



Universität für Bodenkultur Wien
University of Natural Resources
and Life Sciences, Vienna

Masterarbeit

Hydrologische Analyse zur Hochwasserretention am Schlattenbach, Bez. Wr. Neustadt

verfasst von

Stefan JEKEL, BSc

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Wien, Juli 2021

Betreut von:

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Johannes Hübl

Institut für Alpine Naturgefahren

Department für Bautechnik und Naturgefahren

Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird der Frage nachgegangen, inwiefern Hochwasserrückhaltebecken in der Lage sind, die Hochwassergefahr am Schlattenbach (südlich von Wiener Neustadt, Niederösterreich) zu reduzieren. Für die notwendigen Simulationen wird das Programm HEC-HMS herangezogen.

Um diese Untersuchung durchführen zu können, wird ein Niederschlags-Abfluss-Modell erstellt, bei dem das SCS-Verfahren zur Anwendung kommt. Bei einem sogenannten Black-Box-Modell wie diesem wird nach dem ÖWAV Regelblatt 220 (2019) eine Kalibrierung empfohlen. Diese wird am Schlattenbach anhand von fünf Ereignissen durchgeführt. Die dafür benötigten Daten stammen aus vier Niederschlagsmessstationen und einer Pegelmessstelle, die im Ortsgebiet Scheiblingkirchen, kurz vor der Mündung des Schlattenbachs in die Pitten, installiert ist. Für die Kalibrierung ist zunächst die Berechnung der CN-Werte aus den beobachteten Ereignissen notwendig. Dabei zeigt sich, dass die CN-Werte mit zunehmender Niederschlagsdauer abnehmen. Bei der Simulation der Bemessungsereignisse, die auf den abgeminderten 100-jährlichen Bemessungsniederschlägen aus dem eHYD beruhen, wird neben der dauerstufenabhängigen Reduktion der CN-Werte auch die Bildung zweier Szenarien vorgenommen. Dabei wird das knapp 69 km² große Einzugsgebiet des Schlattenbachs in zwei Flächen geteilt, die unterschiedlich stark überregnet werden. Nach der Simulation der Bemessungsereignisse beider Szenarien für mehrere Dauerstufen werden die Werte der Abflussganglinien mittels dreier Methoden auf Plausibilität überprüft.

Um die Retentionswirkung zu untersuchen, werden die Hochwasserrückhaltebecken in das Niederschlags-Abfluss-Modell eingefügt und die Grundablassdimension so gewählt, dass eine bestmögliche Ausnutzung gewährleistet werden kann. Die Simulationen beider Szenarien zeigen, dass bei der maßgeblichen Dauerstufe eine Reduktion des Spitzenabflusswerts von 61.6 % bzw. 48.2 % erreicht werden kann.

Abstract

In this paper the question is investigated to what extent flood retention basins are able to reduce flood hazards at the Schlattenbach (located south of Wiener Neustadt, Lower Austria). For the necessary simulations the program HEC-HMS is used.

In order to be able to carry out this investigation, a rainfall-runoff model is created using the SCS method. For such a so-called black box model a calibration is recommended according to the ÖWAV Regelblatt 220 (2019). This is carried out at Schlattenbach on the basis of five events. The data required for this are collected at four precipitation measuring stations and a level measuring station, installed in the village of Scheiblingkirchen, shortly before the Schlattenbach flows into the Pitten. For the calibration the calculation of the CN-values from the observed events is necessary. It is shown that the CN-values decrease with increasing precipitation duration. For simulating the design events, which are based on the reduced 100-year design precipitation from the eHYD, two scenarios are formed in addition to the duration dependent reduction of the CN-values. For this purpose the 69 km² catchment area of the Schlattenbach is divided into two areas, which receive different amounts of rainfall. Having simulated the design events of both scenarios for several duration levels, the values of the runoff hydrographs are checked for plausibility using three methods.

In order to investigate the retention effect, the flood retention basins are inserted into the rainfall-runoff model and the dimension of the bottom outlets is chosen to ensure the best possible utilization. The simulations of both scenarios show, that a reduction of the peak discharge value of 61.6 % and 48.2 %, respectively, can be achieved for the relevant duration stage.

Deklaration

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt habe, dass alle Stellen der Arbeit, die wörtlich oder sinngemäß aus anderen Quellen übernommen wurden, als solche kenntlich gemacht sind und dass die Arbeit in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegt wurde.

Wien, Juli 2021

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'S. Adel'.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich die Gelegenheit nutzen, all jenen zu danken, die mich auf dem langen Weg meines Studiums begleitet und mir schlussendlich bei der Ausarbeitung der Masterarbeit zur Seite standen.

So möchte ich mich zuallererst bei Herrn Dipl.-Ing. Heinrich Grünwald von der Gebietsbauleitung Wien, Burgenland und Niederösterreich Ost bedanken, der mir die Möglichkeit gab, die Masterarbeit in Zusammenarbeit mit der Wildbach- und Lawinenverbauung zu schreiben. An dieser Stelle bedanke ich mich auch bei Dipl.-Ing. Stephan Vollsinger und Dipl.-Ing. Eduard Kotzmaier für ihre Unterstützung.

Des Weiteren gilt mein besonderer Dank meinem Betreuer und Leiter des Instituts für Alpine Naturgefahren Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Johannes Hübl sowie Herrn Dipl.-Ing. Georgios Kyriazis, die mir teils spät abends noch in Videokonferenzen wertvolle Tipps und Hinweise gaben.

Nicht zuletzt bedanke ich mich bei meiner Familie und meiner langjährigen Freundin Denise, die besonders während der Ausarbeitung meiner Masterarbeit viel Geduld aufbrachten und mich immer unterstützten.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	1
2	Problemstellung	3
3	Zielsetzung	4
4	Methodik.....	5
5	Beschreibung des Einzugsgebiets	8
5.1	Geologie.....	9
5.2	Landschaft.....	10
5.3	Klima	11
6	Das NA-Modell	12
6.1	Modellwahl.....	12
6.2	Theorie zum SCS-Verfahren.....	13
6.2.1	Bodentyp	18
6.2.2	Landnutzung	19
6.2.3	Ermittlung der CN-Werte	20
6.2.4	Vorfeuchte und Variabilität.....	21
6.2.5	Bildung der Abflussganglinie	22
6.3	Modellparameter und Einzugsgebietseigenschaften.....	27
6.3.1	Neigung, Länge und Flächen	27
6.3.2	Peak Rate Factor / PRF	27
6.3.3	Bestimmung der CN-Werte	27
6.3.4	Lag time und Anfangsverluste.....	31
6.3.5	Rauigkeiten und Gerinneprofile	31
6.4	Eingangsgrößen	31

6.4.1	Niederschlagsdaten für das Bemessungsereignis	32
6.4.2	Niederschlagsdaten für die Modellkalibrierung.....	37
6.4.3	Pegeldaten für die Modellkalibrierung	39
7	Kalibrierung des NA-Modells	40
7.1	Beschreibung der 5 Kalibrierereignisse	40
7.1.1	Ereignis – 03.06.2006	41
7.1.2	Ereignis – 22.06.2006	42
7.1.3	Ereignis – 26.06.2008	43
7.1.4	Ereignis – 24.06.2009	44
7.1.5	Ereignis – 12.06.2018	44
7.2	Differenzierung – Basis-, Direktabfluss.....	47
7.2.1	Basis- und Direktabfluss – 03.06.2006	48
7.2.2	Basis- und Direktabfluss – 22.06.2006	49
7.2.3	Basis- und Direktabfluss – 26.06.2008	49
7.2.4	Basis- und Direktabfluss – 24.06.2009	50
7.2.5	Basis- und Direktabfluss – 12.06.2018	52
7.3	Berechnung der CN-Werte und der Modellparameter	54
7.4	Beschreibung und Eingaben - HEC-HMS.....	55
7.5	Vorgehensweise und Ergebnisse der Kalibrierung	58
8	Das Bemessungsereignis	60
8.1	Prüfung der Plausibilität	61
8.2	Reduktion des Bemessungsereignisses	66
8.3	Bemessungsereignis unter neuen Rahmendbedingungen.....	68
9	Das Bemessungsereignis mit implementierten HWRHB	70
9.1	Standortwahl für die Hochwasserrückhaltebecken	70

9.1.1	Beschreibung der vier Beckenstandorte	71
9.2	Eingabedaten für das HEC-HMS	74
9.3	Ergebnisse der Bemessungsereignisse mit implementierten HWRHB	75
10	Fazit	83
11	Literaturverzeichnis.....	86
12	Abbildungsverzeichnis.....	89
13	Tabellenverzeichnis	93
14	Anhang.....	95
14.1	Anhang A.....	95
14.2	Anhang B.....	97
14.3	Anhang C.....	102
14.4	Anhang D	104
14.5	Anhang E.....	108
14.6	Anhang F.....	111
14.7	Anhang G	112

1 Einleitung

Der Schlattenbach ist ein schwach geschiebeführender Wildbach in Niederösterreich, südlich von Wiener Neustadt. Sein mittlerer Abfluss beträgt $0.37 \text{ m}^3/\text{s}$. Durch Niederschläge kann dieser jedoch stark ansteigen. So ereignete sich 2018 das letzte große Hochwasser, bei dem große Teile der Vorländer des Schlattenbachs überfluten wurden. Auch der Blick in die Wildbachchroniken der Wildbach- und Lawinenverbauung zeigt, dass in der Vergangenheit zahlreiche Hochwasserereignisse stattgefunden haben. Im Folgenden wird ein Auszug aus dem technischen Bericht von 1897 zitiert, der im Wildbachaufnahmeblatt von 1997 niedergeschrieben ist: „Infolge der in letzter Zeit besonders häufig auftretenden Niederschläge wurde dieses Thal oft durch verheerende Hochwässer heimgesucht, welche nicht nur die an den Bachufern liegenden Grundstücke verwüsteten und auf lange Jahre hindurch untragbar machten, sondern auch zahlreiche Häuser der Gemeinden Scheiblingkirchen, Thernberg, Bromberg und Schlatten beschädigten. Aber auch ganze geschlossene Ortschaften wie Scheiblingkirchen und Thernberg wurden durch die Hochwässer total überschwemmt und verwüstet,...“ (Aigner, 1997). Um die Jahrhundertwende des letzten Jahrhunderts dürfte der bestehende Erdwall vor der Ortschaft Scheiblingkirchen errichtet worden sein. Dieser hat die Aufgabe, das Hochwasser, das teilweise über das Vorland fließt, in das Bachbett zu leiten, um das Ortsgebiet zu schützen. Infolge von Hochwässern ist dieser aber bereits mehrfach überflossen worden.

Um neben der fließenden Retention, der am Schlattenbach ein hoher Stellenwert zugeschrieben werden kann, auch die Wirkung der stehenden Retention untersuchen zu können, wird in dieser Arbeit ein Niederschlags-Abfluss-Modell erstellt. Die stehende Retention soll dabei durch Hochwasserrückhaltebecken gewährleistet werden.

Bei Projekten mittlerer Größenordnung findet unter Berücksichtigung von Regenspendenlinien die Berechnung des erforderlichen Beckenvolumens auf Basis von Ereignismodellen statt. Um das erforderliche Volumen der Hochwasserrückhaltebecken zu ermitteln, werden Niederschläge mit gleicher Jährlichkeit, aber unterschiedlicher Dauerstufe herangezogen. Doch bevor eine Retentionsstudie durchgeführt wird, sollte bei Ereignismodellen eine Kalibrierung anhand von gemessenen Pegel- und Niederschlagsdaten erfolgen (ÖWAV, 2019).

Der Schlattenbach ist einer der wenigen Wildbäche, bei dem Niederschlags- und Abflussmessungen über die letzten Jahrzehnte vorliegen. So gibt es vier Niederschlagsmessstationen, die im Einzugsgebiet oder direkt angrenzend liegen, und auch eine Pegelmessstelle, die knapp vor der Mündung in den Vorfluter installiert ist. Damit liegt eine gute Datenlage vor, um das Niederschlags-Abfluss-Modell zu kalibrieren.

2 Problemstellung

Wie die Aufzeichnungen der letzten 150 Jahre zeigen, aber auch das Ereignis in jüngster Vergangenheit bewiesen hat, stellen Hochwässer am Schlattenbach eine ernst zu nehmende Gefahr dar.

Die Abflussdynamik, die im Ereignisfall auftritt, in einem Niederschlags-Abfluss-Modell abzubilden, ist speziell an diesem Bach eine Herausforderung. So ist zu überlegen, wie die fließende Retention, der eine große abflussmindernde Funktion zuzuschreiben ist, am besten abgebildet werden kann. Zur Überprüfung und Kalibrierung des Modells, stehen die Daten von vier Niederschlagsmessstationen und einer Pegelmessstelle zur Verfügung. Zwei der Niederschlagsmessstationen zeichnen lediglich die 7-Uhr-Tageswerte auf, wodurch eine Anpassung dieser an die Verteilung der Messreihen der hochauflösenden Messstationen erfolgen muss. Da die maximal möglichen Volumina der Hochwasserrückhaltebecken zuvor anhand der örtlichen Gegebenheiten bestimmt werden, ist der Grundablass infolge der ungünstigsten Hochwasserganglinie so zu dimensionieren, dass die Höhe des Wasserspiegels beim Bemessungsereignis nicht über das gewöhnliche Stauziel steigt. Es ist jedoch darauf zu achten, dass durch den verzögerten Abfluss keine ungünstigen Überlagerungen von Hochwasserwellen entstehen.

Ein wichtiger Wert einer Hochwasserganglinie ist die Abflussfracht. Diese setzt sich aus der Einzugsgebietsfläche und der effektiven Niederschlagshöhe zusammen und hat den größten Einfluss auf die erforderliche Beckengröße, bzw. auf die Größe des benötigten Grundablasses (Rudolf-Miklau et al. 2014).

Aus dieser Problemstellung resultieren die angeführten Fragestellungen, aus denen sich die Zielsetzung dieser Arbeit erschließt.

- Wie hoch ist der 100-jährliche Bemessungsabfluss?
- Wo liegen die optimalen Standorte für Hochwasserrückhaltebecken und welches Volumen können sie fassen?
- Wie sind die Hochwasserrückhaltebecken auszuführen, um eine möglichst hohe Reduktion des Abflusses zu erreichen, damit dieser unbeschadet abgeführt werden kann?

3 Zielsetzung

Das Ziel dieser Arbeit ist zu untersuchen, wie die Gestaltung und Anordnung der Hochwasserrückhaltebecken vorgenommen werden muss, damit die Hochwasserwelle eines 100-jährlichen Bemessungsereignisses am effizientesten reduziert werden kann. Die Standorte für die Hochwasserrückhaltebecken sind anhand der topografischen und örtlichen Gegebenheiten unabhängig von geotechnischen Überlegungen und den Besitzverhältnissen vor Ort zu wählen.

Es ist die maßgebliche Dauerstufe des Bemessungsniederschlags heranzuziehen und mit dieser die Dimensionierung der Grundablässe vorzunehmen, um eine bestmögliche Reduktion des Abflusses gewährleisten zu können.

4 Methodik

Dem Ziel der Masterarbeit, zu untersuchen, welche Reduktion der Hochwasserspitze durch den Einbau von Hochwasserrückhaltebecken zu erreichen ist, liegt eine lange Prozesskette zugrunde. Die Programme und deren Versionsnummer, die für den Aufbau des Niederschlags-Abfluss-Modells und für die Simulationen notwendig sind, werden folgend angegeben: ArcGIS 10.5.1, Arc Hydro Tools 10.5.0.52, HEC-GeoHMS 10.5.0.7, HEC-HMS 4.2.

Da das verwendete Niederschlags-Abfluss-Modell (NA-Modell) auf dem SCS-Verfahren des National Soil Conservation Service basiert, ist die Vorgangsweise dieser Arbeit stark an das National Engineering Handbook Part 630 Hydrology gebunden, das vom United States Department of Agriculture bereitgestellt wird. Der Abflussbeiwert wird bei diesem Verfahren mit den CN-Werten beschrieben, die aus der Landnutzung und dem Bodentyp abgeleitet werden. Diese Informationen werden aus Kartenwerken übernommen. Um diese Daten stichprobenweise überprüfen zu können und einen Eindruck des Einzugsgebiets des Schlattenbachs zu erhalten, werden Feldbegehungen durchgeführt. Da für die Erstellung des Modells im Programm HEC-GeoHMS das Wissen um die Standorte der Hochwasserrückhaltebecken (HWRHB) erforderlich ist, müssen auch diese im Vorhinein bestimmt werden. Die Beurteilung der Beckenstandorte, die rein auf wirtschaftlichen und topografischen Überlegungen basiert, erfolgt ebenfalls im Feld und in weiterer Folge am PC mit Hilfe von Orthofotos und dem digitalen Höhenmodell. Unter Berücksichtigung der Beckenstandorte wird das Modell im HEC-GeoHMS erstellt, das die Grundlage für das NA-Modell bildet. Durch die Verschneidung der Landnutzungs- und Bodendaten wird für jedes der Teileinzugsgebiete ein mittlerer CN-Wert abgeleitet, wodurch das Modell nun alle nötigen Informationen enthält, die für die Erstellung des NA-Modells benötigt werden. Somit kann das Modell in das Simulationsprogramm HEC-HMS importiert werden.

Da die automatisch berechneten CN-Werte des ursprünglichen SCS-Verfahrens im Modell enthalten sind, müssen diese nach dem Verfahren des ASCE (American Society of Civil Engineers) neu berechnet werden. Damit geht auch eine Neuberechnung der Lag times und der Anfangsverluste einher. Für das Routing Verfahren sind neben der Neigung auch die Querprofile und die Rauigkeiten des Gerinnes von Relevanz. Daher müssen vor Ort an jedem

Gerinneabschnitt, der im Modell definiert ist, die erforderlichen Informationen aufgenommen werden.

Nach dem Regelblatt 220 des ÖWAV (2019) wird die Kalibrierung des NA-Modells an mehreren Ereignissen unterschiedlicher Größe empfohlen. Von den zur Verfügung stehenden Niederschlags- und Pegelmessreihen müssen die 7 Uhr-Tageswerte zweier Messstationen an die Niederschlagsverteilung der zwei hochauflösenden Messstationen, die im 5-Minuten Intervall aufzeichnen, angepasst werden. Damit kann eine einheitliche Eingabe in das Modell erfolgen.

Im nächsten Schritt ist der Gebietsniederschlag zu bilden. Dafür wird das EZG in sogenannte Thiessenpolygone gegliedert und die Datenreihen der Niederschlagsmessstationen werden auf diese Flächen umgelegt. Somit wird das Einzugsgebiet des Schlattenbachs in vier Teilflächen mit differenzierter Niederschlagsverteilung gegliedert. Bevor die Simulation der Kalibrierereignisse mit den jeweiligen Niederschlags- und Pegelmessdaten gestartet werden kann, sind die CN-Werte der Ereignisse durch die Differenzierung von Basis- und Direktabfluss zu berechnen und diese im Programm einzugeben.

Zwischen den Simulationen der Kalibrierereignisse wird die jeweilig simulierte und gemessene Abflussganglinie in Hinsicht auf den Spitzenabfluss, die Anfangs- und Endzeit und die Form des aufsteigenden und abfallenden Astes verglichen. Durch Variation der Modellparameter wird das NA-Modell kalibriert, um im nächsten Schritt das Bemessungsereignis simulieren zu können.

Dafür müssen die Bemessungsniederschläge aus dem eHYD entnommen und dauerstufenabhängig abgemindert werden. Es wird eine Szenarienbildung vorgenommen, bei der das Einzugsgebiet (EZG) in zwei Flächen aufgeteilt wird und diese von Niederschlägen unterschiedlicher Jährlichkeit beaufschlagt werden. Auch werden die Erkenntnisse aus den Kalibrierereignissen, die zeigen, dass der CN-Werte abhängig von der Dauerstufe abnimmt, bei den Simulationen der Bemessungsereignisse unterschiedlicher Dauerstufen berücksichtigt. Die Abflussganglinien der Bemessungsereignisse werden für beide Szenarien berechnet.

Um schlussendlich die retendierende Wirkung der Hochwasserrückhaltebecken zu untersuchen, ist die Erstellung der Beckeninhaltslinien erforderlich, die mit der Software

ArcGIS erstellt werden. Da davon ausgegangen wird, dass das maximale Volumen aller Becken benötigt wird, um eine ausreichende Retention zu erreichen, wird in den nächsten Schritten der Grundablass eines jeden Beckens dahingehend dimensioniert, dass dieses bestmöglich ausgenutzt wird. Die Ergebnisse sollen zeigen, wie groß die retendierende Wirkung der HWRHB am Auslass des Projektgebiets, aber auch an verschiedenen Standorten innerhalb des Einzugsgebiets bei den zwei Szenarien tatsächlich ist.

5 Beschreibung des Einzugsgebiets

Der Schlattenbach, der ein Gebiet von knapp 69 km² südlich von Wiener Neustadt entwässert, fließt auf seinen rund 17 Kilometern durch das von ihm breit ausgeformte Tal zwischen den Hügeln der Buckligen Welt. Er liegt in den politischen Bezirken Neunkirchen und Wiener Neustadt Land und entwässert Teile der Gemeinden Scheiblingkirchen-Thernberg, Bromberg, Hochwolkersdorf, Lichtenegg, Hollenthon und Wiesmath. Die höchste Erhebung ist der Stickelberg bei Hollenthon im Süden des Einzugsgebiets mit 881 m.ü.A., der tiefste Punkt ist bei Scheiblingkirchen an der Mündung in die Pitten mit 370 m.ü.A.. Als klassifizierter Wildbach wird dem Schlattenbach unterstellt, bei einem 100-jährlichen Bemessungsereignis über 100 m³/s liefern zu können.

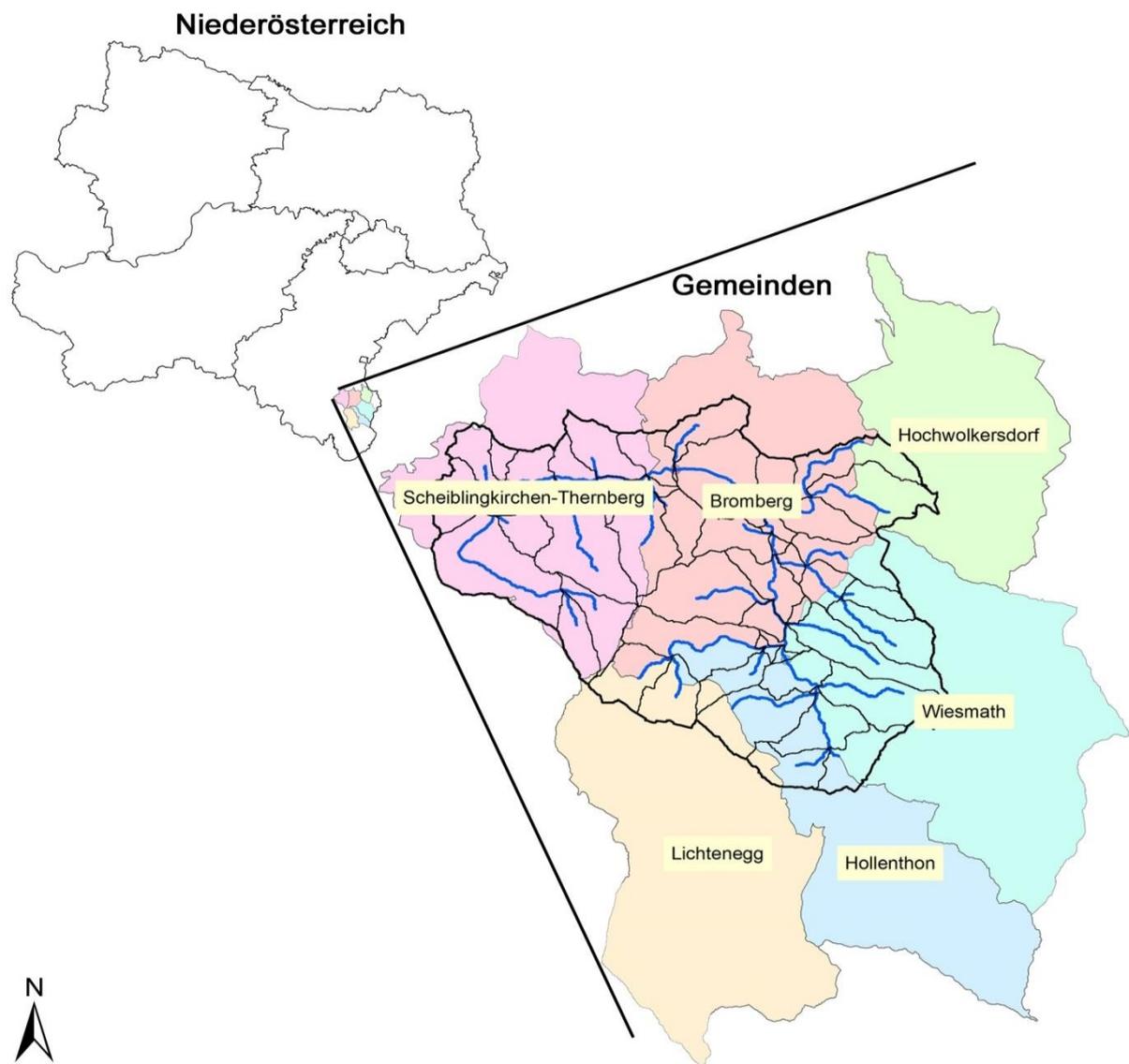


Abbildung 5-1: Karte zur Verortung des Projektgebiets (basierend auf Land Niederösterreich (a)).

5.1 Geologie

Für das Abflussverhalten eines Gebiets spielt die Geologie eine wesentliche Rolle. So ist die Entwicklung bzw. der Aufbau der oberen Bodenschichten und der Vegetationsdecke maßgeblich von den Eigenschaften des geologischen Untergrunds abhängig. Dabei ist besonders die Durchlässigkeit ein wichtiger Faktor. Auf groben Lockersedimenten und verkarsteten Kalkgesteinen werden eher trockene Böden entstehen, während auf kristallinen Gesteinen eher feuchte gebildet werden. Für die NA-Modellierung von Ereignissen mit kurzer Dauer ist die Infiltration und Durchlässigkeit der oberen Bodenschichten von besonderer Bedeutung (Hemud et al. 2011).

Die geologischen Gegebenheiten im Projektgebiet sind in Abbildung 5-2 veranschaulicht. Im Osten, südlich des Schlattenbachs zwischen Scheiblingkirchen und Bromberg, sind große Karbonatvorkommen vorhanden. Nördlich und südlich von Bromberg bis nach Lichtenegg liegt ein breites Band mit Phyllit und Semmeringgneis. Der meist verbreitete Glimmerschiefer ist hier der phyllitische Schiefer. Diese Gesteine, die teilweise verwittert sind, können im Vergleich zum Karbonatgestein eine vielfach geringere Durchlässigkeit aufweisen. Dieses Verhalten spielt bei der Niederschlags-Abfluss-Modellierung eine wichtige Rolle und wird durch die Klassifizierung der hydrologischen Bodengruppen berücksichtigt. Der Westen ist geprägt von Grobgnaisvorkommen und schluffig, sandigen Lockersedimenten. Entlang des Schlattenbachs und an den Unterläufen der Zubringer sind Wildbachschutt und Auablagerungen zu finden, wodurch in diesen Bereichen wiederum mit höheren Durchlässigkeiten zu rechnen ist (Holzinger & Buresch, 2018).

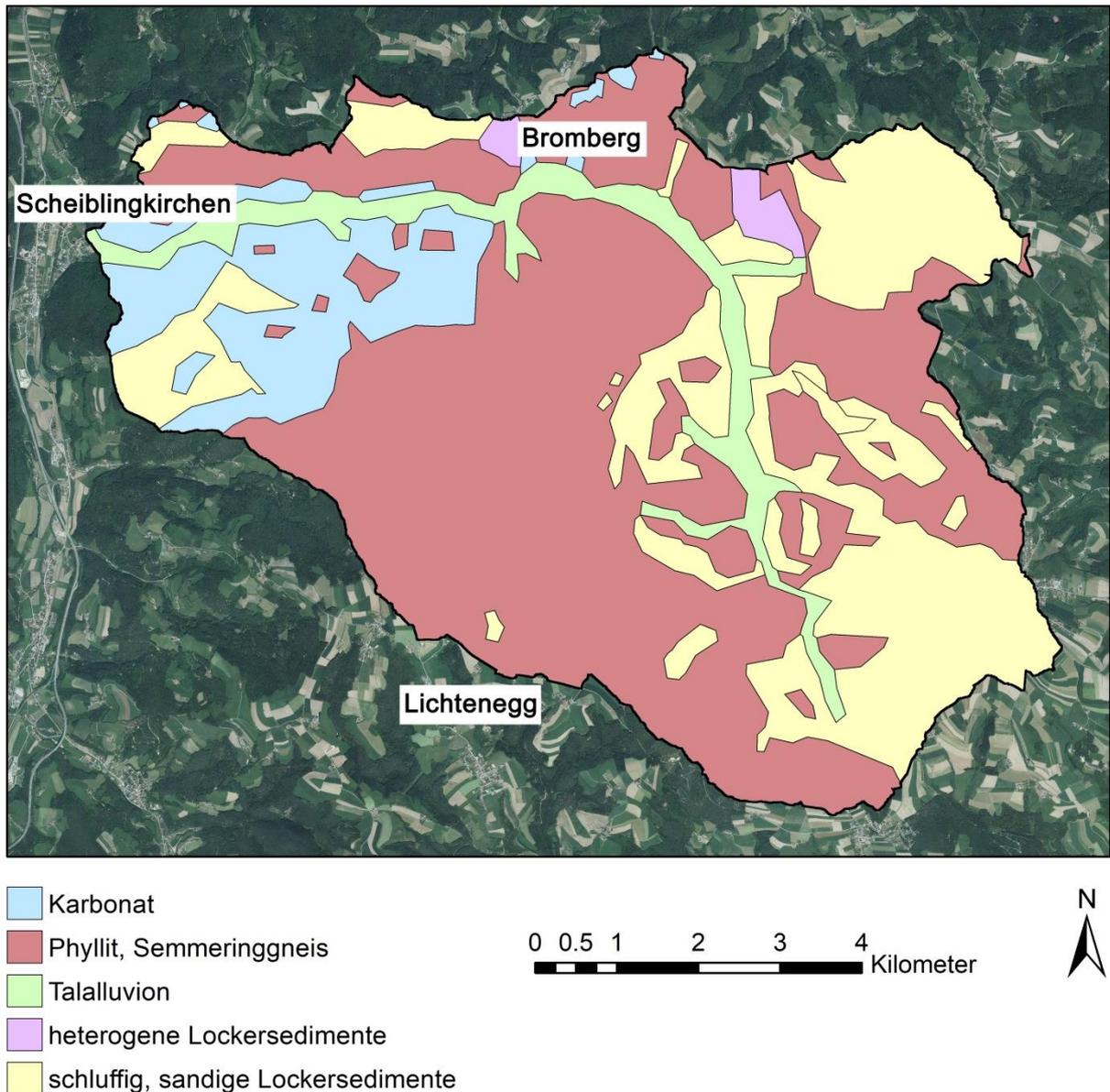


Abbildung 5-2: Geologische Karte des Einzugsgebiets Schlattenbach (basierend auf Land Niederösterreich (b)).

5.2 Landschaft

Das Projektgebiet weist eine typisch ländliche Strukturierung auf. Entlang des Schlattenbachs befinden sich die Siedlungsgebiete von Scheiblingkirchen, Innerschildgraben, Thernberg und Bromberg. Am gesamten Talboden des Schlattenbachs befinden sich vereinzelt Häuser und Höfe. Auf den Hügeln sind vereinzelt Bauernhöfe anzutreffen, die die umliegenden Felder, Wiesen und Weiden bewirtschaften. Dazwischen befinden sich immer wieder Waldflächen, besonders in den steileren Gebieten. Die Waldflächen sind fast ausschließlich als

Nutzflächen ausgewiesen, nur ein geringer Prozentsatz ist nach dem Waldentwicklungsplan des Bundesministeriums für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus als Schutz- oder Wohlfahrtswald klassifiziert.

5.3 Klima

Das Projektgebiet steht unter dem Einfluss mehrerer Klimaregionen. Im Westen liegen die Ostalpen, die von schneereichen Wintern und kühlen Sommernächten geprägt sind. Nördlich des Schlattenbachs liegt die pannonische Klimaregion. Wird das Wetter vom Norden beeinflusst, so ist mit heißen und trockenen Luftmassen zu rechnen. Ist das Wetter allerdings vom südlichen Einfluss geprägt, also der illyrischen Klimaregion, so ist mit feucht-warmer Luft aus dem Mittelmeerraum zu rechnen, die zur Entwicklung starker Gewitter führen kann.

Im Schnitt beträgt der jährliche Niederschlag in der sub- bis tiefmontanen Stufe zwischen 700 mm und 1100 mm, wobei die Niederschlagsmengen in der Regel im Frühjahr und Herbst gering und im Sommer sehr hoch sind. Die Maxima liegen in der Regel im Juni und Juli. Die Gewitterhäufigkeit liegt bei 25 bis 35 Tagen im Jahr und als kritische Wetterlage werden Niederschläge aus Nord-West angenommen (Holzinger & Buresch, 2018).

6 Das NA-Modell

6.1 Modellwahl

Dieser Arbeit liegt ein deterministisches Niederschlags-Abfluss-Modell zugrunde, bei dem die Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluss mittels deterministischen Variablen beschrieben wird. Bei den deterministischen Modellen kann aufgrund der Kausalität und Komplexität zwischen dem Grey-Box-Modell, dem prozessnahen White-Box-Modell und dem Black-Box-Modell unterschieden werden. Bei letzterem, auf dem das NA-Modell unter anderem basiert, wird weniger auf die physikalischen Grundgesetze geachtet, sondern vielmehr auf die Ursache-Wirkungs-Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluss. Es wird also zwischen Eingang und Ausgang ein empirisch ermittelter Konnex hergestellt und die Vorgänge, die im Einzugsgebiet (Black Box) ablaufen, außer Acht gelassen. Ein typischer Vertreter dieses Modelltyps ist das Einheitsganglinienverfahren, bei dem die Form der Ganglinie vorgegeben ist. Der große Vorteil der Black-Box-Modelle ist ihre Einfachheit, da der Datenbedarf relativ gering ist. Wichtig ist jedoch eine Kalibrierung des Modells, weshalb Pegeldata vorhanden sein sollten (ÖWAV, 2019). Das NA-Modell dieser Arbeit stützt sich aber nicht nur auf das Black-Box-Modell, sondern berücksichtigt auch konzeptionelle Modelle. Bei diesen werden die Systemeigenschaften (die Einzugsgebietseigenschaften) berücksichtigt, um das Abflussverhalten darzustellen.

Ein Verfahren, das die Vorgangsweise dieser beiden Modelle vereinigt, ist das SCS-CN-Verfahren des Natural Resources Conservation Service (NRCS), ehemals Soil Conservation Service (SCS), das in dieser Arbeit als SCS-Verfahren bezeichnet wird. Dieses Modellierungsverfahren wurde gewählt, weil die Eigenschaften des Einzugsgebiets des Schlattenbachs mit seinen knapp 69 km² gut beschrieben werden können und eine Pegelmessstelle nahe des Gebietsauslasses vorhanden ist. Unter Berücksichtigung der Einzugsgebietseigenschaften kann somit der eingehende Niederschlag in eine Abflussganglinie transformiert werden. Das SCS-Verfahren findet weltweit Anwendung und ist auch in Österreich weit verbreitet. Auch für kleine unbeobachtete Einzugsgebiete wird es von der Wildbach- und Lawinenverbauung gerne eingesetzt, wobei hier das Fehlen der Pegeldata, die zur Kalibrierung des Modells notwendig wären, nur zum Teil durch Erfahrungswerte kompensiert werden können.

6.2 Theorie zum SCS-Verfahren

Da niemals der gesamte Niederschlag in Abfluss übergeht, werden in den einzelnen Modellen verschiedene Ansätze angewendet, um dies wiederzugeben. Beim SCS-Verfahren werden vom Niederschlag h_N die Anfangsverluste I_a als auch Infiltrationsverluste h_V subtrahiert. Der daraus resultierende Niederschlag ist dem Abfluss h_A gleichzusetzen. Der Effektivniederschlag $h_{N,e}$ ist bei diesem Verfahren die Differenz aus Niederschlags- und Anfangsverlusten (Hübl, 2020 a).

Nach Hübl (2020 a) kann dies wie folgt dargestellt werden:

$$\text{Abflusshöhe: } h_A = h_N - I_a - h_V$$

$$\text{Effektivniederschlagshöhe: } h_{N,e} = h_N - I_a$$

$$\text{Verlusthöhe: } h_V = h_N - h_A - I_a$$

$$h_V = h_{N,e} - h_A$$

Die folgende Abbildung zeigt die Beziehung zwischen dem gefallenem Niederschlag, den Verlusten und dem daraus resultierenden Direktabfluss.

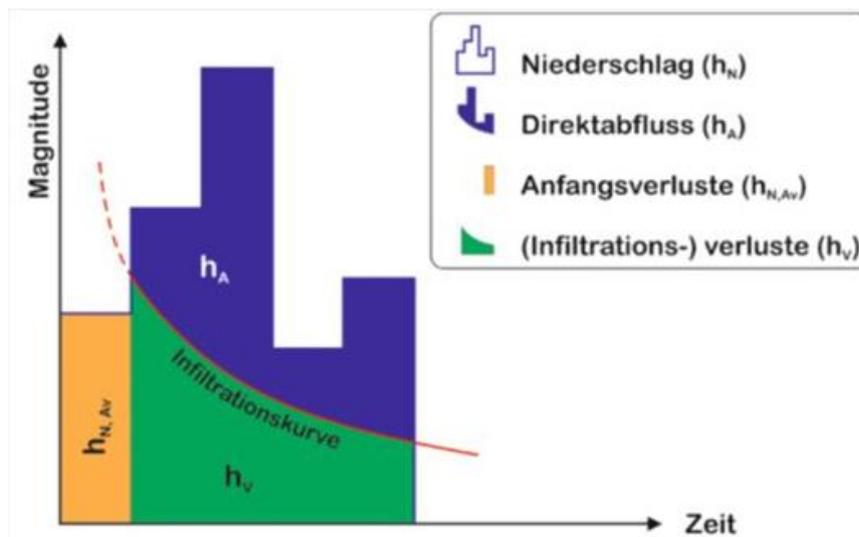


Abbildung 6-1: Niederschlagsverluste in Abhängigkeit der Zeit (basierend auf Chow et al. (2005); verändert nach Hübl (2020 a)).

Die Anfangsverluste, in der englischen Literatur auch als Initial Abstraction bezeichnet und in dieser Arbeit unter anderem mit I_a abgekürzt, setzen sich aus Interzeptions-, Infiltrations- und Muldenverlusten zusammen. Während die Verluste durch Mulden und Interzeption anhand der Vegetation und dem Geländere relief gut abgeschätzt werden können, ist dies in Hinblick auf die Infiltrationsrate weitaus komplexer. So ist die Infiltration vor allem zu Beginn eines Niederschlagsereignisses mit sehr großen Unsicherheiten behaftet, da sie von der Niederschlagsintensität, der Bodenoberflächenbeschaffenheit und der Bodenfeuchtigkeit abhängig ist (USDA, 2004).

Sind die Anfangsverluste überwunden, so ist es von der Niederschlagsintensität abhängig, ob das Wasser in den Boden infiltriert oder oberflächlich abfließt. Als Infiltration wird die Versickerung von Wasser in den Boden bezeichnet. Die Geschwindigkeit, mit der das von Statten geht, wird als Infiltrationsrate bezeichnet und ist vom Sättigungsgrad, dem Korngefüge und der Beschaffenheit der Bodenoberfläche abhängig. Die hydraulische Leitfähigkeit bzw. der Durchlässigkeitsbeiwert k_f beschreiben die Geschwindigkeit, mit der dieser Vorgang abläuft. Liegt die Regenintensität unterhalb der in Rot gehaltenen Infiltrationskurve, die die Infiltrationsrate darstellt (siehe Abbildung 6-1), so kommt es zu keinem oberflächlichen Abfluss. Wenn die Intensität des Niederschlags jedoch die Infiltrationsrate übersteigt, so kommt es zum sogenannten Direktabfluss. Mit zunehmender Dauer sinkt die Infiltrationsrate und sinken somit auch die Infiltrationsverluste. Der oberflächliche Abfluss nimmt stetig zu. Ist der Bodenspeicher gänzlich gefüllt, so ist der gesamte Niederschlag abflusswirksam.

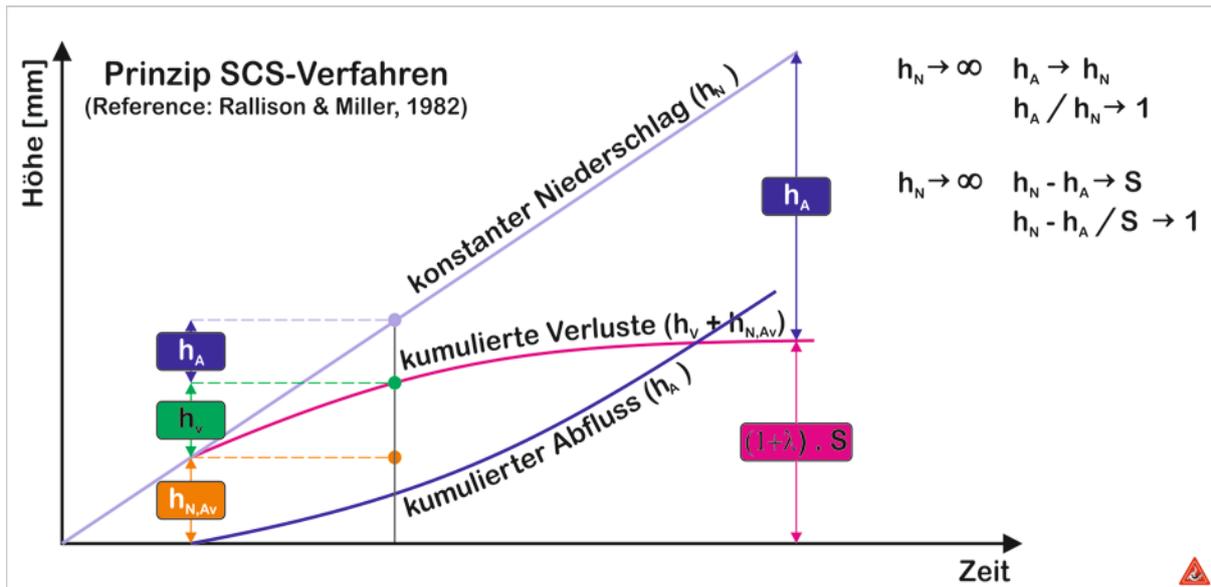


Abbildung 6-2: Verluste bei unendlicher Niederschlagsdauer (basierend auf Rallison & Miller (1982); verändert nach Hübl (2020 a)).

Wird von einem unendlich langen und konstanten Niederschlag ausgegangen, so nähert sich der kumulierte Abfluss asymptotisch der linear ansteigenden Niederschlagshöhe, während sich die kumulierten Verluste einem konstanten Wert nähern (siehe Abbildung 6-2). Diese Verluste stellen das potentielle Speichervermögen S dar (Hübl, 2020 a). Dieses kann mit folgender Formel nach Hübl (2020 a) beschrieben werden.

$$S = \frac{(h_N - I_a)^2}{h_A} - h_N + I_a$$

S = potentieller Bodenspeicher

h_N = Höhe des Niederschlags

I_a = Höhe der Anfangsverluste

Damit in dieser Gleichung lediglich eine Variable abgeschätzt werden muss, wurde aus zahlreichen Versuchen in den USA eine empirische Beziehung zwischen dem potentiellen Speichervermögen S und den Anfangsverlusten $h_{N,AV}$ abgeleitet. In den Versuchsreihen auf den Feldern in den USA hat sich gezeigt, dass die Anfangsverluste etwa 20 % des Bodenspeichers ausmachen. Die Initial Abstraction Ratio (λ) ist somit ein dimensionsloser

Faktor mit dem Wert 0.20. Mit der Zeit, in der das SCS-Verfahren aufgrund seiner Einfachheit in immer mehr Bereichen Anwendung fand, stellte sich heraus, dass die Anfangsverluste mit den angenommenen 20 % des potentiellen Bodenspeichers für die meisten Anwendungsfälle jedoch zu hoch angesetzt sind. Daher wird inzwischen, wie vom DVWK (1991) und Merz et al. (2006) vorgeschlagen, von einem Anfangsverlust in Höhe von 5 % ausgegangen. Diese Vorgangsweise erfolgt nach den Angaben des „American Society of Civil Engineers“ (ASCE) nach USDA (2017), bis eine offizielle Anpassung des Verfahrens erfolgt (Hübl, 2020 a). Die Initial Abstraction Ratio λ ist demnach 0.05 und diese ist in folgende Formel zur Berechnung der Anfangsverluste einzusetzen.

$$I_a = \lambda * S = 0.05 * S$$

Da die Speicherkenwerte des Bodens in der Regel nicht bekannt sind, wurde ein Parameter eingeführt, der die Gebietseigenschaften zu einem Wert zusammenfasst. Diese sogenannte Kurvennummer / Curve Number und in dieser Arbeit oftmals als CN-Wert bezeichneter Parameter beschreibt einerseits den Boden hinsichtlich seiner hydraulischen Leitfähigkeit, andererseits die Landnutzung in Hinsicht auf Bewuchs, Bewirtschaftung und Bebauung. Wie die Kurvennummer anhand dieser Gebietseigenschaften zu wählen ist, wird in Kapitel 6.2.3 beschrieben.

Anhand des CN-Werts kann auf das potentielle Speichervermögen des Bodens und damit auch auf die Anfangsverluste geschlossen werden. Dies kann jedoch auch umgekehrt geschehen. Da das Verfahren in den USA entwickelt wurde, sind die ursprünglichen Gleichungen für das imperiale Einheitensystem ausgelegt. Die folgenden Gleichungen sind jedoch bereits umgeformt und mit dem SI-System anzuwenden.

$$CN = \frac{25400}{S + 254}$$

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

CN = Kurvennummer

S = potentieller Bodenspeicher

In Abbildung 6-3 werden die Kurvennummern mit einer Initial Abstraction Ratio von 20 % grafisch dargestellt. Um die Übersicht zu wahren, sind die Kurven in Fünferschritten aufgetragen. Im Diagramm kann bei einem bekannten CN-Wert der anzunehmende Direktabfluss bei einer bestimmten Niederschlagshöhe abgelesen werden. Andererseits ist es auch möglich, wenn Direktabfluss und Niederschlagshöhe bekannt sind, den CN-Wert abzulesen.

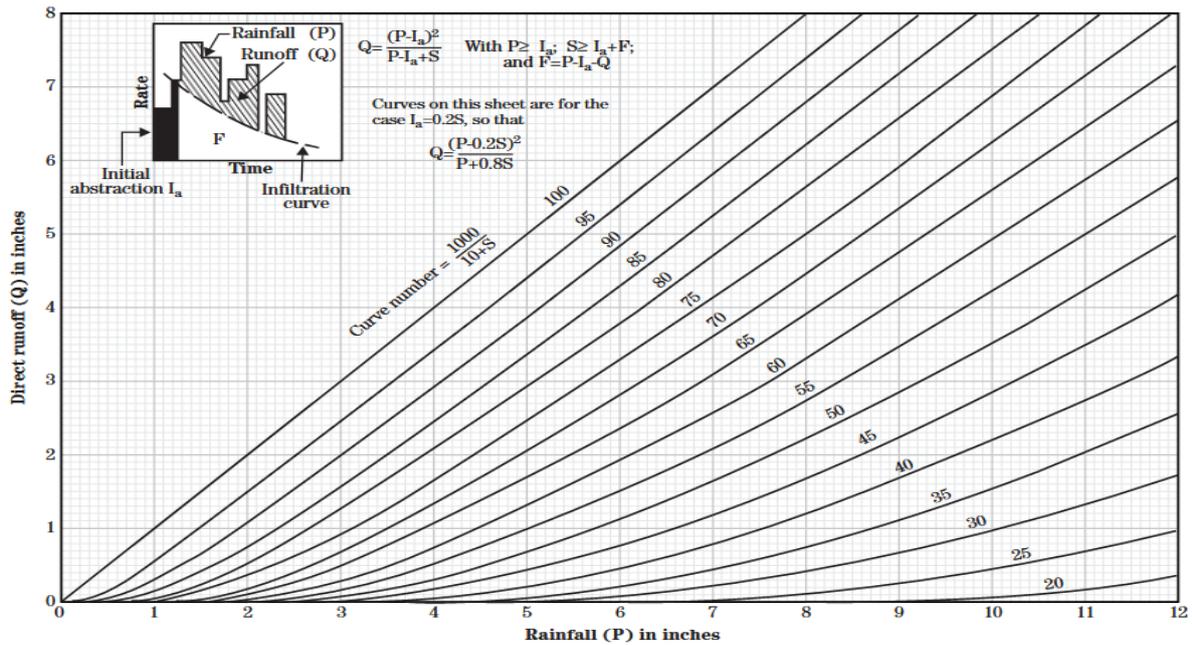


Abbildung 6-3: Darstellung der Kurvennummern mit einem I_a von 0.20 (USDA, 2004).

Werden die CN-Werte beispielsweise aus Tabellen entnommen, die in der Regel für Anfangsverluste von 20 % des Bodenspeichers ausgelegt sind, so können diese mit folgender Formel nach Hübl (2020 a) umgerechnet werden. Die enthaltenen Indizes geben den λ -Wert an.

$$CN_{0.05} = \frac{CN_{0.20}}{(1.42 - 0.0042 * CN_{0.20})}$$

Ebenso kann der potentielle Bodenspeicher der $CN_{0.20}$ -Werte in den der $CN_{0.05}$ -Werte umgerechnet werden.

$$S_{0.05} = 1.42 * S_{0.20}$$

Der Bodenspeicher $S_{0.05}$ kann auch mit dem $CN_{0.05}$ -Wert direkt berechnet werden.

$$S_{0.05} = \frac{25400}{CN_{0.05}} - 254$$

Die CN-Werte sind - wie anfangs erwähnt - von der Landnutzung, den Bodeneigenschaften und der Vorfeuchte abhängig. Die Kurvennummer kann dabei Werte von 0 bis 100 annehmen, wobei bei einem Wert von Null der potentielle Bodenspeicher gegen unendlich geht und es zu keinem Abfluss kommt. Liegt der CN-Wert hingegen bei 100, so ist kein Bodenspeicher vorhanden und der gesamte Niederschlag ist abflusswirksam.

In den folgenden Kapiteln werden die Einzugsgebietseigenschaften beschrieben, die benötigt werden, um einen CN-Wert abzuleiten. Es wird aber auch angeführt, wie mithilfe des SCS-Verfahrens eine Abflussganglinie ermittelt werden kann.

6.2.1 Bodentyp

Dem Einzugsgebiet – respektive den Teileinzugsgebieten - muss ein Bodentyp zugewiesen werden, damit in späterer Folge ein CN-Wert vergeben werden kann. Die Zuteilung zu den vier Bodentypen, in der englischen Literatur auch als hydrologic soil group (HSG) bezeichnet, erfolgt aufgrund der Durchlässigkeit. Es finden sich dafür verschiedene Ansätze. Einer davon stammt vom NRCS und leitet den Bodentyp von der Tiefe der nächsten wasserundurchlässigen Schicht, vom Grundwasserstand und der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit (ksat) ab. Eine Übersicht, wie von diesen Parametern auf den Bodentyp geschlossen werden kann, ist in Tabelle 14-1 in Anhang A dargestellt. Die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit stellt sich an jenem Punkt ein, an dem die Infiltrationsrate konstant wird (siehe Abbildung 6-4).

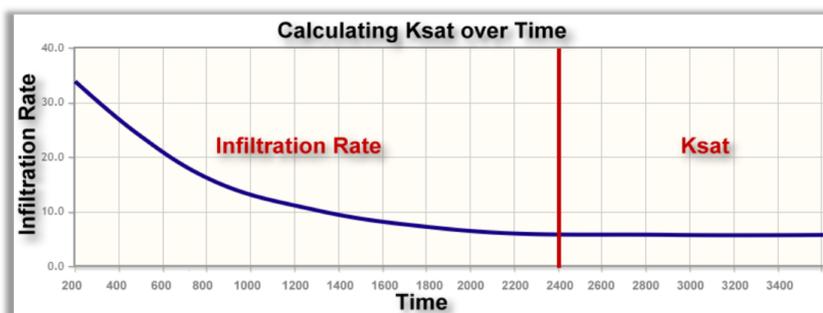


Abbildung 6-4: Unterschied zwischen Infiltrationsrate und gesättigter Leitfähigkeit (Upstream Technologies).

Wenn keine Daten zur hydraulischen Leitfähigkeit des Bodens vorliegen, können auch über den Bodenaufbau und dessen Kornverteilung die Bodentypen nach USDA (2009) abgeschätzt werden:

HSG A: Diese Böden haben ein geringes Abflusspotential, wenn sie durchfeuchtet sind, und haben in der Regel einen Tonanteil von 10 % und einen Sand und Kiesanteil von 90 %. Böden mit lehmigem Sand oder auch sandigem Lehm können in diese Gruppe fallen, wenn sie mehr als 35 % Kies/Schotter enthalten oder eine niedrige Schüttdichte aufweisen.

HSG B: Böden dieser Gruppe haben ein relativ geringes Abflusspotential, wenn sie durchfeuchtet sind. Sie haben normalerweise einen Tonanteil von 10 % bis 20 % und einen Sandanteil zwischen 50 % und 90 %. Böden mit Lehm, Schluff oder sandigem Lehmgefüge können dieser Bodengruppe angehören, wenn sie mehr als 35 % Kies/Schotter enthalten oder eine niedere Schüttdichte aufweisen.

HSG C: Das Abflusspotential der Gruppe C ist relativ hoch, wenn sie durchfeuchtet sind. Diese Böden haben typischerweise einen Tonanteil von 20 bis 40 Prozent und einen Sandanteil unter 50 %. Böden mit Lehm-, schluffigem Lehm- und sandigem Lehmgefüge können dieser Bodengruppe angehören, wenn sie mehr als 35 % Kies/Schotter enthalten oder eine niedere Schüttdichte aufweisen.

HSG D: In diese Gruppe fallen Böden mit hohem Abflusspotential, wenn sie durchfeuchtet sind. Sie haben normalerweise einen Tonanteil von über 40 % und weniger als 50 % Sand. Erkennen kann man diesen Bodentyp unter Umständen an seinem Schrumpf- und Schwellverhalten.

6.2.2 Landnutzung

Abhängig von der Landnutzung und den Bodeneigenschaften treten unterschiedliche Abflussbeiwerte auf. So kommt es beispielsweise im Siedlungsbereich, wo viel Fläche versiegelt ist, zu höheren Abflussbeiwerten als auf Waldflächen, wo aufgrund hoher Interzeptions- und Infiltrationsleistung viel weniger oberflächlicher Abfluss entsteht.

Ein Problem hinsichtlich der Abschätzung des Abflussbeiwerts stellen landwirtschaftliche Flächen dar. Einerseits sind sie aufgrund der Vegetationsperioden einer jahreszeitlichen

Dynamik unterworfen, andererseits spielt auch die Fruchtfolge auf den Feldern eine ganz wesentliche Rolle. Wird beispielsweise die Ackerkultur des Vorjahres bereits im Juli geerntet und im darauffolgenden Jahr Mais gesetzt, so liegt das Feld womöglich über einen sehr langen Zeitraum brach, da der Mais erst im Mai ein nennenswertes Wachstum aufweist. So ist davon auszugehen, dass im Schnitt die Brache etwa ein Drittel bis zu zwei Drittel des Jahres ausmacht. Dies hat mehrere Nachteile. Ohne Vegetation gibt es keine Interzeption und auch die Verschlammungsneigung der Bodenoberfläche ist wesentlich höher. Auch nimmt der Abflussbeiwert üblicherweise mit fortschreitender Vegetationsentwicklung ab, da die Pflanzen dem Boden das Wasser entziehen und somit den Bodenwasserspeicher auch in tieferen Schichten rascher entleeren (Seibert & Auerswald, 2020). Der Landnutzungstyp kann für das bearbeitete Gebiet je nach Größe und erforderlicher Genauigkeit über Satellitenfotos, über Landnutzungskarten oder durch Felderhebungen erhoben werden. Wird die Landnutzung durch Fernerkundung festgelegt, so ist eine stichprobenhafte Überprüfung der Daten zu empfehlen.

6.2.3 Ermittlung der CN-Werte

Nachdem für jeden Punkt im EZG bekannt ist, welchem Boden- und Landnutzungstyp er zugewiesen ist, können die CN-Werte bestimmt werden. Dafür gibt es in der Literatur eine Vielzahl von Tabellen, die abhängig vom Bodentyp für jede Landnutzung den CN-Wert angibt. Zwei Beispiele für eine solche Tabelle sind in Anhang A zu finden.

Es ist zu beachten, dass die Werte in den Tabellen nur Richtwerte darstellen und dem Sachverständigen die Wahl der CN-Werte obliegt. Schließlich können die Werte aus den Tabellen nicht für alle Regionen gleichermaßen gültig sein, da die Wuchsbedingungen, das Klima und damit auch die Bodenbeschaffenheit einen erheblichen Einfluss auf das Abflussverhalten haben. Wie in Kapitel 6.2.2 erwähnt, ist vor allem bei landwirtschaftlichen Flächen eine hohe Varianz des Abflusses möglich und auch an dieser Stelle muss der Verfasser des Projekts abschätzen, welche Eigenschaften und damit einhergehende CN-Werte er diesen Flächen unterstellt.

6.2.4 Vorfeuchte und Variabilität

Bisher ist im Kapitel 6.2 von den CN II-Werten ausgegangen worden. Diese beschreiben das Verhalten zwischen Niederschlag und Abfluss unter „normalen“ Bedingungen. Unter Berücksichtigung der Vorfeuchte und Variabilität kommen nun die CN I- und CN III-Werte hinzu. Der ursprüngliche Gedanke war es, die CN-Werte mit Hilfe dreier Bodenfeuchteklassen, auch Antecedent Moisture Condition (AMC) genannt, für trockene, normale und feuchte Vorbedingungen anzupassen. Hierbei ist der 5-Tages-Vorregen das entscheidende Kriterium. Die Klassen sind nach Maniak (2016) wie folgt definiert:

AMC I / CN I: in der Vegetationsperiode < 30 mm Vorregen

AMC II / CN II: in der Vegetationsperiode 30 – 50 mm Vorregen

AMC III / CN III: in der Vegetationsperiode > 50 mm Vorregen

Die Umrechnung erfolgt nach den Studienblättern von Hübl (2020 a) mit den Formeln:

$$CN(I) = \frac{4.2 * CN(II)}{10 - 0.058 * CN(II)}$$

$$CN(III) = \frac{23 * CN(II)}{10 + 0.13 * CN(II)}$$

Die Sichtweise, dass der 5-Tages Vorregen für die hohe Variabilität der CN-Werte hauptverantwortlich sei, ist mittlerweile veraltet. So haben Untersuchungen gezeigt, dass keine nennenswerte Korrelation zwischen dem 5-Tages Vorregen und dem Speichervermögen des Bodens besteht. Die Variabilität der CN-Werte ist viel eher bedingt durch die Niederschlagsintensität, die Niederschlagsdauer, die Gesamtniederschlagsmenge, den aktuellen Bedeckungsgrad, der Temperatur und der Bodenfeuchteverhältnisse. Dieser Umstand wird unter dem Begriff Antecedent Runoff Condition (ARC) zusammengefasst. Die Kurvennummer kann als Zufallsvariable angesehen werden, die durch eine Normalverteilung beschrieben wird. So können durch die Wahl der ARC Klasse extreme Bedingungen angenommen werden, um Ereignisse unterschiedlicher Eintrittswahrscheinlichkeiten zu berechnen (USDA, 2004).

6.2.5 Bildung der Abflussganglinie

Nachdem nun die Höhe der Verluste bekannt ist, die durch die Bodeneigenschaften, Landnutzung und Variabilität entstehen, wird in diesem Kapitel beschrieben, wie vom Effektivniederschlag auf die Ganglinie geschlossen werden kann. Beim SCS-Verfahren wird das Einheitsganglinienverfahren angewandt, welches 1934 von Sherman entwickelt wurde. Die dabei entstehende Einheitsganglinie (Unit Hydrograph) ist die aus 1 mm Effektivniederschlag resultierende Ganglinie pro Zeitintervall. Dieses Verfahren ist besonders für Gebiete geeignet, die gleichmäßig überregnet werden und ein ähnliches Abflussverhalten haben. Dem System wird Zeitinvarianz und Linearität unterstellt, wodurch die Umformung der Einheitsganglinie für unterschiedliche Zeitintervalle und Niederschlagskombinationen ermöglicht wird. Sind mehrere Ganglinien aus einem Zeitintervall vorhanden (siehe Abbildung 6-5), so können diese aufgrund der Superposition überlagert und zu einer Ganglinie zusammengefasst werden (Maniak, 2016).

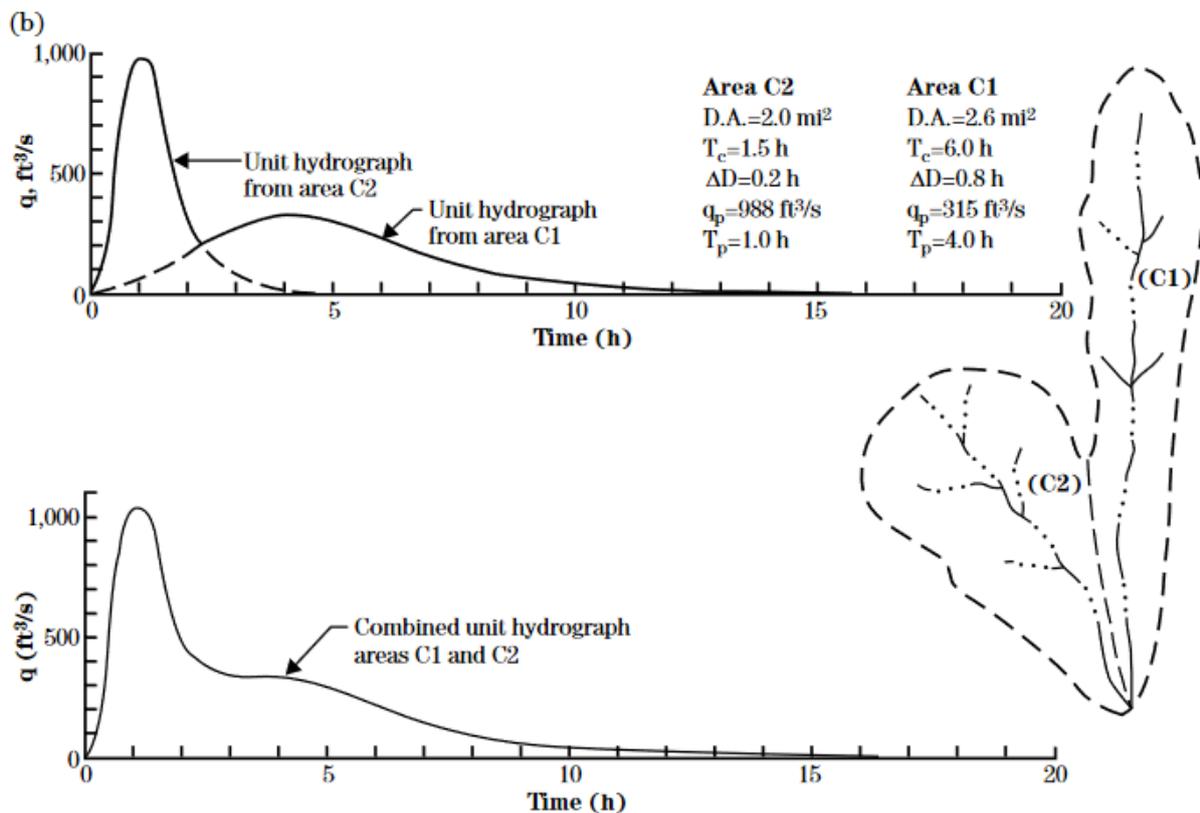


Abbildung 6-5: Überlagerung zweier Ganglinien durch Superposition (USDA, 2007).

Bei der von Victor Mockus entwickelten dimensionslosen Einheitganglinie, auf deren Basis der NRCS arbeitet, liegen 37.5 % des Abflussvolumens vor dem Scheitelwert und 62.5 % danach. Der Hydrograph kann dreiecksförmig angenommen werden, wobei in diesem Fall die Zeitpunkte für den Beginn des Abflusses und für den Spitzenabfluss gleich sind, lediglich die Endzeit des Hydrographen stimmt nicht mit der kurvenförmigen Ganglinie überein. Die Aufteilung der Abflussfracht vor und nach dem Spitzenabfluss bleibt jedoch ident. Durch diese Annahme sind viele Berechnungen einfacher durchzuführen. Der sogenannte Peak Rate Factor (PRF) beschreibt die Form der Ganglinie und weist für den triangulierten Unit Hydrograph den Wert 484 auf. Durch die Abwandlung des Peak Rate Factors wird die Form des Hydrographen verändert und damit einhergehend auch das Verhältnis der Abflussfracht vor und nach dem Scheitelwert. Der Wert des PRF kann von 100 bis 600 variieren. Je steiler das Gelände ist, desto höher der PRF und umgekehrt. Die Form der dimensionslosen Einheitganglinie kann mit der Gamma Verteilung gut beschrieben werden, wodurch diese weit verbreitet Anwendung findet (USDA, 2007). In dieser Arbeit wird jedoch nicht näher auf die Herleitung und die Berechnung des Peak Rate Factors eingegangen. Zur Veranschaulichung des Einflusses dessen auf die Einheitganglinie sind in Abbildung 6-6 zwei Ganglinien unter gleichen Bedingungen dargestellt. Der Unterschied besteht lediglich im Wert des PRF.

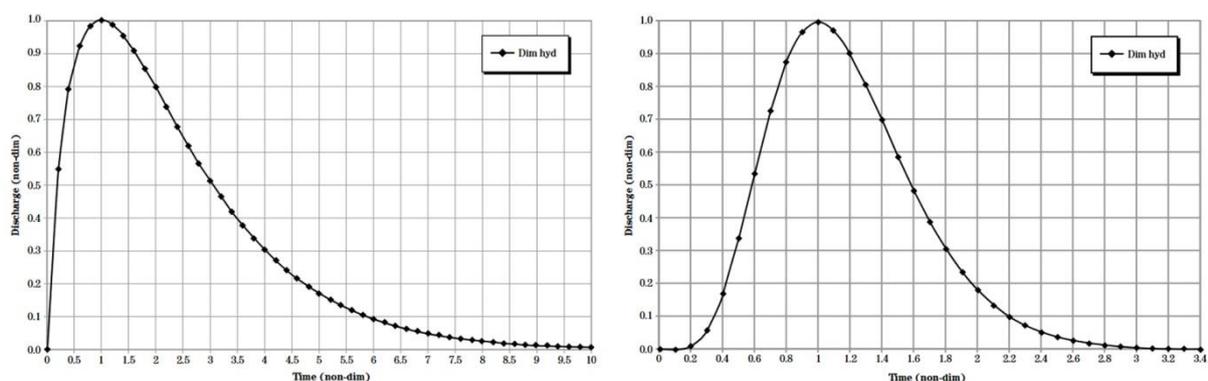


Abbildung 6-6: Form der Einheitganglinie: links mit PRF 200, rechts mit PRF 600 (USDA, 2007).

Die folgende Abbildung zeigt eine typische Abflussganglinie, die aus einem Niederschlagsereignis resultiert. Darin sind drei wichtige Variablen angegeben, welche die Ganglinie beschreiben.

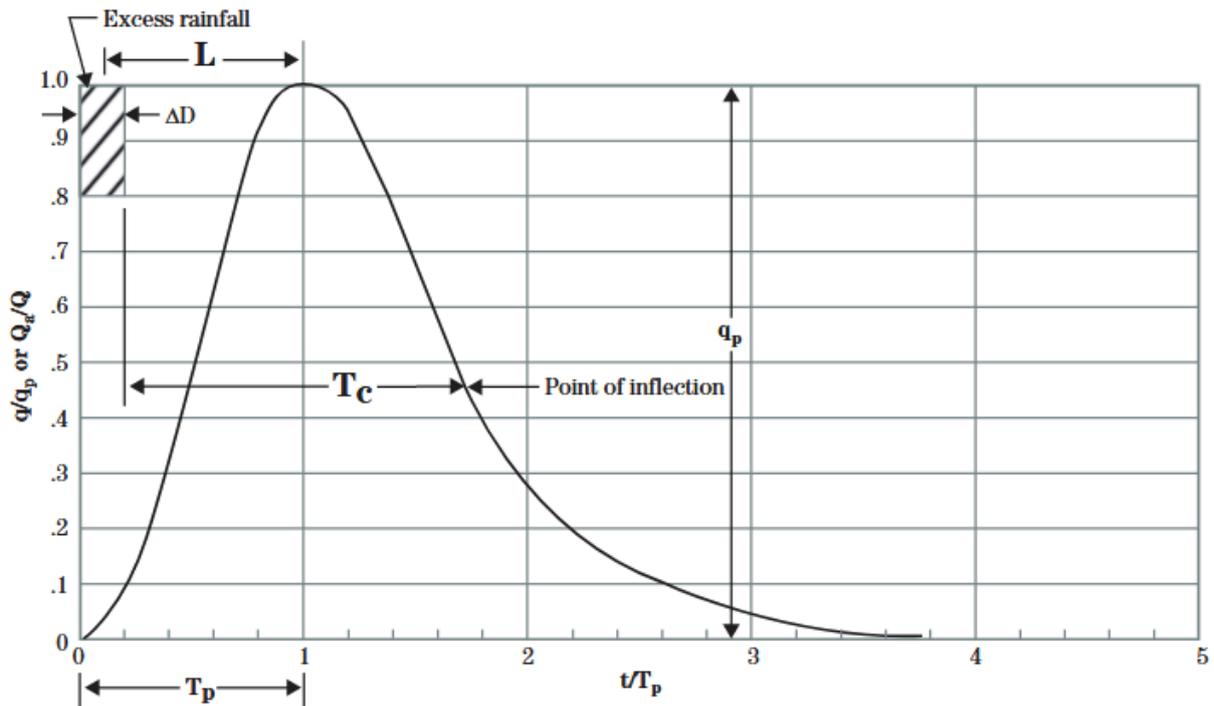


Abbildung 6-7: Abflussganglinie mit einem PRF von 484 (USDA, 2010).

Die „time to peak“ (t_p) ist jene Zeit, die vom Einsetzen des Effektivniederschlags bis zum Erreichen des Spitzenabflusses vergeht. Die Lag Time (L) beschreibt die Zeitspanne zwischen dem Masseschwerpunkt des Effektivniederschlags und dem Scheitelabfluss. Sie kann entweder direkt aus den Einzugsgebietseigenschaften mit der folgenden Formel nach ÖWAV (2019) berechnet werden oder aus dem empirischen Zusammenhang mit der Konzentrationszeit T_c nach (USDA, 2010).

$$t_L = \frac{L^{0.8} * \left(\frac{1000}{CN} - 9\right)^{0.7}}{734.463 * J^{0.5}}$$

t_L = Lag time [h]

L = hydraulische Länge des Einzugsgebiets [m]

CN = Kurvennummer

J = durchschnittliche Geländeneigung des Einzugsgebiets [%]

$$t_L = 0.6 * T_c$$

T_c = Konzentrationszeit

Die Konzentrationszeit wird in der Literatur unterschiedlich definiert. Einerseits wird sie beschrieben als die längste Reisedauer eines Wassertropfens im EZG. Damit ist nicht unbedingt der Punkt mit dem längsten Fließweg, sondern der hydraulisch am weitest entfernte Punkt relevant. Die Konzentrationszeit kann aber auch so wie in Abbildung 6-7 dargestellt, als jene Zeit angesehen werden, die vom Ende des Effektivniederschlags bis zum Wendepunkt am abfallenden Ast des Hydrographen vergeht. Für alle Angaben in diesem Kapitel sei erwähnt, dass diese Annahmen für „durchschnittliche“ und annähernd ähnliche Einzugsgebiete gelten (USDA, 2010). Falls dies nicht der Fall ist, sollten die Einzugsgebiete in homogene Bereiche zusammengefasst und neu berechnet werden.

Nachdem nun bekannt ist, wie es zur Ausformung der Abflussganglinie infolge des Oberflächenabflusses kommt, ist ein wesentlicher Punkt auch die Fortpflanzung der Hochwasserwelle im Gerinne. Dabei spricht man vom sogenannten Routing. Es gibt zahlreiche Methoden, die das Abflussverhalten in offenen Gerinnen beschreiben können. Im Programm HEC-HMS sind beispielsweise die Methoden Kinematic Wave Routing, Lag Routing, Modified Puls Routing, Muskingum Routing, Muskingum-Cunge Routing und Straddle Stagger Routing wählbar.

Aufgrund der Eigenschaften des Einzugsgebiets des Schlattenbachs, besonders in Hinblick auf den breiten und flachen Talboden, erschien die Muskingum Cunge Routing Methode am besten geeignet. Diese basiert auf der Muskingum Routing Methode und ist nach Cunge, der sie 1969 entwickelte, benannt. Das Verfahren bietet gegenüber den sogenannten „kinematic wave models“ zwei Vorteile. Die Berechnung findet durch lineare algebraische Gleichungen statt, anstelle einer Finite-Differenzen-Methode oder einer Approximation einer partiellen Differenzialgleichung. Dies ermöglicht es einerseits, die gesamte Ganglinie an einem gewünschten Querschnitt zu erhalten, ohne dass für jeden Zeitschritt eine Lösung für das gesamte Gerinne benötigt wird, wie es beim „kinematic wave routing“ der Fall ist. Andererseits zeigt diese Methode eine geringe Dämpfung der Welle, wodurch eine flexiblere Wahl von Längen- und Zeitschritten ermöglicht wird. Ein Nachteil dieser Methode ist, dass Störungen, die sich entgegen der Strömungsrichtung ausbreiten, nicht berücksichtigt werden können und dass die Abflussganglinie an einem beliebigen Punkt nicht genau bestimmt werden kann, wenn es infolge großer Überflutungen bachaufwärts zu großen Unterschieden in der Wellengeschwindigkeit kommt (Chow et al. 2005). Nach dem HEC-HMS User's Manual

(Scharffenberg, 2016) findet das Routing im Modell in den Reach Elementen statt, die allesamt die Information über die Länge und Neigung beinhalten. Die Methode basiert auf der Kombination von Massen- und Impulserhaltung. Die Werte der Abflussganglinie werden in Abhängigkeit von den Gerinneigenschaften und der Abflusstiefe zu jedem Zeitschritt aufs Neue berechnet, womit eine Dämpfung der Hochwasserwelle eintreten kann. Geeignet ist das Verfahren für geringe Gerinneneigungen. Der große Vorteil dieser Methode ist, dass Angaben über die Gerinnequerschnitte für jedes Reach Element gemacht werden können.

Für die NA-Modellierung des Schlattenbachs eignet sich das „eight point cross section shape“ sehr gut, bei dem der Gerinnequerschnitt mit acht Punkten definiert wird (Abbildung 6-8). Hierbei können neben dem Flussschlauch auch die Vorländer des betrachteten Gerinneabschnitts mitberücksichtigt werden. Dieser Umstand ist für die Simulation des Abflussverhaltens des Schlattenbach von großer Bedeutung, da der Gerinnequerschnitt oftmals unterdimensioniert ist und es bei starken Niederschlagsereignissen leicht zu Überschwemmungen in den Vorländern kommen kann.

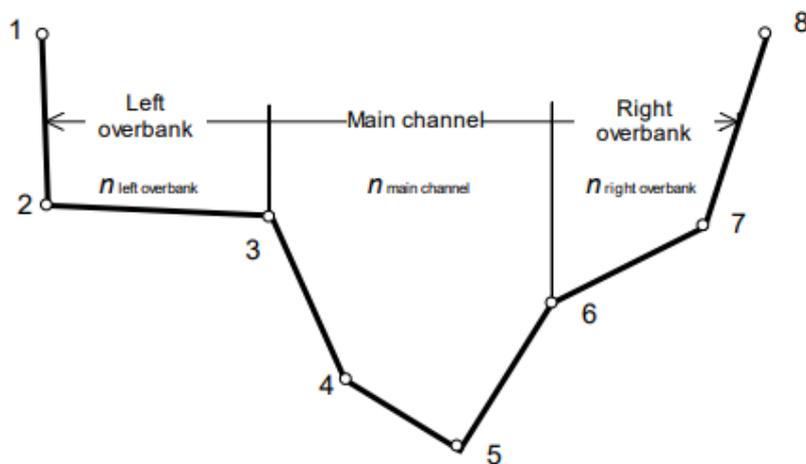


Abbildung 6-8: Aufbau eines in HEC-HMS definierbaren Abflussprofils (Feldman, 2000).

Neben der Geometrie des Abflussprofils spielt für das Fließverhalten auch dessen Rauigkeit eine große Rolle. Diese wird mit dem Manning's n Rauigkeitsbeiwert, der dem Kehrwert des Stricklerbeiwerts k_{st} entspricht, separat für die Vorländer und das Gerinne angegeben. Die Angaben gelten so wie die Gerinnequerschnitte für die gesamte Länge des Reach Elements und sollten die durchschnittlichen Eigenschaften wiedergeben (Scharffenberg, 2016).

6.3 Modellparameter und Einzugsgebietseigenschaften

In diesem Kapitel wird darauf eingegangen, woher die Daten für das NA-Modell des Schlattenbachs stammen und wie sie ermittelt werden.

6.3.1 Neigung, Länge und Flächen

Drei bedeutende Informationen für das Modell sind die Angaben über die Neigung, Länge und Fläche. Von diesen drei Kenngrößen ist die Bildung des Abflussgeschehens wesentlich abhängig. Zum einen ist die Fläche der TEZG relevant, da von dieser die resultierende Abflussmenge abhängt. Für die Abflussbildung und den Abfluss im Gerinne ist die durchschnittliche Neigung der TEZG und der Gerinneabschnitte als auch die Information über die Länge der längsten Fließwege in den TEZG und der Gerinneabschnitte von Bedeutung. Diese Daten erstellt das Programm HEC-GeoHMS auf Grundlage eines digitalen Höhenmodells.

6.3.2 Peak Rate Factor / PRF

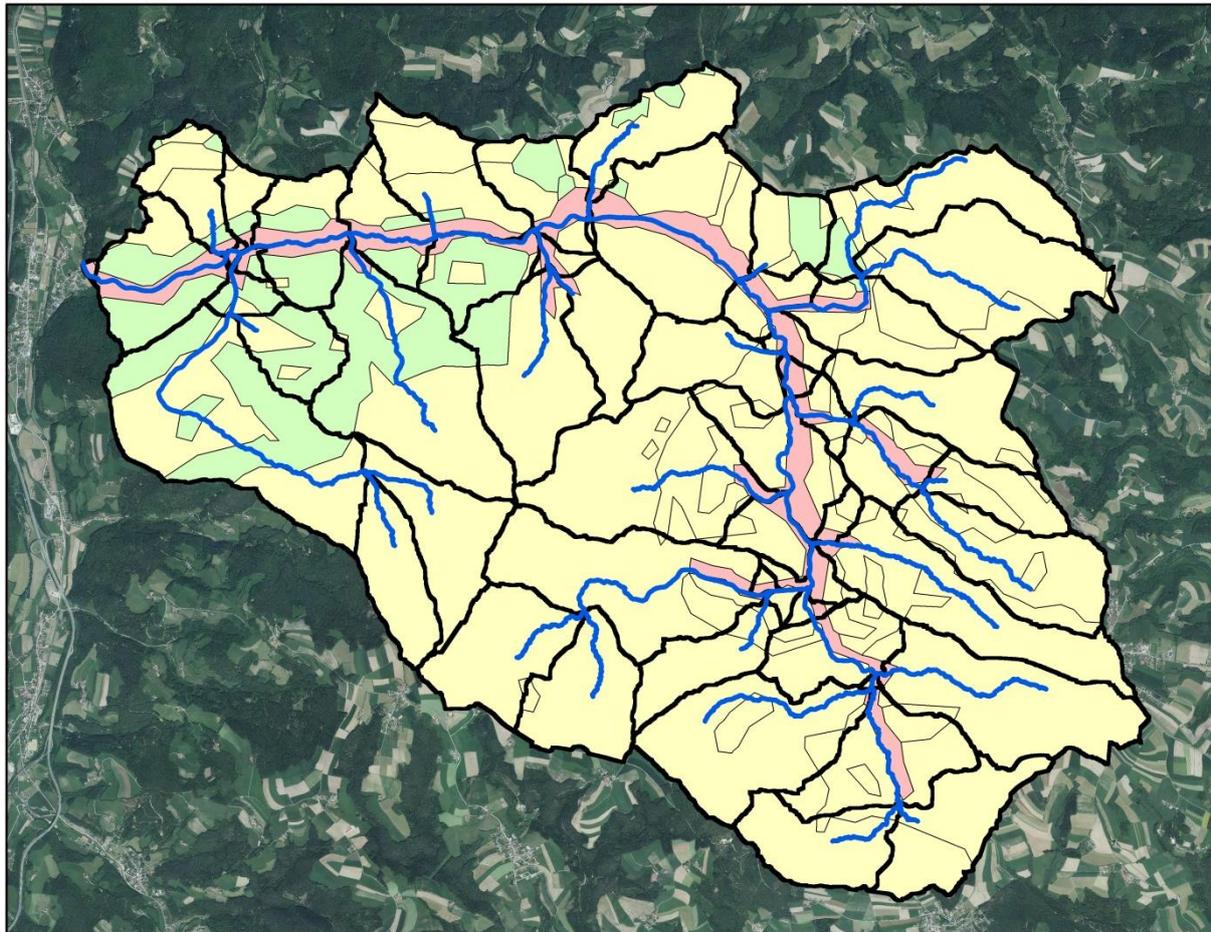
Wie in Kapitel 6.2.5 beschrieben, kann mit dem PRF die Form der Abflussganglinie verändert werden. Dieser Faktor wird für die Berechnungen aber oftmals auf dem Standardwert 484 belassen, da dieser das Abflussverhalten von durchschnittlichen Einzugsgebieten gut wiedergibt. Mit „durchschnittlichen Einzugsgebieten“ ist gemeint, dass diese nicht zu flach, aber auch nicht zu steil sind und deren Gefälle im Schnitt zwischen 30 und 40 Prozent liegt. Es obliegt jedoch dem Bearbeiter des Projekts, welchen Wert er für die Berechnungen hinzuzieht, da das Abflussverhalten jedes Einzugsgebiets einzigartig ist und keine pauschalen Aussagen getroffen werden können. Für die Simulationen in dieser Arbeit wurde der PRF, wie vom HEC-HMS automatisch vorgegeben, auf dem Wert 484 belassen.

6.3.3 Bestimmung der CN-Werte

Wie in Kapitel 6.2.3 beschrieben, können nach der Bestimmung des Boden- und Landnutzungstyps aufgrund dieser Daten die CN-Werte zugewiesen werden. Dafür stellt die

Software HEC-GeoHMS ein sehr hilfreiches Werkzeug zur Verfügung, bei dem zu Beginn eingegeben werden muss, bei welcher Konstellation aus Landnutzungstyp und Bodentyp der jeweilige $CN_{0,20}$ -Wert vergeben werden soll. Anschließend verschneidet das Programm die Layer Landnutzungstyp, Bodentyp und den Layer, der die Teileinzugsgebietsgrenzen beinhaltet. Aus all diesen Daten wird der durchschnittliche $CN_{0,20}$ -Wert aller Teileinzugsgebiete berechnet. Dabei ist darauf zu achten, dass die CN-Werte der Teilflächen in den Teileinzugsgebieten nicht zu sehr variiert. Gegebenenfalls kann es zur Qualität der Ergebnisse beitragen, die Grenzen der TEZG zu bearbeiten und so homogene Bereiche zusammenzufassen. Im Folgenden wird aufgezeigt, wie in dieser Arbeit die Zuweisung des Bodentyps und der Landnutzung nach dem SCS-Verfahren erfolgt.

Zuweisung des Bodentyps: Die Bestimmung der Bodentypen für das Einzugsgebiet des Schlattenbachs erfolgt über das Abgleichen mehrere Kartenwerke. Die Bodenkarte, die im Zuge dieser Arbeit erstellt wurde, basiert auf Grundlage der geologischen Karten der Gefahrenzonenpläne Bromberg und Scheiblingkirchen-Thernberg und des Projekts „Hydrologische Bodenkenndaten Niederösterreich (Hydrobod II; Phase 1, 2010-2012)“. Bei dem Projekt Hydrobod II wurden für die gesamte Fläche Niederösterreichs hydrologische Bodenkennwerte erhoben. Diese sind unter Open Data Österreich als Datenpakete frei erhältlich. Berücksichtigt werden dabei folgende Rasterdatensätze: Durchlässigkeitswerte der obersten 20 cm, der Gesamtbodenspeicher ohne Totwasseranteil und die geologischen Einheiten eingeteilt nach Substratklassen. Die Abgrenzungen der Polygone im zuletzt genannten Layer wurden als Grundlage für die Erstellung der Karte der Bodentypen verwendet (siehe Abbildung 6-9). Die in Blau gehaltenen Linien zeigen die Flusspfade an und die schwarzen Linien die Abgrenzungen der Teileinzugsgebiete, die in späterer Folge mit dem Programm HEC-GeoHMS erzeugt wurden.



- B - mittlere Infiltrationsrate
- C - geringe Infiltrationsrate
- D - sehr geringe Infiltrationsrate

0 0.5 1 2 3 4
Kilometer



Abbildung 6-9: Bodentypen im Einzugsgebiet des Schlattenbachs (basierend auf Land Niederösterreich (b)).

Zuweisung der Landnutzung: Aufgrund der Größe des Einzugsgebiets war es erforderlich, die Landnutzung aus Fernerkundungsdatensätzen zuzuweisen. Dafür wurden die Daten des CORINE –Programms verwendet, das 1985 von der Europäischen Union gegründet wurde. CORINE steht für Coordination of Information on the Environment. Die Landnutzungsdaten für diese Arbeit stammen aus dem Erhebungszeitraum von 2012 bis 2018 und können als Shape file von Open Data Österreich frei heruntergeladen werden. Als datenverantwortliche Stelle wird das Umweltbundesamt / Abteilung biologische Vielfalt und Naturschutz angegeben. Im Zuge der Feldbegehungen wurden die Daten stichprobenweise überprüft. Die folgende Abbildung 6-10 zeigt die Landnutzungstypen für das EZG des Schlattenbachs.

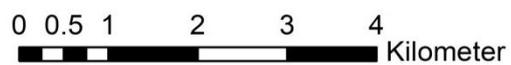
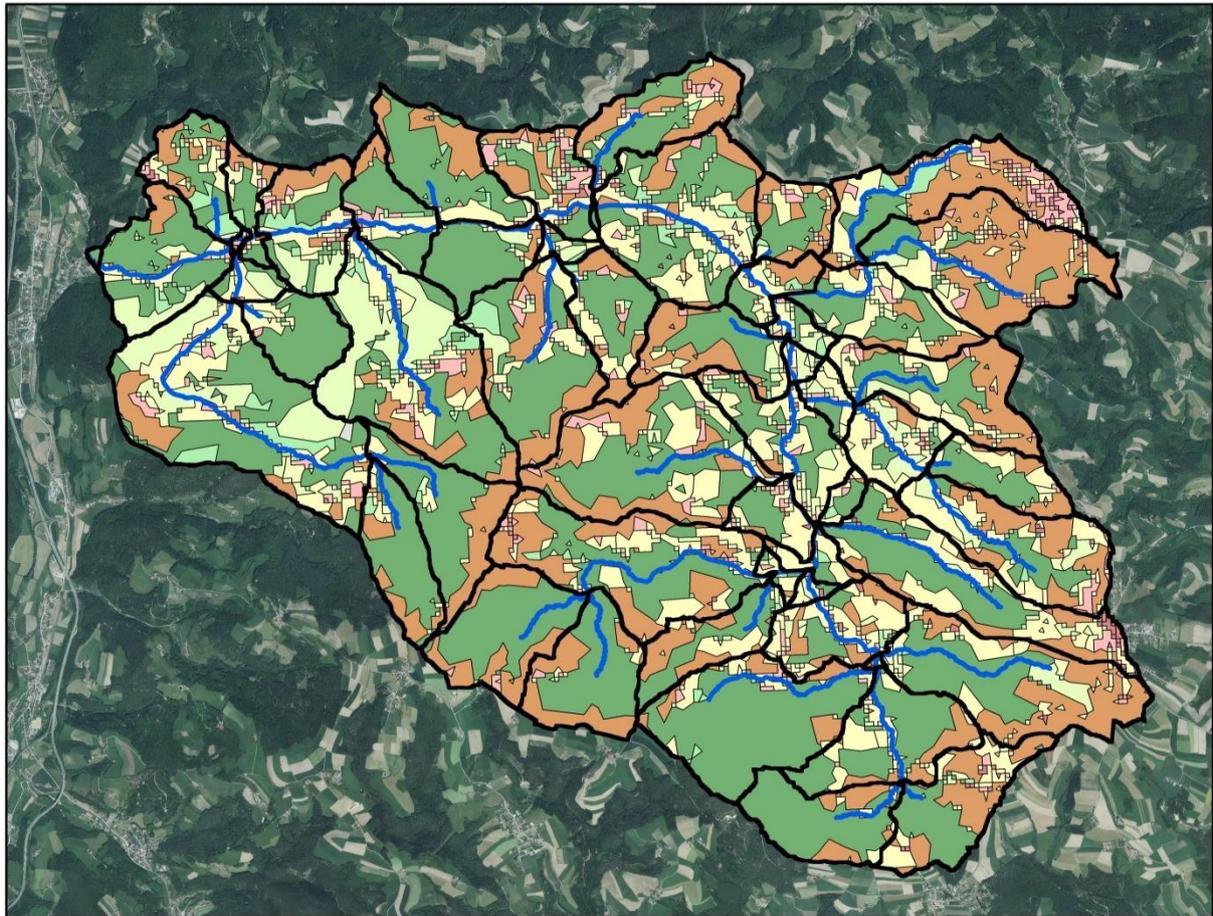


Abbildung 6-10: Landnutzungstypen im EZG (basierend auf Umweltbundesamt / Abteilung biologische Vielfalt und Naturschutz).

Den mit Abstand größten Anteil an der Einzugsgebietsfläche haben Waldgebiete - sie machen rund 51 Prozent der Gesamtfläche aus. Den zweitgrößten Anteil haben landwirtschaftliche Flächen. So bedecken Wiesen 20 Prozent und Äcker etwa 25 Prozent der Fläche. Die restlichen 4 Prozent sind zum Großteil als Siedlungsraum ausgewiesen.

6.3.4 Lag time und Anfangsverluste

Diese Größen werden, wie in Kapitel 6.2 beschrieben, abhängig von den CN-Werten berechnet. Nachdem das Programm HEC-GeoHMS auf Grundlage der Landnutzungs- und Bodentypen die $CN_{0.20}$ -Werte erstellt hat, werden die Lag time und die Anfangsverluste automatisch generiert und in späterer Folge in das Programm HEC-HMS exportiert.

6.3.5 Rauigkeiten und Gerinneprofile

Abhängig vom Abflussquerschnitt, den daraus ableitbaren Fließhöhen und der Rauigkeit wird das Fließverhalten beeinflusst. Diese Parameter können mit der Muskingum Cunge Methode und der dazugehörigen 8-Punkt Profilquerschnitt Konfiguration sehr gut in das NA-Modell eingespielt werden. Die Stricklerbeiwerte bzw. die Manning-Werte wurden bei den Begehungen erhoben. Dabei wurde auf die Sohlstruktur im Bachbett und auf den Bewuchs der Böschungen und Vorländer geachtet. In der Literatur finden sich einige Tabellenwerke zu den Stricklerbeiwerten für die unterschiedlichsten Gegebenheiten. In Anhang B ist eine Tabelle abgebildet, in der die Annahmen bezüglich der Stricklerbeiwerte für jeden Bachabschnitt dargestellt sind. Dabei wurde eine separate Auflistung für den Flussschlauch und die Vorländer vorgenommen. Neben der Rauigkeit wurden auch die Querprofile vor Ort aufgenommen. Der Umstand, dass der Schlattenbach über weite Strecken ein ähnliches Abflussprofil aufweist, wirkt sich positiv auf die Abflussmodellierung aus, da einige Bachabschnitte Längen von weit über 1000m aufweisen und lediglich ein Querschnitt pro Bachabschnitt angenommen werden kann. Die Kennzahlen zu den Profilen, die auch unter Zuhilfenahme der Laserscandaten bestimmt wurden, sind in Anhang B zu finden. An dieser Stelle ist ebenfalls die Lage der Profilquerschnitte in Abbildung 14-1 dargestellt.

6.4 Eingangsgrößen

In diesem Kapitel werden alle Eingangsgrößen angeführt und die Herleitung dieser beschrieben, die für das NA-Modell des Schlattenbachs erforderlich sind. Angefangen von den maßgeblichen Niederschlägen für die Bemessung und die Kalibrierung, bis hin zur Herkunft der Abfluss- bzw. Pegeldata.

6.4.1 Niederschlagsdaten für das Bemessungsereignis

Für die Berechnung der Abflüsse von Extremereignissen werden Bemessungsniederschläge herangezogen. In Österreich werden diese Daten vom Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus bereitgestellt und können kostenlos online abgerufen werden. Die verwaltende Stelle ist der Hydrografische Dienst. Die sogenannten Regenspendenlinien sind in einem 6x6 Kilometer Gitterraster für die gesamte Bundesfläche erhältlich. Es stehen für die Bemessungsniederschläge drei Niederschlagsmodelltypen zur Verfügung, von denen jeweils die Dauerstufen 5 Minuten bis sechs Tage und Jährlichkeiten von 1 bis 100 in abgestuften Werten dargestellt sind. Die drei Niederschlagsmodelltypen werden im Folgenden beschrieben:

ÖKOSTRA-Niederschlag: Dieses Akronym steht für österreichweit koordinierte Starkniederschlagsregionalisierung und -auswertung. Die Grundlage dieses Typs stellen 141 Messstellen mit Ombrographen und einige hundert Niederschlagsmessstellen mit Ombrometern dar. Mittels der extremwertstatistischen Auswertung der Ombrometerdaten können die Informationen räumlich stark verdichtet werden. Die vorhandenen Daten werden mittels eines Interpolationsalgorithmus auf das 6x6 Kilometer Raster übertragen. Der gleiche Algorithmus wurde bei den MaxModN angewandt (Weilguni, 2018). Speziell die Niederschlagsmengen kurzer Ereignisse werden bei diesem Typ eher unterschätzt. Gründe dafür sind der kurze Beobachtungszeitraum vieler Messstellen und die Tatsache, dass alle Messgeräte vor allem bei Schneefall und starkem Wind einen Messfehler aufweisen. Außerdem sind die Messstationen ungleich verteilt. So sind an entlegenen Orten, also in den höheren Lagen, weniger Messstationen als in Tallagen, wobei der Niederschlag im Normalfall mit der Höhe zunimmt.

MaxModN-Niederschlag: Die maximierten Modellniederschlagsdaten stammen aus Niederschlagsmodellrechnungen mit maximierten Rand- und Anfangsbedingungen. Dauerstufen bis zwölf Stunden wurden einem konvektiven Niederschlagsmodell, längere Niederschlagsereignisse einem numerischen Vorhersagemodell entnommen (Weilguni, 2018). Dieser Modelltyp ist lediglich für kleine Einzugsgebiete geeignet, da solche Regenmengen nur sehr kleinräumig auftreten können. Oftmals wird mit der Annahme der MaxModN-Werte der berechnete Abfluss stark überschätzt.

Bemessungsniederschlag: Gebildet wird er durch eine dauerstufenabhängige Gewichtung von den ÖKOSTRA- und MaxModN Daten. Die zwei Werte geben den oberen und unteren Bereich an und somit die Bandbreite in der sich der anzunehmende Bemessungsniederschlag bewegen sollte (siehe Abbildung 6-11). Jedoch kann es unter besonderen Umständen auch erforderlich sein, den Bemessungswert außerhalb anzusetzen (Weilguni 2015).

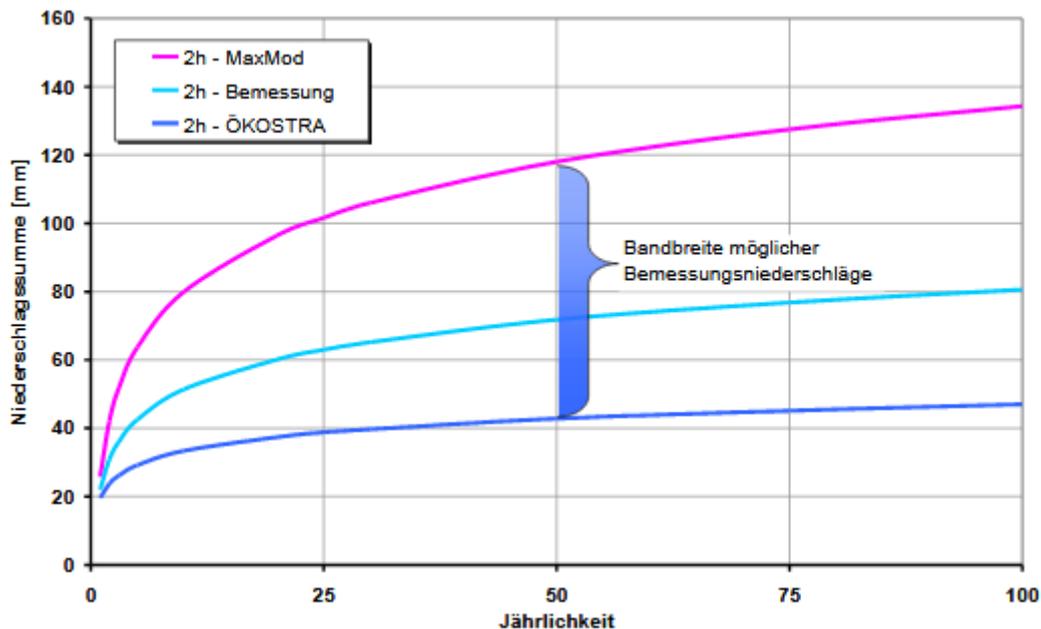


Abbildung 6-11: Bandbreite für den Bemessungsniederschlag an einem Gitterpunkt (Weilguni, 2018).

Nach dem Regelblatt 220 des ÖWAV sollte in der Regel der gewichtete Bemessungsniederschlag aus den Tabellen des Hydrografischen Dienstes verwendet werden. In begründeten Fällen, z.B. in Bezug auf die Einzugsgebietsgröße, können aber auch die ÖKOSTRA oder MaxModN Niederschläge angewandt werden. Beispielsweise sind bei Gebieten, die kleiner als ein Quadratkilometer sind, die MaxModN-Werte anzudenken, wohingegen bei Einzugsgebieten, die größer als 1000 Quadratkilometer sind, auch die ÖKOSTRA-Werte eine Option darstellen.

Wie in diesem Kapitel eingangs erwähnt, liegen die eHYD Punkte in einem 6x6 Kilometerraster vor. Der Schlattenbach mit seinem knapp 69 km² großen EZG deckt acht davon ab. Da die zwei südlichsten Rasterzellen aber nicht nennenswert überlagert werden, konnten diese außer Acht gelassen werden. Die restlichen sechs sind mit deren eHYD Punktnummer und den eingezeichneten Rasterzellen in Abbildung 6-12 dargestellt.

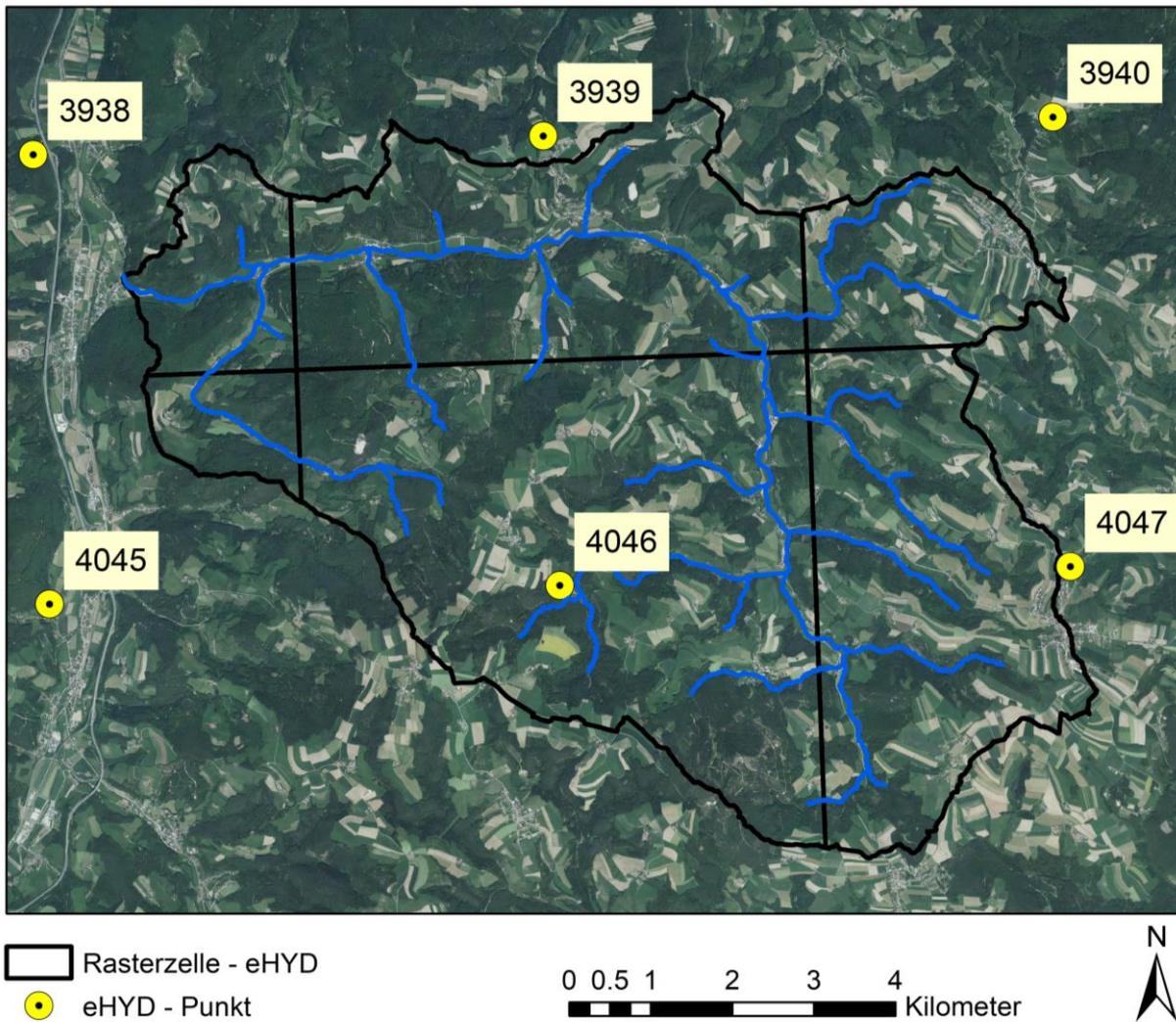


Abbildung 6-12: Rasterzellen aus dem eHYD für die Berechnung des Bemessungsniederschlags.

Die 100-jährlichen Werte der einzelnen Dauerstufen und der jeweiligen Rasterzellen werden nun nach deren Flächenanteilen im Einzugsgebiet gewichtet. Somit sind die Werte der Rasterzellen, die ein großes Gebiet abdecken, für die Ermittlung des Bemessungsniederschlags von größerer Bedeutung als jene Zellen, die kleine Gebiete abdecken. Für jede Dauerstufe wird somit ein flächengewichteter Wert für den 100-jährlichen Niederschlag gebildet, der für das gesamte Einzugsgebiet gültig ist. In Anhang C sind die originalen und auch die flächengewichteten Niederschlagsdaten angeführt.

Aufgrund der Größe des entwässerten Gebiets wird der Bemessungsniederschlag mit der modifiziert sanften dauerstufenabhängigen Flächenabminderung, wie im ÖWAV (2019) angegeben, nach Blösch abgemindert. Die Formel dazu ist folgend angegeben.

$$N_{\text{Gebiet}} = N_{\text{Punkt}} * e^{-kAe^{0.435}} \quad k = 0.41 * D^{-0.43}$$

N_{Gebiet} = Gebietsniederschlag [mm]

N_{Punkt} = Punktniederschlag [mm]

k = Abminderungsfaktor

A_e = Gebietsfläche [km²]

D = Dauerstufe [min]

Diese Abminderung ist notwendig, da die Regenspendenlinien bzw. die Werte der jeweiligen Rasterzellen zwar für jeden beliebigen Punkt in der Zelle gelten, diese aber sinngemäß nicht auf die gesamte Fläche angewendet werden dürfen. Der Grund dafür sind die Unsicherheiten, die aufgrund der großen räumlichen Variabilität bei hydrologischen Prozessen auftreten und die zu erzielende Minimierung dieser (ÖWAV, 2019). Mit zunehmender Einzugsgebietsgröße nimmt der Abminderungsfaktor zu, da Gewitterzellen in der Regel nur eine Ausbreitung von einigen Kilometern haben und es somit zu keiner Überregnung der gesamten Einzugsgebietsfläche kommen kann. Veranschaulicht wird diese räumliche Differenzierung in Abbildung 6-13.

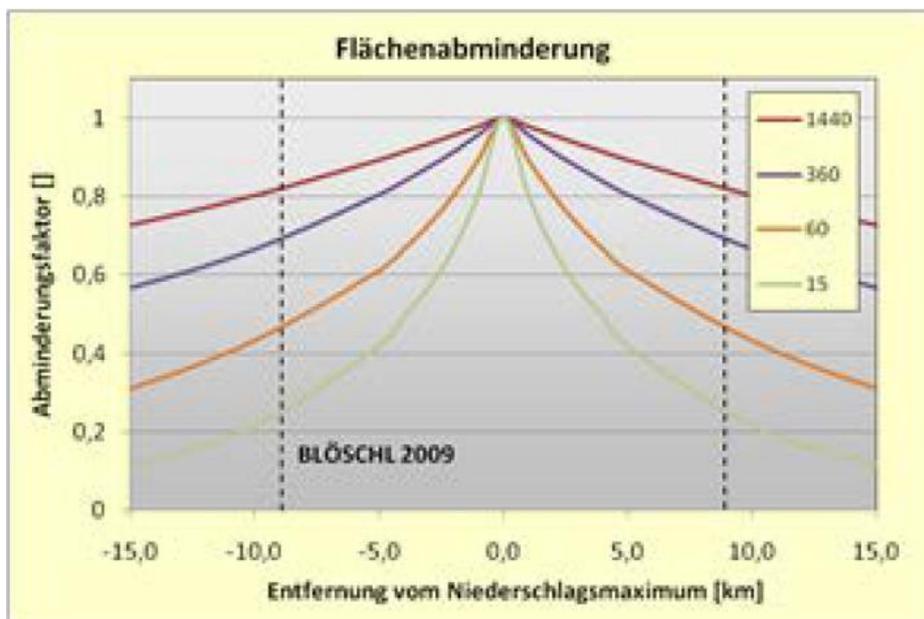


Abbildung 6-13: Räumliche Abminderung in Abhängigkeit der Dauerstufe (Kohl, 2011).

Neben der Größe des EZGs wird auch die Dauerstufe des Niederschlags berücksichtigt, da kurz auftretende Niederschläge eine entsprechend hohe Intensität aufweisen können, wohingegen lang andauernde Niederschläge weitaus geringere Intensitäten liefern. Die Abminderungsfaktoren der verschiedenen Dauerstufen für das EZG des Schlattenbachs sind in der folgenden Tabelle angegeben.

Tabelle 6-1: Dauerstufenabhängige Abminderungsfaktoren für das EZG des Schlattenbachs.

Dauerstufe [h]	$k = 0.41 * D^{-0.43}$	$e^{-k * Ae^{0.435}}$
1	0.0705	0.6413
2	0.0523	0.7191
3	0.0440	0.7580
4	0.0388	0.7829
6	0.0326	0.8141
9	0.0274	0.8414
12	0.0242	0.8584
18	0.0203	0.8797
24	0.0180	0.8929
48	0.0133	0.9193
72	0.0112	0.9318

In der folgenden Abbildung sind die Daten grafisch dargestellt. Hier ist gut zu erkennen, dass der Abminderungsfaktor mit zunehmender Dauerstufe stark abnimmt.

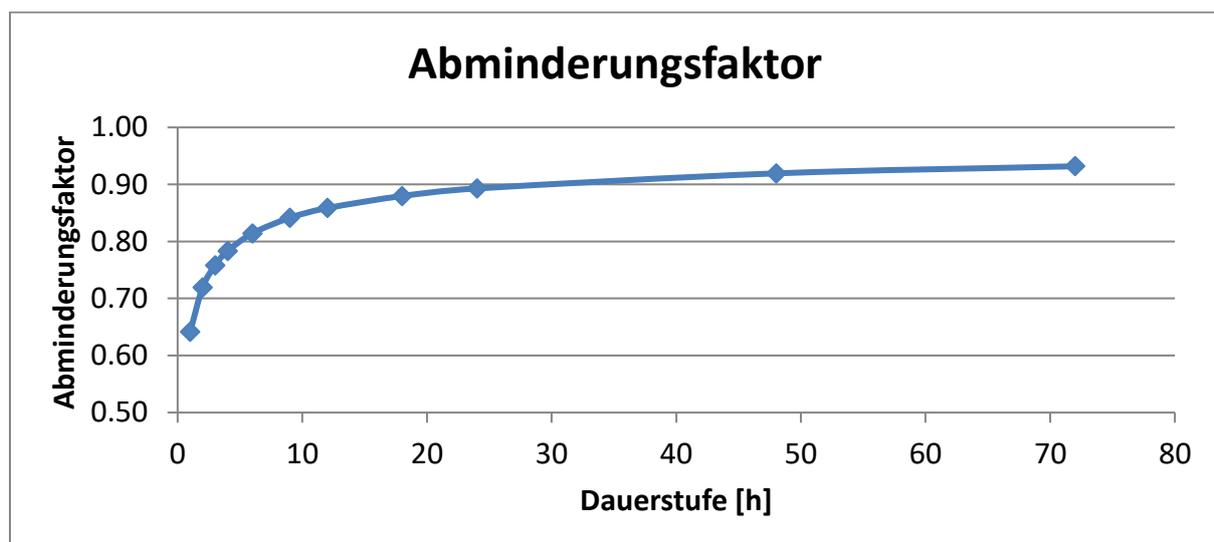


Abbildung 6-14: Dauerstufenabhängiger Abminderungsfaktor für den Bemessungsniederschlag.

Für die Simulationen sind die flächengewichteten Bemessungsniederschläge der relevanten Dauerstufen mit dem jeweiligen Abminderungsfaktor zu reduzieren. Diese Werte werden anschließend als Blockniederschlag im HEC-HMS eingetragen.

6.4.2 Niederschlagsdaten für die Modellkalibrierung

Für die Kalibrierung des NA-Modells (siehe Kapitel 7) stellen die Niederschläge eine wesentliche Eingangsgröße dar. Es kommt jedoch nicht nur auf die Niederschlagshöhe an, sondern auch auf deren zeitliche Verteilung. Österreich besitzt ein sehr umfangreiches Netz an Messstellen. Die Zahl der Niederschlagsmessstellen beläuft sich auf 950 (Eybl, et al. 2018). An diesen sind zur Aufzeichnung üblicherweise Ombrometer und Ombrographen stationiert. Während bei Ombrometer die Datenausgabe in größeren Zeitschritten erfolgt (im Normalfall tageweise), findet bei Ombrographen die Aufzeichnung in wesentlich kleineren Intervallen statt. Die Tageswerte aller Niederschlagsmessstationen Österreichs sind online durch Bereitstellung des Hydrografischen Dienstes unter www.ehyd.gv.at abrufbar.

Für das Einzugsgebiet des Schlattenbachs sind vier Niederschlagsmessstellen relevant. Bei zwei Messstationen, in Lichtenegg und Hochwolkersdorf, wird mittels Ombrometer aufgezeichnet. In Bromberg und Hollenthon findet die Messung mit Ombrographen statt (siehe Abbildung 6-15). Im Falle der vier Messstationen sind somit für die Ombrometeraufzeichnungen Tageswerte vorhanden und für die Ombrographenaufzeichnungen Niederschlagswerte im 5-Minuten Intervall. Für das EZG des Schlattenbachs liegt daher eine durchaus gute Datenlage vor. Alle Niederschlagsdaten für die Modellkalibrierung wurden dankenswerterweise von der Abt. BD3-Hydrologie und Geoinformation zur Verfügung gestellt.

Der Hydrografische Dienst unterzieht die Messdaten einer teilautomatischen Prüfung, das heißt, dass diese messstellenintern untersucht werden und auch mit anderen Messstationen verglichen werden. Soll heißen, dass beispielsweise geprüft wird, ob an einer Station die Messwerte hinsichtlich Niederschlagshöhe, Neuschneehöhe und Temperatur zusammenpassen. Auch werden die Daten in Hinsicht auf Niederschlagszeitpunkt, Verlauf, Plausibilität uvm. geprüft (ÖWAV, 2019). Die geprüften Daten, die zur Verfügung gestellt

werden, sind somit einer umfangreichen Qualitätssicherung unterzogen, wodurch die Messdaten für die Kalibrierungsereignisse lediglich noch visuell überprüft wurden. Durch das Plotten der Messreihen sollte sichergestellt werden, dass weder Ausreißer noch Messlücken verbleiben. Bei der visuellen Kontrolle konnten keine offensichtlichen Fehler gefunden werden, wodurch die zur Verfügung gestellten Daten eins zu eins übernommen werden konnten.

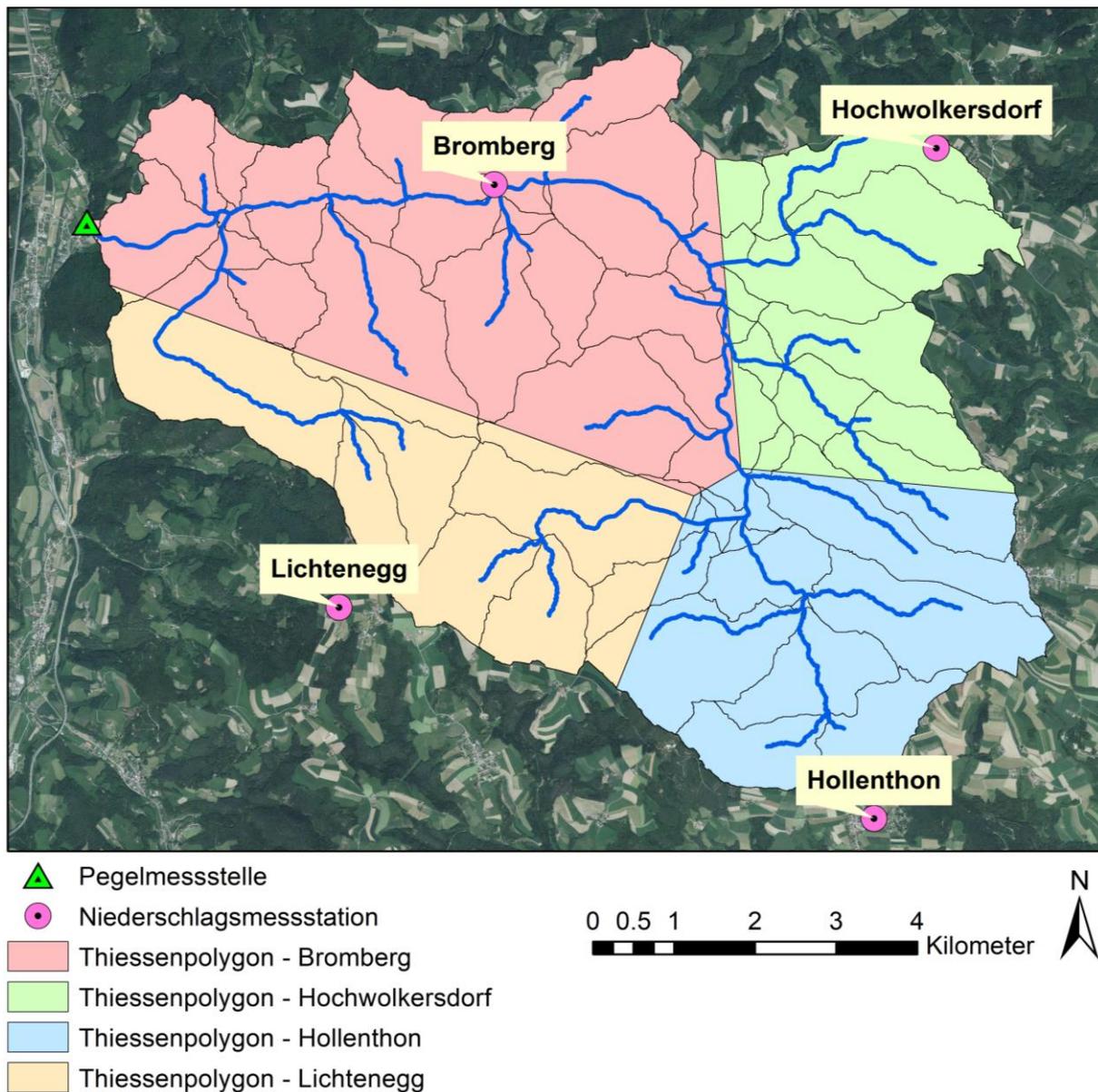


Abbildung 6-15: Standorte der Pegelmessstelle und der vier Niederschlagsmessstellen.

Aus den Messdaten der Niederschlagsmessstationen wird durch die Thiessen-Polygon-Methode bzw. durch die Erstellung eines Voronoi-Diagramms, der Gebietsniederschlag interpoliert. Die Unterteilung des Einzugsgebiets ist in Abbildung 6-15 zu sehen.

6.4.3 Pegeldata für die Modellkalibrierung

Die Pegeldata spielen für die Modellkalibrierung eine entscheidende Rolle. Nur wenn bekannt ist, wie hoch der Abfluss des Einzugsgebiets infolge eines Niederschlagsereignisses ist, kann das dazugehörige NA-Modell kalibriert werden. Im Falle des Schlattenbachs liegt die Pegelmessstelle beinahe an der Mündung in die Pitten zwischen hm 7 und hm 8. Somit sind alle Zubringer, die zum Gefahrenpotential des Schlattenbachs für das Gemeindegebiet Scheiblingkirchen beitragen, erfasst. Auf der orografisch rechten Seite bei hm 2 befindet sich der letzte Zubringer des Schlattenbachs bevor dieser in die Pitten mündet. Dieser hat jedoch keinen nennenswerten Einfluss auf das Abflussgeschehen des Schlattenbachs und stellt nur lokal für die angrenzende Siedlung eine Gefährdung dar.

Wie auch die Niederschlagsdata werden die Pegeldata vom Hydrografischen Dienst sehr genau geprüft und einer umfangreichen Qualitätskontrolle unterzogen. Diese Prüfung ist notwendig, da beispielsweise aufgrund von Gerätefehlern, Vereisung, Verkrautung, Verlandung, Veränderung des Abflussprofils oder durch Lawinen die Abflussdata verfälscht werden können (ÖWAV, 2019).

Die Pegeldata für diese Arbeit wurden von der Abt. BD3-Hydrologie und Geoinformation bereit gestellt mit der Anmerkung, dass die Messreihen ab 2018 unbearbeitete Rohdata enthalten und diese nur automatisiert aus elektronisch übermittelten Wasserstandsdata errechnet sind. Die Pegeldata für die fünf Kalibrierungsereignisse wurden visuell überprüft, wobei keine Ausreißer oder Datenlücken gefunden wurden.

7 Kalibrierung des NA-Modells

Bei dem angewandten Niederschlags-Abfluss-Modell, einem Black-Box-Modell, wird eine Kalibrierung anhand von Pegeldata empfohlen. Nach dem ÖWAV Regelblatt 220 besteht das Ziel der Kalibrierung darin, die simulierte Ganglinie bestmöglich an die gemessene anzunähern. Als Ausgangsdaten werden die A-priori-Parameter, die in Kapitel 6.3 angeführt sind, herangezogen. Diese Parameter werden im Rahmen ihres Unsicherheitsbereichs so lange verändert, bis eine möglichst gute Überlagerung der beiden Hydrographen gegeben ist. Die Datengrundlage sollte möglichst umfangreich sein und verschiedene hydrologische Bedingungen abdecken. Jedenfalls wird empfohlen, mehrere kleine und zumindest ein großes Ereignis zu betrachten.

In dieser Arbeit werden fünf Ereignisse aus den Jahren 2006 bis 2018 für die Kalibrierung herangezogen, wobei es sich bei diesen, abgesehen von jenem Ereignis im Jahr 2010, um die größten Ereignisse im Aufzeichnungszeitraum von 1984 bis 2020 handelt.

7.1 Beschreibung der 5 Kalibrierereignisse

Wie bereits erwähnt, wurden die Daten der Niederschlagsmessstationen und der Pegelmessstelle von der Abt. BD3-Hydrologie und Geoinformation zur Verfügung gestellt. Zwei der vier Niederschlagsmessstationen zeichnen den Niederschlag in einem 5-Minuten Intervall auf, die zwei restlichen messen lediglich die 7 Uhr-Tageswerte, wobei diese klarerweise auch von den zwei hochauflösenden Messstationen vorhanden sind. Diese Datenreihen wurden in Excel Tabellen eingefügt und weiterbearbeitet. In den folgenden Kapiteln wird das Vorgehen bei den einzelnen Ereignissen beschrieben. In der gesamten Arbeit wird, um die Übersicht zu wahren, ein Farbschema eingesetzt, so dass jeder Niederschlagsmessstelle und deren Einflussgebiet eine Farbe (siehe Abbildung 6-15) zugewiesen ist. Die Niederschlagsmessstationen werden in dieser Arbeit nach dem Ort, an dem sie installiert sind, benannt.

In den folgenden Kapiteln wird der flächengewichtet kumulierte Niederschlag erwähnt. Jedem Thiessenpolygon wird aufgrund der Fläche, auf der es das EZG überlagert, ein Flächenfaktor zugeteilt (siehe **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**). In

Folge werden die Werte eines jeden Zeitschritts der vier Datenreihen mit dem dazugehörigen Faktor multipliziert; die Summe der vier Produkte bilden die flächengewichtete Niederschlagshöhe zu jedem Zeitschritt. Werden diese addiert, so wird die flächengewichtet kumulierte Niederschlagshöhe gebildet.

Tabelle 7-1: Faktoren zur Berechnung der flächengewichteten Niederschläge.

Flächenfaktoren – ermittelt aus dem Prozentsatz der Überlagerung			
Ombrographenmessung:		Ombrometermessung:	
Fläche Bromberg	27.166 km ²	Fläche Hochwolkersdorf	12.318 km ²
Flächenfaktor Bromberg	0.395	Flächenfaktor Hochwolkersdorf	0.179
Ombrometermessung:		Ombrographenmessung:	
Fläche Lichtenegg	14.156 km ²	Fläche Hollenthon	15.218 km ²
Flächenfaktor Lichtenegg	0.206	Flächenfaktor Hollenthon	0.221
Gesamtfläche des EZGs		68.859 km ²	

Die Abflusssimulationen kurzer Ereignisse, wie sie im Folgenden gezeigt werden, ist mit Tageswerten nicht durchführbar. Daher werden die 7 Uhr-Tageswerte der Messstationen Lichtenegg und Hochwolkersdorf bei allen Kalibrierereignissen an die Verteilungen von Bromberg und Hollenthon angepasst.

7.1.1 Ereignis – 03.06.2006

Infolge von Niederschlägen, die in etwa von 17 Uhr am 02.06.2006 bis 13 Uhr des Folgetages anhielten, kam es am Schlattenbach zu einem leichten Hochwasser. Laut den Aufzeichnungen der Pegelmessstelle betrug der Spitzenabfluss am 03.06.2006 um 6 Uhr in der Früh 8,8 m³/s. Dieser Abfluss resultierte aus einem flächengewichtet kumulierten Niederschlag von etwa 89 mm. Bei dem Ereignis vom 03.06.2006 erfolgt dies nach folgender Vorgehensweise: Die 7 Uhr-Tageswerte für den 02.06.2006 und 03.06.2006 der Messstationen Bromberg und Hollenthon werden gemittelt. Die Tageswerte von

Hochwolkersdorf und Lichtenegg werden anschließend durch den Mittelwert des jeweiligen Tages dividiert. Der daraus berechnete Wert dient als Faktor um den Mittelwert des 5 Minuten Intervalls von Bromberg und Hollenthon für die Messstationen Lichtenegg und Hochwolkersdorf anzupassen. Die so vorhandenen vier Wertereihen können, wie auch bei den restlichen Kalibrierereignissen, anschließend in das Programm HEC-HMS übernommen werden.

7.1.2 Ereignis – 22.06.2006

Am 22.06.2006 kam es am Schlattenbach infolge intensiver Niederschläge zu einem Hochwasser, das laut Daten der Pegelmessstelle 16 m³/s lieferte. Die Datenreihen der hochauflösenden Messstellen in Bromberg und Hollenthon (siehe Abbildung 7-1) lassen auf eine Zugrichtung von Süden nach Norden schließen.

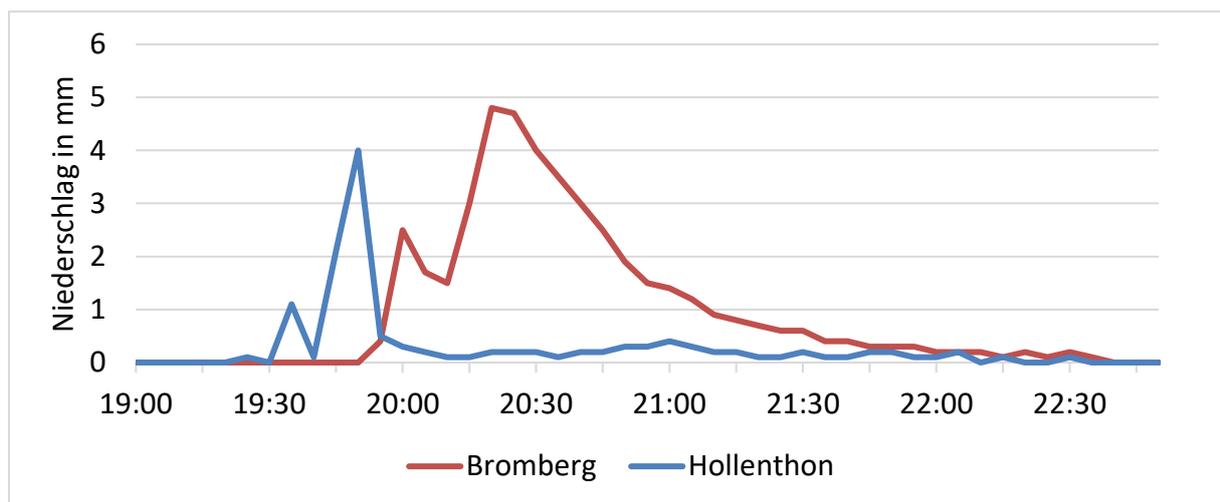


Abbildung 7-1: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 22.06.2006.

Nun war die Frage, an welche Niederschlagsverteilung die Messwerte von Lichtenegg und Hochwolkersdorf angepasst werden sollten. Die Abflussmodellierung hat gezeigt, dass der gemessene Hydrograph am ehesten nachgebildet werden kann, wenn die Niederschlagsverteilung von Bromberg herangezogen wird. Somit wurde ein Faktor aus den 7 Uhr-Tageswerten abgeleitet, mit dem die Werte aus den 5-Minuten Intervallen von Bromberg multipliziert wurden. Im Anschluss wurde die Verteilung von Hochwolkersdorf um 30 Minuten nach hinten, die von Lichtenegg um 50 Minuten nach vorne gesetzt.

7.1.3 Ereignis – 26.06.2008

Am späten Nachmittag des 26. Juni 2008 wurde von der Pegelmessstelle in Scheiblingkirchen ein Abfluss von knapp $21.9 \text{ m}^3/\text{s}$ aufgezeichnet. Dieses Ereignis war die Folge eines sehr intensiven Niederschlags, bei dem als Maximalwert von der Messstelle in Bromberg innerhalb von 5 Minuten 12.6 mm aufgefangen wurden. Die Messreihen der Niederschlagsstationen Bromberg und Hollenthon (siehe Abbildung 7-2) zeigen, dass der hochwasserauslösende Niederschlag im Grunde aus zwei Phasen bestand. Der erste kurze und intensive Regen fand ungefähr um 17 Uhr statt, der zweite stärkere Niederschlag fiel in etwa ab 20 Uhr.

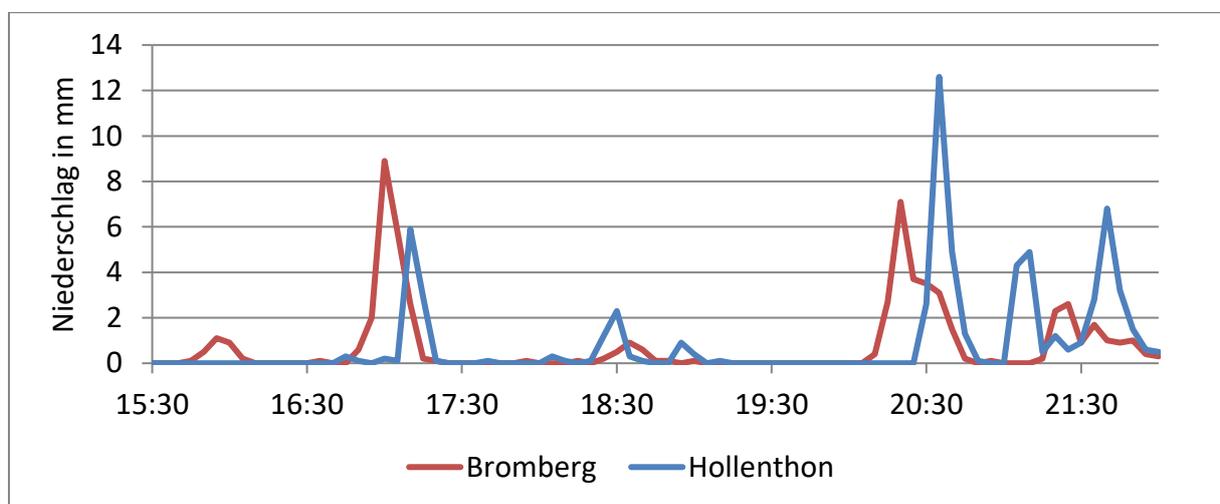


Abbildung 7-2: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 26.06.2008.

Der 7 Uhr-Tageswert von Hochwolkersdorf wurde mit einem Faktor an die Messreihenwerte von Bromberg angepasst, der von Lichtenegg an die von Hollenthon. Da von einer Zugrichtung der Niederschlagsfront von SW nach NO ausgegangen wurde, wurde bei den abgeleiteten Niederschlagsverteilungen zusätzlich eine zeitliche Korrektur vorgenommen. So wurde der Niederschlag von Hochwolkersdorf um 60 Minuten zurückgesetzt und der von Lichtenegg um 60 Minuten vorgezogen worden. Durch diese Maßnahme war bei der Abflusssimulation eine bestmögliche Annäherung an den bestehenden Hydrographen gegeben.

7.1.4 Ereignis – 24.06.2009

Dem Ereignis, das am 24. Juni 2009 rund $37.8 \text{ m}^3/\text{s}$ lieferte, ging ein langanhaltender Niederschlag vorher, bei dem innerhalb von drei Tagen über dem Einzugsgebiet des Schlattenbachs ein flächengewichteter Niederschlag von knapp 170 mm niederging. Das Diagramm in Abbildung 7-3 zeigt einen Ausschnitt aus den Niederschlagsdaten der Messstationen Bromberg und Hollenthon von jenem Tag, an dem es zum Hochwasser kam.

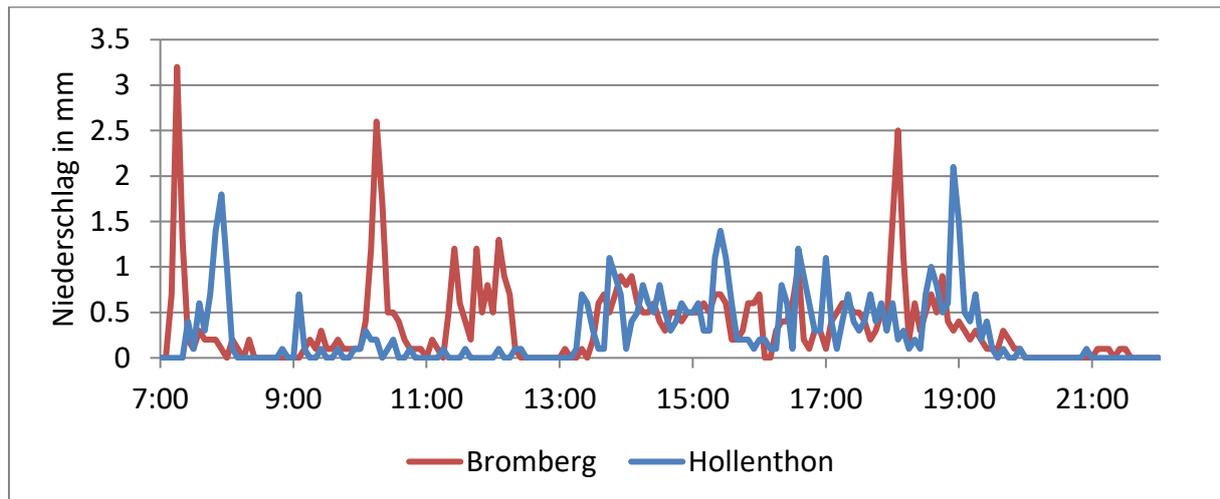


Abbildung 7-3: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 24.06.2009.

Da der Niederschlag ohne nennenswerte Pausen fiel und für den Hochwasserabfluss das gesamte Niederschlagsereignis als relevant angesehen wird, wurde der Mittelwert der 7 Uhr-Tageswerte der hochauflösenden Messstationen herangezogen, um die Faktoren für Hochwolkersdorf und Lichtenegg abzuleiten. Somit ist für jeden der drei Tage ein Faktor vorhanden, um die 7 Uhr-Tageswerte in eine Niederschlagsverteilung mit 5-Minuten Intervall umzuformen.

7.1.5 Ereignis – 12.06.2018

Am 12.06.2018 fand das seit Bestehen der Pegelmessstelle Scheiblingkirchen größte Hochwasserereignis am Schlattenbach statt. So kam es am späten Nachmittag um 17 Uhr zu einem maximalen Abfluss von $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Wie schon in Kapitel 6.4.3 angemerkt, handelt es sich bei den Pegeldata dieses Ereignisses um Rohdaten, die direkt aus der Messstelle

übernommen und keiner Überprüfung unterzogen wurden. Die Niederschlagsverteilung von Bromberg und Hollenthon ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

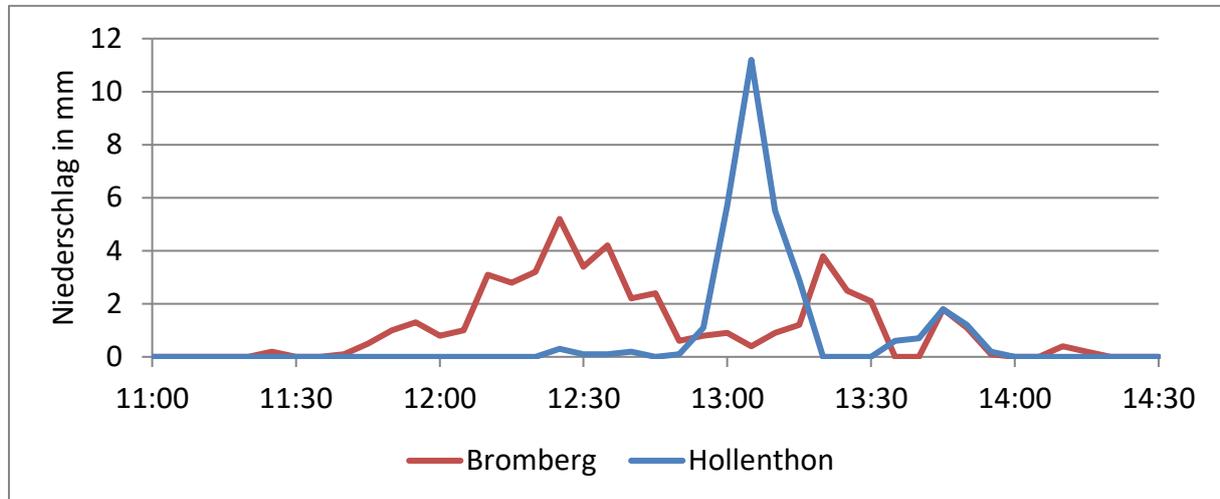


Abbildung 7-4: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 12.06.2018.

Es ist zu erkennen, dass es ein kurzes Niederschlagsereignis mit sehr hohen Intensitäten war, vor allem im Gebiet der Messstation Hollenthon. Die vorliegenden Daten lassen auf einen flächengewichteten Niederschlag von rund 51 mm schließen, wobei anzunehmen ist, dass der sehr intensive Niederschlag im hinteren Bereich des EZG hauptauschlaggebend für das Hochwasser war. Auch die INCA Analyse, von der Ausschnitte in den folgenden Abbildungen zu sehen sind, lässt diese Schlussfolgerung zu. So ist sowohl die Niederschlagshöhe als auch die Niederschlagsintensität in diesem Bereich am höchsten. Zwar ist den Werten eine gewisse Ungenauigkeit zu unterstellen, dennoch sind die INCA Analysen sehr gut geeignet, um einen Überblick zu erhalten und um eventuell Zugrichtungen abschätzen zu können.

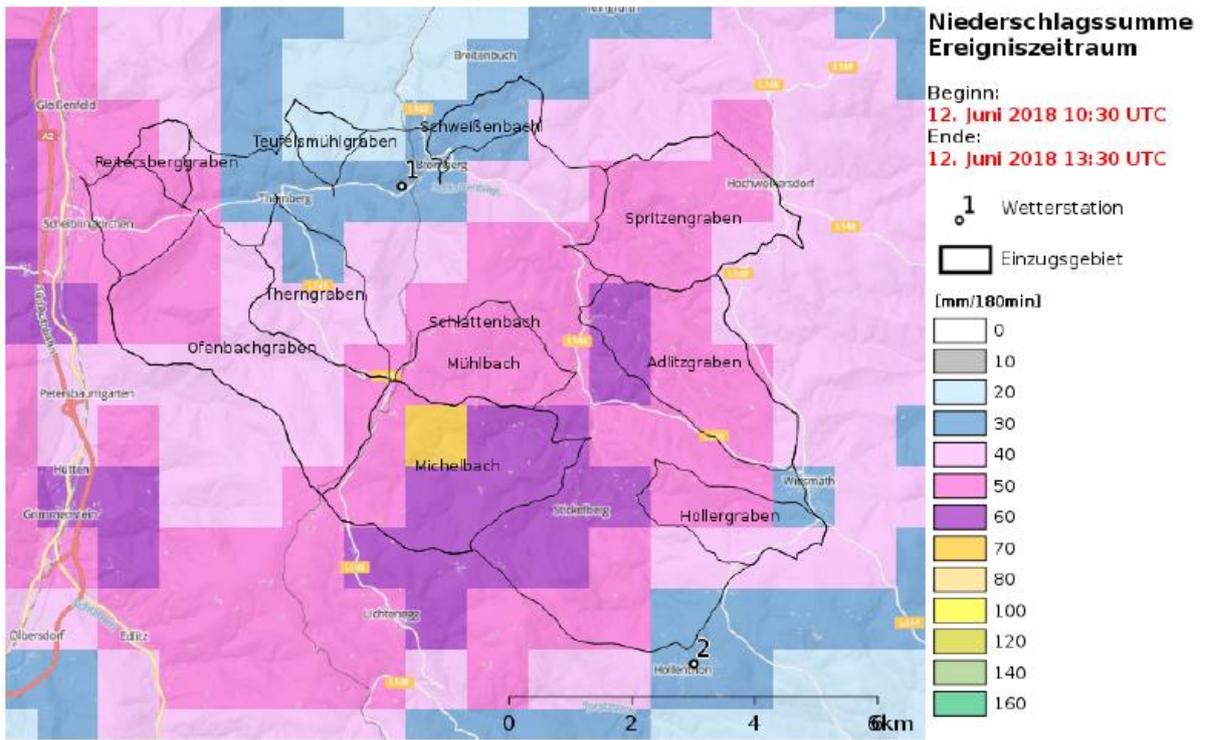


Abbildung 7-5: Niederschlagssumme im Ereigniszeitraum aus der INCA Analyse (ZAMG, 2021).

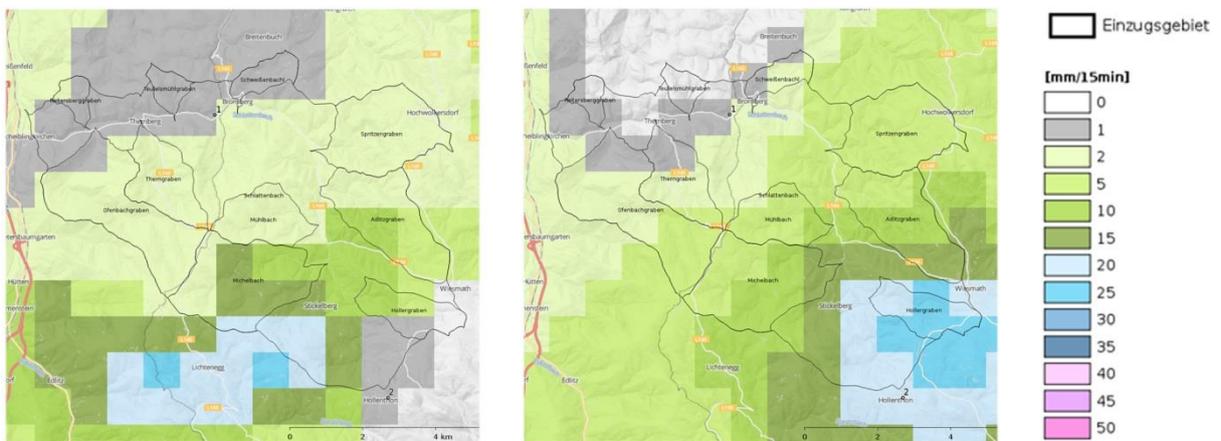


Abbildung 7-6: INCA Niederschlagsanalyse: links um 12:00, rechts um 12:15 (ZAMG, 2021).

Die Ermittlung der Niederschlagsverteilung für Lichtenegg und Hochwolkersdorf erfolgt auf gleiche Weise wie bei dem Ereignis 2009.

7.2 Differenzierung – Basis-, Direktabfluss

Der Abfluss von Bächen und Flüssen setzt sich während oder direkt nach einem Niederschlagsereignis aus dem Direktabfluss und dem Basisabfluss zusammen. Der Direktabfluss resultiert aus dem oberflächlichen oder oberflächennahen Abfluss; dieser gelangt also rasch vom EZG in den Vorfluter. Der Basisabfluss hingegen wird aus dem stark verzögerten Abfluss in tieferen Schichten und dem Grundwasserabfluss gebildet. Dieser tritt somit auch in niederschlagsfreien Perioden auf. Die Aufteilung zwischen Basis- und Direktabfluss bei einem Hochwasserereignis kann auf unterschiedlichste Weise erfolgen. Nach Merz et al. (2006) erfolgt die Abtrennung meist manuell durch die Einschätzung des Sachverständigen. Diese manuelle Abtrennung wird auch in dieser Arbeit angewandt. Eine schematische Darstellung mit der Benennung charakteristischer Parameter ist in Abbildung 7-7 zu sehen.

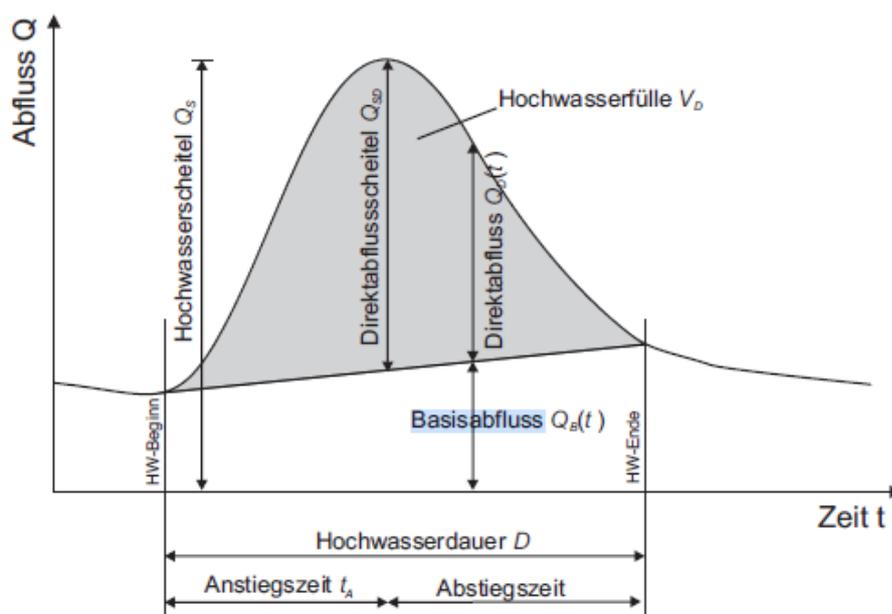


Abbildung 7-7: Schematische Darstellung einer Abflussganglinie (Klein, 2009).

Bei den Ereignissen vom 24.06.2009 und 12.06.2018 ist vor dieser Differenzierung erforderlich, den abfallenden Ast der Ganglinie zu modifizieren. Die Differenzierung selbst läuft bei allen Ereignissen nach dem gleichen Schema ab und wird aus diesem Grund lediglich im Kapitel 7.2.1 ausführlich beschrieben.

Das Ziel der Abtrennung des Basisabflusses vom Direktabfluss ist die Berechnung des Ereignisabflussbeiwerts bzw. des CN-Werts bei dem jeweiligen Ereignis. Wie diese Werte aus einem Ereignis rückgerechnet werden können, ist in Kapitel 7.3 beschrieben.

7.2.1 Basis- und Direktabfluss - 03.06.2006

Für die Abtrennung des Basisabflusses sind die Pegeldata und die flächengewichtet kumulierten Niederschlagsdaten des ereignisrelevanten Zeitraums im 5-Minuten Intervall wesentlich. Diese Messreihen werden in einem Diagramm dargestellt (siehe Abbildung 7-8), damit die Punkte für den Beginn und das Ende des Direktabflusses - unter anderem optisch - festgelegt werden können. Der flächengewichtet kumulierte Niederschlag, der in dieser Abbildung grün dargestellt ist, weist am 04.06.2006 um 17 Uhr eine leichte Steigung auf. Diese fällt jedoch so gering aus, dass es zu keiner nennenswerten Verfälschung des Ergebnisses kommt.

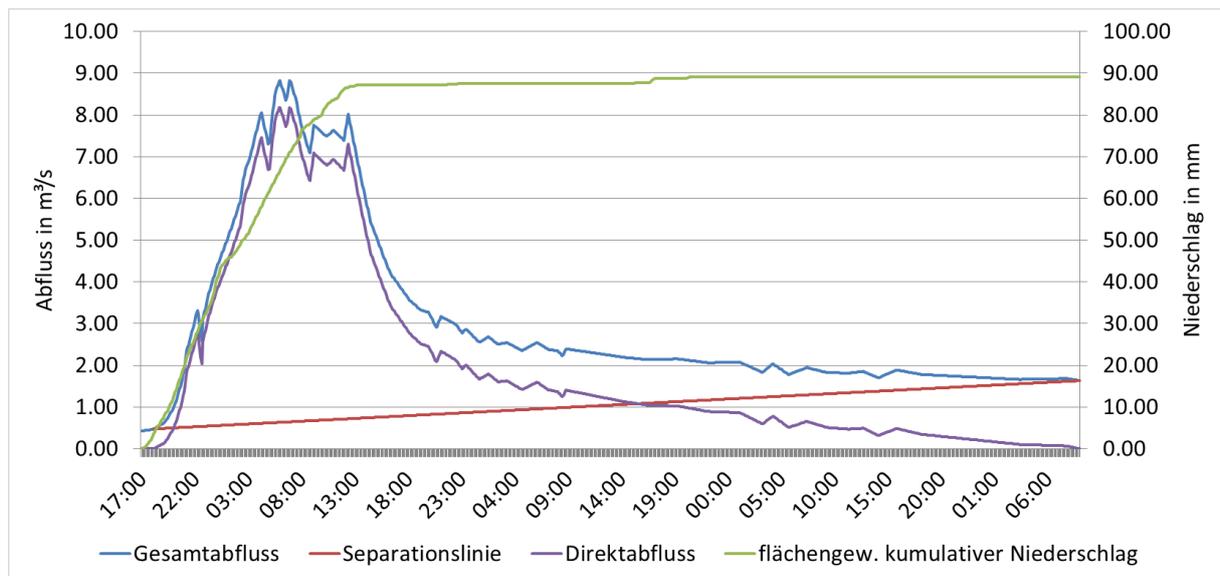


Abbildung 7-8: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 03.06.2006.

Nachdem der Anfangs- und Endpunkt für die Basisabflussabtrennung festgelegt ist, wird eine Gerade dazwischen gezogen, die sogenannte Separationslinie. Diese trennt den Gesamtabflusses in die obere Fläche, die den Direktabfluss darstellt und in die untere Fläche, die den Basisabfluss darstellt. Die Flächen im Diagramm sind gleichzusetzen mit dem Volumen des jeweiligen Abflusstyps. Das Volumen kann berechnet werden, indem die 5-

Minuten Werte der Messreihen mit dem Faktor 300 (5 x 60) multipliziert und anschließend addiert werden. Die so erhaltenen Werte können ebenso in Millimetern angegeben werden, wenn die Volumina durch die Einzugsgebietsfläche und den Wert 1000 dividiert werden. Da nun die Niederschlagshöhe und die Höhe des Direktabflusses bekannt sind, kann wie in Kapitel 7.3 beschrieben, der CN-Wert für dieses Ereignis berechnet werden.

7.2.2 Basis- und Direktabfluss - 22.06.2006

Das Vorgehen bei diesem Ereignis erfolgt in gleicher Weise wie bei dem vorherigen. In der folgenden Abbildung ist der aus den Pegeldaten stammende Gesamtabfluss als blaue Linie dargestellt und in Grün die flächengewichteten kumulativen Niederschlagsdaten. Durch Subtraktion der Fläche unterhalb der Separationslinie von der Fläche des Gesamtabflusses wird die Fläche des Direktabflusses festgestellt.

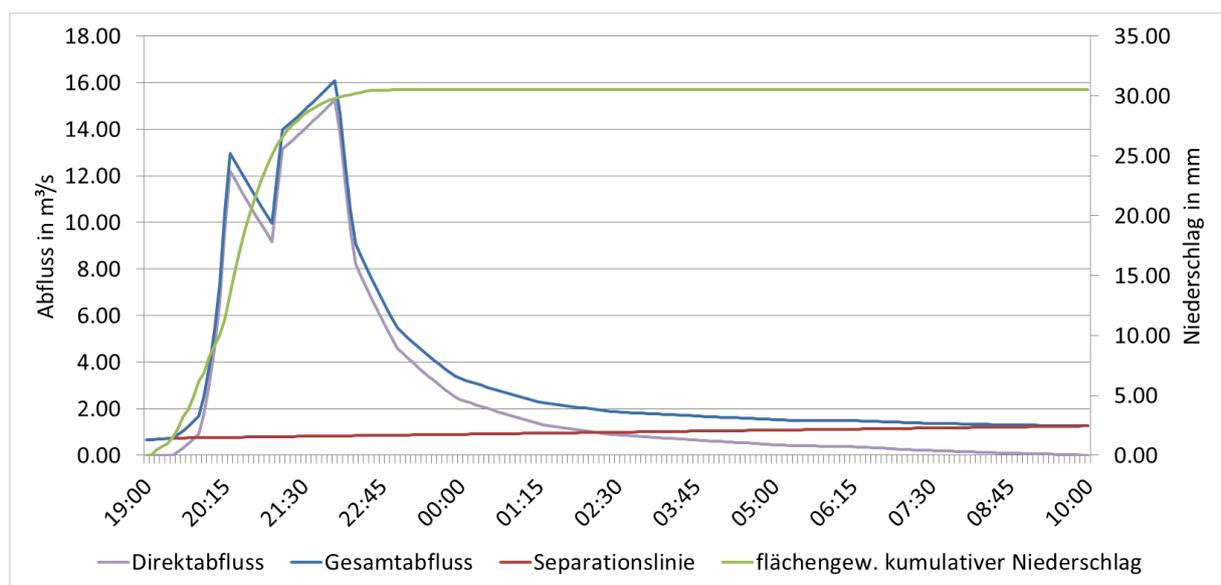


Abbildung 7-9: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 22.06.2006.

7.2.3 Basis- und Direktabfluss - 26.06.2008

In der Abbildung dieses Kapitels sind die Abfluss- und Niederschlagsdaten des vierthöchsten gemessenen Hochwasserereignisses zu sehen. Dieses trat in Folge zweier Niederschlagsspitzen, wie an der grünen Linie zu sehen, auf.

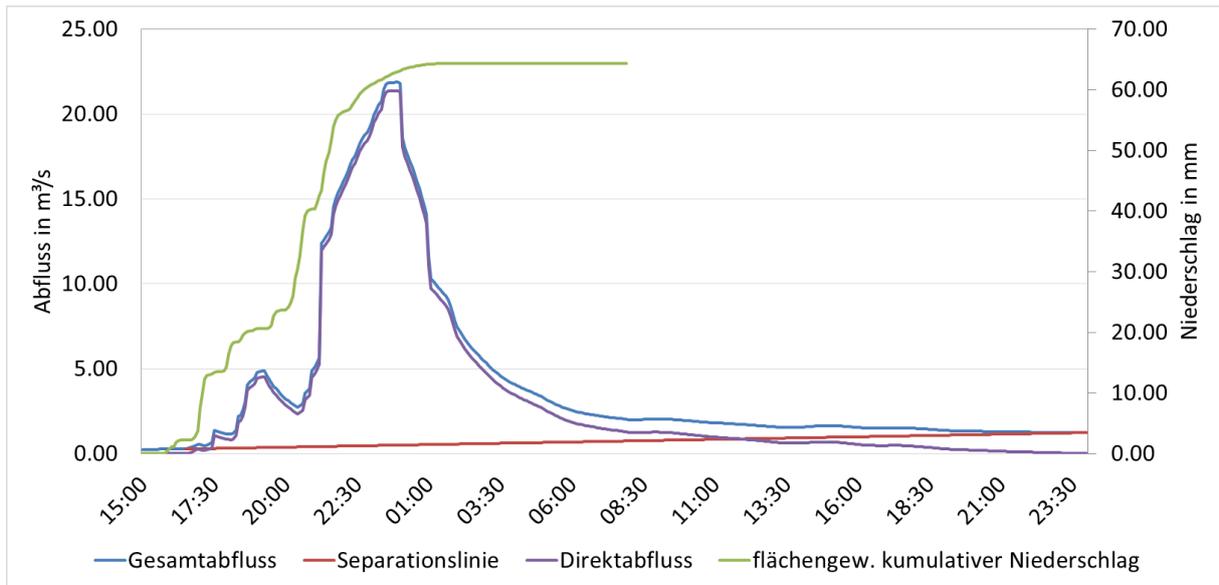


Abbildung 7-10: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 26.06.2008.

7.2.4 Basis- und Direktabfluss - 24.06.2009

Im Juni 2009 fand infolge langanhaltender Niederschläge, das zweithöchste Hochwasserereignis seit den Aufzeichnungen des Pegels Scheiblingkirchen statt. Etwa zwei Tage nach dem Ereignis kam es am 26. Juni erneut zu einem Hochwasser (siehe Abbildung 7-11).

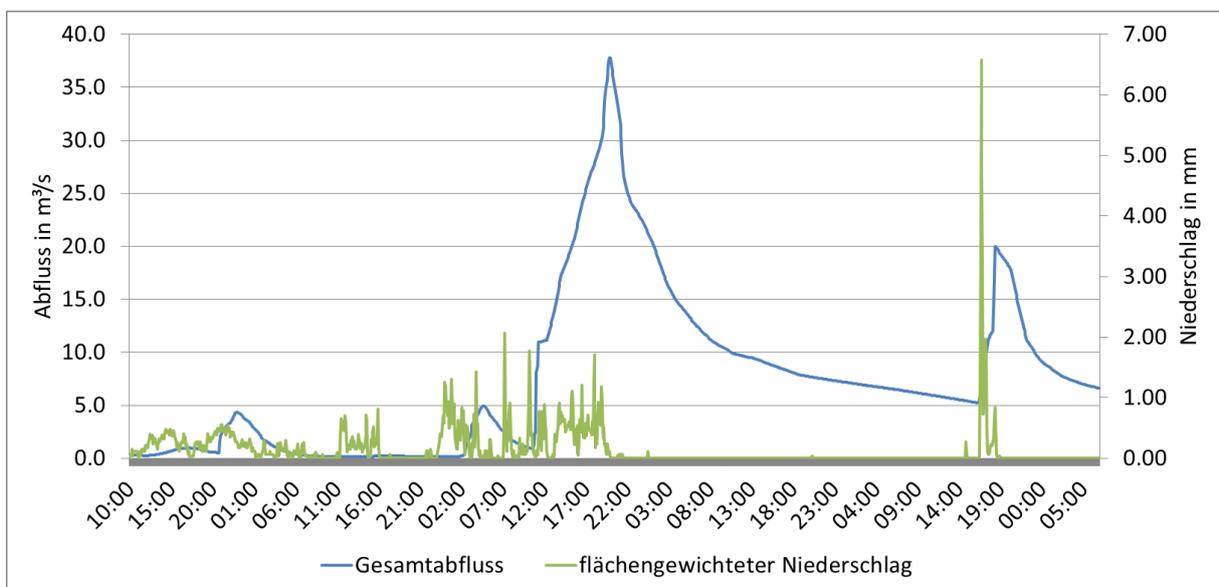


Abbildung 7-11: Flächengewichteten Niederschlags und resultierender Gesamtabfluss.

Durch dieses Ereignis ist der abfallende Ast der Hochwasserwelle durch einen erneuten Anstieg unterbrochen. Daher ist es vor der Abtrennung von Basis- und Direktabfluss notwendig, an der Stelle der zweiten Hochwasserwelle den abfallenden Hydrographen zu verlängern. Hierfür werden die Abflusspegeldaten vom 25.06.2009 11 Uhr bis 26.06.2009 16 Uhr herangezogen, mit der exponentiellen Trendlinienfunktion von Microsoft Excel angenähert und bis zum 27.06.2009 12 Uhr verlängert. Das Ende des abfallenden Astes der alten Ganglinie und die extrapolierte Ganglinie mit der dazugehörigen Funktion werden in Abbildung 7-12 dargestellt.

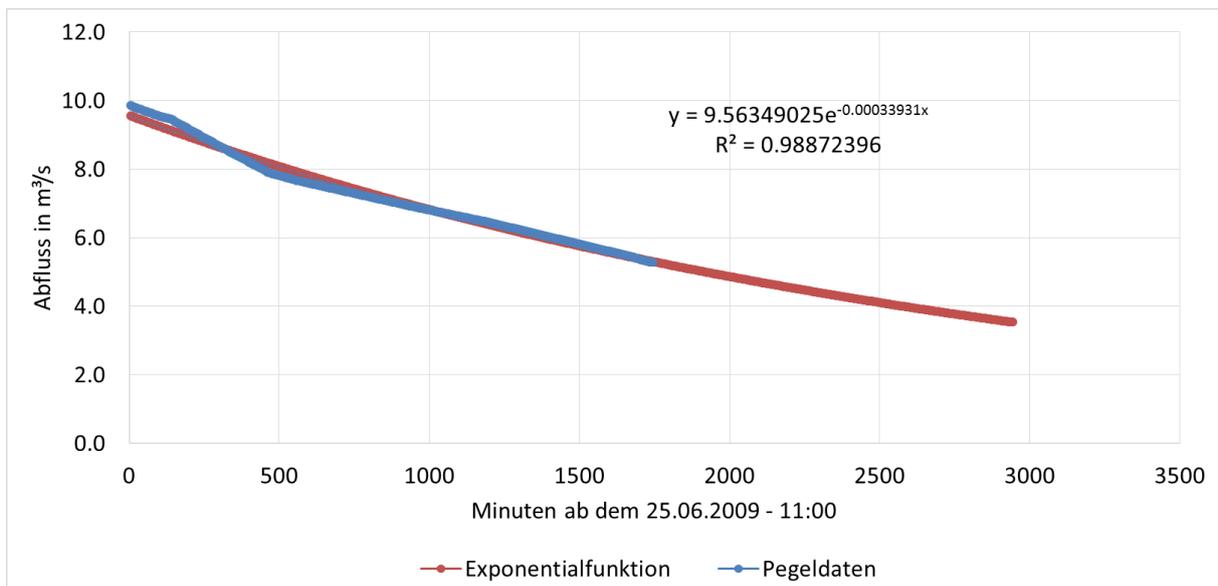


Abbildung 7-12: Verlängerte Abflussganglinie.

Die extrapolierte Ganglinie wird ab dem 25.06.2009 – 11:00 statt der bestehenden eingefügt und für die weiteren Berechnungen herangezogen. Die grüne Linie in Abbildung 7-13, die den flächengewichtet kumulierten Niederschlag darstellt, endet am 26.06.2009 um 16 Uhr, da zu dieser Zeit erneut Niederschläge einsetzen, die aber nicht berücksichtigt werden.

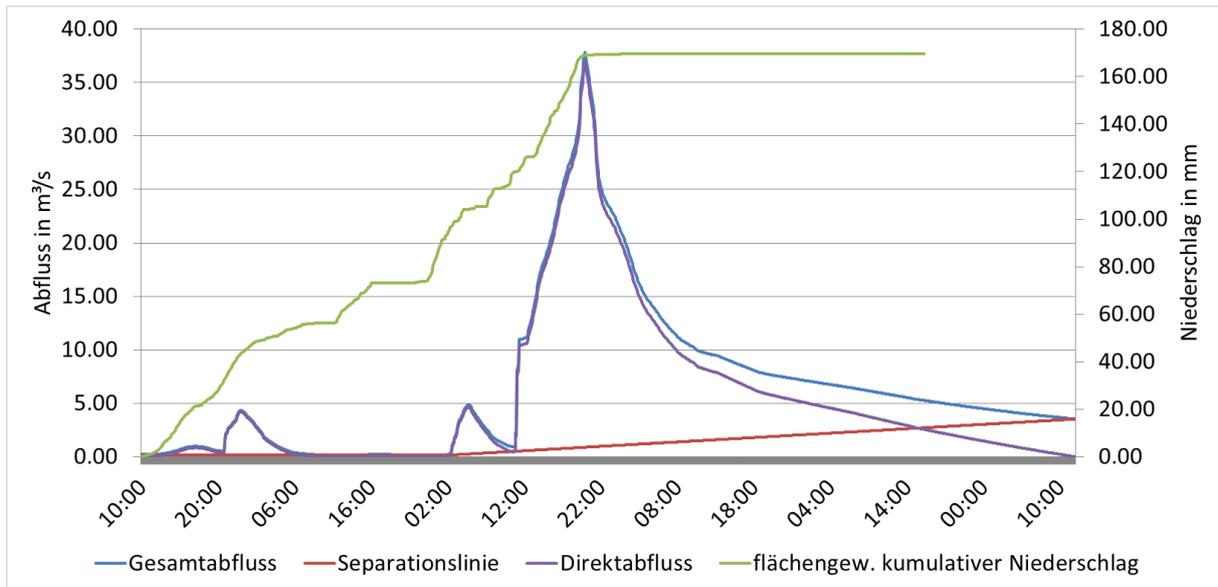


Abbildung 7-13: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 24.06.2009.

Die Differenzierung zwischen Basis- und Direktabfluss wird wie in Kapitel 7.2.1 beschrieben durchgeführt, abgesehen von der Führung der Separationslinien.

Wie in Abbildung 7-13 zu sehen ist, hat der Niederschlag, der am 22.06.2009 gefallen ist, zu keiner nennenswerten Erhöhung des Basisabflusses geführt. Daher wird die Separationslinie vom 22.06.2009 – 10:00 bis zum 24.06.2009 – 02:00 als Horizontale ausgeführt und steigt erst danach an.

7.2.5 Basis- und Direktabfluss – 12.06.2018

Am 12. Juni 2018 kam es am Schlattenbach zu einem Hochwasserereignis mit $50 \text{ m}^3/\text{s}$. Ausgelöst wurde es durch starke Niederschläge, die ungefähr zwischen 11:30 und 14:00 fielen. In den Abendstunden zwischen 18 und 19 Uhr regnete es erneut, wodurch die abfallende Hochwasserganglinie, wie in der folgenden Abbildung blau dargestellt, beeinflusst wird. Da bei der Kalibrierung lediglich der Hochwasserabfluss infolge des ersten Niederschlagsereignisses betrachtet wird, muss der abfallende Ast modifiziert werden. Dies erfolgt anhand der rückwärts gerichteten Berechnung der Rezessionskurve nach Wittenberg.

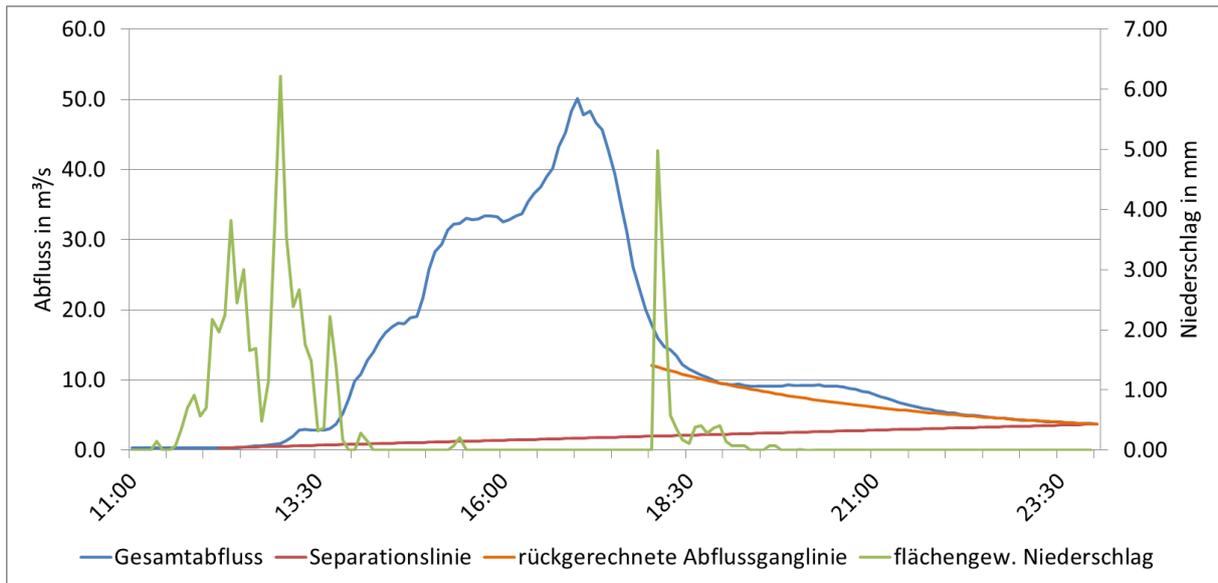


Abbildung 7-14: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 12.06.2018.

Wittenberg weist darauf hin, dass viele Rezessionskurven keinen linearen Verlauf zeigen und schlägt die Betrachtung des Einzellinearspeichers in einer nicht linearen Form vor (Rojanschi, 2006):

$$S(i) = a * Q(i)^b$$

Anhand von Versuchen empfiehlt Wittenberg den Wert 0.5 für den Parameter b anzuwenden. Der Wert für a ist selbst festzulegen, und zwar durch Kalibrierung an der beobachteten Rezessionskurve. Mit folgender Formel erfolgt die Rückrechnung der Rezessionskurve nach Wittenberg unter Berücksichtigung des empfohlenen Parameters b und dem kalibrierten Parameter a (Rojanschi, 2006):

$$Q(i - 1) = \left(Q(i)^{b-1} + \frac{dt * (b - 1)}{a * b} \right)^{\frac{1}{b-1}}$$

a 1.03

b 0.5

dt ... 1/300

Die rückgerechnete Kurve ist in Abbildung 7-14 in Orange eingezeichnet. Der Bereich der Kurve, der zwischen den Schnittpunkten mit der gemessenen Abflussganglinie liegt, wird in diese eingebettet und für die weiteren Berechnungen herangezogen. Die Berechnungen erfolgen gemäß dem in Kapitel 7.2.1 beschriebenen Schema.

7.3 Berechnung der CN-Werte und der Modellparameter

Nachdem nun bekannt ist, wie hoch der Anteil des Niederschlags ist, der in den Direktabfluss übergeht, kann die Berechnung der CN-Werte erfolgen. Mit folgender Formel nach Hübl (2020 a) kann der CN-Wert für unterschiedliche Anfangsverlustbeiwerte berechnet werden. In dieser Arbeit wird für λ der Wert 0.05 eingesetzt, da für die Anfangsverluste 5 Prozent des potentiellen Bodenspeichers angenommen werden. Die Werte für h_N und h_A stammen aus den Microsoft Excel Arbeitsblättern, in denen die Differenzierung von Basis- und Direktabfluss durchgeführt wurde.

$$CN = \frac{25400}{\frac{h_N}{\lambda} + \frac{h_A * (1 - \lambda) - \sqrt{h_A^2 * (\lambda - 1)^2 + 4 * \lambda * h_N * h_A}}{2 * \lambda^2} + 254}$$

h_N ... Höhe des Niederschlags in mm

h_A ... Höhe des Direktabfluss in mm

λ ... initial abstraction ratio

Die Höhe vom Niederschlag, des Direktabflusses und die daraus berechneten CN-Werte der fünf Kalibrierereignisse, sind in Tabelle 7-2 angeführt.

Tabelle 7-2: Übersicht der Ergebnisse von den Kalibrierereignissen.

	03.06.2006	22.06.2006	26.06.2008	24.06.2009	12.06.2018
Dauer – Niederschlag [h]	19.5	2.5	7	56	2.5
Niederschlag [mm]	89.15	30.52	64.34	169.56	50.96
Dauer – Direktabfluss [h]	88	15	33	122	12.67
Direktabfluss [mm]	9.04	2.18	5.84	33.95	7.64
CN_{0.05}	36.86	57.78	42.90	34.66	57.76

Die ermittelten und in Tabelle 7-2 angeführten Werte der Kurvennummern sind für die gesamte Einzugsgebietsfläche repräsentativ. Für das NA-Modell ist jedoch der CN-Wert für jedes der Teileinzugsgebiete erforderlich. Um nun die Werte für das gesamte Gebiet auf die einzelnen TEZG umzulegen, sind einige Schritte notwendig. Diese wurden in Microsoft Excel durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind beispielhaft vom Ereignis 2018 in der **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** in Anhang D dargestellt.

Zunächst müssen die für jedes einzelne Teileinzugsgebiet (TEZG) vorhandenen $CN_{0,20}$ -Werte, die aus der Kombination von Landnutzungs- und Bodentyp ermittelt wurden, wie in Kapitel 6.2.3 beschrieben, in $CN_{0,05}$ -Werte umgerechnet und flächengewichtet der Gesamt- $CN_{0,05}$ -Wert ermittelt werden. Mit dem aus dem Verhältnis des in der Tabelle 7-2 ausgewiesenen modellierten $CN_{0,05}$ -Wertes zu dem so ermittelten Gesamt- $CN_{0,05}$ -Werte gebildeten Anpassungsfaktor werden die $CN_{0,05}$ -Werte der einzelnen Teileinzugsgebiete zur weiteren Verwendung in die Modell- $CN_{0,05}$ -Werte umgerechnet.

Durch die Anpassung der CN-Werte an jedes der Ereignisse müssen die Parameter, die auf den CN-Wert aufbauen, neu berechnet werden. Hierzu gehören der potentielle Bodenspeicher S , die Initial Abstraction I_a und die Lag Time t_{Lag} , deren Berechnung in Kapitel 6.2 beschrieben ist. Die Auflistung der Ergebnisse ist ebenfalls beispielhaft für das Ereignis 2018 in Anhang D zu finden.

7.4 Beschreibung und Eingaben - HEC-HMS

Dem NA-Modell im Programm liegt das Basin Modell zugrunde. Dieses beinhaltet die Teileinzugsgebiete, die sogenannten Subbasins. Daneben gibt es die Bachabschnitte (Reaches) die untereinander durch Knotenpunkte, den Junctions, verbunden sind. An den Junctions (J) schließen wiederum die Subbasins (W) an. Am Ende des gesamten Einzugsgebiets befindet sich der Auslass bzw. das Sink. Eine Abbildung dieser Schematik ist für das EZG des Schlattenbachs folgend dargestellt.

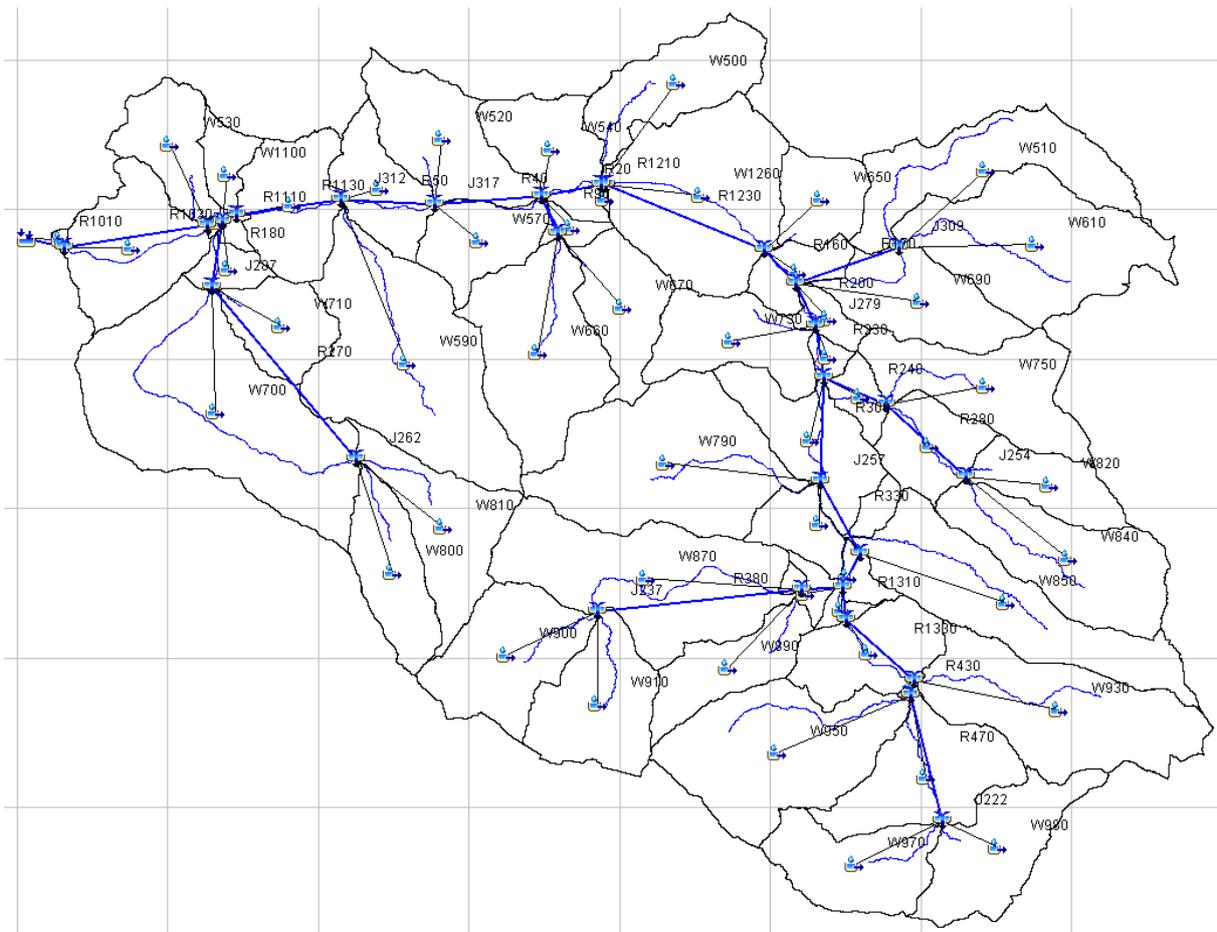


Abbildung 7-15: Schematische Darstellung des EZG durch HEC-HMS.

Ein Basin Modell muss zumindest aus diesen vier Elementen bestehen. Dieses Modell wird automatisch mit dem Programm HEC-GeoHMS generiert, wodurch die Zuweisung bzw. die Zusammenhänge der einzelnen Elemente untereinander erfolgt und auch die Angaben über die angewandten Verfahren im Modell enthalten sind. Somit ist bei den Subbasins als Verlustverfahren das SCS-Verfahren und als Transformationsmethode die Einheitsganglinie eingetragen. Bei den Reaches ist als Routing-Methode die Muskingum Cunge Methode ausgewählt. Anschließend sind die Modell- und Eingangsparameter einzupflegen. Die folgenden Angaben beziehen sich explizit auf diese Arbeit und können nicht als allgemein verwendbar angesehen werden.

Jedem Subbasin Element müssen die Werte für die Fläche [km²], die Anfangsverluste [mm], die Kurvennummer, den PRF und die Lag time [min] zugewiesen werden. Die Junctions enthalten lediglich die Angabe über das nachkommende Element, während die Reaches (R)

Angaben zur Routing Methode, der Länge [m], dem Gefälle, dem Manning Wert und der Form des Gerinnes enthalten.

Neben dem Basin Model besteht im HEC-HMS auch das Meteorologic Model, also das meteorologische Modell. Dieses beinhaltet alle Teileinzugsgebiete und hat zu jedem vermerkt, zu welchen Anteilen es von welchem Thiessenpolygon überlagert wird. So tritt beispielsweise beim TEZG W870 zu rund 95 % die Niederschlagsverteilung von Lichtenegg, zu 2 % von Bromberg und zu 3 % von Hollenthon auf. Diese Aufteilung wird mit den sogenannten Gage Weights definiert.

Unter dem Reiter Control Specifications wird eingegeben, wann die Simulation starten und enden soll und in welchem Intervall dies stattfindet. In dieser Arbeit ist die kleinstmögliche Intervallstufe von einer Minute gewählt.

Der nächste Reiter enthält die Informationen zu den Precipitation Gages und den Discharge Gages, also zu den Niederschlags- und Pegelmessstationen. Einzugeben ist bei den fünf Stationen das zeitliche Intervall und der Zeitraum der Messreihe und schließlich die Messdaten.

Da als Routing die Muskingum Cunge Methode mit der 8-Punkt Profilform angewendet wird, sind Angaben zu den Gerinnequerschnitten einzugeben. Dies geschieht über den Paired Data Manager, bei dem für jedes Profil die Punkte in einer Tabelle eingegeben werden. Die Daten dazu sind in Tabelle 14-5 in Anhang B zu finden.

Nachdem das Programm nun alle Informationen enthält, kann die Simulation gestartet werden. Nach Abschluss der Simulation erhält man für jedes Element des Basin-Modells eine Vielzahl an Ergebnissen. In Hinblick auf den Kalibrierungserfolg ist aber vor allem der Vergleich des gemessenen und simulierten Hydrographen am Gebietsauslass von Interesse. Die Ergebnisse der Kalibrierereignisse sind im nächsten Kapitel beschrieben.

Diese Struktur des Modells ist weitestgehend für die Simulation des Bemessungsereignisses zu übernehmen.

7.5 Vorgehensweise und Ergebnisse der Kalibrierung

In den vorherigen Kapiteln wurde beschrieben, wie die Eingangsgrößen und die Modellparameter der Kalibrierereignisse ermittelt wurden und wie mittels dieser Daten das Simulationsprogramm eingerichtet wurde. In diesem Kapitel werden nun die Ergebnisse der einzelnen Kalibrierereignisse gezeigt und beschrieben, wie die Kalibrierung durchgeführt wird. Diese erfolgt mittels Variation der Rauigkeitsangaben zu den einzelnen Gerinneabschnitten; die restlichen Parameter werden nicht angepasst. Das Hauptaugenmerk gilt dem Abflussvolumen, da von diesem auch wesentlich die Dimensionierung der HWRHB abhängt. Bei den Pegeldaten handelt es sich um die Datenreihen des abgeleiteten Direktabflusses aus der Differenzierung von Basis- und Direktabfluss. Aus diesem Grund wird in den NA-Modellen kein Basisabfluss berücksichtigt und im HEC-HMS wird auch keine Basisabflussmethode ausgewählt.

In der folgenden Tabelle wird dargestellt, wie sehr die Volumina und die Spitzenabflusswerte vom simulierten Abfluss im Vergleich zum gemessenen Abfluss abweichen. Die Diagramme, die den gemessenen und simulierten Hydrographen zu jedem der Ereignisse zeigen, sind in Anhang E dargestellt.

Die Tabelle 7-3 zeigt teils große Abweichungen zwischen der Realität und der Simulation. Allerdings decken die Ereignisse auch einen großen Bereich hinsichtlich des Abflussvolumens und der Höhe des maximalen Abflusses ab. Auch die Niederschlagsdauern und Niederschlagsintensitäten variieren sehr stark. Unter Berücksichtigung dieses großen Schwankungsbereichs der verschiedenen Größen sind die teilweise großen Abweichungen durchaus vertretbar. Als sehr positiv kann die gute Übereinstimmung der Hydrographen beim Ereignis 2018 angesehen werden, da es sich bei diesem um das größte aller betrachteten Ereignisse handelt.

Tabelle 7-3: Vergleich der simulierten Werte zu den gemessenen.

	Ereignis				
	03.06.2006	22.06.2006	26.06.2008	24.06.2009	12.06.2018
Δ Abflussvolumen	-2.5%	22.9%	10.0%	0.6%	4.7%
Δ max. Abfluss	89.8%	-1.7%	22.9%	24.4%	-1.2%
Volumen gemessen	622122	149931	401814	2337445	525303
Volumen simuliert	606513	184245	441884	2352317	550128
max. Abfluss gem.	8.18	15.26	21.38	36.94	48.36
max. Abfluss sim.	15.52	15.00	26.27	45.96	47.78

8 Das Bemessungsereignis

Nach der erfolgten Kalibrierung kann das NA-Modell zur Simulation des Bemessungsereignisses herangezogen werden. Als Niederschlagsdaten werden, wie in Kapitel 6.4.1 beschrieben, die abgeminderten 100-jährlichen Bemessungsniederschläge aus dem eHYD verwendet. Als CN-Wert für das gesamte EZG des Schlattenbachs wurde 56.78 angenommen, also der höchste Wert, der bei einem der Kalibrierereignisse berechnet wurde. Dieser wurde nach der Vorgehensweise, die in Kapitel 7.3 beschrieben ist, auf die TEZG umgelegt. Im Anschluss war es erforderlich, den potentiellen Bodenspeicher, die Anfangsverluste und die Lag time für jedes der TEZG neu zu berechnen. Die Ergebnisse der Simulation mit den beschriebenen Eingabedaten sind in dem folgenden Diagramm dargestellt.

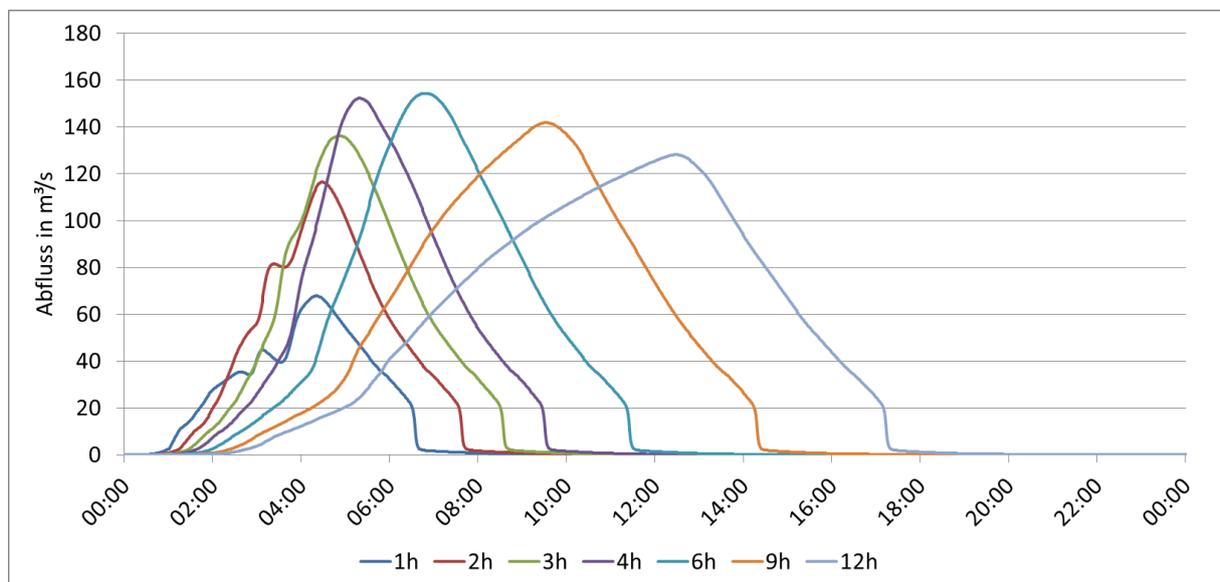


Abbildung 8-1: Ergebnisse der Simulationen der Bemessungsereignisse.

Bei der Simulation stellte sich heraus, dass der Abfluss des 6-stündigen Bemessungsniederschlags den höchsten Abfluss mit rund $160 \text{ m}^3/\text{s}$ liefert. Die Ganglinie, die dieses Ereignis repräsentiert, ist in diesem Diagramm blau dargestellt. Dieser Wert liegt weit über all den Abflüssen, die jemals am Schlattenbach gemessen wurden, und auch über denen der öffentlich zugänglichen statistischen Extremwertanalyse. Aus diesem Grund wird im nächsten Kapitel über die Plausibilität dieser Ergebnisse diskutiert und werden Ansätze vorgestellt, um die Spitzenabflusswerte zu reduzieren.

8.1 Prüfung der Plausibilität

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Bemessungsereignisse unter verschiedenen Herangehensweisen überprüft. Im ersten Schritt werden anhand empirischer Formeln mögliche Spitzenabflusswerte für den Schlattenbach berechnet. Diese Formeln entstanden aus einer Vielzahl beobachteter Ereignisse, wodurch anhand der Einzugsgebietsgröße auf den Abfluss geschlossen werden kann. Somit beschreiben die Ergebnisse der Formeln nicht dezidiert den 100-jährlichen Spitzenabflusswert. Die folgenden Angaben sind den Studienblättern nach Hübl (2020 b) entnommen.

Abflussformel nach Wundt (1953):

Bei der Erstellung dieser Abflussformel wurde eine 90 %-Richtkurve verwendet, wodurch die Ausreißer der analysierten Ereignisse nicht berücksichtigt wurden. Der Gebietsfaktor α wurde in Anlehnung an den Gefahrenzonenplan Bromberg (Holzinger & Buresch, 2018) gewählt, in dem für gut bewaldete Flächen $> 1 \text{ km}^2$ der Wert 12.4 herangezogen wird. Für solch langgestreckte EZG wäre anzudenken, den Gebietsfaktor auf 8 zu begrenzen.

$$HQ_{100} = \alpha * A_E^\beta = 157.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\alpha = 12.4$$

$$\beta = \sim 0.6$$

$$A_E = 69$$

Abflussformel nach Hofbauer (1916):

In dieser Formel stellt α den Abflussbeiwert dar; dieser wird nach dem hydrologischen Charakter des Einzugsgebiets gewählt. Der Wert 0.30 liegt dabei in der Klasse, die für Flachland und langgestreckte, schmale Einzugsgebiete angewandt wird.

$$HQ = 60 * \alpha * \sqrt{A_E} = 149.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\alpha = 0.30$$

$$A_E = 69$$

Abflussformel nach Kürsteiner (1917):

Der Modellparameter α kann nach Kürsteiner Werte von 9 bis 12 annehmen, nähere Angaben zur Wahl der Werte gibt es jedoch nicht. Aufgrund der hydrologischen Eigenschaften des Einzugsgebiets, wurde für den Schlattenbach der Wert 9 angenommen.

$$HQ_{100} = \alpha * A_E^{2/3} = 151.4 m^3/s$$

$$\alpha = 9$$

$$A_E = 69$$

Die angeführten Formeln geben einen ersten Eindruck über die Bandbreite der möglichen Spitzenabflusswerte.

Im nächsten Schritt werden die Niederschlagshöhen über der Niederschlagsdauer der Kalibrierereignisse (Rautensymbole) gemeinsam mit der Höhe der Bemessungsniederschläge bei unterschiedlichen Jährlichkeiten und Dauerstufen aufgetragen (siehe Abbildung 8-2).

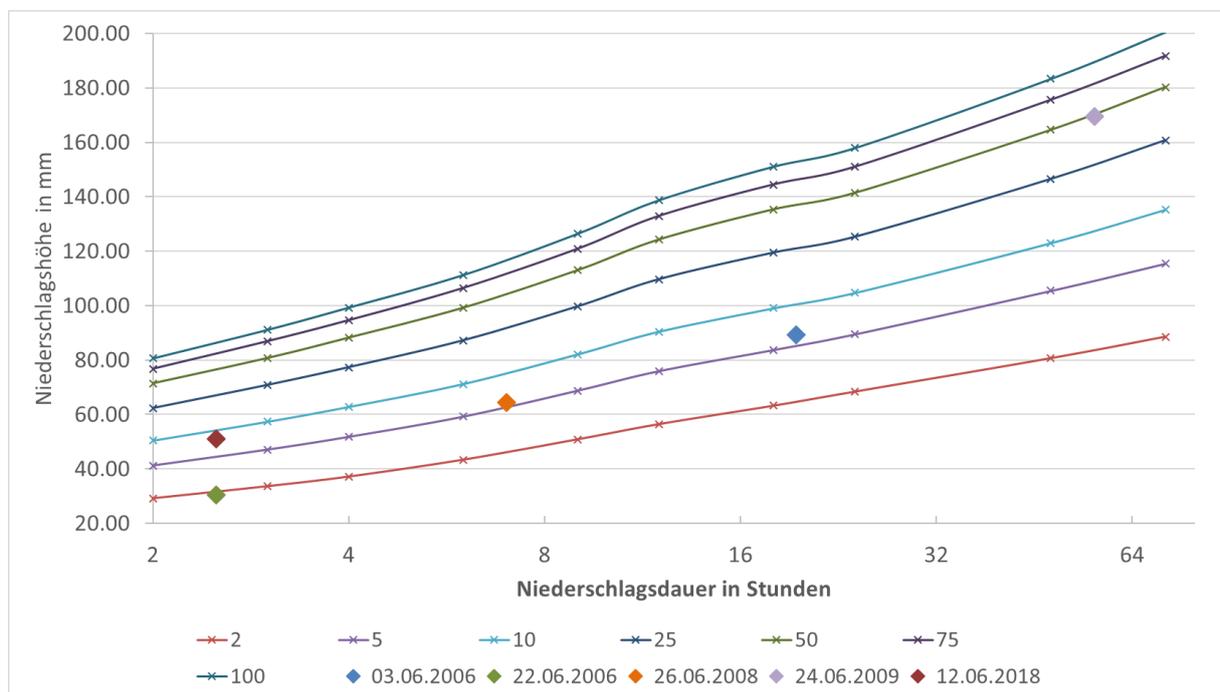


Abbildung 8-2: Niederschlagshöhen der Kalibrierereignisse und der Bemessungsniederschläge bei unterschiedlichen Jährlichkeiten.

In dieser Abbildung stellen die Rautensymbole die fünf Kalibrierereignisse dar. Die Linien zeigen die Niederschlagshöhen bei unterschiedlichen Dauerstufen an. Nun ist es möglich, aus dem Diagramm auf die Jährlichkeiten der Niederschläge der Kalibrierereignisse zu schließen. Diese Informationen werden für das nachfolgende Diagramm benötigt. Es ist zu erkennen, dass vier der fünf Ereignisse durch einen Niederschlag ausgelöst wurden, der nicht einmal dem 10-jährlichen Bemessungsniederschlag entspricht. Das Ereignis von 2018, jenes mit dem höchsten je gemessenen Spitzenabfluss, ist lediglich infolge eines 8-jährlichen Bemessungsniederschlags aufgetreten. Das Ereignis von 2009 hingegen, welches mit rund 40 m³/s das zweithöchste je gemessene ist, resultierte aus einem Niederschlag, der in etwa dem 50-jährlichen Bemessungsniederschlag entspricht. Dabei ist zu bedenken, dass einerseits der flächengewichtete Gesamtniederschlag der Kalibrierereignisse durchaus fehlerbehaftet sein kann, da von nur vier Messpunkten auf einen Wert für ein knapp 69 km² großes Gebiet geschlossen wird. Andererseits ist die Abflussbildung sehr stark von der Niederschlagsverteilung abhängig. Aus diesen Gründen kann keineswegs davon ausgegangen werden, dass beispielsweise ein 100-jährlicher Niederschlag einen 100-jährlichen Abfluss initiiert.

Im Folgenden wird eine Extremwertanalyse mit dem Programm EXTREM durchgeführt, das vom Institut für Wasser und Gewässerentwicklung des Karlsruher Instituts für Technologie entwickelt wurde. Für die Statistik werden die Aufzeichnungen der Pegelmessstelle Scheiblingkirchen von 1985 bis 2018 herangezogen, womit 34 Beobachtungsjahre zur Verfügung stehen. Eine Faustregel, die besagt, dass der Zeithorizont für die Extremwertstatistik nicht größer als die 3-fache Beobachtungsdauer sein soll, wird damit befolgt.

Das Programm EXTREM ermittelt aus den maximalen Abflüssen eines jeden Jahres die statistischen Parameter für unterschiedliche analytische Wahrscheinlichkeitsverteilungen sowohl mittels Momentenmethode wie auch Maximum-Likelihood-Schätzung, die eine möglichst gute Anpassung an die Beobachtungsreihe ergeben. In der folgenden Abbildung sind die Messwerte und die logarithmischen-Weibul-2-Verteilungen auf einem logarithmischen Gumbelpapier aufgetragen. Die zwei Verteilungen wurden mit den Parametern gemäß Momentenmethode und gemäß Maximum-Likelihood-Schätzung ermittelt.

Schlattenbach

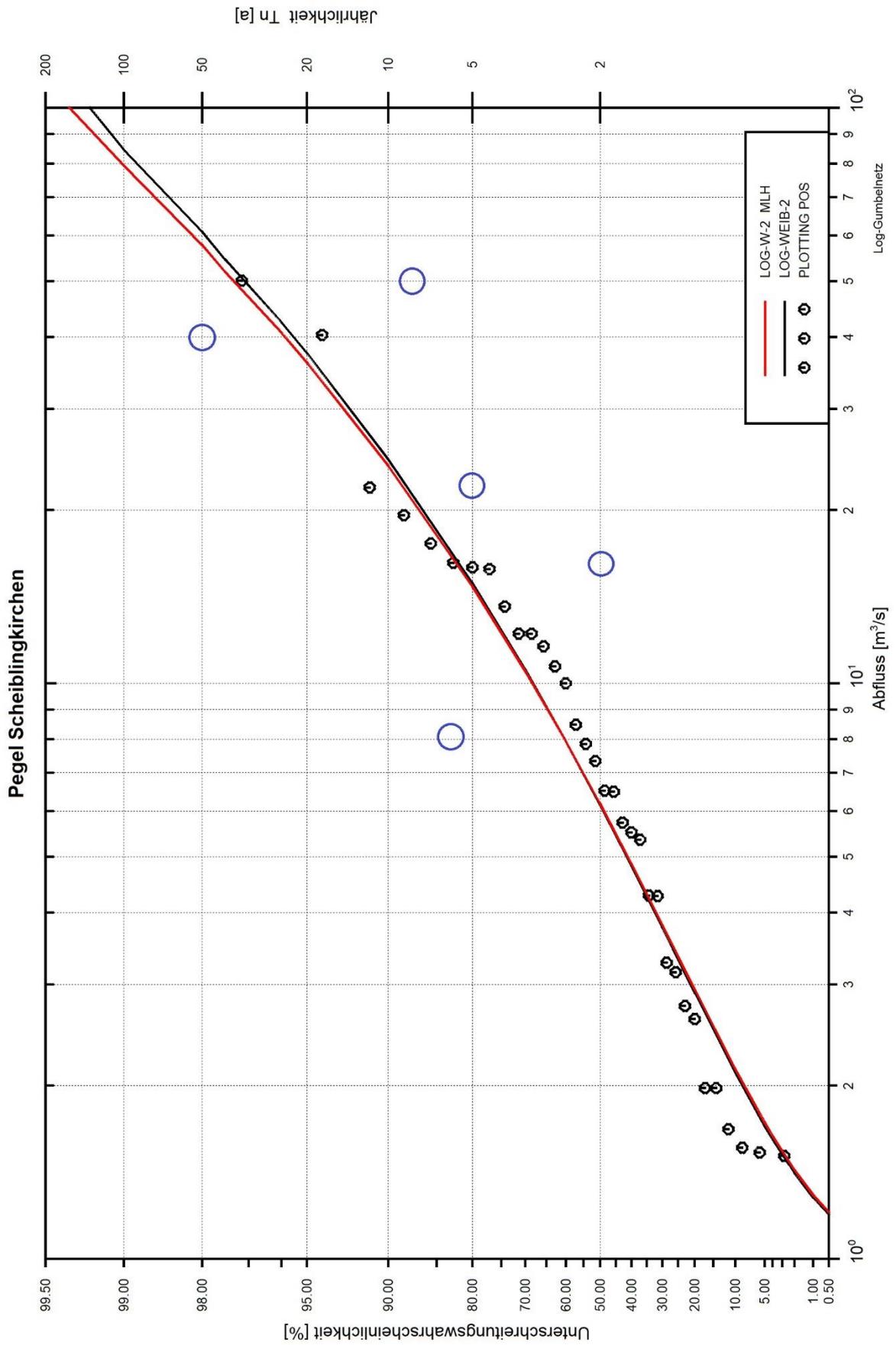


Abbildung 8-3: Extremwertstatistik erstellt mit den Messdaten der Pegelmessstelle Scheiblingkirchen.

Neben den Daten der Extremwertstatistik sind im Diagramm ebenfalls die Kalibrierereignisse als blaue Kreissymbole mit den zuvor abgeleiteten Jährlichkeiten der Niederschläge über den Spitzenabflusswerten aufgetragen. Durch diese Darstellung kann für die Kalibrierereignisse festgestellt werden, aus welcher Jährlichkeit des Niederschlags die jeweilige Jährlichkeit des Abflusses resultiert. Die abgeleiteten Jährlichkeiten sind in der folgenden Tabelle dargestellt. Aus der Extremwertstatistik kann aber ebenso auf die Höhe des Spitzenabflusses bei einem 100-jährlichen Ereignis geschlossen werden. Dieser Wert variiert abhängig von der gewählten Methodik zwischen 84.55 m³/s (Momentenmethode) und 79.35 m³/s (Maximum Likelihood Schätzer) und kann aus der Graphik abgelesen werden.

Tabelle 8-1: Jährlichkeiten der Kalibrierereignisse.

	Kalibrierereignis				
	03.06.2006	22.06.2006	26.06.2008	24.06.2009	12.06.2018
T Niederschlag	6	2	5	50	8
T Abfluss	3	6	8	28	39

Die Betrachtung der Jährlichkeiten der Niederschläge und Abflüsse aus den Kalibrierereignissen lässt den Rückschluss zu, dass ein potentiell Extremereignis die bisherigen Abflussmessungen weit übertreffen könnte. Vor allem bei der Betrachtung des Ereignisses von 2018, bei dem ein 8-jährlicher Niederschlag laut der Extremwertstatistik einen 39-jährlichen Abfluss verursachte. Bei diesem Ereignis zeigen auch die INCA Daten (siehe Abbildung 7-5), dass der Niederschlag zwar sehr stark war, aber keine extremen Ausmaße annahm. Aus der Tabelle lässt sich ebenso schließen, dass die Ereignisse mit langer Dauerstufe (03.06.2006, 24.06.2009) die extremwertstatistisch ermittelten Abflusswerte nicht erreichen, während die Ereignisse, die aus kurzen Niederschlägen resultieren, von der Statistik unterschätzt werden. Ein wichtiger Faktor in diesem Einzugsgebiet ist jedenfalls der flach ausgebildete Talboden und die vielen Durchlässe des Schlattenbachs, die oftmals zu gering dimensioniert sind. Aufgrund dessen kann unterstellt werden, dass bei einem Extremereignis fließende Retention auftritt und deshalb eine Reduktion des Spitzenabflusses stattfindet. Aufgrund der Größe und Form des Einzugsgebiets kann außerdem davon ausgegangen werden, dass das Gebiet nicht zeitgleich an jedem Ort von dem 100-jährlichen Bemessungsniederschlag überregnet wird. Schlussendlich ist auch bei der Berechnung der

CN-Werte aus den Kalibrierereignissen hervorgegangen, dass mit zunehmender Dauerstufe eine Reduktion des Direktabflusses und damit einhergehend auch der CN-Werte stattfindet.

Aus all diesen Gründen wird angenommen, dass der Abfluss eines 100-jährlichen Hochwassers im Bereich zwischen den Werten der Extremwertstatistik und der empirischen Formeln liegt. Im folgenden Kapitel wird beschrieben, wie die Reduktion der Bemessungsereignisse erfolgt.

8.2 Reduktion des Bemessungsereignisses

Da die Ergebnisse der Bemessungsereignisse nicht plausibel erscheinen, wird zunächst eine Szenarienbildung durchgeführt. Bei dieser werden zwei Szenarien gebildet. Beim ersten Szenario wird das hintere EZG von einem 100-jährlichen Bemessungsniederschlag überregnet, während das vordere EZG von einem 10-jährlichen Bemessungsniederschlag beaufschlagt wird. Dieses Szenario erhält den Namen „Holle T100“. Beim zweiten Szenario werden die Gebiete gegenteilig überregnet, dieses bekommt den Namen „Brom T100“. Die Abgrenzung zwischen den beiden Gebieten geschieht entlang der Teileinzugsgebietsgrenzen und ist in der Abbildung 14-7 in Anhang F dargestellt.

In das Programm HEC-HMS werden die Daten für die Niederschläge wie bisher im 5-Minuten-Intervall eingegeben. Die Werte, die je nach Szenario und Dauerstufe für die einzelnen TEZG eingegeben werden, sind in der folgenden Tabelle zu finden.

Tabelle 8-2: Niederschlagsintensität nach Dauerstufe und Jährlichkeit.

Niederschlagsintensität in mm/5min									
Dauerstufe - 3h		Dauerstufe - 4h		Dauerstufe - 6h		Dauerstufe - 9h		Dauerstufe - 12h	
T10	T100	T10	T100	T10	T100	T10	T100	T10	T100
1.59	2.53	1.31	2.07	0.99	1.55	0.76	1.17	0.63	0.96

Beispielsweise wird für das Szenario Holle T100 bei der 3-stündigen Dauerstufe im hinteren EZG für den Niederschlag der Wert 2.53 mm/5min und im vorderen EZG der Wert 1.59 mm/5min eingegeben. Anschließend werden die CN-Werte dauerstufenabhängig reduziert. Die Berechnungen der CN-Werte der Kalibrierungsereignisse zeigen, dass die CN-Werte mit zunehmender Dauerstufe des Ereignisniederschlags abnehmen. Dieses Verhalten ist in der

folgenden Tabelle abgebildet, in der die Dauer des Niederschlags und die Höhe des CN-Werts zu jedem Ereignis aufgetragen sind.

Tabelle 8-3: Niederschlagsdauer und CN-Wert der Kalibrierereignisse.

Ereignis	Niederschlagsdauer	CN-Wert
22.06.2006	2.5	57.78
12.06.2018	2.5	57.76
26.06.2008	7	42.90
03.06.2006	20	36.86
24.06.2009	58	34.66

Anschließend wird eine partielle logarithmische Interpolation durchgeführt. Dabei werden die zwei Ereignisse mit der kürzesten Niederschlagsdauer zusammengefasst. Jeweils zwischen zwei Ereignissen wird eine logarithmische Trendlinienfunktion mit Microsoft Excel erstellt. Mit den abgeleiteten Gleichungen dieser Funktionen wird eine Datenreihe erstellt, die zu jeder Dauerstufe den abgeleiteten CN-Wert angibt. Das folgende Diagramm zeigt die Kurve der partiellen logarithmischen Interpolation.

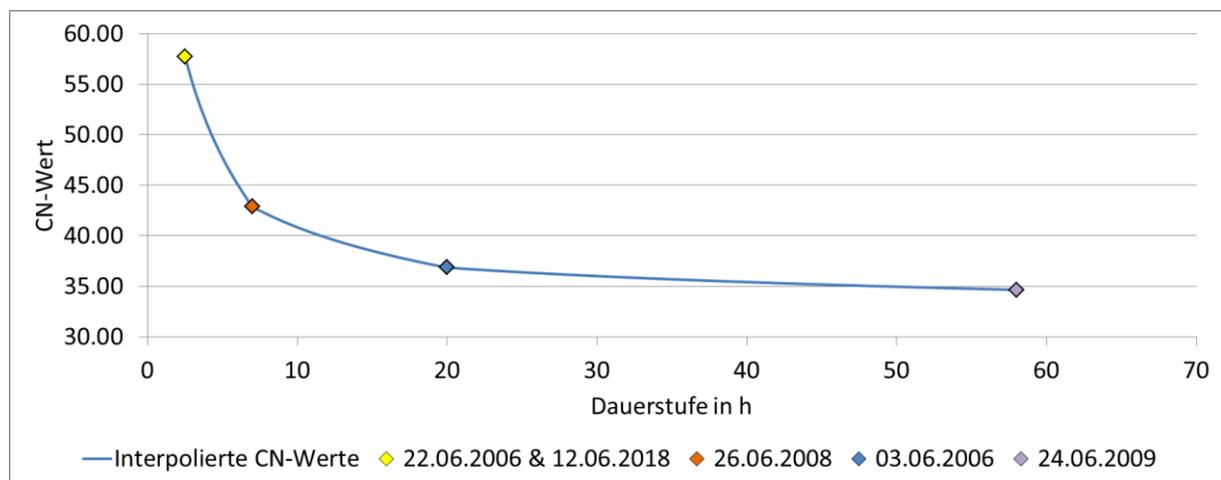


Abbildung 8-4: Darstellung der partiellen logarithmischen Interpolation.

Es ist zu erkennen, dass die CN-Werte bei den Kalibrierereignissen mit zunehmender Dauer des abflussrelevanten Niederschlags deutlich abnehmen. Dieses Verhalten wurde in Kombination mit der Bildung zweier Szenarien bei der Simulation des Bemessungsniederschlags berücksichtigt.

8.3 Bemessungsereignis unter neuen Rahmenbedingungen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Simulationen der Bemessungsereignisse unter den neuen Rahmenbedingungen dargestellt. Die folgenden zwei Diagramme zeigen die Abflussganglinien auf Datengrundlage unterschiedlicher Dauerstufen bei den Szenarien Brom T100 und Holle T100.

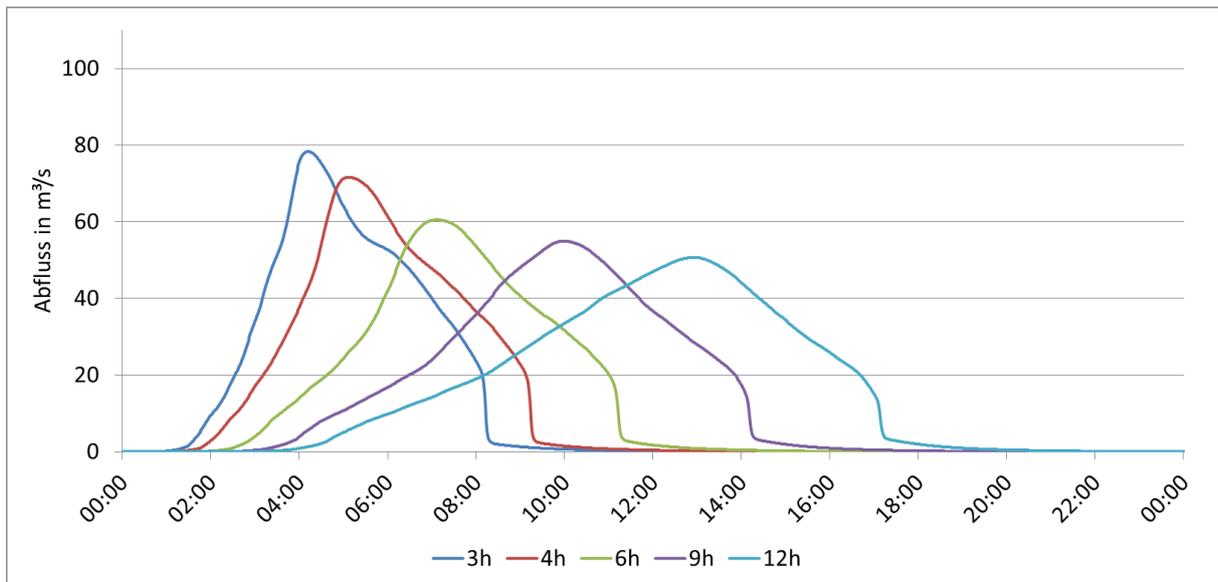


Abbildung 8-5: Bemessungsereignis des Szenarios Brom T100 für unterschiedliche Dauerstufen.

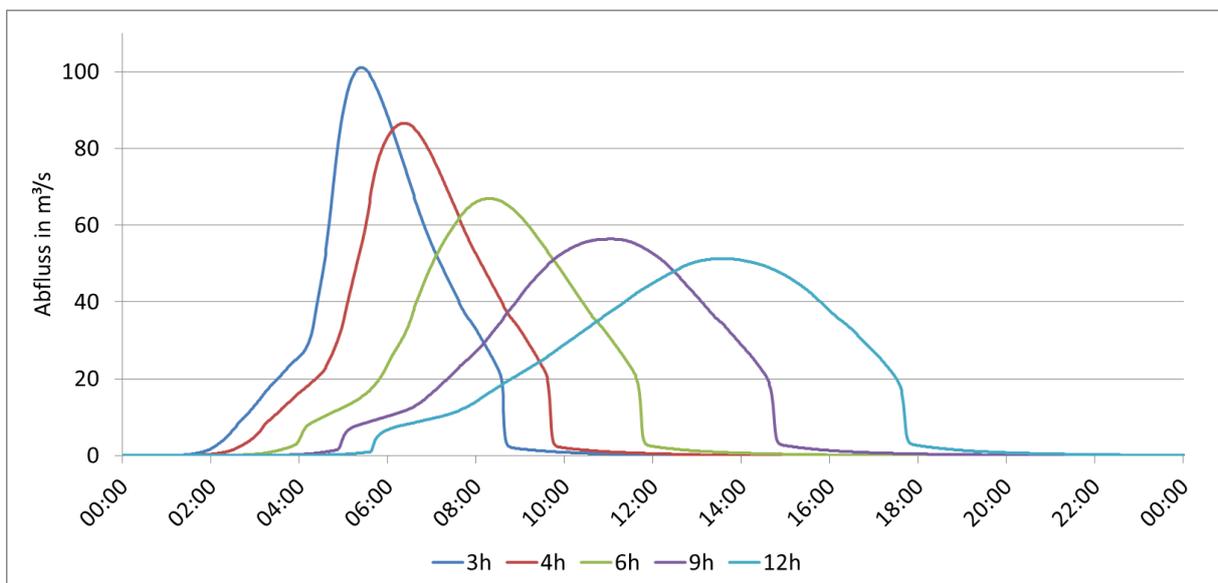


Abbildung 8-6: Bemessungsereignis des Szenarios Holle T100 für unterschiedliche Dauerstufen.

Bei beiden Szenarien ist aufgrund der dauerstufenabhängigen Reduktion der CN-Werte eine Abnahme des Spitzenabflusses zu erkennen. So liegt der höchste Wert des Szenarios Brom T100 mit knappen 80 m³/s etwa bei der Hälfte des Wertes vom ursprünglich maßgeblichen Bemessungswert. Auch der Spitzenwert des Szenarios Holle T100 liegt mit knapp über 100 m³/s weit darunter. Beim Szenario, bei dem das hintere EZG stärker überregnet wird, entsteht ein höherer Abfluss als beim Szenario Brom T100. Dies ist auf die kesselförmige Ausbildung des hinteren Einzugsgebiets zurückzuführen, die in Abbildung 7-15 gut zu erkennen ist.

Die Abflusswerte der Bemessungsereignisse sind nun in dem plausiblen Bereich, der aus den zuvor angestellten Überlegungen festgelegt wurde. Im nächsten Kapitel findet schließlich die Implementierung der Hochwasserrückhaltebecken in den NA-Modellen der beiden Szenarien statt.

9 Das Bemessungsereignis mit implementierten HWRHB

In diesem Kapitel wird untersucht, inwiefern der Bau von vier Hochwasserrückhaltebecken am Schlattenbach das Hochwasserrisiko reduzieren kann. Dafür werden die NA-Modelle der beiden entwickelten Szenarien herangezogen, und HWRHB in das Modell implementiert. Dies erfolgt im Programm HEC-HMS an den zuvor festgelegten Punkten im Basin Model. In den nächsten Kapiteln werden alle Informationen zu den HWRHB angeführt, angefangen von der Standortwahl bis hin zu den notwendigen Eingaben im HEC-HMS.

9.1 Standortwahl für die Hochwasserrückhaltebecken

Aufgrund der Gespräche mit der Gebietsbauleitung der Wildbach- und Lawinenverbauung in Wiener Neustadt war klar, dass durch den Bau von HWRHB der Hochwasserabfluss des Schlattenbachs reduziert werden soll. Für etwaige Standorte gab es bereits Vorschläge. Das Hauptaugenmerk lag darauf, Standorte oberhalb der Siedlungen von Scheiblingkirchen, Innerschildgraben, Thernberg und Bromberg zu finden, um speziell diese Siedlungen zu schützen. Die Vorgabe zur Beckenstandortwahl war, dass keine Straßen verlegt werden müssen, im Speziellen die Landstraße entlang des Schlattenbachs, und dass der Einstaubereich frei von Bebauung ist. Mit diesen Informationen wurde der gesamte Talboden, der vom Schlattenbach durchflossen wird, nach potentiellen Standorten abgesucht. Dies erfolgte sowohl durch Feldbegehungen als auch über Orthofotos und das digitale Höhenmodell. Schlussendlich haben die Evaluierungen ergeben, dass lediglich vier Standorte für HWRHB in Frage kommen, die die Vorgaben erfüllen und das benötigte Stauvolumen aufbringen können, um eine nennenswerte Reduktion des Abflusses zu bewerkstelligen. Um das Volumen abschätzen zu können, wurde die Ausbreitung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen anhand der Höhenschichtlinien analysiert. Die maximal mögliche Stauhöhe wurde dort angesetzt, wo weder Straßen noch Häuser eingestaut werden bzw. diese durch geringen Aufwand vor dem Überfluten geschützt werden können. Anschließend wurde mit dem Programm ArcGIS eine Volumen-Höhen-Beziehung bzw. eine sogenannte Beckeninhaltslinie für jedes HWRHB erstellt. Diese Beckeninhaltslinie stellt bei beliebiger Stauhöhe die jeweiligen dazugehörigen Stauvolumina dar. In dieser Arbeit wurde die Berechnung der Volumina in Stauhöhenritten von einem

Meter durchgeführt. Die vier gewählten Beckenstandorte mit deren Bezeichnung und der maximalen Ausdehnung des Wasserspiegels bei Volleinstau sind in der folgenden Abbildung dargestellt.

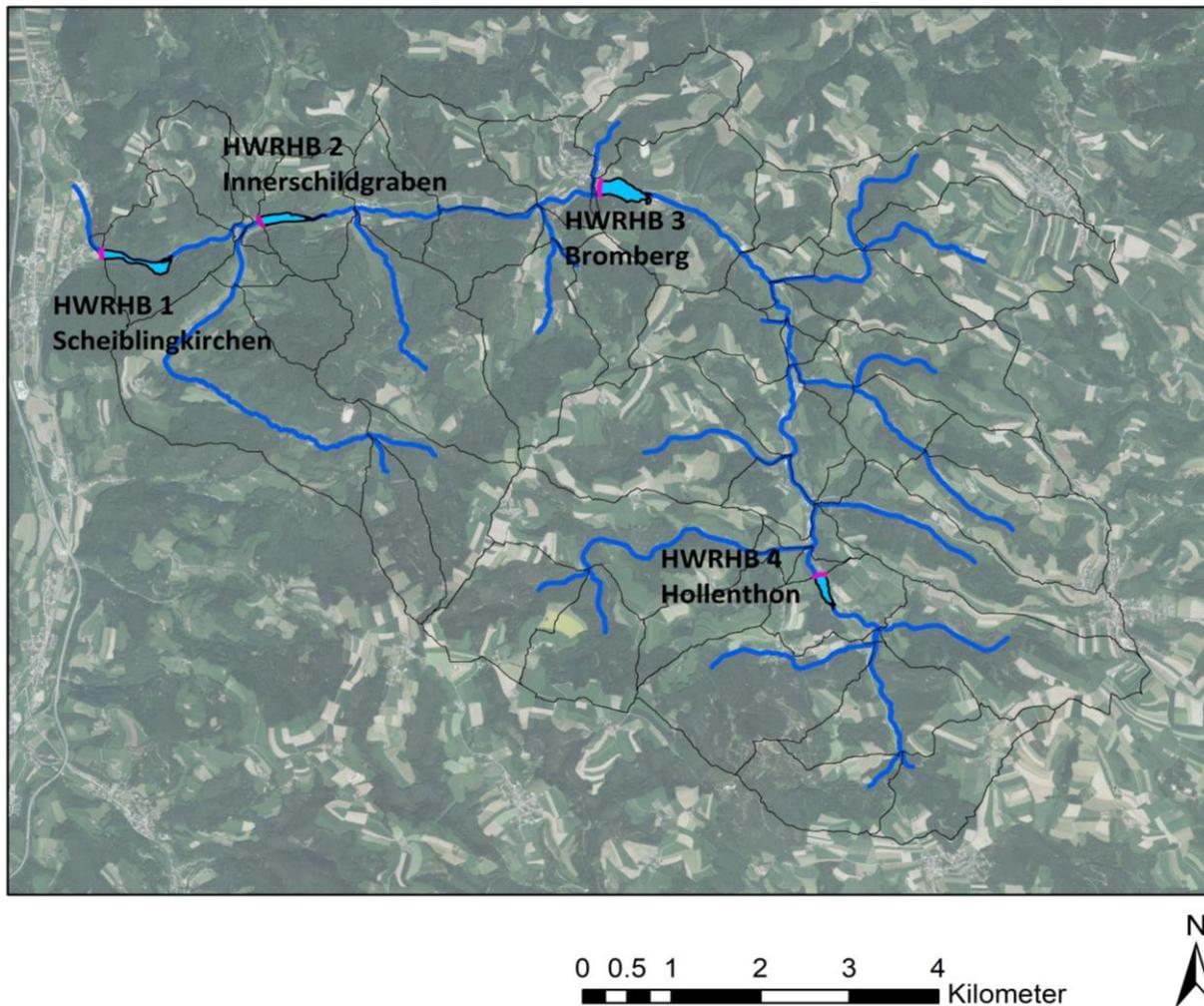


Abbildung 9-1: Standorte der vier Hochwasserrückhaltebecken

Beinahe wäre es gelungen, einen Standort vor jedem der vier größeren Siedlungen zu finden. Lediglich vor Thernberg konnte kein geeigneter Standort gefunden werden.

9.1.1 Beschreibung der vier Beckenstandorte

In diesem Kapitel wird die genaue Verortung der HWRHB angeführt und beschrieben, welche baulichen Maßnahmen vorgenommen werden müssen. Außerdem werden kurz die Eckdaten zu den einzelnen HWRHB angegeben, die nach der nächstgelegenen Siedlung benannt sind,

aber auch eine numerische Bezeichnung besitzen. Die Beckeninhaltslinien zu den vier Becken sind im Anhang G in tabellarischer Form angeführt.

HWRHB 1 - Scheiblingkirchen: Dieses liegt bachaufwärts knapp vor der Ortschaft Scheiblingkirchen, etwa 200 m oberhalb der Pegelmessstelle. Zu diesem Beckenstandort gibt es mehrere Varianten. In Abbildung 9-2 sind die zwei möglichen Standorte für die Beckendämme mit einer rosa Linie dargestellt, wobei am unteren Standort nochmals Varianten mit verschiedenen Wasserspiegelhöhen dargestellt sind.

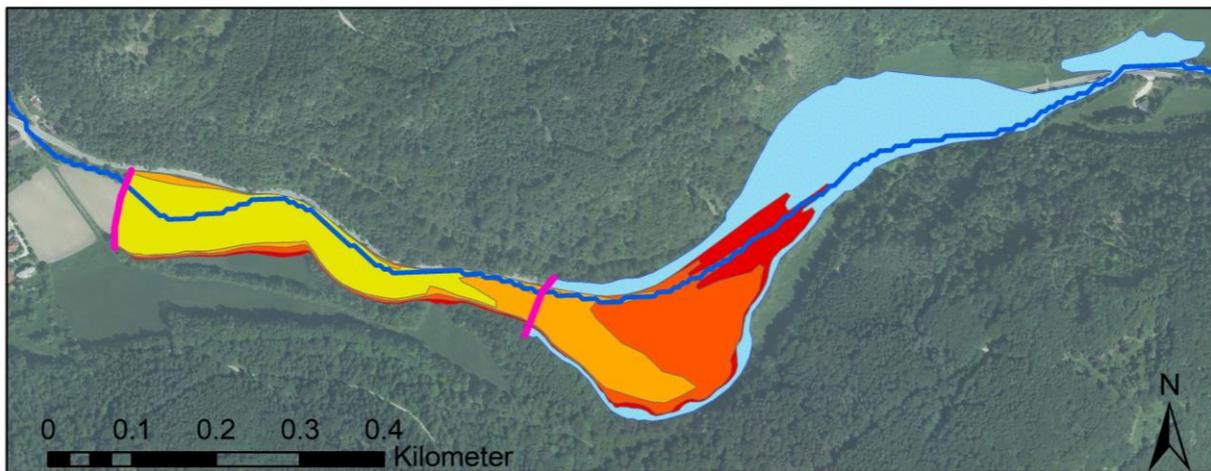


Abbildung 9-2: Variantenstudium zum HWRHB-Scheiblingkirchen

Der obere Standort fällt trotz des großen potentiellen Stauvolumens weg, da die Landstraße großräumig verlegt werden müsste. Am unteren Standort sind hingegen mehrere Stauhöhen untersucht worden, die allesamt unterschiedliche bauliche Maßnahmen an der angrenzenden Straße erforderlich machen. Diese sind in Tabelle 9-1 beschrieben.

Tabelle 9-1: Variantenstudium HWRHB-Scheiblingkirchen.

Variante	Stauhöhe	Stauvolumen	erforderliche Maßnahmen
Hellblau	7 m	323000 m ³	Straße muss verlegt werden.
Hellgelb	4 m	41500 m ³	Straße muss nicht gesichert werden.
Dunkelgelb	5 m	74200 m ³	Straße wird auf 400 lfm mit einer Mauer gesichert.
Orange	6 m	128700 m ³	Straße muss auf 700 lfm bis zu 2 m angehoben werden.
Rot	7 m	192000 m ³	Straße muss auf 750 lfm bis zu 3 m angehoben werden.

Nach Rücksprache mit der Gebietsbauleitung der Wildbach- und Lawinenverbauung ist die Entscheidung auf die Variante Orange gefallen, deren Becken ein Volumen von 128700 m³ fassen kann.

HWRHB 2 - Innerschildgraben: Dieser Beckenstandort befindet sich zwischen Innerschildgraben und Thernberg. Wie bei allen HWRHB dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass das Wasser durch einen Damm gestaut wird, der mit einer Böschungsneigung von rund 40 % luft- und wasserseitig geschüttet ist. An diesem Standort wird die Stauhöhe auf sechs Meter festgelegt, wodurch eine Kubatur von rund 109600 m³ erreicht wird. Die Landstraße muss in diesem Bereich an der tiefsten Stelle auf etwa 200 lfm durch eine ein Meter hohe Mauer geschützt werden. Der Standort des Damms und die Ausdehnung des Wasserspiegels bei der maximalen Stauhöhe wird in Abbildung 14-9 Anhang G dargestellt.

HWRHB 3 - Bromberg: In Bromberg, der zweitgrößten Ortschaft im EZG des Schlattenbachs, wird das größte aller HWRHB errichtet. Es fasst bei einer Stauhöhe von sieben Metern ein Volumen von 283600 m³. Der Damm liegt südlich des Ortsgebiets am Schlattenbach. Die erforderlichen Maßnahmen umfassen lediglich die Schüttung eines Erdwalls von einem Meter Höhe, um ein Grundstück im Einstaubereich zu schützen. Der Damm und der Wasserspiegel bei Volleinstau sind in Abbildung 14-10 im Anhang G zu sehen.

HWRHB 4 - Hollenthon: Dieses Becken befindet sich im hinteren EZG auf Höhe des Stichelbergs. Angesichts der zerstreuten Siedlungen und der Sägewerke unterhalb des Hochwasserrückhaltebeckens, ist es positiv zu bewerten, dass in diesem Bereich ein Standort gefunden werden konnte, um den Abfluss zu reduzieren. Dieses Becken hat bei einer Stauhöhe von sieben Metern ein verfügbares Stauvolumen von 115300 m³. Der Wasserspiegel bei Volleinstau ist in der Abbildung 14-11 im Anhang G abgebildet. Als erforderliche Maßnahme zum Schutz der angrenzenden Straße ist eine etwa 100 m lange und einen Meter hohe Mauer zu errichten.

9.2 Eingabedaten für das HEC-HMS

Die Knotenpunkte für die HWRHB sind, wie bereits erwähnt, beim Aufbau des Modells gesetzt worden. Diese Punkte sind nun im Programm HEC-HMS in Reservoir-Elemente umzuwandeln, denen einige Informationen zu den Becken beigefügt werden müssen. Die folgende Beschreibung behandelt dabei nur die wesentlichsten Punkte und bezieht sich lediglich auf die Vorgangsweise in dieser Arbeit. Bei jedem Reservoir-Element muss eingegeben werden, dass der Ausfluss aus dem Becken über die Grundablassgeometrie berechnet werden soll. Dafür sind die zuvor ermittelten Beckeninhaltslinien in eine Tabelle einzutragen. Nachdem ausgewählt wurde, dass das Becken einen Auslass erhalten soll, geht es im nächsten Schritt darum, diesen Auslass zu beschreiben. Um den Ausfluss zu berechnen, wird die Culvert-Outlet-Methode verwendet. Diese ist im Vergleich zur Orifice-Outlet-Methode auch dafür geeignet, den Abfluss bei nicht vollkommen eingestautem Grundablass zu berechnen. Bei der Dimensionierung der Grundablässe aller HWRHB wurde iterativ vorgegangen. So wurden die NA-Modelle beider Szenarien mit der 3-stündigen Dauerstufe herangezogen und das Abflussprofil schrittweise reduziert, um eine bestmögliche Ausnutzung der Becken zu erhalten, wobei darauf geachtet wurde, dass keine negativen Auswirkungen durch überlagernde Hochwasserwellen entstehen. Anschließend wurden ebenso die Dauerstufen mit 4 Stunden und 6 Stunden simuliert, um zu gewährleisten, dass die Dimensionierung der Grundablässe auch hierbei ausreicht. Die folgend angegebenen Werte zu den Höhen und Abmessungen beziehen sich beispielhaft auf das HWRHB-Bromberg; die restlichen Angaben haben allgemeine Gültigkeit. Der Grundablass hat bei allen Becken eine rechteckige Geometrie mit einer Länge von 15 m. Als Höhe der Öffnung werden 1.5 m und als Breite werden 4.5 m angenommen. Der Höhenunterschied zwischen dem Einlauf und dem Auslauf des Grundablasses beträgt einen halben Meter. Als Eintrittskoeffizient wird der Wert 0.65 angegeben. Als mittlere Rauigkeit wird ein k_{st} -Wert von 50 bzw. ein Mannings'-n-Wert von 0.02 angenommen. Weitere Informationen zu den Eingabeoptionen sind aus dem Technical Reference Manual (Feldman, 2000) und dem User's Manual (Scharffenberg, 2016) des Programms HEC-HMS zu entnehmen.

Nach diesen Angaben sind die HWRHB definiert und die Simulationen können durchgeführt werden.

9.3 Ergebnisse der Bemessungsereignisse mit implementierten HWRHB

Für die Simulation werden die NA-Modelle der beiden Szenarien Brom T100 und Holle T100 herangezogen und die Schritte, die in Kapitel 9.2 beschrieben sind, werden durchgeführt. In diesem Kapitel werden lediglich die Ergebnisse der Simulationen mit der 3-stündigen Dauerstufe behandelt, da es sich bei dieser um die maßgebliche handelt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass einerseits der Spitzenabflusswert bei dieser Dauerstufe am höchsten ist und andererseits die Abflussfracht bei den längeren Dauerstufen nur unwesentlich größer ist. So beträgt die Fracht des Szenarios Brom T100 mit der 3-stündigen Dauerstufe in etwa 1,055,000 m³ und die des Szenarios Holle T100 etwa 1,108,000 m³.

Bei den Simulationen werden nicht von vornherein alle Becken in das Modell eingefügt, sondern der Reihe nach kumulativ, mit dem HWRHB-Hollenthon beginnend. Die Ergebnisse dieser schrittweisen Vorgangsweise sind in den folgenden zwei Abbildungen dargestellt.

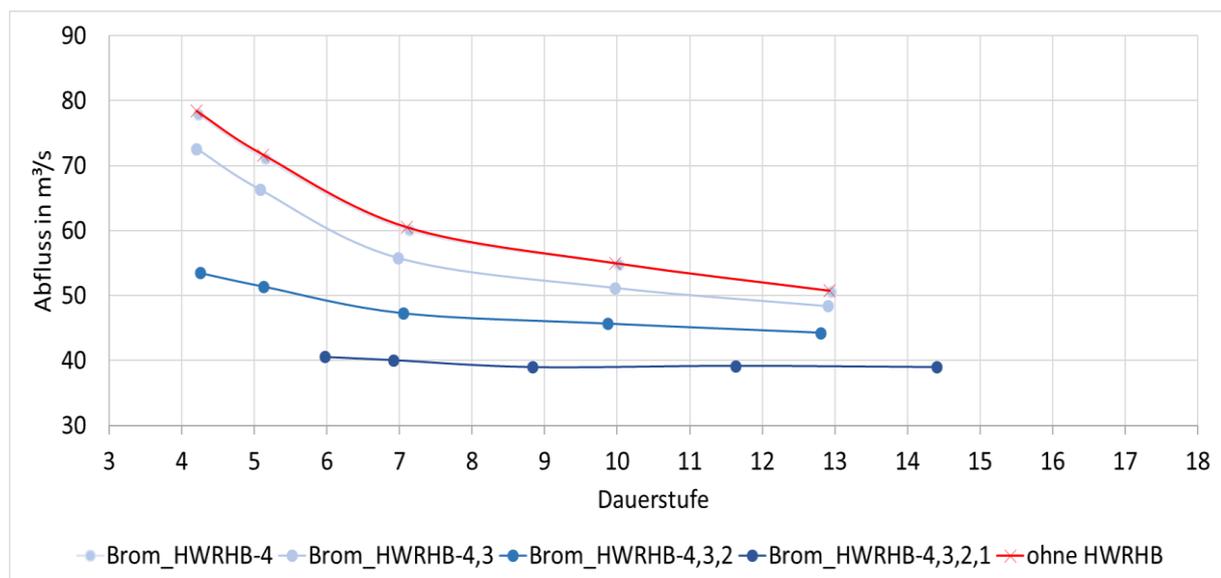


Abbildung 9-3: Abfluss aus EZG, abhängig von aktiven HWRHB - Szenario Brom T100.

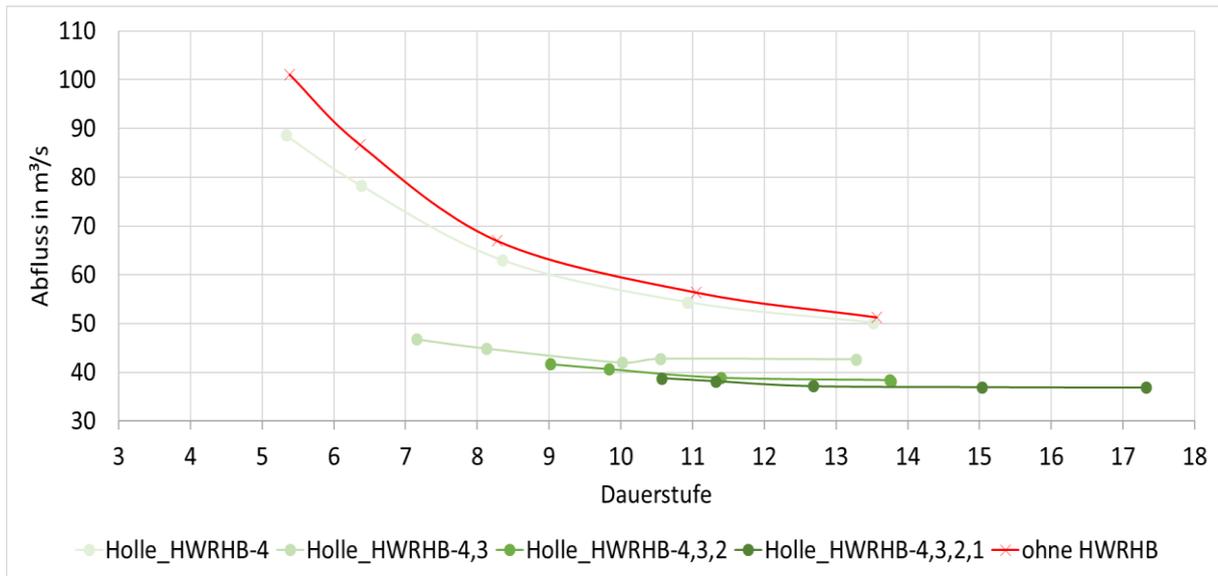


Abbildung 9-4: Abfluss aus EZG, abhängig von aktiven HWRHB - Szenario Holle T100.

Jeweils eine Linie stellt den maximalen Abfluss am Auslass des Modells bei den Dauerstufen von drei bis zwölf Stunden dar. Jede Linie beschreibt dabei eine Kombination an aktiven HWRHB. Ausgenommen sind die roten Linien, diese stellen den unretentierten Abfluss ohne HWRHB dar.

Die Wirkung der Beckenkombinationen ist in diesen Diagrammen sehr gut erkennbar. So liegt der Abfluss bei dem Szenario Holle T100, beim 3-stündigen Ereignis bei knapp 90 m³/s statt den unretentierten 100 m³/s, wenn das HWRHB-Hollenthon aktiv ist. Ist neben diesem Becken zusätzlich das HWRHB-Bromberg aktiv, so wird der Abfluss mehr als halbiert. Bei dem Szenario Brom T100 überlagern sich hingegen beinahe die rote und die hellblaue Linie, die den Abfluss repräsentiert, wenn nur das HWRHB-Hollenthon aktiv ist. Diese minimale Retentionsleistung ist dadurch begründet, dass im hinteren EZG bei diesem Szenario lediglich ein 10-jährlicher Niederschlag angenommen wird und der daraus resultierende Abfluss aus dem Niederschlag zu gering ist, um eine wesentliche Retention zu erfahren. In den Diagrammen ist zu sehen, dass die Wirkungsweise der Becken mit zunehmender Dauerstufe stark abnimmt. Das ist darauf zurückzuführen, dass der höchste Abfluss bei der 3-stündigen Dauerstufe auftritt und die Grundablassgeometrien der Becken auf den Zustand des Volleinstaus dimensioniert sind. Die Linien der beiden Szenarien, wenn alle vier Becken aktiv sind, zeigen, dass der Abfluss beim Szenario Holle T100 auf 38,8 m³/s und beim Szenario Brom T100 auf 40,6 m³/s reduziert werden kann.

Bei der Kurve „Holle_HWRHB-4,3,2“ in Abbildung 9-5 tritt eine Besonderheit auf. Zwischen den Punkten der 6- und 9-stündigen Dauerstufe ist ein Anstieg der maximalen Abflüsse zu verzeichnen. Dieser beruht auf der Überlagerung der Abflussganglinie des Schlattenbachs und des Ofenbachgrabens. Der Ofenbachgraben ist einer der größeren Zubringer, der auf der orografisch linken Seite in der Ortschaft Innerschildgraben in den Schlattenbach mündet. Die folgende Abbildung zeigt die Abflüsse bei der 6- und 9-stündigen Dauerstufe beider Bäche an dem Knotenpunkt, an dem sie zusammentreffen.

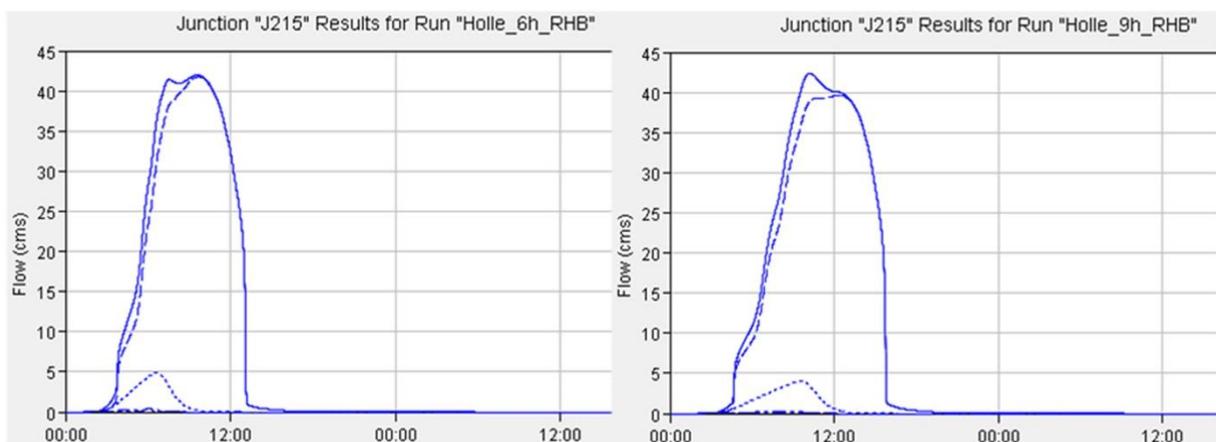


Abbildung 9-5: Abflussganglinien bei den Dauerstufen 6 h (links) und 9 h (rechts) – mit HEC-HMS erstellt.

Die fein strichlierte Linie zeigt die Abflussganglinie des Ofenbachgrabens, während die grob strichlierte die Abflussganglinie des Schlattenbachs wiedergibt. Die durchgehende Linie zeigt den kombinierten Abfluss der beiden Bäche. Zu erkennen ist, dass die unterschiedliche Ausformung der Abflussganglinien des Schlattenbachs und die nach hinten verschobene Abflussganglinie des Ofenbachgrabens bei der 9-stündigen Dauerstufe zu einem höheren Spitzenabfluss führen. Auch wird dadurch die Zeit zum Erreichen des Spitzenabflusses, wie in der Kurve „Holle_HWRHB-4,3,2“ in Abbildung 9-4 zu sehen ist, erheblich reduziert.

Die folgenden zwei Abbildungen zeigen jeweils die Abflussganglinien der Szenarien bei den Dauerstufen drei, vier und sechs Stunden, mit und ohne der Retentionswirkung der vier HWRHB.

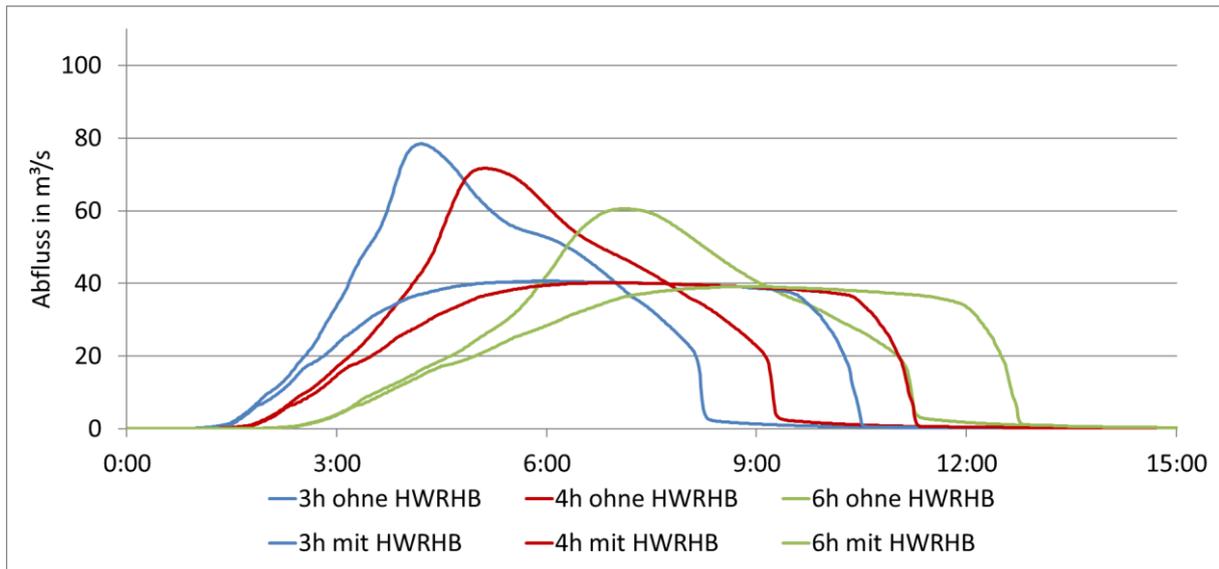


Abbildung 9-6: Abflussganglinien mit und ohne HWRHB bei dem Szenario Brom T100.

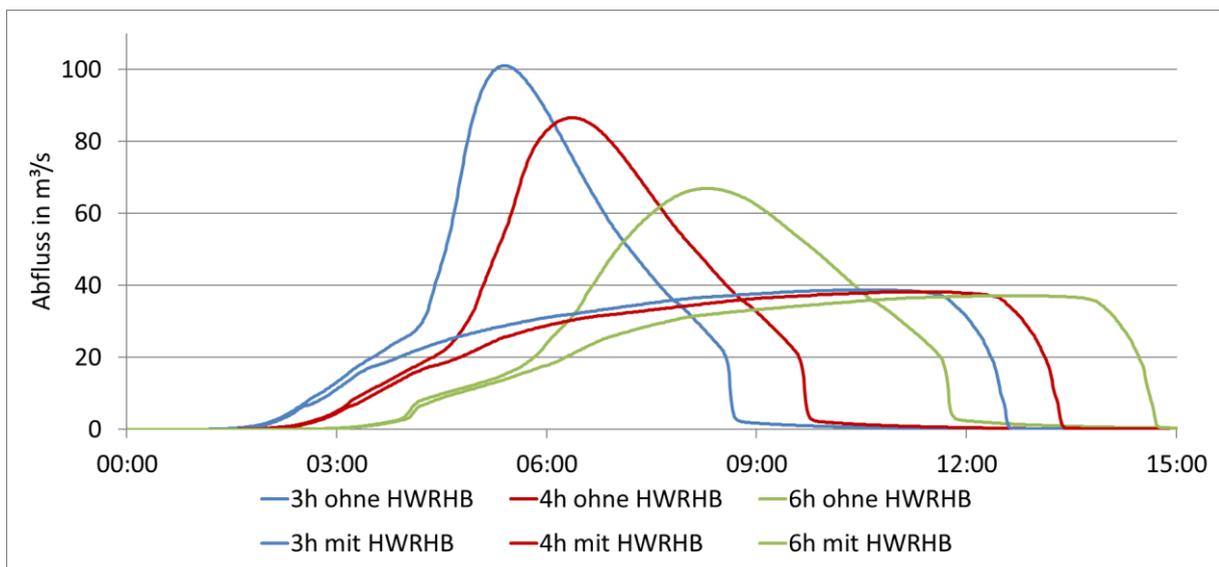


Abbildung 9-7: Abflussganglinien mit und ohne HWRHB bei dem Szenario Holle T100.

In diesen zwei Diagrammen ist gut die Wirkung der Hochwasserrückhaltebecken zu erkennen. Zu Beginn fließt das Wasser ungehindert durch den Grundablass eines jeden Hochwasserrückhaltebeckens. Erst wenn ein gewisser Abfluss erreicht wird, tritt eine retendierende Wirkung ein. Dieser Punkt liegt an jener Stelle, wo sich die Abflussganglinien der gleichen Dauerstufe trennen. Ab diesem Punkt beginnt der Wasserspiegel im HWRHB gegenüber dem frei fließenden Abfluss anzusteigen. Durch das Zurückhalten einer gewissen

Wassermenge wird die Hochwasserwelle reduziert, gleichzeitig aber auch ausgedehnt. So tritt der Maximalabfluss reduziert und zeitlich versetzt auf.

Neben der Wirkung der HWRHB auf den Abfluss aus dem gesamten NA-Modell werden im nächsten Abschnitt auch vier Punkt an kritischen Stellen entlang des Schlattenbachs einer näheren Betrachtung unterzogen. Einer dieser Punkte liegt vor einem Sägewerk, das in der gelben Gefahrenzone liegt. Wie bereits erwähnt, ist das NA-Modell im HEC-HMS mit verschiedenen Elementen aufgebaut, die allesamt mit Abkürzungen benannt sind. Die folgende Aufzählung enthält die Beschreibung der Standorte dieser Punkte und deren Abkürzung.

- J 205 – Zusammenfluss von Schlagerbach und Schlattenbach, ~200 m vor einem Sägewerk
- R 1210 – Bromberg, kurz vor der Mündung des Schweißenbachs
- R 50 – Kurz vor der Ortschaft Thernberg
- J215 – Zusammenfluss von Ofenbach und Schlattenbach in Innerschildgraben
- Outlet – An der Pegelmessstelle des Schlattenbachs

In den folgenden Tabellen befinden sich die Spitzenabflusswerte und deren Auftrittszeiten für die beschriebenen fünf Punkte unter Berücksichtigung der beiden Szenarien mit der 3-stündigen Dauerstufe. Die angeführten Zeiten beziehen sich auf Mitternacht, den Startzeitpunkt der Simulation.

Tabelle 9-2: Spitzenabflusswerte für die 3-stündige Dauerstufe.

Element	ohne HWRHB		mit HWRHB		Reduktion des Abflussspitze	
	Holle T100 [m ³ /s]	Brom T100 [m ³ /s]	Holle T100 [m ³ /s]	Brom T100 [m ³ /s]	Holle T100 [%]	Brom T100 [%]
J 205	52.8	25.9	37.6	23.2	28.8	10.4
R 1210	98.4	48.6	46.6	36	52.6	25.9
R 50	99.5	52.8	46.6	44.8	53.2	15.2
J 215	101.3	76.9	41.7	52	58.8	32.4
outlet	101.1	78.4	38.8	40.6	61.6	48.2

Tabelle 9-3: Zeiten des Auftritts des Spitzenabflusses.

Standort	ohne RHB		mit RHB	
	Holle T100 [HH:MM]	Brom T100 [HH:MM]	Holle T100 [HH:MM]	Brom T100 [HH:MM]
J 205	3:32	3:36	3:34	3:37
R 1210	4:19	4:34	5:40	5:25
R 50	4:41	4:02	6:12	3:40
J 215	5:06	3:56	8:36	3:58
outlet	5:22	4:11	10:33	5:56

Beim Punkt J 205, der knapp vor dem Standort eines Sägewerks liegt, kann der Spitzenabfluss durch den Bau des HWRHB-Hollenthon, das 200 m bachaufwärts liegt, um knapp 30 % reduziert werden. Die Zeit des Spitzenabflusses bleibt beinahe ident, da an diesem Punkt der Zubringer Michlbach mündet, der beinahe den gleichen Spitzenabfluss liefert wie der retendierte Schlattenbach. Am Element R 1210, das direkt am Auslass des HWRHB-Bromberg liegt, kann der Abfluss um bis zu 52.6 % reduziert werden. Obwohl in dieses Hochwasserrückhaltebecken bis zu 98.4 m³/s einfließen, kann dank des großen Stauvolumens von 283000 m³ eine solche Retentionsleistung erreicht werden. Der Zusammenfluss des Ofenbachs mit dem Schlattenbach in Innerschildgraben wird durch das Element J 215 repräsentiert. Dieser Standort befindet sich kurz nach dem HWRHB-Innerschildgraben. Bei Betrachtung der Zeiten der Spitzenabflüsse in Tabelle 9-3: Zeiten des Auftritts des Spitzenabflusses. Tabelle 9-3 ist zu erkennen, dass bei dem Szenario Holle T100 eine Verschiebung des Spitzenabflusses von 3.5 Stunden auftritt, während die Abflussspitze beim Szenario Brom T100 de facto keine zeitliche Änderung erfährt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim Szenario Holle T100 der Großteil des Effektivniederschlags bereits drei HWRHB durchfließen musste, wohingegen der Effektivniederschlag bei dem Szenario Brom T100 zum größten Teil nur ein HWRHB durchfließen musste. Hinzu kommt, dass das EZG des Ofenbachs bei diesem Szenario durch einen 100-jährlichen Niederschlag beaufschlagt wird und der resultierende Abfluss unretendiert am Knoten J 215 ankommt.

Zuletzt wird noch untersucht, wie weit der Hochwasserabfluss der Kalibrierereignisse von 2009 und 2018 durch die vier HWRHB hätte reduziert werden können. Dies erfolgt an den Punkten, die bereits zuvor einer näheren Untersuchung unterzogen wurden. Es sei erwähnt,

dass für die Retentionsrechnungen die gleichen Eingangsdaten wie beim jeweiligen Kalibrierereignis herangezogen werden, die erheblich von den damals realen Gegebenheiten abweichen können.

Ereignis vom 24.06.2009: Die zwei folgenden Tabellen zeigen die Ergebnisse aus den Simulationen des Ereignisses von 2009 mit und ohne Berücksichtigung der Hochwasserrückhaltebecken an den zuvor genannten kritischen Punkten.

Tabelle 9-4: Kritische Punkte mit und ohne Wirkung der HWRHB beim Ereignis 2009.

Element	ohne HWRHB		mit HWRHB		Reduktion des Abflussspitze [%]
	discharge [m ³ /s]	time to peak [HH:MM]	discharge [m ³ /s]	time to peak [HH:MM]	
J 205	14.5	20:07	14.3	20:05	1.4
R 1210	31.8	20:44	29.6	21:30	6.9
R 50	35	20:07	32.1	19:58	8.3
J 215	45	20:16	39.2	20:29	12.9
outlet	46	20:33	36.4	22:11	20.9

Tabelle 9-5: Auslastung der HWRHB beim Ereignis 2009.

HWRHB	max. Kubatur [m ³]	Kubatur beim Ereignis [m ³]	Auslastung [%]
HWRHB 4	83500	5600	6.7
HWRHB 3	283600	56400	19.9
HWRHB 2	109500	37600	34.3
HWRHB 1	128700	75700	58.8

Durch die Wirkung der HWRHB hätte eine Reduktion des Spitzabflusses am Auslass des Modells von knapp 21 % erreicht werden können. Die Auslastung der Becken fällt sehr unterschiedlich aus. So wäre das HWRHB-Hollenthon zu 6.7 % und das unterste der vier, nämlich das HWRHB-Scheiblingkirchen, zu fast 59 % ausgelastet worden.

Ereignis vom 12.06.2018: Dieses Ereignis resultierte aus einem kurzen, sehr intensiven Niederschlag, dessen Schwerpunkt im hinteren EZG lag. Der Abfluss von 50 m³/s war der

höchste jemals gemessene seit 1985. Durch die Errichtung der vier HWRHB hätte der Abfluss deutlich reduziert werden können, wie in der folgenden Tabelle zu sehen ist.

Tabelle 9-6: Kritische Punkte mit und ohne Wirkung der HWRHB beim Ereignis 2018.

Element	ohne HWRHB		mit HWRHB		Reduktion des Abflussspitze [%]
	discharge [m ³ /s]	time to peak [HH:MM]	discharge [m ³ /s]	time to peak [HH:MM]	
J 205	18.1	14:12	17.4	14:14	3.9
R 1210	46	15:13	32.8	16:06	28.7
R 50	46.8	15:47	33.1	16:42	29.3
J 215	47.9	16:22	31.1	18:01	35.1
outlet	47.8	16:44	29.5	19:07	38.3

Tabelle 9-7: Auslastung der HWRHB beim Ereignis 2018.

HWRHB	max. Kubatur [m ³]	Kubatur beim Ereignis [m ³]	Auslastung [%]
HWRHB 4	83500	3700	4.4
HWRHB 3	283600	82100	29.0
HWRHB 2	109500	27900	25.5
HWRHB 1	128700	34400	26.7

So wäre eine Reduktion des Spitzenabflusswerts von 47.8 m³/s auf 29.5 m³/s möglich gewesen. Dies entspricht einer Verminderung von 38 %. Um dies zu bewerkstelligen, wären die drei unteren HWRHB zu etwa einem Viertel ausgenutzt gewesen. Der Zeitpunkt des Spitzenabflusses hätte sich um etwa 2.5 Stunden verschoben.

10 Fazit

In der vorliegenden Arbeit konnte gezeigt werden, dass trotz ungünstiger Voraussetzungen – wie zum Beispiel eine dünne, aber gleichmäßige Besiedelung des Talbodens oder die Straßenführung entlang des Schlattenbachs – mit der Kombination aus vier Hochwasserrückhaltebecken eine effektive Retentionswirkung erzeugt werden kann, um großräumige Überschwemmung gemessen am 100-jährlichen Bemessungsereignis zu verhindern. Nicht in die Beurteilung eingegangen sind geotechnische Überlegungen und Besitzverhältnisse vor Ort.

In den folgenden Absätzen werden diese Untersuchungen nochmals reflektiert und Anregungen zu möglichen weiteren Fragestellungen angeführt.

Die Herangehensweise, dass der 100-jährliche Bemessungsabfluss aus dem 100-jährlichen Bemessungsniederschlag gebildet wird, ist in der Praxis eine gängige Methode. Diese wird unter anderem auch in dieser Arbeit angewandt. Für die Ermittlung des Bemessungsniederschlags können die Daten aus dem eHYD des Hydrografischen Dienstes entnommen werden und je nach Anwendungsfall unterschiedlich stark abgemindert werden. Dabei spielt die Größe des Gebiets die Hauptrolle. Bei der Abminderung nach Blöschl 2009, die in dieser Arbeit gewählt wurde, ist auch die Dauerstufe des Bemessungsniederschlags ein Parameter, der bei der Berechnung der Abminderung einfließt. Die abgeminderten Bemessungsniederschläge stellen einen Teilbereich der benötigten Daten für das Niederschlags-Abfluss Modell, das auf dem SCS-Verfahren beruht, dar. Bei der Berechnung der CN-Werte aus fünf realen Ereignissen, die zur Kalibrierung des NA-Modells benötigt wurden, stellte sich heraus, dass die CN-Werte mit zunehmender Niederschlagsdauer abnehmen. Dieses Verhalten spiegelt sich bei den Kalibrierereignissen auch bei den Jährlichkeiten des Niederschlags im Vergleich zu den Jährlichkeiten des Abflusses wieder. So zeigt sich, dass langanhaltende Niederschläge einen im Vergleich zur Extremwertstatistik geringeren Abfluss aufweisen als kurze Ereignisse. Bei diesen übersteigt die Jährlichkeit des Abflusses teils wesentlich die Jährlichkeit des Niederschlags, der das Hochwasser ausgelöst hat. So kann dieses Verhalten für die Ermittlung des Bemessungsereignisses nicht außer Acht gelassen werden. Daher wurde auf Grundlage der Daten der Kalibrierereignisse durch eine partielle logarithmische Interpolation ein dauerstufenabhängiger CN-Wert für das

Einzugsgebiet des Schlattenbachs erstellt. Dieser war im Anschluss noch durch eine Flächengewichtung auf die Teileinzugsgebiete umzulegen. Aufgrund der Größe des Einzugsgebiets wurde zusätzlich eine Szenarienbildung vorgenommen, bei der das Gebiet in zwei Teilflächen geteilt wurde. Je nach Szenario wurden diese Flächen mit einem 10-jährlichen bzw. 100-jährlichen Niederschlag überregnet. Unter Berücksichtigung dieser Rahmenbedingungen konnte ein plausibles Bemessungsereignis für jedes der Szenarien gebildet werden, das die Grundlage für die Retentionsstudie darstellt.

Um die Wirkung von Hochwasserrückhaltebecken untersuchen zu können, mussten zuvor Standorte gefunden werden, die einerseits nur geringe Auswirkungen auf die Infrastruktur haben und andererseits eine ausreichende Retentionswirkung erzielen. Dabei war von vornherein klar, dass diese je ein Volumen von zumindest 100,000 m³ aufweisen sollten. Da das Tal, das der Schlattenbach durchfließt, zwar dünn, aber gleichmäßig besiedelt ist und die Landstraße die meiste Zeit in der Nähe des Schlattenbachs fließt, war es schwer passende Standorte zu finden. Letztlich kamen lediglich vier Standorte in Frage. Von den potentiellen Becken wurden Beckeninhaltslinien erstellt. Dabei stellte sich heraus, dass das kleinste Becken ein Volumen von rund 109,000 m³ aufweist, während das größte rund 283,000 m³ fasst. Damit stand fest, dass reale Chancen bestünden, das Ziel einer möglichst hohen Retentionswirkung zu erreichen.

Nachdem die Standorte und Volumina der Hochwasserrückhaltebecken festgelegt und die NA-Modelle mit unterschiedlichen Dauerstufen aufgesetzt waren, konnten die HWRHB in das Modell implementiert werden. Da die maßgebliche Dauerstufe bis dahin nicht bekannt war, wurde die 3-stündige herangezogen, da diese bei den Bemessungsereignissen den höchsten Spitzenabflusswert bei annähernd gleicher Abflussfracht im Vergleich zu den anderen Dauerstufen aufwies. Anhand der Abflussganglinien an den Standorten der Hochwasserrückhaltebecken und der vorhandenen Beckeninhaltslinien fand im Programm HEC-HMS die iterative Annäherung an die optimale Grundablassgeometrie statt. Diese hat den mit Abstand größten Einfluss auf den Durchfluss und wurde für jedes Becken individuell angepasst. Dabei wurde auch darauf geachtet, dass es durch die verzögerte Hochwasserwelle zu keinen ungünstigen Überlagerungen etwaiger Hochwasserwellen bachabwärts kommt. Die Parameter, wie etwa die Rauigkeit, der Eintrittsverlust und die Sohlneigung im Bereich des Grundablasses, wurden bei allen vier Becken als ident

angenommen. Durch diese Vorgehensweise konnte für die 3-stündige Dauerstufe die bestmögliche Retentionswirkung erzielt werden. Die restlichen Dauerstufen wurden mit denselben Annahmen ebenfalls simuliert, um sicher zu stellen, dass für diese die Ausführung der HWRHB ebenso funktionsfähig ist.

Für eine bestmögliche Reduktion der Hochwasserspitze ist die Errichtung aller vier Becken unabdingbar. So haben die Untersuchungen gezeigt, dass das HWRHB im hinteren Einzugsgebiet eine erhebliche Reduktion des Abflusses in diesem Gebiet bewirken kann. Somit hätte dieses Bauvorhaben für die Bewohner am Schlattenbach im hinteren EZG einen großen Mehrwert. Die Daten aus den Analysen zeigen, was die Vermutungen auch nahelegen, dass das HWRHB in Bromberg aufgrund seiner Größe die größte Retentionsleistung aller vier Becken liefert. Aus diesem Grund ist dieses - wenn möglich - zu errichten.

Auch die zwei unteren HWRHB weisen besonders bei dem Szenario Brom T100 eine hohe Retentionswirkung auf und reduzieren somit die Hochwassergefahr für die Ortschaften unterhalb der Standorte. Auf Basis der vorliegenden Ergebnisse könnte am ehesten auf das unterste HWRHB vor Scheiblingkirchen verzichtet werden, da der Hochwasserabfluss durch die drei oberen Becken wahrscheinlich ausreichend reduziert werden kann, damit dieser schadlos in den Vorfluter abgeführt wird.

Zur fundierten Beurteilung solcher Überlegungen müssten weitere Retentionsuntersuchungen durchgeführt werden, bei denen die Wirkungsweise einzelner HWRHB näher beleuchtet wird. Zudem wäre bei verringerter Retentionswirkung durch Nichtrealisierung von einzelnen vorgeschlagenen HWRHB die Abflusskapazität des Schlattenbachs ab dem Ortsgebiet Scheiblingkirchen zu evaluieren. Alternativ könnten auch Kombinationen der vorgeschlagenen HWRHB mit kleineren HWRHB in den Seitengräben überlegt werden, um die Hochwassergefahr am Schlattenbach zu reduzieren.

11 Literaturverzeichnis

Aigner H. (1997): Wildbachaufnahmeblatt der Wildbach- und Lawinenverbauung, Wr. Neustadt.

Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W. (2005): Applied hydrology. Mc Graw-Hill, New York.

DVWK (1991): Beitrag zur Bestimmung des effektiven Niederschlags für Bemessungshochwasser aus Gebietskenngrößen, Ergebnis einer vergleichenden Untersuchung durch den DVWK-Fachausschuss „Niederschlag-Abfluss-Modelle“, DVWK Materialien 2/1991.

Eybl J., Godina R., Weilguni V. (2018): Messstellen und Archivdaten der Hydrographie Österreichs, Wien.

Feldman A.D. (2000): Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical Reference Manual, U.S. Army Corps of Engineers. Hydrologic Engineering Center, HEC, Washington DC.

Hemud C., Markart G., Kohl B., Dobmann J., Weingartner R. (2011): Abschätzung von Oberflächenabflussbeiwerten bei konvektiven Starkregen. Evaluation der Geländeanleitung von Markart et al. (2004) für Schweizerische Einzugsgebiete, BFW-Dokumentation 12/2011, Wien.

Holzinger G., Buresch P. (2018): Gefahrenzonenplan der Wildbach- und Lawinenverbauung – Bromberg. Revision 2018, Wr. Neustadt.

Hübl J. (2020 a): Studienblätter zum SCS-Kurvennummernverfahren zur Bestimmung des abflusswirksamen Niederschlags, Wien.

Hübl J. (2020 b): Studienblätter. Empirische Formeln zur Hochwasserabschätzung in Wildbächen, Wien.

Klein B. (2009): Ermittlung von Ganglinien für die risikoorientierte Hochwasserbemessung von Talsperren. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum.

Kohl B. (2011): Das Niederschlags-/Abflussmodell ZEMOKOST: Entwicklung eines praktikablen Modells zur Ermittlung von Hochwasserabflüssen in Wildbacheinzugsgebieten unter Einbeziehung verbesserter Felddaten, Dissertation, Universität Innsbruck.

Land Niederösterreich (a): data.noe.gv.at. Amt der NÖ Landesregierung - Abteilung Allgemeiner Baudienst: GIS Support, Hauptregionen NÖ 1:50000 SHP.

<https://www.data.gv.at/katalog/dataset/hauptregionen-no-1-50000> (19.02.2021)

Land Niederösterreich (b): data.noe.gv.at. Amt der NÖ Landesregierung - Abteilung Wasserwirtschaft: Bundesforschungszentrum für Wald und Institut für Kulturtechnik des Bundesamts für Wasserwirtschaft. Rasterdaten Hydrobod II - Metadaten.

<https://www.data.gv.at/katalog/dataset/hydrobod2-hydrologische-bodenkenndaten-niederosterreich-endbericht-und-rasterdaten> (03.11.2020)

Maniak U. (2016): Niederschlag-Abfluss-Modelle für Hochwasserabläufe. In: Maniak U. (Hrsg.): Hydrologie und Wasserwirtschaft. Springer Berlin Heidelberg. Berlin, Heidelberg: 301-414.

Merz R., Blöschl G., Parajka J. (2006): Hydrologie und Wasserbewirtschaftung 50. Raumzeitliche Variabilität von Ereignisabflussbeiwerten in Österreich. Fachverwaltung des Bundes und der Länder

ÖWAV (2019): Niederschlags-Abfluss-Modellierung, Regelblätter des Österreichischen Wasser- und Abfallwirtschaftsverbandes, Selbstverlag des ÖWAV, Wien.

Rallison R., Miller N. (1982): Past, present, and future SCS Runoff procedure. Rainfall-Runoff Relationship. Proceedings of the International Symposium on Rainfall-Runoff Modeling held May 18-21, Littleton, Colorado.

Rojanschi V. (2006): Abflusskonzentration in mesoskaligen Einzugsgebieten unter Berücksichtigung des Sickerraums. Dissertation, Universität Stuttgart.

Rudolf-Miklau F., Ellmer A., Skolaut C., Hochleitner G., Waibel M. (2014): Leitfaden Hochwasserrückhaltebecken. Grundsätze für Planung, Bau und Betrieb bei der Wildbach- und Lawinenverbauung Österreichs, Wien.

Scharffenberg W. (2016): Hydrologic Modeling System HEC-HMS User's Manual, U.S. Army Corps of Engineers. Institute for Water Resources, Kalifornien.

Seibert S.P., Auerswald K. (2020): Hochwasserminderung im ländlichen Raum. Ein Handbuch zur quantitativen Planung. Springer Berlin Heidelberg; Imprint: Springer Spektrum. Berlin.

Umweltbundesamt / Abteilung biologische Vielfalt und Naturschutz: Bundesumweltamt.
<https://www.data.gv.at/katalog/dataset/76617316-b9e6-4bcd-ba09-e328b578fed2>
(05.11.2021)

Upstream Technologies: What is Ksat.

<https://upstreamtechnologies.us/mpd/docs/What%20is%20Ksat.pdf> (21.02.2021)

USDA (2004): NRCS (Natural Resources Conservation Service), National Engineering Handbook 630 – Hydrology, Chapter 10 – Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall, Washington DC.

USDA (2007): NRCS (Natural Resources Conservation Service), National Engineering Handbook 630 – Hydrology, Chapter 16 – Hydrographs, Washington DC.

USDA (2009): NRCS (Natural Resources Conservation Service), National Engineering Handbook 630 – Hydrology, Chapter 7 – Hydrologic Soil Groups, Washington DC.

USDA (2010): NRCS (Natural Resources Conservation Service), National Engineering Handbook 630 – Hydrology, Chapter 15 – Time of Concentration, Washington DC.

USDA (2017): NRCS (Natural Resources Conservation Service), National Engineering Handbook 630 – Hydrology, Chapter 10 - Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall, Draft – ASCE_ASABE proposed CN Update, September 30, 2017, Washington DC.

Weilguni V. (2018): EHYD – Auswertungen, Karte Bemessungsniederschlag. Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus, Wien.

ZAMG (2021): INCA-Analyse für das Ereignis 2018. Standardisierte Auswertung der ZAMG.

12 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 5-1: Karte zur Verortung des Projektgebiets (basierend auf Land Niederösterreich (a)).	8
Abbildung 5-2: Geologische Karte des Einzugsgebiets Schlattenbach (basierend auf Land Niederösterreich (b)).	10
Abbildung 6-1: Niederschlagsverluste in Abhängigkeit der Zeit (basierend auf Chow et al. (2005); verändert nach Hübl (2020 a)).	13
Abbildung 6-2: Verluste bei unendlicher Niederschlagsdauer (basierend auf Rallison & Miller (1982); verändert nach Hübl (2020 a)).	15
Abbildung 6-3: Darstellung der Kurvennummern mit einem I_a von 0.20 (USDA, 2004).	17
Abbildung 6-4: Unterschied zwischen Infiltrationsrate und gesättigter Leitfähigkeit (Upstream Technologies).	18
Abbildung 6-5: Überlagerung zweier Ganglinien durch Superposition (USDA, 2007).	22
Abbildung 6-6: Form der Einheitsganglinie: links mit PRF 200, rechts mit PRF 600 (USDA, 2007).	23
Abbildung 6-7: Abflussganglinie mit einem PRF von 484 (USDA, 2010).	24
Abbildung 6-8: Aufbau eines in HEC-HMS definierbaren Abflussprofils (Feldman, 2000).	26
Abbildung 6-9: Bodentypen im Einzugsgebiet des Schlattenbachs (basierend auf Land Niederösterreich (b)).	29
Abbildung 6-10: Landnutzungstypen im EZG (basierend auf Umweltbundesamt / Abteilung biologische Vielfalt und Naturschutz).	30
Abbildung 6-11: Bandbreite für den Bemessungsniederschlag an einem Gitterpunkt (Weilguni, 2018).	33
Abbildung 6-12: Rasterzellen aus dem eHYD für die Berechnung des Bemessungsniederschlags.	34
Abbildung 6-13: Räumliche Abminderung in Abhängigkeit der Dauerstufe (Kohl, 2011).	35

Abbildung 6-14: Dauerstufenabhängiger Abminderungsfaktor für den Bemessungsniederschlag.	36
Abbildung 6-15: Standorte der Pegelmessstelle und der vier Niederschlagsmessstellen.....	38
Abbildung 7-1: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 22.06.2006.....	42
Abbildung 7-2: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 26.06.2008.....	43
Abbildung 7-3: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 24.06.2009.....	44
Abbildung 7-4: Niederschlagsverteilung der Messstationen Bromberg und Hollenthon am 12.06.2018.....	45
Abbildung 7-5: Niederschlagssumme im Ereigniszeitraum aus der INCA Analyse (ZAMG, 2021).....	46
Abbildung 7-6: INCA Niederschlagsanalyse: links um 12:00, rechts um 12:15 (ZAMG, 2021).	46
Abbildung 7-7: Schematische Darstellung einer Abflussganglinie (Klein, 2009).	47
Abbildung 7-8: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 03.06.2006.	48
Abbildung 7-9: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 22.06.2006.	49
Abbildung 7-10: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 26.06.2008.	50
Abbildung 7-11: Flächengewichteten Niederschlags und resultierender Gesamtabfluss.....	50
Abbildung 7-12: Verlängerte Abflussganglinie.....	51
Abbildung 7-13: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 24.06.2009.	52
Abbildung 7-14: Abtrennung Basis,- Direktabfluss - 12.06.2018.	53
Abbildung 7-15: Schematische Darstellung des EZG durch HEC-HMS.....	56
Abbildung 8-1: Ergebnisse der Simulationen der Bemessungsereignisse.	60
Abbildung 8-2: Niederschlagshöhen der Kalibrierereignisse und der Bemessungsniederschläge bei unterschiedlichen Jährlichkeiten.	62

Abbildung 8-3: Extremwertstatistik erstellt mit den Messdaten der Pegelmessstelle Scheiblingkirchen.	64
Abbildung 8-4: Darstellung der partiellen logarithmischen Interpolation.	67
Abbildung 8-5: Bemessungsereignis des Szenarios Brom T100 für unterschiedliche Dauerstufen.....	68
Abbildung 8-6: Bemessungsereignis des Szenarios Holle T100 für unterschiedliche Dauerstufen.....	68
Abbildung 9-1: Standorte der vier Hochwasserrückhaltebecken	71
Abbildung 9-2: Variantenstudium zum HWRHB-Scheiblingkirchen.....	72
Abbildung 9-3: Abfluss aus EZG, abhängig von aktiven HWRHB - Szenario Brom T100.....	75
Abbildung 9-4: Abfluss aus EZG, abhängig von aktiven HWRHB - Szenario Holle T100.	76
Abbildung 9-5: Abflussganglinien bei den Dauerstufen 6 h (links) und 9 h (rechts) – mit HEC-HMS erstellt.....	77
Abbildung 9-6: Abflussganglinien mit und ohne HWRHB bei dem Szenario Brom T100.....	78
Abbildung 9-7: Abflussganglinien mit und ohne HWRHB bei dem Szenario Holle T100.	78
Abbildung 14-1: Darstellung der Gerinneabschnitte mit deren Namen.....	98
Abbildung 14-2: Hydrographen vom Ereignis am 03.06.2006.	108
Abbildung 14-3: Hydrographen vom Ereignis am 22.06.2006.	108
Abbildung 14-4: Hydrographen vom Ereignis am 26.06.2008.	109
Abbildung 14-5: Hydrographen vom Ereignis am 26.06.2009.	109
Abbildung 14-6: Hydrographen vom Ereignis am 12.06.2018.	110
Abbildung 14-7: Unterteilung des Einzugsgebiets für die Szenarienbildung.....	111
Abbildung 14-8: HWRHB 1 - Scheiblingkirchen: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.	113
Abbildung 14-9: HWRHB 2 - Innerschildgraben: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.	113

Abbildung 14-10: HWRHB 3 - Bromberg: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.	114
Abbildung 14-11: HWRHB 4 - Hollenthon: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.	114

13 Tabellenverzeichnis

Tabelle 6-1: Dauerstufenabhängige Abminderungsfaktoren für das EZG des Schlattenbachs.	36
Tabelle 7-1: Faktoren zur Berechnung der flächengewichteten Niederschläge.....	41
Tabelle 7-2: Übersicht der Ergebnisse von den Kalibrierereignissen.....	54
Tabelle 7-3: Vergleich der simulierten Werte zu den gemessenen.	59
Tabelle 8-1: Jährlichkeiten der Kalibrierereignisse.	65
Tabelle 8-2: Niederschlagsintensität nach Dauerstufe und Jährlichkeit.....	66
Tabelle 8-3: Niederschlagsdauer und CN-Wert der Kalibrierereignisse.	67
Tabelle 9-1: Variantenstudium HWRHB-Scheiblingkirchen.	72
Tabelle 9-2: Spitzenabflusswerte für die 3-stündige Dauerstufe.	79
Tabelle 9-3: Zeiten des Auftritts des Spitzenabflusses.....	80
Tabelle 9-4: Kritische Punkte mit und ohne Wirkung der HWRHB beim Ereignis 2009.	81
Tabelle 9-5: Auslastung der HWRHB beim Ereignis 2009.	81
Tabelle 9-6: Kritische Punkte mit und ohne Wirkung der HWRHB beim Ereignis 2018.	82
Tabelle 9-7: Auslastung der HWRHB beim Ereignis 2018.	82
Tabelle 14-1: Bodentyp abhängig von Bodenkennwerten (USDA, 2009).....	95
Tabelle 14-2: CN-Werte nach Landnutzung und Bodentyp (Maniak, 2016).....	96
Tabelle 14-3: CN-Werte nach Landnutzung und Bodentyp (Seibert & Auerswald, 2020).....	96
Tabelle 14-4: Angaben zu den Gerinneabschnitten nach der Systematik in HEC-HMS.....	97
Tabelle 14-5: Angaben zu den Koordinaten der Gerinnequerschnitte.....	99
Tabelle 14-6: Originale eHYD Niederschlagsdaten.	102
Tabelle 14-7: Flächengewichtete eHYD Niederschlagsdaten.....	103
Tabelle 14-8: Ableitung der CN-Werte für die TEZG anhand der ursprünglichen CN-Werte – Ereignis 2018.	104

Tabelle 14-9: Berechnung der Parameter auf Grundlage der neuen CN-Werte	106
Tabelle 14-10: Beckeninhaltslinien der vier Hochwasserrückhaltebecken.	112

14 Anhang

14.1 Anhang A

Tabelle 14-1: Bodentyp abhängig von Bodenkennwerten (USDA, 2009).

Depth to water impermeable layer ^{1/}	Depth to high water table ^{2/}	K _{sat} of least transmissive layer in depth range	K _{sat} depth range	HSG ^{3/}
<50 cm [<20 in]	—	—	—	D
50 to 100 cm [20 to 40 in]	<60 cm [<24 in]	>40.0 µm/s (>5.67 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	A/D
		>10.0 to ≤40.0 µm/s (>1.42 to ≤5.67 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	B/D
		>1.0 to ≤10.0 µm/s (>0.14 to ≤1.42 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	C/D
		≤1.0 µm/s (≤0.14 in/h)	0 to 60 cm [0 to 24 in]	D
	≥60 cm [≥24 in]	>40.0 µm/s (>5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	A
		>10.0 to ≤40.0 µm/s (>1.42 to ≤5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	B
		>1.0 to ≤10.0 µm/s (>0.14 to ≤1.42 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	C
		≤1.0 µm/s (≤0.14 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	D
>100 cm [>40 in]	<60 cm [<24 in]	>10.0 µm/s (>1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	A/D
		>4.0 to ≤10.0 µm/s (>0.57 to ≤1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	B/D
		>0.40 to ≤4.0 µm/s (>0.06 to ≤0.57 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	C/D
		≤0.40 µm/s (≤0.06 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	D
	60 to 100 cm [24 to 40 in]	>40.0 µm/s (>5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	A
		>10.0 to ≤40.0 µm/s (>1.42 to ≤5.67 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	B
		>1.0 to ≤10.0 µm/s (>0.14 to ≤1.42 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	C
		≤1.0 µm/s (≤0.14 in/h)	0 to 50 cm [0 to 20 in]	D
>100 cm [>40 in]	>10.0 µm/s (>1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	A	
	>4.0 to ≤10.0 µm/s (>0.57 to ≤1.42 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	B	
	>0.40 to ≤4.0 µm/s (>0.06 to ≤0.57 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	C	
	≤0.40 µm/s (≤0.06 in/h)	0 to 100 cm [0 to 40 in]	D	

Tabelle 14-2: CN-Werte nach Landnutzung und Bodentyp (Maniak, 2016).

Bodennutzung	CN für Bodengruppe			
	A	B	C	D
Ödland (ohne nennenswerten Bewuchs)	77	86	91	94
Reihenkulturen (Hackfrüchte), herkömmlich	70	80	87	90
Reihenkultur, nach Schichtlinien	67	77	83	87
Wein (Terrassen)	64	73	79	82
Getreide, herkömmlich	64	76	84	88
Getreideanbau, nach Schichtlinien	62	74	82	85
Getreideanbau, terrassenartig	60	71	79	82
Futterpflanzen (Klee), herkömmlich	62	75	83	82
Weide, fett	39	61	74	80
Weide, normal	49	69	79	84
Weide, karg	68	79	86	89
Dauerwiese	30	58	71	78
Haine, Obstanlagen (mittel)	36	60	73	79
Wald, stark aufgelockert	45	66	77	83
Wald, mittel	36	60	73	79
Wald, dicht	25	55	70	77
Wald, sehr dicht	15	44	54	61
Wirtschaftshöfe	59	74	82	86
Feldwege, befestigt	74	84	90	92
Undurchlässige Flächen	100	100	100	100

Tabelle 14-3: CN-Werte nach Landnutzung und Bodentyp (Seibert & Auerswald, 2020).

Landnutzung	Abfluss- neigung	Hydrologische Bodengruppe			
		A	B	C	D
Offene Wasserflächen		100	100	100	100
Unbewachsener Boden ^a		77	86	91	94
Reihenfrüchte ^b	Hoch	72	81	88	91
	Niedrig	67	78	85	89
Getreide ^c	Hoch	65	76	84	88
	Niedrig	63	75	83	87
Kleegras/Luzerne ^d	Hoch	25	47	64	72
	Niedrig	24	43	61	70
Weide		39	61	74	80
Wiese		30	58	71	78
Wald	Hoch ^e	45	66	77	83
	Mittelf ^f	36	60	73	79
	Niedrig ^g	25	55	70	77

14.2 Anhang B

Tabelle 14-4: Angaben zu den Gerinneabschnitten nach der Systematik in HEC-HMS.

Reach	Length [m]	Slope [%/100]	main channel		left bank		right bank	
			k _{st}	Manning's n	k _{st}	Manning's n	k _{st}	Manning's n
R1010	243.5	0.0080	35	22.750	22	11.00	25	12.50
R1030	1742.5	0.0080	35	22.75	25	12.50	22	11.00
R1110	167.8	0.0060	30	19.50	25	12.50	22	11.00
R1130	1192.0	0.0084	20	13.00	15	7.50	22	11.00
R1210	48.9	0.0082	32	20.80	15	7.50	25	12.50
R1230	1994.9	0.0095	32	20.80	18	9.00	22	11.00
R1310	410.9	0.0122	15	9.75	18	9.00	25	12.50
R1330	1145.9	0.0192	15	9.75	25	12.50	25	12.50
R160	540.1	0.0093	18	11.70	12	6.00	22	11.00
R170	1563.5	0.0249	20	13.00	18	9.00	18	9.00
R180	772.7	0.0246	22	14.30	25	12.50	20	10.00
R20	732.0	0.0082	32	20.80	22	11.00	25	12.50
R200	581.5	0.0103	35	22.75	22	11.00	22	11.00
R230	639.2	0.0094	18	11.70	25	12.50	18	9.00
R240	848.8	0.0165	35	22.75	25	12.50	30	15.00
R270	4263.6	0.0389	30	19.50	25	12.50	25	12.50
R280	1324.2	0.0219	15	9.75	25	12.50	20	10.00
R300	1371.5	0.0109	35	22.75	25	12.50	25	12.50
R330	720.8	0.0111	35	22.75	25	12.50	30	15.00
R350	567.9	0.0176	35	22.75	25	12.50	25	12.50
R370	437.4	0.0274	25	16.25	25	12.50	30	15.00
R380	2976.0	0.0440	25	16.25	25	12.50	30	15.00
R40	1281.6	0.0070	20	13.00	15	7.50	22	11.00
R430	178.0	0.0112	14	9.10	25	12.50	15	7.50
R470	1651.9	0.0291	12	7.80	25	12.50	15	7.50
R50	1111.0	0.0090	20	13.00	15	7.50	22	11.00
R80	222.8	0.0060	20	13.00	20	10.00	18	9.00
R90	470.2	0.0319	25	16.25	22	11.00	20	10.00

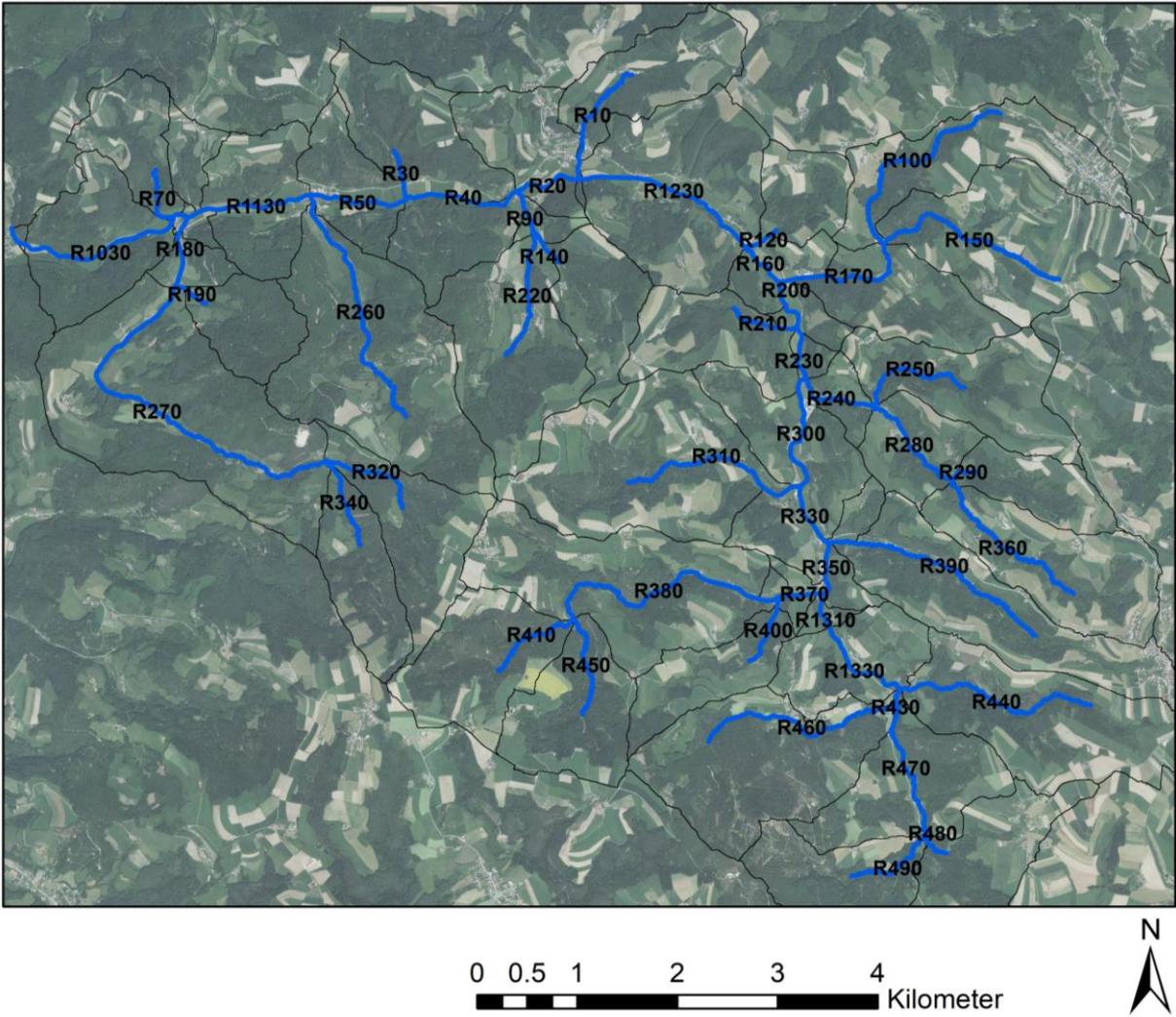


Abbildung 14-1: Darstellung der Gerinneabschnitte mit deren Namen.

Tabelle 14-5: Angaben zu den Koordinaten der Gerinnequerschnitte.

Name - Cross section	x Wert	y Wert
R1010	0	3
	3	2.2
	4	1.8
	7	0
	10	0
	13	1.8
	14	2.2
	17	3
R1030	0	3
	5	2
	35	1.1
	36.5	0
	39	0
	41	1.5
	49	1.7
	55	3
R1110	0	3
	5	2.2
	25	1.2
	26	0
	28.8	0
	30	1.2
	80	2
	100	3
R1130	0	3
	10	2.2
	18	1.3
	20	0
	22.8	0
	24	1.2
	75	2
	85	3
R1210	0	3
	5	2.2
	10	1.8
	12	0
	14.5	0
	16.5	1.8
	55	2.4
	70	3

Name - Cross section	x Wert	y Wert
R240	0	3
	2	1.5
	5	1.5
	6	0
	7	0
	10	1
	13	1.5
	15	3
R270	0	2.5
	8	1.8
	12	1.4
	13.5	0
	14	0
	15	1
	20	1.3
	30	2.5
R280	0	2.5
	2	2.2
	5	2
	7	0
	7.5	0
	8.5	1
	15	1.7
	20	2.5
R300	0	3
	15	2.3
	43	1.5
	45	0
	46.8	0
	48	1.5
	100	2.8
	120	3
R330	0	3
	8	2.7
	38	1.8
	40	0
	41.8	0
	43	1.5
	105	2.6
	115	3

Name - Cross section	x Wert	y Wert
R1230	0	3
	12	2.5
	28	1.5
	30	0
	32.2	0
	34	1.7
	90	2.5
	100	3
R1310	0	2.5
	8	1.5
	15	1
	16	0
	17.2	0
	18	1
	70	2
	80	2.5
R1330	0	2.5
	15	1.8
	34	1
	35	0
	36.2	0
	37	1
	90	2
	95	2.5
R160	0	3
	3	2.5
	20	1.5
	22	0
	24	0
	26	1.3
	110	2.2
	120	3
R170	0	2
	1	1.7
	3	1.5
	5	0
	6.5	0
	8	1.2
	12	1.5
	15	2

Name - Cross section	x Wert	y Wert
R350	0	2.5
	10	2.2
	50	1.8
	52	0
	53.5	0
	55	1.5
	68	2
	75	2.5
R370	0	3
	3	1.5
	20	1.4
	21.5	0
	23	0
	25	2
	29	2
	33	3
R380	0	3
	3	2
	7	1.9
	9	0
	10.5	0
	12.5	2
	15	2.3
	18	3
R40	0	3
	4	2
	8	1.5
	10	0
	12.8	0
	14	1.5
	110	2
	115	3
R430	0	2.5
	2	2
	12	1.2
	14	0
	15.2	0
	17	1
	22	1.4
	28	2.5

Name - Cross section	x Wert	y Wert
R180	0	2.5
	3	2.2
	13	2
	15	0
	16	0
	19	1.5
	22	1.8
	28	2.5
R20	0	3
	5	2.2
	32	1.2
	34	0
	36.5	0
	38	1.5
	110	2.2
	120	3
R200	0	3
	5	2.5
	48	1.5
	50	0
	52	0
	53	1.5
	130	2.5
	138	3
R230	0	3
	8	2.5
	53	1.5
	55	0
	56.8	0
	58	1.3
	72	2.4
	85	3

Name - Cross section	x Wert	y Wert
R470	0	2.5
	2	1.5
	12	1.2
	14	0
	15	0
	16	1
	25	1.5
	30	2.5
R50	0	3
	4	2.5
	12	1.5
	14	0
	16.8	0
	18	1.3
	120	2
	130	3
R80	0	3
	2	2.5
	5	2
	7	0
	9.8	0
	11	1.2
	50	2.2
	60	3
R90	0	2.2
	5	1.8
	9	1.5
	11	0
	11.5	0
	13	1
	15	1.5
	20	2.2

14.3 Anhang C

Tabelle 14-6: Originale eHYD Niederschlagsdaten.

originale Niederschlagsdaten aus dem eHYD übernommen									
DAUER		eHYD Punkt:	3938	3939	3940	4045	4046	4047	Mittelwert
[h]	[min]	Modelltyp	100T	100T	100T	100T	100T	100T	[mm]
			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
1	60	MaxModN	125.70	131.10	136.70	141.70	150.40	144.30	138.32
1	60	Bemessung	83.50	87.40	90.60	91.50	101.10	101.40	92.58
1	60	ÖKOSTRA	52.60	55.30	56.80	54.60	64.90	69.90	59.02
2	120	MaxModN	155.80	161.30	168.70	172.80	183.60	176.00	169.70
2	120	Bemessung	102.00	104.70	105.70	106.80	117.60	115.90	108.78
2	120	ÖKOSTRA	68.30	69.30	66.20	65.50	76.30	78.20	70.63
3	180	MaxModN	178	183.1	192.5	193.9	205.9	197.5	191.82
3	180	Bemessung	110.3	112.2	115.1	115.2	125.5	124.4	117.12
3	180	ÖKOSTRA	71.6	71.7	70.8	70.1	79.5	82.5	74.37
4	240	MaxModN	193.7	199.9	209.7	208.8	222	212.7	207.80
4	240	Bemessung	116.6	119.1	122.6	121.9	132	130.7	123.82
4	240	ÖKOSTRA	73.8	74.2	74.3	73.7	82.1	85.2	77.22
6	360	MaxModN	201.4	209.3	218.5	217.1	230.8	221.2	216.38
6	360	Bemessung	125.5	128.4	132.7	132.5	141.9	141	133.67
6	360	ÖKOSTRA	78.4	78.2	79.5	80	86.7	91.2	82.33
9	540	MaxModN	206.3	215.6	224.1	222.4	236.4	226.5	221.88
9	540	Bemessung	137.5	141.9	146.4	147.2	155.9	154.4	147.22
9	540	ÖKOSTRA	84.1	84.7	86	88.8	93.3	98.4	89.22
12	720	MaxModN	208.3	217.6	226.2	224.5	238.7	228.7	224.00
12	720	Bemessung	147.2	153.3	156.5	158.9	167.8	165.5	158.20
12	720	ÖKOSTRA	90.6	93.7	91.9	98.2	102.2	107	97.27
18	1080	MaxModN	210.7	220.2	228.9	227.1	241.5	231.4	226.63
18	1080	Bemessung	155	162.9	166.4	167.2	178.5	176.1	167.68
18	1080	ÖKOSTRA	99.7	105.9	104.3	107.6	115.9	121.2	109.10
24	1440	MaxModN	213.9	223.5	232.3	230.6	245.1	234.9	230.05
24	1440	Bemessung	161.5	171.3	179.1	169.8	181.2	179.4	173.72
24	1440	ÖKOSTRA	109.2	119.2	126	109.1	117.4	123.9	117.47

Tabelle 14-7: Flächengewichtete eHYD Niederschlagsdaten

Flächengewichtete Niederschlagsdaten aus dem eHYD									
DAUER		eHYD Punkt:	3938	3939	3940	4045	4046	4047	Mittelwert
[h]	[min]	Modelltyp	100T	100T	100T	100T	100T	100T	[mm]
			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
1	60	MaxModN	7.71	29.58	10.59	4.65	58.11	31.22	141.86
1	60	Bemessung	5.12	19.72	7.02	3.00	39.06	21.94	95.87
1	60	ÖKOSTRA	3.23	12.48	4.40	1.79	25.08	15.12	62.10
2	120	MaxModN	9.56	36.40	13.07	5.67	70.94	38.08	173.71
2	120	Bemessung	6.26	23.63	8.19	3.50	45.44	25.08	112.09
2	120	ÖKOSTRA	4.19	15.64	5.13	2.15	29.48	16.92	73.50
3	180	MaxModN	10.92	41.32	14.91	6.36	79.55	42.73	195.79
3	180	Bemessung	6.77	25.32	8.92	3.78	48.49	26.92	120.18
3	180	ÖKOSTRA	4.39	16.18	5.49	2.30	30.72	17.85	76.92
4	240	MaxModN	11.88	45.11	16.25	6.85	85.77	46.02	211.88
4	240	Bemessung	7.15	26.87	9.50	4.00	51.00	28.28	126.80
4	240	ÖKOSTRA	4.53	16.74	5.76	2.42	31.72	18.43	79.60
6	360	MaxModN	12.36	47.23	16.93	7.12	89.17	47.86	220.67
6	360	Bemessung	7.70	28.97	10.28	4.35	54.83	30.51	136.63
6	360	ÖKOSTRA	4.81	17.65	6.16	2.62	33.50	19.73	84.47
9	540	MaxModN	12.66	48.65	17.36	7.30	91.34	49.01	226.31
9	540	Bemessung	8.44	32.02	11.34	4.83	60.23	33.41	150.27
9	540	ÖKOSTRA	5.16	19.11	6.66	2.91	36.05	21.29	91.19
12	720	MaxModN	12.78	49.10	17.52	7.36	92.23	49.48	228.48
12	720	Bemessung	9.03	34.59	12.12	5.21	64.83	35.81	161.60
12	720	ÖKOSTRA	5.56	21.14	7.12	3.22	39.49	23.15	99.68
18	1080	MaxModN	12.93	49.69	17.73	7.45	93.31	50.07	231.17
18	1080	Bemessung	9.51	36.76	12.89	5.48	68.97	38.10	171.71
18	1080	ÖKOSTRA	6.12	23.90	8.08	3.53	44.78	26.22	112.63
24	1440	MaxModN	13.12	50.43	18.00	7.56	94.70	50.82	234.64
24	1440	Bemessung	9.91	38.65	13.88	5.57	70.01	38.81	176.83
24	1440	ÖKOSTRA	6.70	26.90	9.76	3.58	45.36	26.81	119.10

14.4 Anhang D

Tabelle 14-8: Ableitung der CN-Werte für die TEZG anhand der ursprünglichen CN-Werte – Ereignis 2018.

Fläche TEZG [m ²]	Flächenanteil	CN Richtwerte gemäß Kapitel 4.2.3		Modell-CN _{0,05} analytisch ermittelt
		CN _{0,20}	CN _{0,05}	
27,710	0.04%	83.97	78.67	65.65
1,567,807	2.28%	70.87	63.14	52.69
457,889	0.66%	74.76	67.60	56.41
1,280,299	1.86%	71.61	63.98	53.39
19,989	0.03%	79.17	72.79	60.75
2,795,451	4.06%	77.79	71.15	59.37
119,775	0.17%	77.65	70.99	59.24
1,178,280	1.71%	76.99	70.20	58.58
1,358,428	1.97%	76.90	70.10	58.50
1,895,010	2.75%	76.01	69.05	57.62
1,497,699	2.18%	78.01	71.41	59.59
925,517	1.34%	75.26	68.18	56.89
1,098,055	1.59%	76.15	69.21	57.75
174,186	0.25%	77.36	70.64	58.95
923,242	1.34%	70.07	62.25	51.94
3,505,895	5.09%	70.22	62.41	52.08
931,435	1.35%	75.94	68.97	57.55
2,685,229	3.90%	77.42	70.71	59.01
32,750	0.05%	87.30	82.87	69.16
309,333	0.45%	67.34	59.21	49.41
764,048	1.11%	73.57	66.22	55.26
2,264,209	3.29%	75.48	68.43	57.10
1,090,400	1.58%	77.63	70.97	59.22
508,246	0.74%	78.05	71.46	59.63
1,368,687	1.99%	77.18	70.43	58.77
4,191,094	6.09%	70.31	62.51	52.17
885,648	1.29%	69.10	61.16	51.04
282,103	0.41%	78.13	71.55	59.71
1,239,327	1.80%	77.75	71.11	59.34
142,293	0.21%	79.56	73.27	61.14
1,732,065	2.52%	77.23	70.49	58.82
1,306,229	1.90%	78.15	71.58	59.73
320,832	0.47%	77.14	70.39	58.74
875,506	1.27%	76.29	69.38	57.90
3,116,547	4.53%	77.62	70.95	59.21
1,146,030	1.66%	78.21	71.65	59.79
1,500,554	2.18%	78.29	71.75	59.87
840,384	1.22%	77.61	70.94	59.20

739,690	1.07%	78.01	71.42	59.60
1,960,667	2.85%	76.51	69.63	58.11
2,411,799	3.50%	77.83	71.20	59.41
303,991	0.44%	78.65	72.18	60.23
2,957,549	4.30%	77.66	71.00	59.25
144,821	0.21%	76.55	69.68	58.15
1,017,947	1.48%	77.65	70.99	59.24
1,659,260	2.41%	78.65	72.18	60.23
1,507,129	2.19%	78.53	72.04	60.11
2,630,070	3.82%	77.59	70.92	59.18
25,382	0.04%	82.65	77.04	64.29
2,658,212	3.86%	78.48	71.98	60.06
1,641,157	2.38%	78.30	71.76	59.88
1,340,410	1.95%	78.62	72.15	60.20
1,502,858	2.18%	77.74	71.10	59.33
68,859,123	100.00%	76.82	0.834	57.76
Summe	Summe	Mittelwert	Anpassungsfaktor	Zielwert

Tabelle 14-9: Berechnung der Parameter auf Grundlage der neuen CN-Werte

Longest flowpath m	Slope %	Speicher S = 0.05% mm	Initial abstraction mm	Lag time h	Lag time min
341.46	65.48	132.93	6.65	0.06	3.86
2628.99	37.71	228.08	11.40	0.60	36.24
1691.14	30.54	196.29	9.81	0.43	25.76
2036.28	32.63	221.77	11.09	0.52	31.20
406.84	52.92	164.14	8.21	0.09	5.61
3136.64	29.27	173.79	8.69	0.67	40.02
873.32	34.18	174.80	8.74	0.22	13.36
1732.47	25.89	179.57	8.98	0.45	27.00
3194.67	21.67	180.21	9.01	0.80	48.25
4726.30	20.31	186.81	9.34	1.16	69.71
2032.70	26.61	172.22	8.61	0.49	29.50
2393.00	28.11	192.45	9.62	0.58	35.01
2258.11	25.78	185.79	9.29	0.57	34.15
1171.94	29.44	176.89	8.84	0.31	18.35
2040.32	35.25	234.98	11.75	0.52	31.18
4538.28	34.48	233.72	11.69	0.99	59.56
1539.80	29.52	187.36	9.37	0.39	23.62
4338.51	20.23	176.45	8.82	1.05	62.97
404.87	16.69	113.28	5.66	0.13	7.99
1392.39	40.47	260.05	13.00	0.38	22.86
2044.49	27.67	205.66	10.28	0.54	32.43
3162.07	30.70	190.80	9.54	0.69	41.65
2523.58	27.53	174.91	8.75	0.58	34.81
1429.99	27.95	171.95	8.60	0.36	21.70
3076.64	31.89	178.17	8.91	0.64	38.33
4823.66	36.52	232.90	11.65	1.01	60.63
1664.04	34.31	243.67	12.18	0.46	27.47
1402.32	32.91	171.41	8.57	0.33	19.65
2582.77	27.66	174.07	8.70	0.59	35.28
945.27	38.08	161.41	8.07	0.21	12.85
3410.03	28.44	177.80	8.89	0.73	44.01
2337.39	33.34	171.26	8.56	0.49	29.37
1229.94	40.13	178.45	8.92	0.27	16.42
2063.01	33.92	184.71	9.24	0.46	27.60
4169.21	27.87	175.00	8.75	0.86	51.72
2895.35	25.66	170.83	8.54	0.66	39.67
3318.82	24.10	170.22	8.51	0.76	45.56
2250.87	28.59	175.05	8.75	0.52	31.19
1829.62	29.78	172.20	8.61	0.43	25.63
3444.30	25.87	183.12	9.16	0.79	47.37
5181.61	28.45	173.52	8.68	1.01	60.59
1463.82	31.39	167.70	8.39	0.34	20.55

4464.64	29.05	174.73	8.74	0.89	53.45
944.72	34.14	182.80	9.14	0.24	14.63
3006.27	27.89	174.80	8.74	0.66	39.76
2965.61	24.35	167.72	8.39	0.68	41.05
2648.94	24.19	168.54	8.43	0.63	37.74
4233.39	24.64	175.21	8.76	0.93	55.72
394.73	29.85	141.10	7.05	0.11	6.66
4098.44	28.52	168.90	8.44	0.82	49.35
2823.62	27.34	170.16	8.51	0.63	37.58
2778.74	28.05	167.90	8.40	0.61	36.33
2761.37	16.28	174.13	8.71	0.81	48.51

14.5 Anhang E

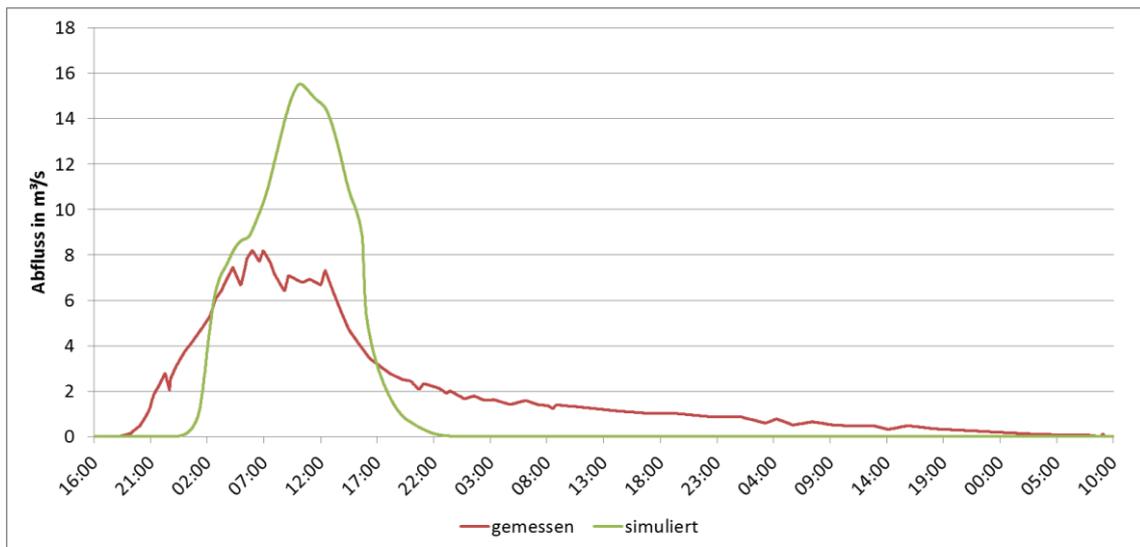


Abbildung 14-2: Hydrographen vom Ereignis am 03.06.2006.

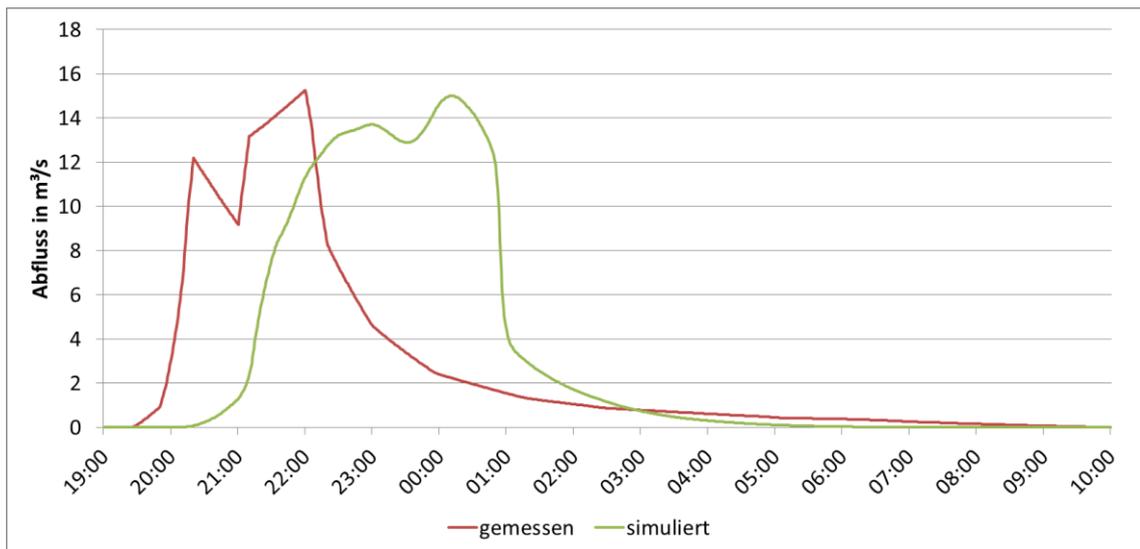


Abbildung 14-3: Hydrographen vom Ereignis am 22.06.2006.

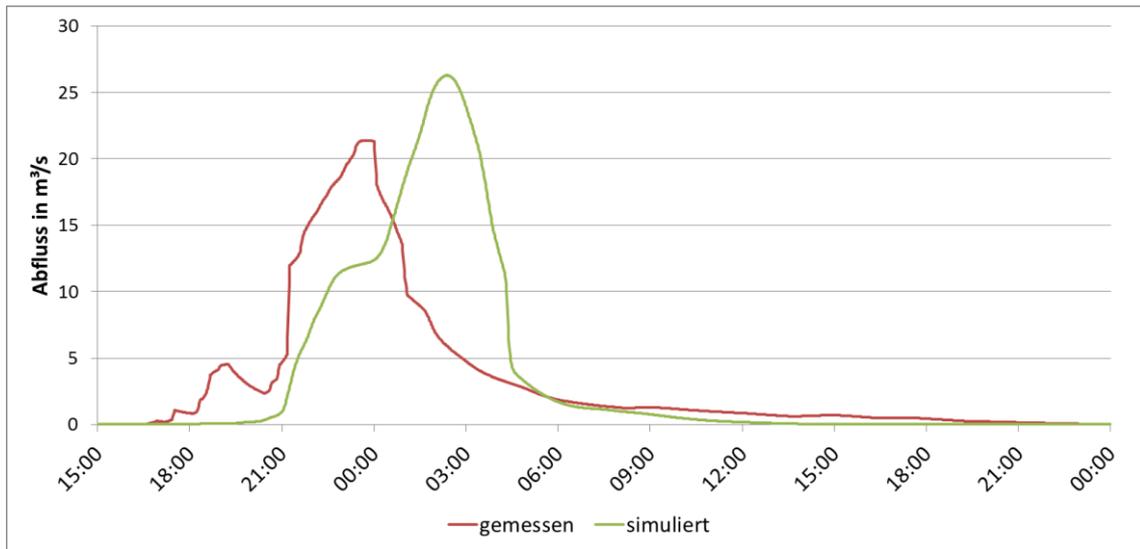


Abbildung 14-4: Hydrographen vom Ereignis am 26.06.2008.

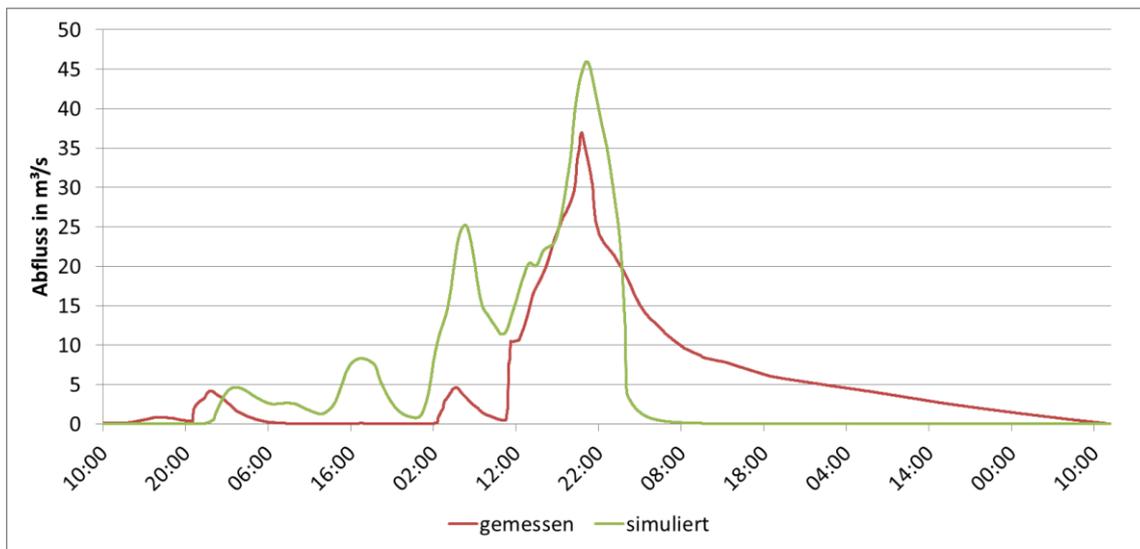


Abbildung 14-5: Hydrographen vom Ereignis am 26.06.2009.

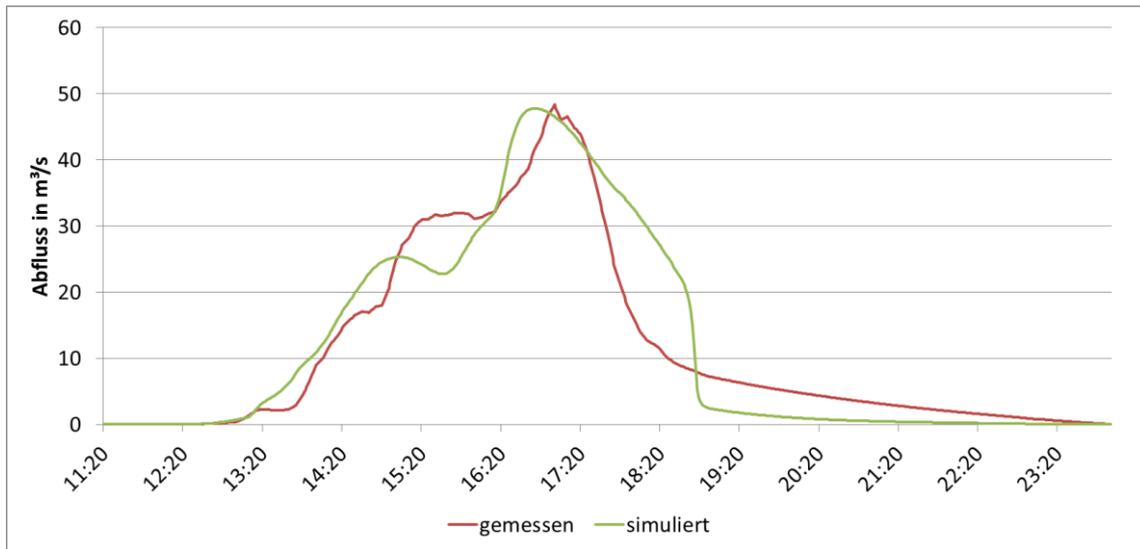


Abbildung 14-6: Hydrographen vom Ereignis am 12.06.2018.

14.6 Anhang F

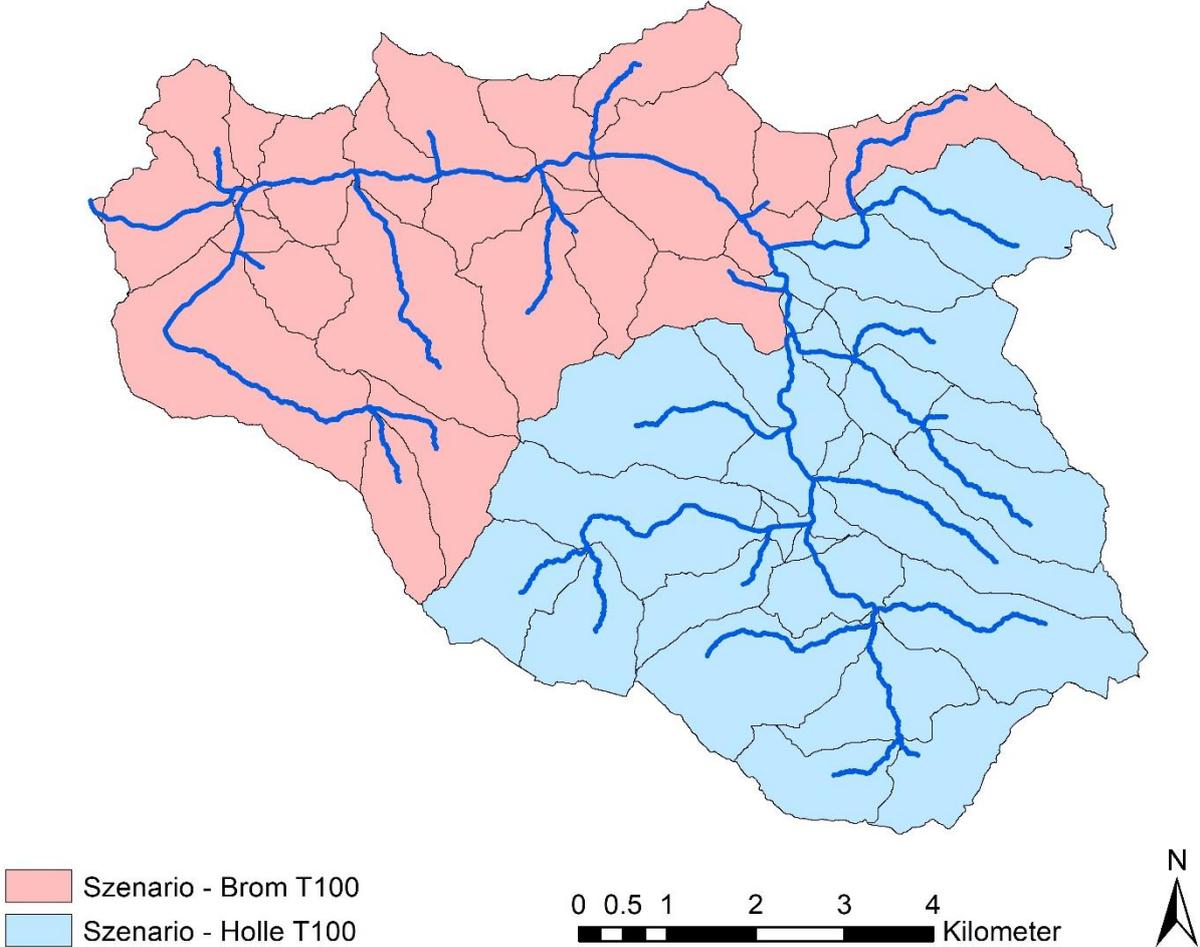


Abbildung 14-7: Unterteilung des Einzugsgebiets für die Szenarienbildung.

14.7 Anhang G

Tabelle 14-10: Beckeninhaltslinien der vier Hochwasserrückhaltebecken.

HWRHB 1 - Scheiblingkirchen		HWRHB 2 - Innerschildgraben	
Einstauhöhe	Stauvolumen	Einstauhöhe	Stauvolumen
[m]	[m ³]	[m]	[m ³]
0	0	0	0
1	312	1	466
2	5349	2	2601
3	19275	3	12106
4	41485	4	32200
5	74189	5	65125
6	128773	6	109569
HWRHB 3 - Bromberg		HWRHB 4 - Hollenthon	
Einstauhöhe	Stauvolumen	Einstauhöhe	Stauvolumen
[m]	[m ³]	[m]	[m ³]
0	0	0	0
1	901	1	3124
2	6618	2	10802
3	28770	3	22191
4	68569	4	37359
5	125938	5	57673
6	197672	6	83586
7	283603	7	115307

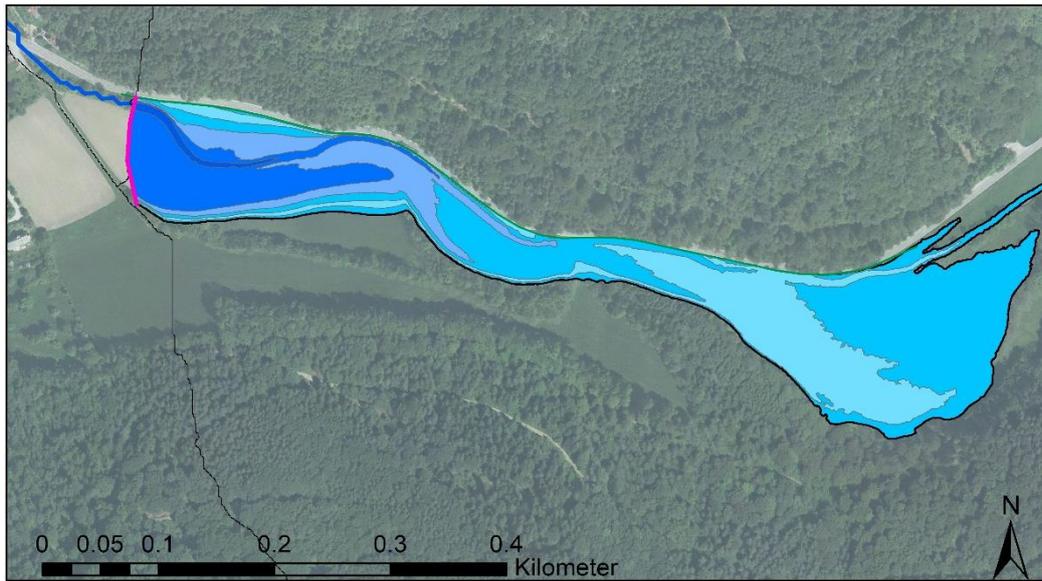


Abbildung 14-8: HWRHB 1 - Scheiblingkirchen: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.

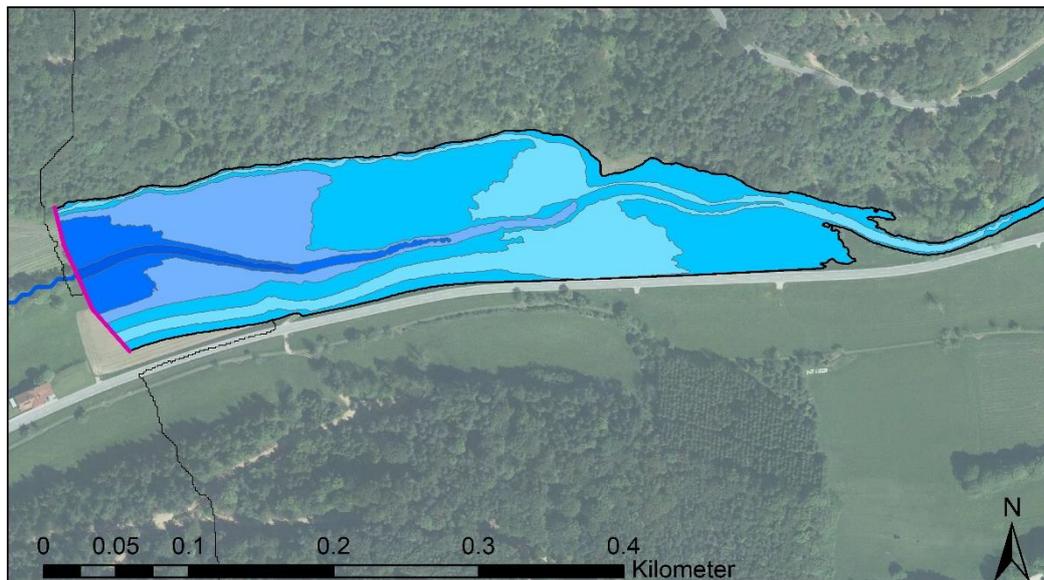


Abbildung 14-9: HWRHB 2 - Innerschildgraben: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.

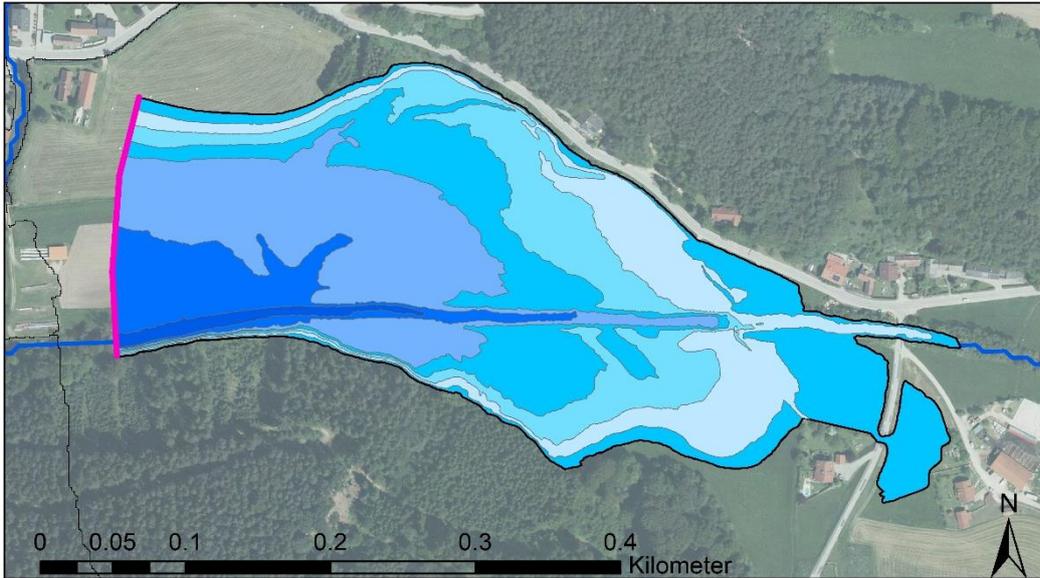


Abbildung 14-10: HWRHB 3 - Bromberg: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.

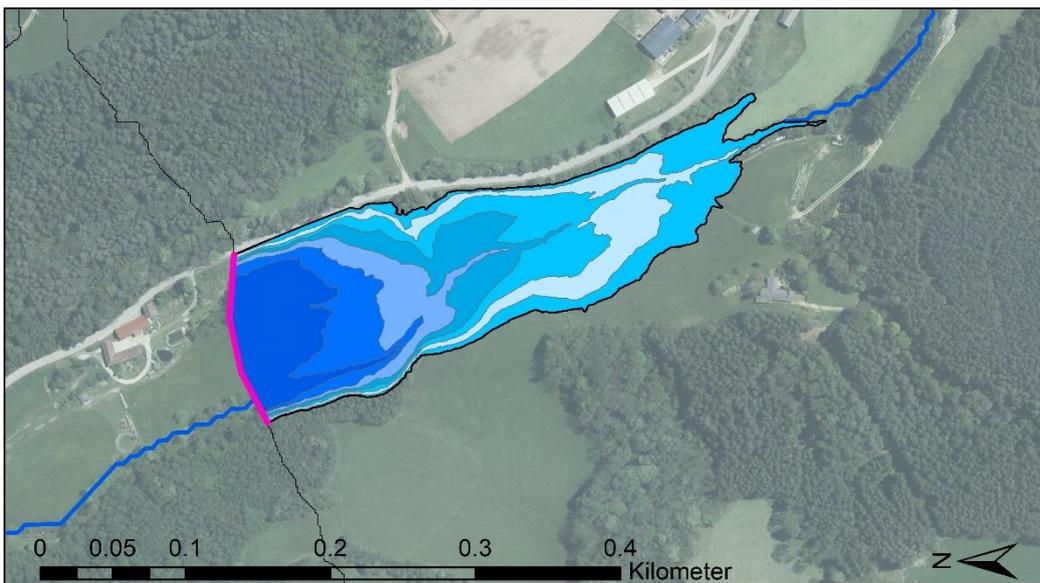


Abbildung 14-11: HWRHB 4 - Hollenthon: Ausdehnung des Wasserspiegels bei unterschiedlichen Stauhöhen.