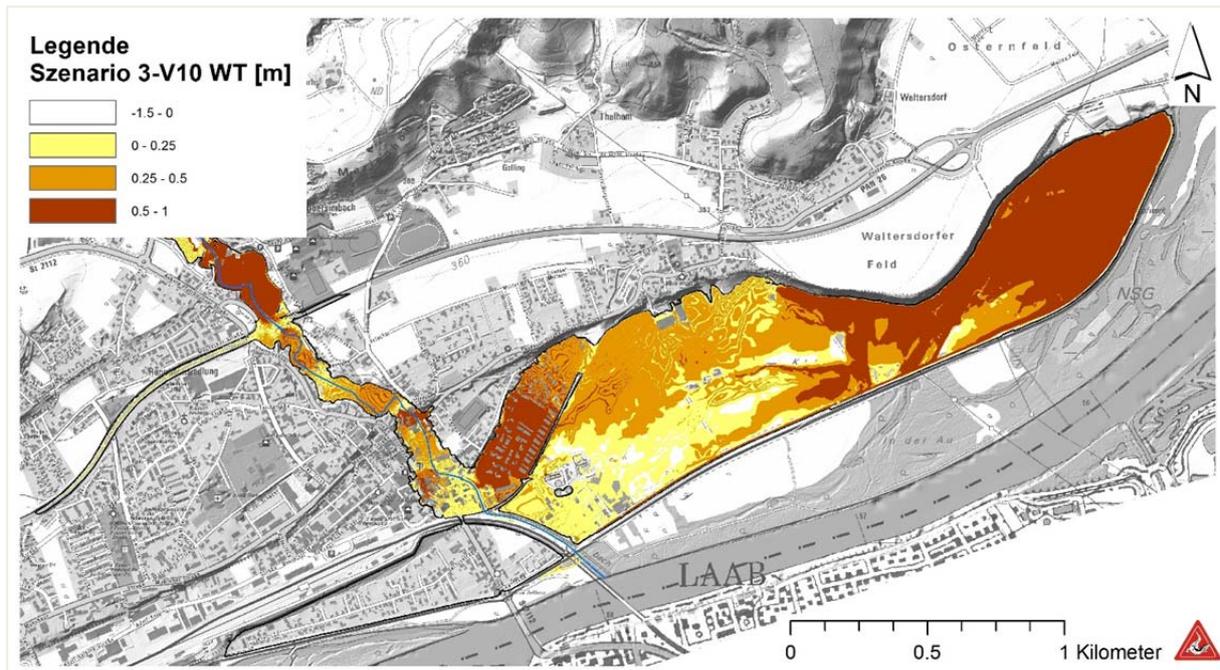


Abbildung 106: Differenz der Wassertiefen zwischen Szenario 1 und Szenario 3 Eingefärbte Bereiche in denen bei Szenario 3-V10 höhere Wassertiefen auftreten als in Szenario 1

### 7.6.9 Fazit Szenario 1: Ereignis ohne Dammversagen und Deicherosion

- Das Holzlager hm 20.9 wird geflutet. Da hier Wassertiefen von bis zu 2.0 m auftreten, ist anzunehmen, dass auch bei diesem Szenario das gelagerte Holz ausgeschwemmt wird.
- Am Pegelstandort bei hm 9.4 wird ein Wasserstand von 4.5 m (345 m üNN) erreicht. Dieser Wert liegt rund einen halben Meter unter dem gemessenen Maximalwert der Pegelaufzeichnung.
- Die dokumentierten Wassertiefen an den Kontrollquerschnitten werden nicht erreicht.
- Der Ort Simbach und der Polder Simbach (mit Wassertiefen von 1.0 m - 2.0 m) sowie Teile des Polder Erlach werden geflutet.
- Die Abflussfracht teilt sich auf in den Inn mit 2.6 Mio. m<sup>3</sup>, in den Polder Simbach mit 0.6 Mio m<sup>3</sup> und den Polder Erlach mit 0.1 Mio m<sup>3</sup>.
- Im Polder Simbach kommt es zu größeren Abflusstiefen als bei dem dokumentierten Ereignis.

### 7.6.10 Fazit Szenario 2: Auswirkungen Dammversagen

- Es wird davon ausgegangen, dass der Straßendamm Schulstraße im Zeitraum der Hochwasserspitze gebrochen ist. Nur unter diesen Bedingungen werden die



dokumentierten Wasserspiegellagen an den Kontrollquerschnitten im Gerinne erreicht.

- Im Rückstaubereich der Schulstraße wird vor dem Dammversagen ein Wasserspiegel von 362.22 m üNN erreicht, der sehr nahe dem dokumentierten Wasserspiegel liegt.
- Die dokumentierten Wassertiefen werden bei allen Kontrollquerschnitten erreicht.
  - Überströmen des Schulstraßendamms vor Dammbruch erreicht
  - Maximaler Wasserspiegel Kontrollquerschnitt hm 20.9 erreicht
  - Maximaler Wasserspiegel Kontrollquerschnitt hm 12.2 erreicht
  - Maximaler Wasserspiegel Kontrollquerschnitt B12 erreicht
- Der Wasserspiegel während des Spitzenabflusses liegt beim Pegel (hm 9.4) bei 345.4 bis 345.70 m üNN, dies bedeutet eine Wassertiefe von 4.8 bis 5 m.
- Durch das Dammversagen erhöht sich der Scheitelabfluss auf rund 250 m<sup>3</sup>/s.
- Die dokumentierte Überflutungsfläche im Ort Simbach wird erreicht, da die rechtsufrige Überbordung weiter nördlich (Stadtapotheke) über die Innstraße erfolgt.
- Der Polder Erlach wird geflutet und mit einer doppelt so großen Abflussflacht beaufschlagt wie Szenario 1.
- Das Abflussgeschehen im Ort kann durch weitere Erosion, Schwemmholz, Verklausung, Schlammablagerung, Strukturen wie Grundstücksmauern usw. zusätzlich beeinflusst werden. Die rechtsufrige Erosion vor dem Einlaufbauwerk führt zu größeren Wassertiefen im Ort und im Polder Simbach.
- Bei diesem Szenario werden die Wassertiefen im Polder Simbach gut abgebildet.
- Die Abflussfracht teilt sich auf in den Inn mit 2.5 Mio. m<sup>3</sup>, in den Polder Simbach mit 0.5 Mio m<sup>3</sup> und den Polder Erlach mit 0.2 Mio m<sup>3</sup>.

#### **7.6.11 Fazit Szenario 3: Auswirkungen Deicherosion**

- Szenario 3 erreicht größere Wassertiefen im Polder Erlach als das Szenario 1 ohne Bauwerksversagen und auch als das Szenario 2 mit Dammversagen aber ohne Deicherosion.
- Die Wassertiefen in Simbach Ort und im Polder Erlach erreichen im manchen Bereichen nicht die Höhen der dokumentierten Anschlagmarken (Differenzen bis 0.5 m im Ort, bis zu 1.0 m im linksufrigen Bereich).



- Die Abflussfracht teilt sich auf in den Inn mit 2.2 Mio. m<sup>3</sup>, in den Polder Simbach mit 0.35 Mio m<sup>3</sup> und den Polder Erlach mit 0.7 Mio m<sup>3</sup>.
- Je nach Szenario und Zeitpunkt des Dammversagens bei Szenario 3 ergeben sich unterschiedlich hohe Abflussspitzen am Pegelstandort (Abbildung 107), wodurch die mögliche Bandbreite an Werten aufgezeigt werden kann.

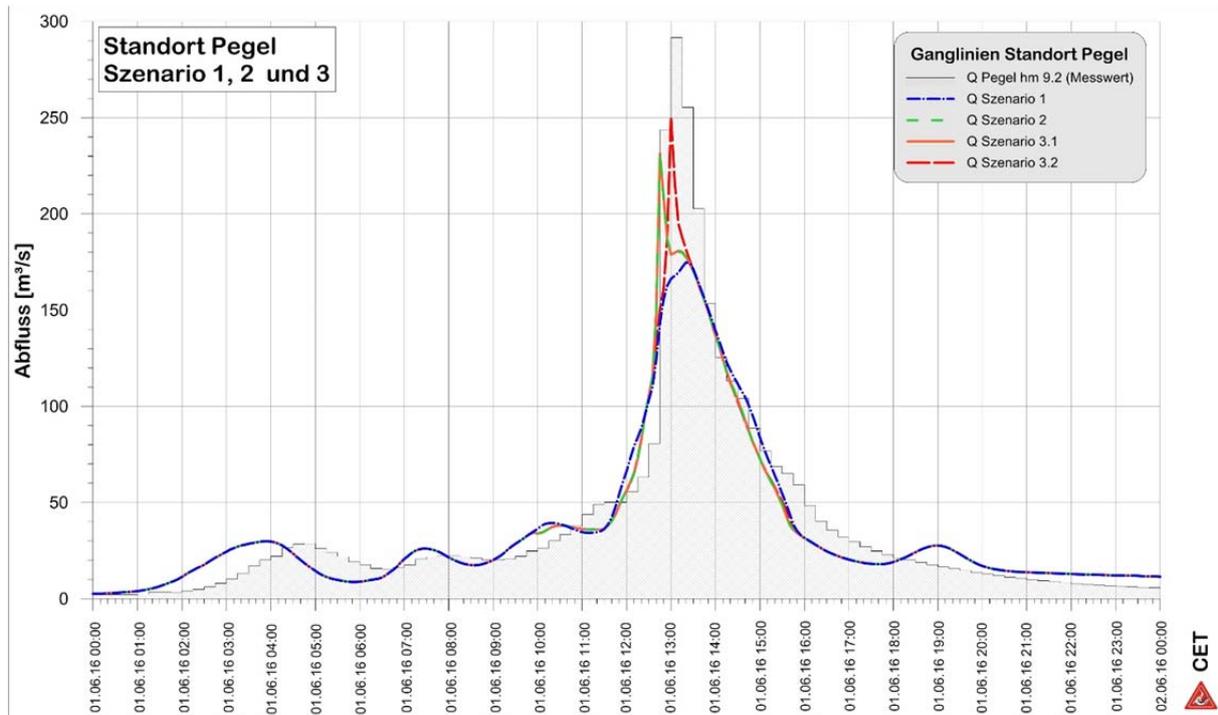


Abbildung 107: Vergleich der Abflussganglinien der Szenarien am Standort Pegel.



## **7.7 Schlussfolgerungen zur Hydro\_AS-2D Simulation**

Die hydraulischen Simulationen zeigen, dass die Einstauhöhe beim Damm Schulstraße bei gegebener Zuflussganglinie nur mit einer Teilverklausung (~67 % der Durchflussfläche) erreicht wird. Durch die zeitliche Rekonstruktion ist anzunehmen, dass das Dammversagen zum Zeitpunkt des Hochwasserscheitels zwischen 12:35 und 12:55 erfolgte und die Erosion des Deiches an der Wilhelm-Dieß-Straße 20 Minuten nach der Breschenbildung an der Schulstraße eintrat.

Anhand der Simulation von Szenario 1 zeigt sich, dass die wesentlichen Schadensprozesse, wie die Entleerung des Holzlagers, das Überborden des Kastengerinnes im Ort, die Flutung der Innstraße und beider Polder auch ohne Bauwerksversagen (Damm und Deich) und Verklausung der Brücken stattgefunden hätten. Der maximale Abfluss am Pegelstandort beträgt bei Szenario 1 rund 170 -175 m<sup>3</sup>/s, durch den Bahndammdurchlass fließen maximal rund 70-80 m<sup>3</sup>/s ab (je nachdem ob mit oder ohne Teilverklausung des Damms).

Erweitert man das Szenario 1 um das Versagen des Schulstraßendamms, ergeben sich weitaus größere Abflusstiefen bei annähernd gleicher Überflutungsfläche. Davon ausgenommen ist nur der Polder Erlach, der bei Szenario 2 mit nur 0.35 Mio. m<sup>3</sup> vom Simbach beaufschlagt wird. Der Abfluss beim Pegel erhöht sich beim Szenario 2 auf rund 250 m<sup>3</sup>/s, beim Bahndammdurchlass auf rund 80-90 m<sup>3</sup>/s.

Durch das Versagen des Deiches wird der Abfluss am Pegel und beim Bahndurchlass nicht bzw. nur geringfügig verändert, aber der Polder Erlach bei einem Spitzenabfluss von etwa 102 m<sup>3</sup>/s mit rund 0.7 Mio m<sup>3</sup> dotiert (Szenario 3).

Die Höhen der dokumentierten Anschlagmarken können mit den Simulationen nicht in allen Ortsteilen erreicht werden, ebenso werden die rekonstruierten Abflussfrachten in den Poldern nicht erreicht. Jedoch kam es zu einer Erhöhung der eigentlichen Wasserfracht des Simbachs und der dadurch entstandenen stärkeren Dotierung der Polder durch den Zufluss aus weiteren Einzugsgebieten und den im Polder gefallen Niederschlag.



## **8 Hydraulische Simulation des Dammbrochs mit HEC-RAS 5.03**

Zur raschen Abschätzung der Auswirkung des Dammbrochs Schulstraße wird das Programm HEC-RAS des Hydrologic Engineering Center V5.0.3 (Institute for Water Resources, US Army Corps of Engineers) verwendet. Es ermöglicht auf Grundlage eines digitalen Geländemodells unter Berücksichtigung technischer Einbauten eine 2D hydrodynamische Abflusssimulation. Der große Vorteil gegenüber HYDRO\_AS-2D ist, dass ein eigener Programmteil für ein Dammbroch implementiert ist.

### **8.1 Grundlagen**

#### **8.1.1 Datengrundlagen**

Aus dem bestehenden DHM mit einer Rasterweite von 1 m werden die Straßendämme (Schulstraße, B12) aus dem Gewässerlauf entfernt und quasi der ursprüngliche Zustand wiederhergestellt. Weiters wird ein durchgehendes Gerinne ohne Senken erzeugt um eine größere numerische Stabilität zu erreichen. In dieses neue DHM werden die künstlichen Einbauten mit den entsprechenden Programmmodulen nachgebildet. Das Gerinne wird durch den Damm B12 mit einem Rohr geführt, der Damm Schulstraße mit einem drosselbaren Rechteckquerschnitt versehen. Diese Anpassung ist erforderlich, um einen Teilverklausungseffekt in der Simulation erzielen zu können. Die Breschengröße wird entsprechend der Dokumentation gewählt und verschiedene zeitliche Versagensszenarien überprüft. Der Zeitpunkt des Dammbrochs wird anhand der Einstauhöhe festgelegt.

Als Zugangsganglinie wird die rekonstruierte Ganglinie aus Kapitel 4 verwendet, da sie eine sehr gute zeitliche Übereinstimmung mit dem Ereignis aufweist.

#### **8.1.2 Programmgrundlagen**

Die zweidimensionale instationäre Berechnung basiert auf der Lösung der Saint Venant'schen Flachwassergleichung (full momentum equations).

### **8.2 Methodik Modellerstellung**

#### **8.2.1 Erstellung Berechnungsnetz**

Die Rastergröße des Berechnungsnetzes stellt einen Kompromiss zwischen Genauigkeit und Rechenzeit dar und wird mit 3 m gewählt. Es besteht primär aus Rechtecken, ist aber in den Randbereichen polygonal (Abbildung 108).

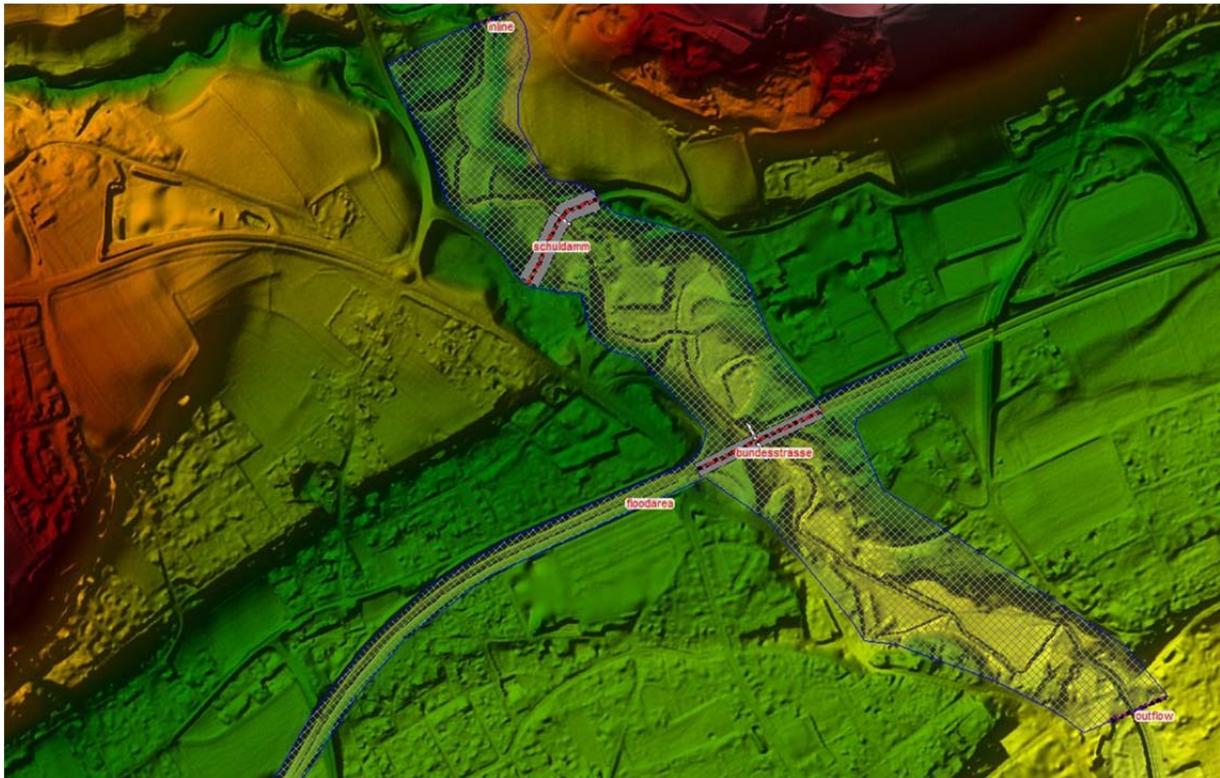


Abbildung 108: Ausgewählter Bereich für die Modellerstellung in HEC-RAS

### 8.2.2 Festlegung der Randbedingungen

Als Zuflussrandbedingung wird die rekonstruierte Ganglinie, als Ausflussrandbedingung das Reibungsgefälle mit 0.01 beim Standort Pegel gesetzt. Dieser Wert entspricht etwa dem Sohlgefälle. Üblicherweise müsste die Randbedingung weiter gerinneabwärts angesetzt werden, da aber im Ortsbereich zahlreiche Störeffekte durch Objekte (Häuser, Brücken etc.) wirksam werden, ist das Netz mit dem Pegel nach unten begrenzt.

Für den Simulationsabschnitt wird generell mit einer Rauigkeit nach Manning von 0.05 ( $k_{st} 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ) gerechnet.

### 8.2.3 Implementierung der Einbauten

Die Dämme entsprechen geometrisch den Naturaufmaßen vor dem Ereignis. Die Durchflussfläche des Maulprofils im Damm Schulstraße wird in ein flächengleiches Rechteck mit der Breite von 5 m und einer Höhe von 3.6 m umgewandelt, um den Abfluss unter einem Schütz zu ermöglichen (Abbildung 109). Die Teilverkläusung wird durch den Verschluss auf eine Durchflusshöhe zwischen 1 und 2.1 m nachgebildet. In den Damm der B12 wird ein Rohr mit dem Durchmesser von 4.8 m und einer Länge von 60 m gelegt (Abbildung 110). Die Überströmung der Dämme wird mit der Gleichung für breitkronige Wehre berechnet.

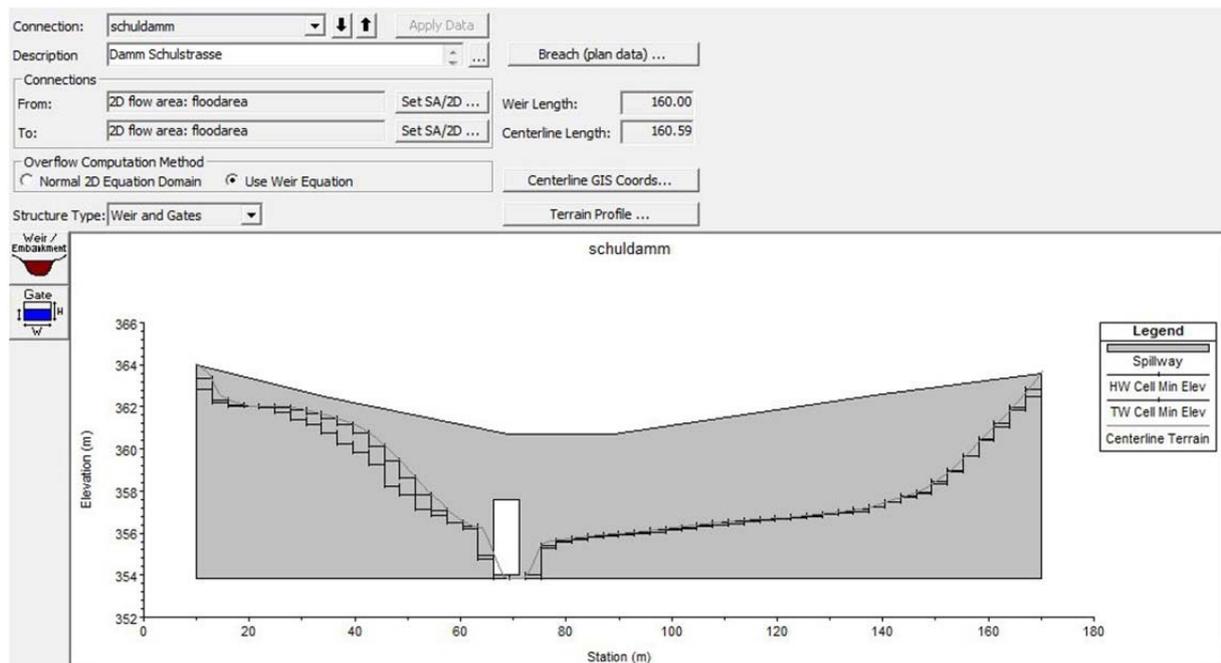


Abbildung 109: Geometrie des Querprofils Damm Schulstraße

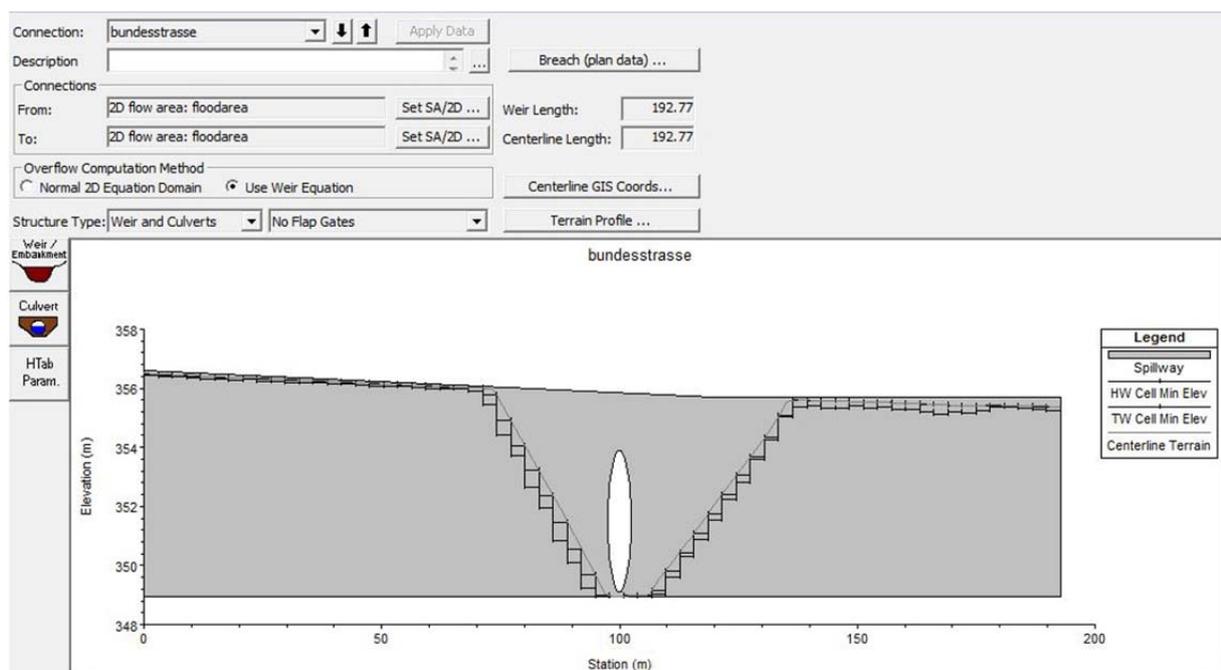


Abbildung 110: Geometrie des Querprofils Damm B12

### 8.2.4 Festlegung Parameter Dammversagen

Der Bruch tritt mit dem Erreichen der dokumentierten Höhenkote von 362.5 m üNN ein (Abbildung 111). Die zeitliche Entwicklung der Bresche wird mit verschiedenen zeitlichen Annahmen durchgeführt (Abbildung 112).

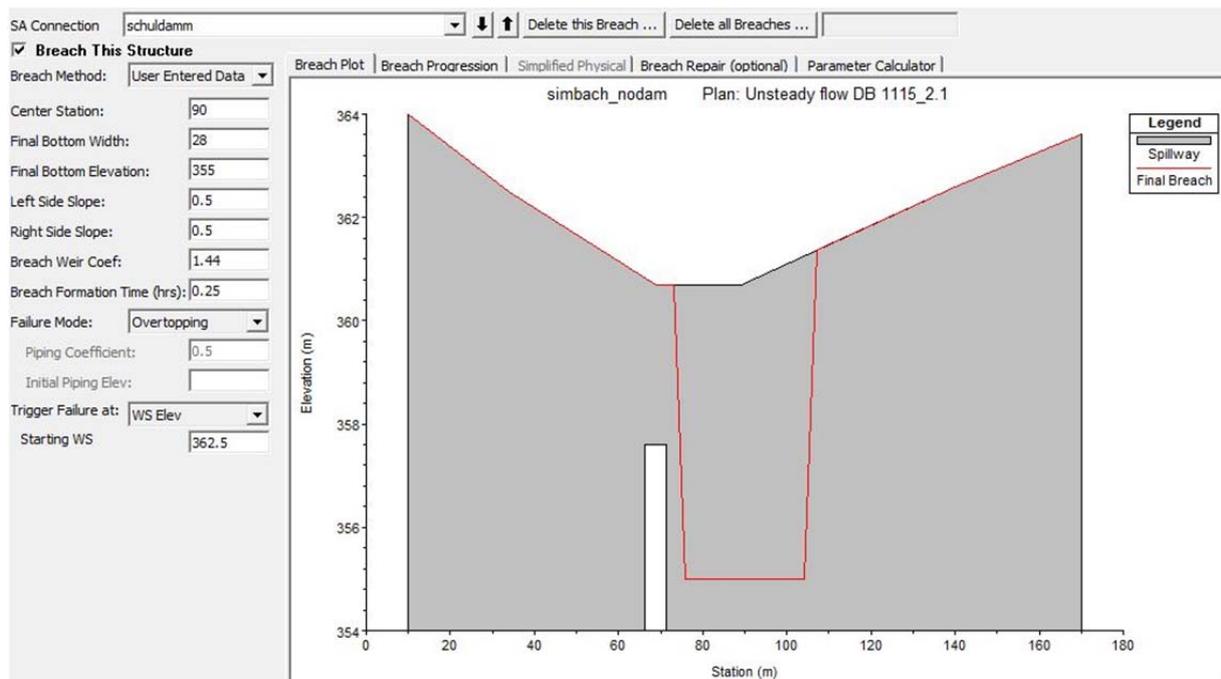


Abbildung 111: Im Modell implementierte Breschengeometrie

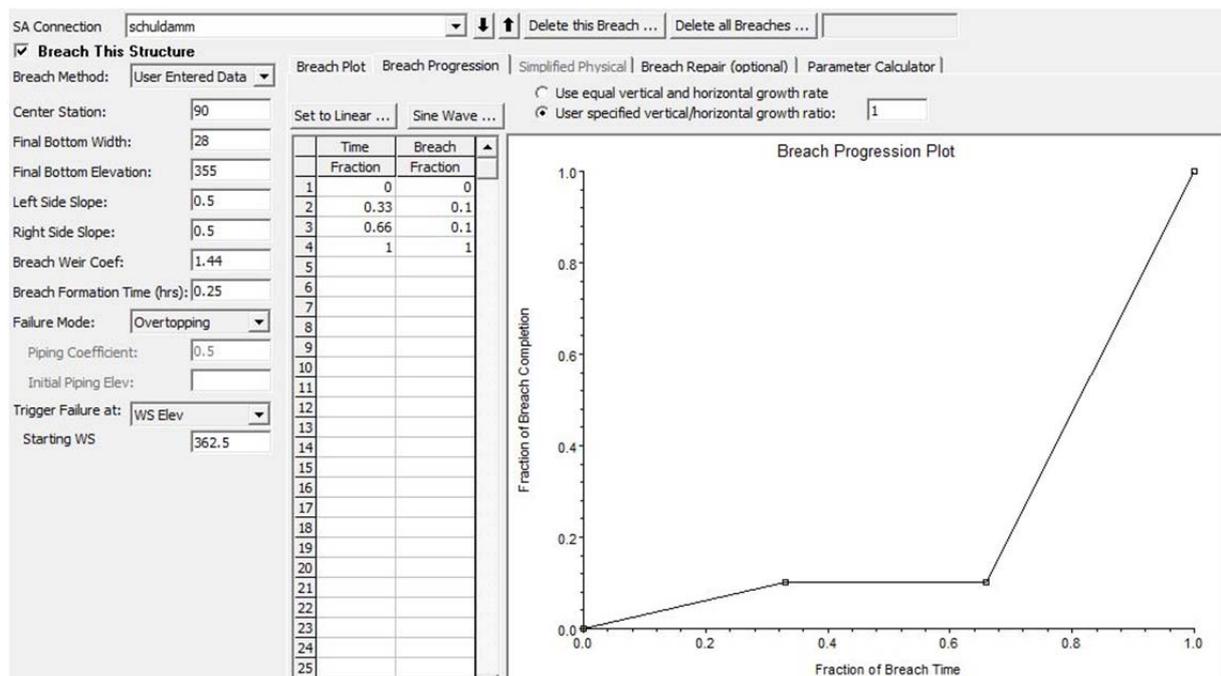


Abbildung 112: Zeitliche Entwicklung der Breschengeometrie

- Gesamtdauer Breschenbildung 10 Minuten
- 10/90 (5 Minuten 10% der Fläche, Rest in 5 Minuten)
- 20/80 (5 Minuten 20% der Fläche, Rest in 5 Minuten)
- 30/70 (5 Minuten 30% der Fläche, Rest in 5 Minuten)
- 40/60 (5 Minuten 40% der Fläche, Rest in 5 Minuten)



- Gesamtdauer Breschenbildung 15 Minuten
- 10/90 (10 Minuten 10% der Fläche, Rest in 5 Minuten)
- 20/80 (10 Minuten 20% der Fläche, Rest in 5 Minuten)
- 30/70 (10 Minuten 30% der Fläche, Rest in 5 Minuten)
- 40/60 (10 Minuten 40% der Fläche Rest in 5 Minuten)

In den nachfolgenden Szenarien finden sich aber nicht alle Breschenvarianten, es werden nur die Varianten nachfolgend dargestellt, die zur Abschätzung der Verklauungsparameter und Breschenparameter von Bedeutung sind und deren Ergebnisse plausible Abflüsse ergeben.

### 8.2.5 Festlegung der Szenarien

Um den dokumentierten Zeitpunkt (ab 12:37 CET) des Dammversagens gleichzeitig mit dem Erreichen der Einstauhöhe von 8.9 m zu erhalten, wird die Öffnungshöhe des Verschlussorgans variiert. Die plausibelsten Ergebnisse werden mit den Durchflusshöhen von 1.7 und 1.9 m erzielt, bei denen der Breschenbruch um 12:38 bzw. um 12:42 eintritt.

#### 8.2.5.1 **Szenario 1**

Es dient zum Feststellen der erforderlichen Drosselung der Durchflussfläche, um eine Höhenkote von 362.5 m um ~12:40 zu erzielen. Deshalb werden die Wasserspiegelverläufe bei einer Drosselung auf Werte zwischen 8.6 m<sup>2</sup> (1.5 m) und auf 10.5 m<sup>2</sup> (2.1 m) berechnet. Der Damm versagt bei diesem Szenario nicht, er wird nur überströmt.

#### 8.2.5.2 **Szenario 2**

Ein wahrscheinliches Verklauungsszenario wird verwendet, um die Einwirkung der zeitlichen Breschenentwicklung bei gleicher Gesamtbruchdauer auf den Abfluss zu bestimmen. Der Durchlass Schulstraße ist auf 8.6 m<sup>2</sup> (1.9 m) gedrosselt und der Damm versagt innerhalb von 10 Minuten. Die zeitliche Entwicklung der Bresche erfolgt im Verhältnis 10/90 (Sz 2.1) bzw. 40/60 (Sz 2.2).

#### 8.2.5.3 **Szenario 3**

Dieses Szenario zeigt die Auswirkung einer längeren Gesamtbruchdauer und einer Bruchverteilung mit höheren Anteil zu Beginn der Breschenbildung. Der Durchlass Schulstraße ist auf 9.5 m<sup>2</sup> (1.9 m) gedrosselt und der Damm versagt innerhalb von 15 Minuten. Die zeitliche Entwicklung der Bresche erfolgt im Verhältnis 40/60.



#### 8.2.5.4 Szenario 4

Im Gegensatz zu Szenario 3 erfolgt die Breschenentwicklung fast ausschließlich in der zweiten Hälfte der Gesamtbruchdauer. Der Durchlass Schulstraße ist auf 8.5 m<sup>2</sup> (1.7 m) gedrosselt und der Damm versagt innerhalb von 10 Minuten. Die zeitliche Entwicklung der Bresche erfolgt im Verhältnis 10/90.

### 8.3 Simulationsergebnisse

Die Ergebnissganglinien mit den korrespondierenden Wassertiefen werden für die Standorte Damm Schulstraße (Abbildung 113), Damm B12 (Abbildung 114) und beim Pegel (Abbildung 115) berechnet. Bei den Szenarien 1.1 und 1.2 wird der Damm Schulstraße überströmt ohne zu Brechen. Unterschiede zeigen sich im zeitlichen Verlauf der Retention, die bei stärkerem Verschluss rascher einsetzt (362.5 um 12:40), bei geringerer Drosselung wird die erforderliche Höhenkote nicht erreicht (362.4 um 12:51). Ist der Stauraum bis auf Rohroberkante gefüllt, verlaufen die beiden Ganglinien fast ident. Ähnlich verhält es sich bei den Szenarien 2.1 und 2.2. Das Dammversagen beginnt um 12:42. Die Unterschiede in der Breschenentwicklung sind im Abfluss nicht erkennbar. Es wird eine Abflussspitze von 341 m<sup>3</sup>/s um 12:49 erreicht. In Szenario 3 beginnt der Breschenbruch ebenso um 12:42, liefert aber einen geringeren Abfluss (306 m<sup>3</sup>/s) um 12.47. Den höchsten Abfluss zeigt Szenario 4 mit 463 m<sup>3</sup>/s um 12:47. Hier beginnt das Dammversagen um 12:40, bis um 12:50 sinkt die Wasserspiegellage bis auf Höhe Rohroberkante wieder ab.

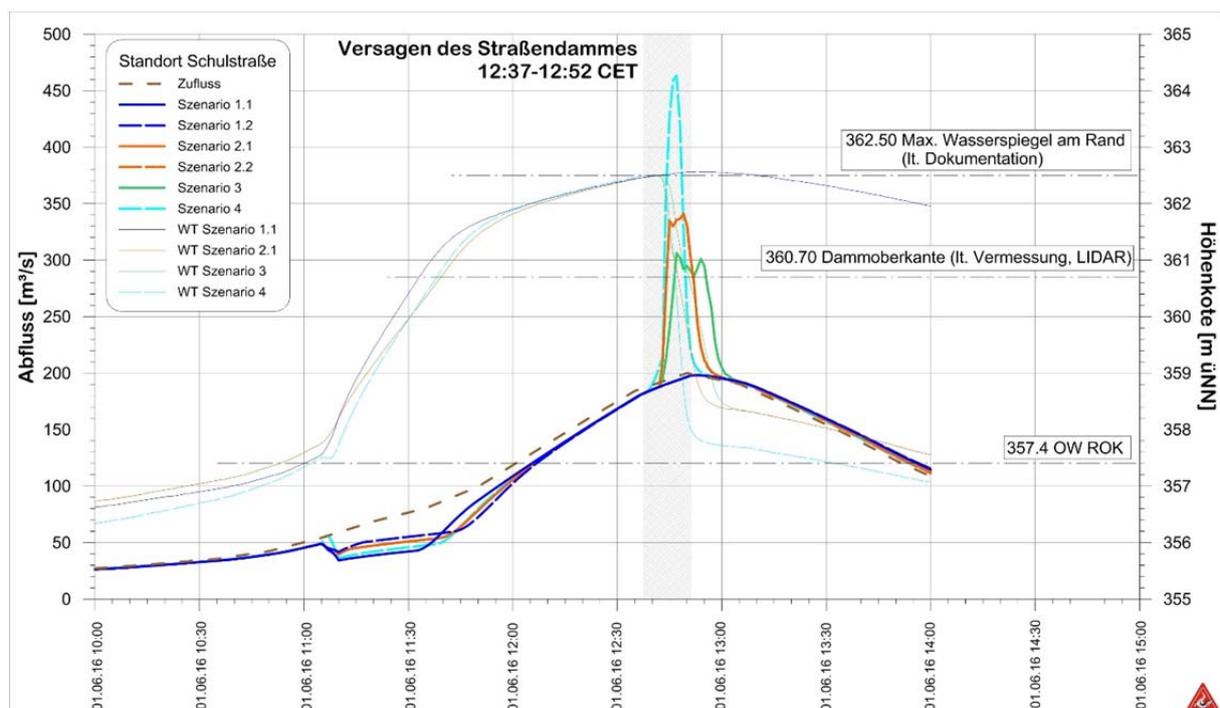


Abbildung 113: HEC-RAS Ganglinien für verschiedene Szenarien am Standort Schulstraße



Der Abfluss der Szenarien 1.1 und 1.2 an der B12 ist gegenüber dem Standort Schulstraße nur geringfügig verringert ( $192 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Eine stärkere Abminderung zeigt sich in den Bruchszszenarien. Szenario 2.1 und 2.2 weisen einen Abflussscheitel von ca.  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $-41 \text{ m}^3/\text{s}$ ), Szenario 3 einen von  $277$  ( $-29 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und Szenario 4 einen von  $355 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $-108 \text{ m}^3/\text{s}$ ) auf.

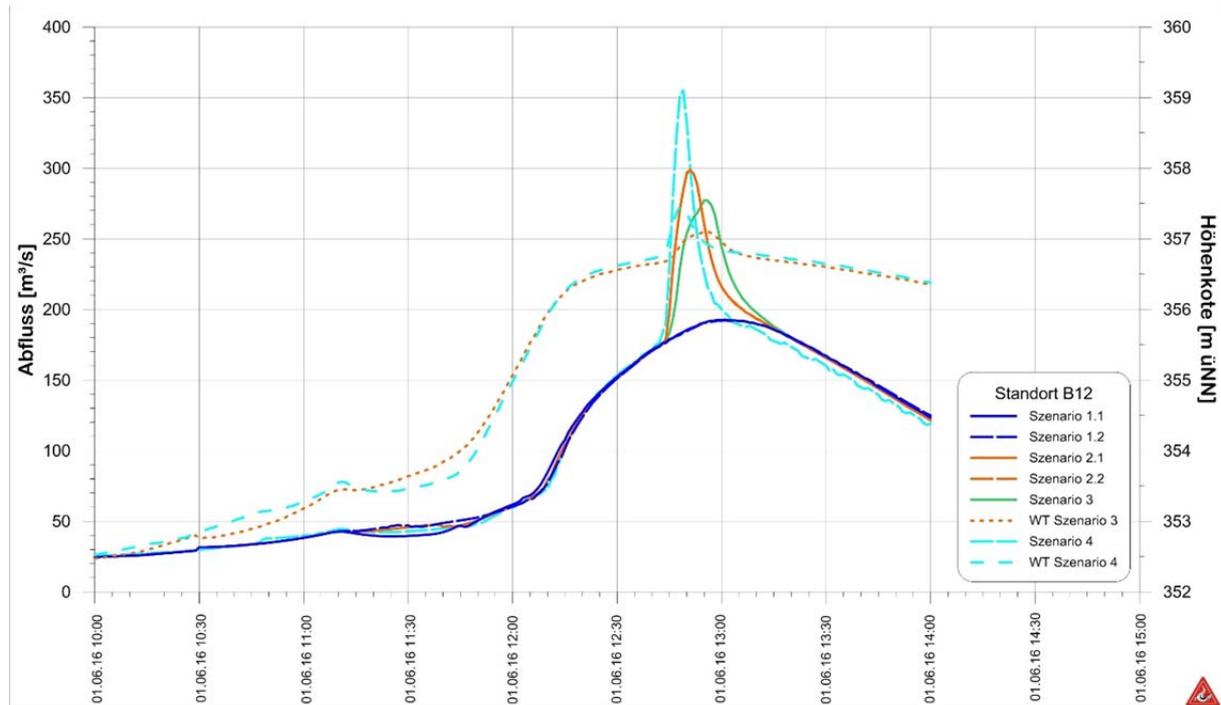


Abbildung 114: HEC-RAS Ganglinien für verschiedene Szenarien am Standort B12

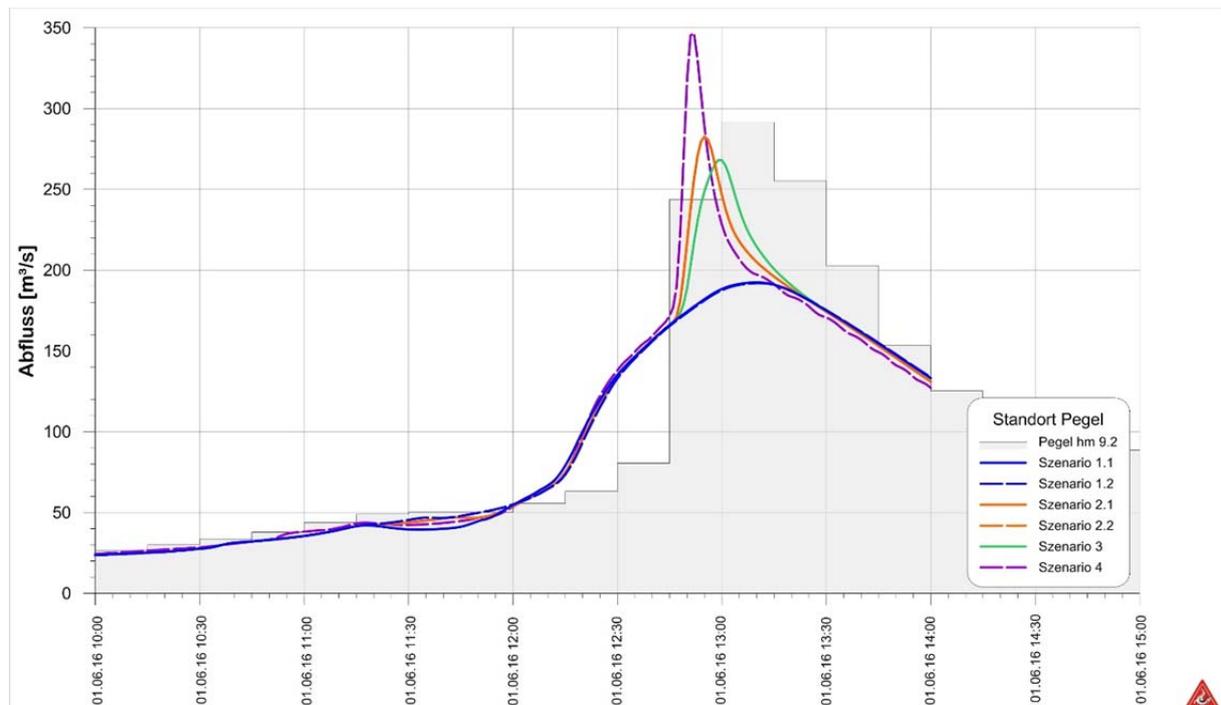


Abbildung 115: HEC-RAS Ganglinien für verschiedene Szenarien am Pegel



Am Pegel werden die Scheitelwerte zwischen 12:52 und 13:11 erreicht. Weisen die Szenarien 1.1 und 1.2 einen Abfluss von 182 m<sup>3</sup>/s auf, liegen diese bei den Szenarien 2.1 und 2.2 bei 282 m<sup>3</sup>/s und somit in etwa beim berechneten Pegelwert. Etwas geringer ist der Abfluss des Szenario 3 mit 268 m<sup>3</sup>/s. Der Scheitelwert wird um 13:00 erzielt und passt somit zeitlich ganz mit den Messwerten überein. Im Szenario 4 mit einem Spitzenabfluss von 346 m<sup>3</sup>/s wird dieser Wert schon um 12:52 erreicht.

#### **8.4 Schlussfolgerungen**

Die Ergebnisse der Breschensimulation mit HEC-RAS sind natürlich primär von der Form der Zuflussganglinie abhängig. Unter der Annahme, dass sie in etwa den realen Bedingungen entspricht, war der Einlauf des Rohrdurchlasses an der Schulstraße zu rund 50 % verlegt. Nur dadurch kann um 12:40 eine Wasserspiegellage von 362.5 m üNN erreicht werden. Die Versagenszeit lag wahrscheinlich zwischen 10 und 15 Minuten, wobei anzunehmen ist, dass sich die Breschenentwicklung mit der Zeit verstärkte. Würde sich die Bresche gleich zu Beginn am meisten erweitern, käme der resultierende Schwall zu rasch beim Pegel an. Treten im Bereich Schulstraße Abflüsse von 300-350 m<sup>3</sup>/s auf, verringern sich diese am Standort B12 auf 280 bis 300 m<sup>3</sup>/s, sodass am Pegel noch Abflussscheitel von 270 bis 280 m<sup>3</sup>/s erzielt werden.

Dem Abfluss aus den Szenarien ohne Dammversagen mit einem Abfluss von rund 200 m<sup>3</sup>/s an der Schulstraße und dem durch die Rückhalteräume gedrosselten Abfluss von 182 m<sup>3</sup>/s am Standort Pegel stehen die Abflüsse 300-350 m<sup>3</sup>/s bzw. 270-280 m<sup>3</sup>/s gegenüber.

Diese Simulationsergebnisse stimmen gut mit den gemessenen Abflüssen, aber auch mit den dokumentierten Wassertiefen überein. Zeitliche Abweichungen sind mit dem Verlauf der Zuflussganglinie und der zeitlichen Entwicklung der Teilverklauung am Durchlass Schulstraße zu erklären.



## 9 Zusammenfassung

Starke Niederschläge am 31. Mai 2016 und 01. Juni 2016 führten im Landkreis-Rottal Inn (Bayern), speziell in den Gemeinden Simbach am Inn, Anzenkirchen, Tann, Triftern und Untertürken zu großflächigen Überflutungen mit schweren Schäden. Die kurz nach dem Ereignis durchgeführte Dokumentation liefert neben hydro-meteorologischen Datensätzen die Eingangsdaten zur Rekonstruktion des räumlichen und zeitlichen Ablaufes dieses Ereignisses. Neben dem „natürlichen“ Abfluss sind am Simbach ein Versagen eines Straßendamms (Schulstraße) und die Erosion eines linksufrigen Deiches im Ortsgebiet augenscheinlich.

Das 30.3 km<sup>2</sup> große Einzugsgebiet des Simbachs wurde vollständig von einer Schauerzelle überdeckt. Die Auswertung und Anpassung der 5-minütigen RY Wetterradardaten des DWD an 21 Messstationen ergibt einen Gebietsniederschlag für den 31. Mai von 30.3 mm und für den 1. Juni in Höhe von 153.1 mm, insgesamt also 183.4 mm. Ab einer Dauerstufe von 90 Minuten liegen die Niederschläge stets über der maximalen KOSTRA Obergrenze der Jährlichkeit 100. Ab einer Dauerstufe von 24 Stunden wird auch der nur punktuell gültige 100-jährliche MaxModN-Wert (e-hyd) erreicht. Die niederschlagreichsten 8 Stunden übersteigen die üblicherweise für die Bemessung verwendeten 100-jährlichen Niederschläge.

Der bei hm 9.2 installierte Druckpegel zeichnete während des Ereignisses einen maximalen Wasserstand von 5.1 m auf. Da der Pegelschlüssel nur bis auf eine Tiefe von 2.6 m ausgelegt ist, wird er mit Hilfe von 1D und 2D Berechnungen auf den gemessenen Wasserstand erweitert. Mit der neuen W-Q Beziehung errechnet sich eine Abflussspitze von 280-300 m<sup>3</sup>/s und eine Wasserfracht von rund 3.3 Mio. m<sup>3</sup>. Diese setzt sich aus dem „natürlichen“ Abfluss des Einzugsgebietes und dem Schwall, resultierend aus dem Dammversagen an der Schulstraße zusammen.

Aufgrund der räumlich-zeitlichen Verteilung der Niederschläge liefern die beiden Zubringer des Simbaches (Antersdorferbach, Kirchbergerbach) gemeinsam einen „natürlichen“ Abfluss von etwa 185 bis 210 m<sup>3</sup>/s. Dieser staut sich bachaufwärts der Gerinne querenden Straßendämme (Schulstraße und B12), bevor er in das regulierte Ortsgerinne gelangt. Durch diese Retentionswirkung wird der Abfluss rund 45 Minuten auf etwa 50 m<sup>3</sup>/s gedrosselt. Durch das Versagen des oberliegenden Damms zeitgleich mit dem Erreichen des Hochwasserscheitels erhöht sich der Abfluss auf über 350 m<sup>3</sup>/s unterhalb der Schulstraße. Durch den gerinneabwärtigen Retentionsraum der B12 wird der Abfluss aber auf rund 300 m<sup>3</sup>/s verringert. Bis zum Standort



Pegel nimmt der Abfluss auf 280 bis 300 m<sup>3</sup>/s weiter ab. Im Ortsbereich von Simbach teilt sich der Abfluss auf. Ein Teil flutet den Polder Simbach mit 0.4 Mio. m<sup>3</sup>, ein anderer Teil dotiert den Polder Erlach mit 0.7 Mio. m<sup>3</sup> und der Rest fließt in den Inn ab.

Ein Variantenstudium unterschiedlicher Versagensszenarien zeigt, dass der Polder Simbach auch ohne Dammversagen (Schulstraße) geflutet worden wäre und der Polder Erlach durch die Erosion des Deiches an der Wilhelm-Dieß-Straße mit rund 0.5 Mio. m<sup>3</sup> zusätzlich beaufschlagt wurde.

Die Überflutungsfläche verändert sich durch den zusätzlichen Breschenabfluss aus dem Dammversagen kaum, jedoch die auftretenden Wassertiefen im Ortsbereich und im Polder Erlach, wo eine Erhöhung um durchschnittlich 0.5 m zu verzeichnen ist.

Dieses Ereignis am Simbach zeigt auf, dass durch das Zusammentreffen hydrologisch ungünstiger Faktoren aus einem schon sehr seltenen Niederschlagsereignis ein Abfluss von noch größerer Jährlichkeit wird. Die sehr hohe Niederschlagsbelastung führte zu einem extremen hydrologischen Systemverhalten, das auch durch eine Kalibrierung von Modellparametern nicht so ohne weiteres erzielt werden kann. Durch die Anwendung unterschiedlicher Modellansätze lässt sich aber die Bandbreite der Ergebnisse eingrenzen.

Durch den aufgetretenen Abfluss und die damit verbundene Überlastung der technischen Einbauten und Hochwasserschutzanlagen zeigt sich, dass ein Restrisiko verbleibt und dies im Zuge eines Extremereignisses schlagend werden kann. Zur Reduktion der Risiken ist die optimierte Kombination von aktiven und passiven Schutzmaßnahmen im Rahmen des Risikomanagements zielführend. Aktive Hochwasserschutzmaßnahmen sind beispielsweise technische Maßnahmen wie Hochwasserschutzdämme und Rückhaltebecken. Als passive Maßnahmen sind gefahrenangepasste Raumplanung und Landnutzung, wie beispielsweise das Freihalten von abflussrelevanten Bereichen, die Verlegung bestehender Nutzungen in nicht gefährdete Räume und eine angepasste Bewirtschaftung und Pflege von Gerinne nahen Bereichen anzusehen. Ebenfalls wichtige Bestandteile des Risikomanagements sind die Gefährdungsinformation der Bevölkerung und ein funktionierendes Katastrophenmanagement (Risikokommunikation).



## 10 Literaturverzeichnis

- Bayerisches Landesamt für Umwelt. (2013). Abgerufen am 21. 07 2016 von [www.gkd.bayern.de](http://www.gkd.bayern.de)
- Bayerisches Landesamt für Umwelt. (2015). Abgerufen am 13. 12 2016 von [https://www.lfu.bayern.de/wasser/wasser\\_kreislauf\\_bilanzen/index.htm](https://www.lfu.bayern.de/wasser/wasser_kreislauf_bilanzen/index.htm)
- Bayerisches Landesamt für Umwelt. (2015). [www.bis.bayern.de](http://www.bis.bayern.de). Abgerufen am 10. 08 2016
- Beven, K. (2001). Rainfall-Runoff Modelling Wiley. *The Primer vol. 15*.
- BOKU, I. f. (2017). *Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Rottal-Inn; Band 1: Ereignisdokumentation*. Wien.
- DVWK. (1982). Ermittlung von Standortkennwerten mit Hilfe der Grundansprache der Böden. *DVWK Regel 116*.
- Habersack, Helmut und Gaul, Andreas. 2007. Fließgewässermodellierung-Arbeitsbehelf Hydrodynamik. Wien : Bundesministerium für Land-und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft & Österreichischer Wasser-und Abfallwirtschaftsverband (ÖWAV), 2007.
- Haude, W. (1955). Zur Bestimmung der Verdunstung auf möglichst einfache Weise. *Mitteilung deutscher Wetterdienst*.
- Hübl, J., Heiser, M., Braitto, S., Tschärner, S., Kuntner, K., Schraml, K., . . . Rabanser, E. (2017). *Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Rottal-Inn, IAN Report 180, Band 1*. Wien: Institut für Alpine Naturgefahren.
- Hydrotec. (2016). NASIM 4.5.0 Benutzerdokumentation.
- McDonnell, J. (2013). Are all runoff processes the same? *HYDROLOGICAL PROCESSES*.
- Meerveld, T.-v., & McDonnell. (2006). Threshold relations in subsurface stormflow: 2. The fill and spill hypothesis. *WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 42*.
- Niehoff, D., Fritsch, U., & Bronstert, A. (2002). Land-use impacts on storm-runoff generation: scenarios of land-use change and simulation of hydrological response in a meso-scale catchment in SW-Germany. *Journal of Hydrology 262*.
- Nujić, D.-I. M. (2016). *HYDRO\_AS-2D*. Aachen: Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbh.



## 11 Anhang

### Weitere Varianten des hydraulischen Simulationen mit Hydro\_AS-2D:

Tabelle 36: Übersicht weiterer Szenarien und Varianten der hydraulischen Simulation

Szenario	1	2	3_03	3_05	3_06	3_07	3_08-9
Ganglinie NASIM Zeitpunkt Maximum der Gang- linie 01.06.2016	13:25	13:25	13:25	12:35	12:35	12:30	12:35
Durchlass Damm Schulstraße 2/3 verklaust ab Zeitpunkt 01.06.2016	10:50	10:50	10:50	9:50	9:50	9:45	9:50
Damm Schulstraße erodiert ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	12:25	12:25	12:30	✗	✗	✗
Dammbruch Schulstraße ab Zeitpunkt 01.06.2016 12:40	✗	12:40	12:40	12:40	12:40	12:40	12:40
Durchlass B12 (Fußgänger) verklaust von Ereignisbeginn an	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Erosion orografisch rechts des Einlaufbauwerks (hm 10.4) ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	✗	✗	✗	✗	✗	12:40
Brücke Passauer Straße (hm 9.7) teilverklaust ab Zeit- punkt 01.06.2016	✗	✗	✗	✗	✗	12:40	12:40
Brücke Bachstraße (hm 7.8) teilverklaust ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	✗	✗	✗	✗	12:40	12:40
Deicherosion Wilhelm-Dieß- Straße ab Zeitpunkt 01.06.2016	✗	✗	12:55	13:00	13:00	13:00	13:00

#### Szenario 3 Variante 03

Für diese Variante wird ab 12:25 eine beginnende Erosion des Durchlasses an der Schulstraße (Netz 2) angenommen und um 12:40 das Dammversagen Schulstraße (Netz 3). Um 12:55 erfolgt das Deichversagen in der Wilhelm-Dieß-Straße (Netz 4). Dieser Ablauf ist in Tabelle 36 aufgeschlüsselt. Bei dieser Simulation wird eine Gang-



linie mit einer Abflussspitze um 13:25 herangezogen (noch kein zeitlicher Versatz berücksichtigt)

Tabelle 37: Zeitlicher Ablauf Szenario 3\_03: Erosion, Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	01:05	01.06.2016	10:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	10:50	01.06.2016	12:25
Netz 2 – erodiert	01.06.2016	12:25	01.06.2016	12:40
Netz 3 – Versagen Damm Schulstraße	01.06.2016	12:40	01.06.2016	12:55
Netz 4 – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße	01.06.2016	12:55	02.06.2016	00:55

### Ergebnisse Simulationsvariante 03: Dammversagen vor Eintreffen der Hochwasserspitze

Bei dieser Variante versagt der Damm (12:40) bereits vor Eintreffen der Hochwasserspitze (13:25). Der Einstau des Schulstraßendamms erreicht vor dem Dammversagen nur eine Höhe von 359.93 m üNN, ein Überströmen der Straße (Dammkrone) findet nicht statt.

Der maximale Abfluss am Querprofil hm 20.9 beträgt 183.5 m<sup>3</sup>/s bei einem Wasserspiegel von 356.96 m üNN. Die B12 wird überströmt (356.24 m üNN) und in Richtung Westen geflutet. Am Kontrollquerschnitt hm 12.2 wird ein Wasserspiegel von 346.80 m üNN erreicht. Bei den Häusern Passauerstraße 11 treten Abflusstiefen von 1.1 m – 1.3 m und im Nahbereich des Gerinnes von 1.7 m auf. In dem Bereich zwischen Passauerstraße, Innstraße und Gerinne Simbach errechnen sich Wassertiefen von 0.5 – 2.0 m. Die Innstraße selbst ist ab Hausnummer 16 in südlicher Richtung betroffen durch Wassertiefen von 1 m bis zu 2.3 m vor dem Bahndammdurchlass. Im Bereich Bachstraße 14 -16 erreichen die Wassertiefen 2.3 m. Beim Standort hm 9.4 (kurz vor Pegel hm 9.2) stellt sich ein maximaler Wasserspiegel von 344.96 m üNN ein, dies entspricht 4.5 m Wassertiefe. Im linksufrigen Bereich (Wilhelm-Dieß-Straße) treten maximale Wassertiefen von 0.5 m auf. Im Siedlungsbereich Richtung Polder Erlach liegen bei der Hans-Carossa-Straße und der Max-Peinkofer-Straße sowie der Wilhelm-Dieß-Straße die Wassertiefen zwischen 1.5 - 1.7 m, im Kreuzberger Feld bei knapp zwei Meter. Im Polder Erlach liegen die Wassertiefen zwischen 0.3 und 0.7 m, und in den nördlichen und nordöstlichen Randgebieten bei gut einem Meter. Im Pol-



der Simbach kommt es im Osten zu Wassertiefen von 2.0 m, auf der Innstraße zu Wassertiefen von 1.0 bis 1.3 m. Entlang der Gartenstraße erreichen die Tiefen 1.7 m.

### Variante 05

Die Zuflussganglinien werden für diese Variante um 50 Minuten verschoben, sodass der Scheitelwert des Zuflusses um 12:35 erreicht wird. Dadurch fällt das Maximum des Zuflusses mit dem Dambruch annähernd zusammen.

Die verwendeten Netze mit ihrer Berechnungszeit sind in Tabelle 38 gelistet.

Tabelle 38: Zeitlicher Ablauf Szenario 3\_05: Erosion, Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße – zeitlich versetzt

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:05	01.06.2016	09:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	09:50	01.06.2016	12:30
Netz 2 – erodiert	01.06.2016	12:30	01.06.2016	12:40
Netz 3 – Versagen Damm Schulstraße	01.06.2016	12:40	01.06.2016	13:00
Netz 4 – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße	01.06.2016	13:00	01.06.2016	23:55

### Variante 06

In Variante 06 versagt der Damm Schulstraße ohne vorherige Erosion, der Spitzenzufluss tritt wie in Variante 05 um 12:35 auf (Tabelle 39).

Tabelle 39: Zeitlicher Ablauf Szenario 3\_06: Versagen Damm Schulstraße, D Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße – zeitlich versetzt

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:05	01.06.2016	09:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	09:50	01.06.2016	12:40
Netz 3 – Versagen Damm Schulstraße	01.06.2016	12:40	01.06.2016	13:00
Netz 4 – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße	01.06.2016	13:00	01.06.2016	23:55

### Variante 07

Entsprechend der Variante 06 wird in der Variante 07 keine Erosion vor dem Dammversagen festgelegt, da keine Verbesserung der Simulationsergebnisse durch diese Berücksichtigung erzielt wurde. Außerdem werden ab dem Simulationszeitpunkt mit Dammversagen die Brücken Passauer Straße (hm 9.7) und Bachstraße(hm 7.8) als teilverklaust angenommen und Schwemmh Holzablagerungen in den Bereichen von



hm 7.1 bis hm 7.3 orografisch rechts sowie im Bereich der Brücke Kreuzbergerweg, ebenso orografisch rechts, über die Rauigkeiten der Elemente definiert. Diese Faktoren werden in den Netzen 3a und 3b berücksichtigt.

Um eine noch bessere Übereinstimmung mit den dokumentierten Auswirkungen des Ereignisses zu bekommen, wird der Zuflussscheitel auf 12:30 verschoben.

Die verwendeten Netze und deren Dauer im Rahmen der Simulation sind in Tabelle 40 zusammengestellt.

Tabelle 40: Zeitlicher Ablauf Szenario 3\_07: Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße, Verklausung, Schwemmholz – zeitlich versetzt

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:00	01.06.2016	09:45
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	09:45	01.06.2016	12:40
Netz 3a – Versagen Damm Schulstraße, Verklausung, Schwemmholzablagung	01.06.2016	12:40	01.06.2016	13:00
Netz 4a – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße, Verklausung, Schwemmholzablagung	01.06.2016	13:00	01.06.2016	23:50

### **Ergebnisse Simulationsvariante 07: Dammversagen in etwa zeitgleich mit dem Eintreffen der Hochwasserspitze**

Der Gerinnebereich oberhalb des Dammes Schulstraße wird bereits vor dem Eintreffen der Hochwasserspitze (12:30) bis zu einer Höhe von 362.25 m üNN eingestaut sowie die Dammkrone überströmt. Das Dammversagen tritt ab 12:40 ein. Beim bachabwärts gelegenen Querprofil hm 20.9 beträgt der maximale Abfluss 263.9 m<sup>3</sup>/s bei einem Wasserspiegel von 357.68 m üNN. Die B12 wird bis zu einer Höhe von 356.89 m üNN überströmt und in Richtung Westen geflutet. Am bachabwärtigen Kontrollquerschnitt hm 12.2 wird ein maximaler Wasserspiegel von 347.74 m üNN erreicht. Rechtsufrig des Einlaufbauwerks und bei den Häusern Passauerstraße 11 treten bei dieser Variante Wassertiefen von 1.7 m - 1.9 m und im Nahbereich des Gerinnes von 2.3 m auf. Für den Bereich zwischen Passauerstraße, Innstraße und Gerinne Simbach errechnen sich Wassertiefen von 1.0 bis 2.0 m. Die Innstraße wird bei dieser Variante bereits ab Hausnummer 21 (Maximilienstraße / Stadtapotheke) durch Wassertiefen von 1.7 m bis hin zu 2.9 m im Bereich des Bahndurchlasses betroffen.



Im Bereich Bachstraße 14 -16 erreichen die Wassertiefen 2.3 m. Beim Standort hm 9.4 (kurz vor Pegel hm 9.2) stellt sich ein maximaler Wasserspiegel von 345.37 m üNN ein, dies entspricht 4.9 m Wassertiefe. Im linksufrigen Bereich (Wilhelm-Dieß-Straße) treten maximale Wassertiefen von 0.5 m auf. Im Siedlungsbereich Richtung Polder Erlach liegen bei der Hans-Carossa-Straße und der Max-Peinkofer-Straße, sowie der Wilhelm-Dieß-Straße die Wassertiefen zwischen 1.5 - 1.7 m, im Kreuzberger Feld bei knapp zwei Meter. Im Polder Erlach liegen die Wassertiefen zwischen 0.3 und 0.7 m und in den nördlichen und nordöstlichen Randgebieten bei gut einem Meter. Im Polder Simbach kommt es im Osten zu Wassertiefen von 2.3 m, auf der Innstraße zu Wassertiefen von 1.0 bis 1.3 m. Entlang der Gartenstraße erreichen die Tiefen 1.7 m.

### **Variante 08 und 09**

Für die Variante 08 wird das Dammversagen Schulstraße (Netz 3b) ohne vorangegangene Erosion simuliert. Ab dem Simulations-Zeitpunkt mit Dambruch wird zusätzlich unterstellt, dass zwei Brücken teilverklauen (Brücke Passauer Straße bei hm 9.7 und Brücke Bachstraße bei hm 7.8) und Ablagerungen von Schwemmholz in den Bereichen von hm 7.1 – hm 7.3 orografisch rechts und im Bereich der Brücke Kreuzbergerweg orografisch rechts stattfinden. Die Unholzablagerungen werden mit einer Erhöhung der Rauigkeiten berücksichtigt. Zusätzlich wird ab dem Simulationszeitpunkt mit Dambruch bei hm 10.4 (Einlaufbauwerk) ein Erosionsbereich definiert. Die Ganglinie wird zeitlich so versetzt, dass der maximale Zufluss um 12:30 stattfindet und sich damit die Abflussspitze mit dem Zeitpunkt des Dambruchs überlagert.



Tabelle 24 gibt einen Überblick über die verwendeten Netzen mit deren Dauer in der Simulation.

Tabelle 41: Zeitlicher Ablauf Szenario 3\_08 und 09: Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion – zeitlich versetzt

Verwendetes Netz	Zeitpunkt Beginn der Simulation		Zeitpunkt Ende der Simulation	
Netz 0 – Basisnetz	31.05.2016	00:05	01.06.2016	9:50
Netz 1 – verklaust	01.06.2016	9:50	01.06.2016	12:40
Netz 3b – Versagen Damm Schulstraße, Verklausung, Schwemmholzablagung	01.06.2016	12:40	01.06.2016	13:00
Netz 4b bzw. 4.1b – Versagen Damm Schulstraße, Deicherosion Wilhelm-Dieß-Straße, Verklausung, Schwemmholzablagung	01.06.2016	13:00	01.06.2016	23:55