

Ingenieurgemeinschaft Thiele + Büttner GbR

Verifizierung von Bemessungshochwasserabflüssen infolge Klimaänderungen durch Nutzung historischer Wasserstandsaufzeichnungen

Abschlussbericht über ein Entwicklungsprojekt,
gefördert unter dem Az: 31691/01 von der
Deutschen Bundesstiftung Umwelt



von

Dr.-Ing. Wolfram Thiele & Dr. rer.nat. Mathias Deutsch

November 2015

Thiele + Büttner GbR
Domplatz 24
99084 Erfurt

Ingenieurgemeinschaft für Hydrologie, Hydraulik u. Hydroinformatik
Tel.: 0361-2114212 Fax: 0361-2114256 e-mail: mail@tubig.de
www: <http://www.tubig.de>

Inhalt

1. Kurzbeschreibung des Projektes und Zusammenfassung	7
2. Zielsetzung des Projektes	8
3. Untersuchung historischer Hochwassermarken	10
3.1 <i>Die Hochwassermarken 1871 und 1876 in Stadtroda</i>	<i>11</i>
3.1.1 Auswahl der Hochwassermarken in Stadtroda	11
3.1.2 Quellenrecherchen zum Markenstandort in Stadtroda; Str. des Friedens 21 ..	12
3.1.3 Ergebnisse der Archivrecherchen (Marken 1871, 1876 in Stadtroda)	12
3.2 <i>Die Hochwassermarke 1926 am Wohnhaus Sorge Nr. 15 in Schlotheim.....</i>	<i>19</i>
3.2.1 Auswahl der Hochwassermarke	19
3.2.2 Quellenrecherchen zum Markenstandort in Schlotheim; Sorge 15.....	20
3.2.3 Ergebnisse der Archivrecherchen.....	20
3.3 <i>Die Hochwassermarke 1890 am ehemaligen Spicke-Pegelhaus an der Hörsel in Eisenach</i>	<i>25</i>
3.3.1 Auswahl der Hochwassermarke	25
3.3.2 Quellenrecherchen zum Markenstandort in Eisenach	26
3.3.3 Ergebnisse der Archivrecherchen.....	26
4.1 <i>Aufbau hydraulischer Modelle für einen Untersuchungsquerschnitt</i>	<i>31</i>
4.2 <i>Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda</i>	<i>32</i>
4.2.1 Hydraulisches 1D-Modell.....	32
4.2.2 Hydraulisches 2D-Modell.....	35
4.2.3 Ermittlung des historischen Abflusses am Hochwassermarkenquerschnitt ...	40
4.3 <i>Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter.....</i>	<i>41</i>
4.3.1 Hydraulisches 1D-Modell.....	41
4.3.2 Hydraulisches 2D-Modell.....	42
4.3.3 Ermittlung des historischen Abflusses am Hochwassermarkenquerschnitt ...	44
4.4 <i>Hochwassermarkenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke</i>	<i>45</i>
4.4.1 Hydraulisches 1D-Modell.....	45
4.4.2 Hydraulisches 2D-Modell.....	47
4.4.3 Ermittlung des historischen Abflusses am Hochwassermarkenquerschnitt ...	49
5 Transformation des hist. Abflusswertes vom HW-Markenquerschnitt zum Referenzpegel.....	50
5.1 <i>Methodik.....</i>	<i>50</i>
5.2 <i>Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda</i>	<i>52</i>
5.3 <i>Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter.....</i>	<i>57</i>
5.4 <i>Hochwassermarkenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke</i>	<i>62</i>
6. Ermittlung des PMF für den Referenzpegel und den HW-Markenquerschnitt	63

6.1 Methodik.....	63
6.2 HW-Markenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda	66
6.3 HW-Markenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter	67
6.4 HW-Markenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel	68
7. Aufnahme des transf. hist. Abflusswertes in die Beobachtungsreihe des Referenzpegels und Ermittlung einer verifizierten HQ(T)-Kette.....	70
7.1 Methodik.....	70
7.2 HW-Markenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda	71
7.3 HW-Markenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter	72
7.4 HW-Markenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke...	72
8.1 Methodik.....	74
8.2 HW-Markenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda	74
8.3 HW-Markenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter	75
8.4 HW-Markenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel	76
9. Ermittlung der HQ(200...HQ10 000) aus ZFL und Retentionskonstante für den Referenzpegel.....	78
9.1 Methodik.....	78
9.2 Referenzpegel Zöllnitz/Roda	78
9.3 Referenzpegel Körner/Notter	79
9.4 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel	79
10. Ermittlung einer theoretischen Extremwertverteilung für die verifizierten HQ(T) unter Berücksichtigung der Klimaänderungen bis zur Gegenwart	81
10.1 Methodik.....	81
10.2 Referenzpegel Zöllnitz/Roda	81
10.3 Referenzpegel Körner/Notter.....	82
10.4 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel	82
11. Ermittlung einer theoretischen Extremwertverteilung für die verifizierten HQ(T) unter Berücksichtigung der Klimaänderungen bis 2050	83
11.1 Methodik.....	83
11.2 Referenzpegel Zöllnitz/Roda	83
11.3 Referenzpegel Körner/Notter.....	85
11.4 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel	86

12. Prüfen der Ergebnisse auf Sinnfälligkeit.....	87
12.1 Referenzpegel Zöllnitz/Roda	87
12.2 Referenzpegel Körner/Notter.....	90
12.3 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel	92
13. Anlagen Pegel Zöllnitz/Roda.....	95
14. Anlagen Pegel Körner/Notter.....	96
15. Anlagen Pegel Eisenach-Spicke/Hörsel	97
16. Ausblick und Fazit.....	101
17. Verwendete Unterlagen	102

Verzeichnis von Bildern und Tabellen

Bild 1	Gesamtnetz Stadtroda	S.15
Bild 2	Luftbild Stadtroda mit Gesamtnetz	S.16
Bild 3	Gesamtnetz Stadtroda mit nodestrings	S.17
Bild 4	Gesamtnetz Schlotheim mit nodestrings	S.22
Bild 5	Gesamtnetz Eisenach-Spicke mit nodestrings	S.27
Tab.1:	Wasserstände des 2D-Modells Stadtroda/Hochwasser 1871	S.19
Tab.2:	Wasserstände des 2D-Modells Stadtroda/Hochwasser 1876	S.19
Tab.3:	Erm. der maßgebenden Niederschlagsdauer für den Pegel Zöllnitz	S.33
Tab.4:	Erm. des hist. Niederschlags 1871 mit dem NAM Stadtroda	S.34
Tab.5:	Erm. des hist. Abflusses 1871 am Pegel Zöllnitz mit NAM Zöllnitz	S.35
Tab.6:	Erm. des hist. Niederschlags 1876 mit dem NAM Stadtroda	S.36
Tab.7:	Erm. des hist. Abflusses 1876 am Pegel Zöllnitz mit NAM Zöllnitz	S.36
Tab.8:	HQ am Referenzpegel Zöllnitz	S.36
Tab.9:	Erm. der maßgebenden Niederschlagsdauer für den Pegel Körner	S.39
Tab.10:	Erm. des hist. Niederschlags 1926 mit dem NAM Schlotheim	S.40
Tab.11:	Erm. des hist. Abflusses 1926 am Pegel Körner mit NAM Körner	S.40
Tab.12:	HQ am Referenzpegel Körner	S.41
Tab.13:	Abh. der Retentionskonst. k vom Wiederkehrintervall am P. Zöllnitz	S.45
Tab.14:	Abh. der Retentionskonst. k vom Wiederkehrintervall am P. Körner	S.46
Tab.15:	Abh. der Retentionskonst. k vom Wiederkehrintervall am P. Eisenach	S.48
Tab.16:	Extremwertverteilung ME/MLM am Pegel Zöllnitz	S.50
Tab.17:	Extremwertverteilung LP3/MLM am Pegel Zöllnitz	S.50
Tab.18:	Extremwertverteilung AE/MLM am Pegel Körner	S.51
Tab.19:	Extremwertverteilung WB3/WGM am Pegel Eisenach-Spicke	S.52
Tab.20:	Extremwertstatistische Auswertung von Teilreihen P. Zöllnitz	S.53
Tab.21:	Erm. des Trends von HQ(T) P. Zöllnitz	S.54
Tab.22:	Trendbereinigung von HQ(T) P. Zöllnitz	S.54
Tab.23:	Extremwertstatistische Auswertung von Teilreihen P. Körner	S.54
Tab.24:	Erm. des Trends von HQ(T) P. Körner	S.55
Tab.25:	Trendbereinigung von HQ(T) P. Körner	S.55
Tab.26:	Erm. des Trends von HQ(T) P. Eisenach-Spicke	S.56
Tab.27:	Erm. von HQ(T) und PMF mit ZFL P. Zöllnitz	S.57
Tab.28:	Erm. von HQ(T) und PMF mit ZFL P. Körner	S.58
Tab.29:	Erm. von HQ(T) und PMF mit ZFL P. Eisenach	S.59
Tab.30:	HQ (T) für den P. Zöllnitz mit Trendber. bis zur Gegenwart	S.60
Tab.31:	HQ (T) für den P. Körner mit Trendber. bis zur Gegenwart	S.61
Tab.32:	Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Zöllnitz	S.62
Tab.33:	HQ (T) für den P. Zöllnitz mit Trendber. bis 2050	S.63
Tab.34:	Flächenniederschläge nach PEN-LAWA P. Zöllnitz	S.63
Tab.35:	Stützstellen zur stochastischen Simulation von HQ P. Zöllnitz	S.63
Tab.36:	Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Körner	S.64
Tab.37:	HQ (T) für den P. Körner mit Trendber. bis 2050	S.64
Tab.38:	Flächenniederschläge nach PEN-LAWA P. Körner	S.64
Tab.39:	Stützstellen zur stochastischen Simulation von HQ P. Körner	S.65
Tab.40:	HQ (T) für den P. Zöllnitz	S.66
Tab.41:	HQ (T) für den P. Körner	S.69
Tab.42:	HQ (T) für den P. Eisenach-Spicke	S.72

Verzeichnis von Begriffen, Abkürzungen und Definitionen

1D-Modell	eindimensionales hydraulisches Modell
2D-Modell	zweidimensionales hydraulisches Modell
AE	Allgemeine Extremwertverteilung
DGM	digitales Geländemodell
Extremwertverteil.	empirische oder theoretische Wahrscheinlichkeitsverteilung von wasserwirtschaftlichen Größtwerten oder Kleinstwerten, hier Jahreshöchstwerte des Abflusses
FLAMINKO	Verfahren zur flächenabhängigen Abminderung statistischer Regenwerte
Gesamtabflussbeiw.	Verhältnis von Abflussvolumen einer Hochwasserwelle zum auslösenden Niederschlag
HQ(T)	statistischer Hochwasserwert mit dem Wiederkehrintervall T in m ³ /s
Jahres-HQ	Abflusshöchstwert eines Jahres in m ³ /s
k _{st}	Rauheitsbeiwert m ^{1/3} /s
LP3	Dreiparametrische logarithmische Pearson-Typ 3-Verteilung
ME	Gemischte Extremwertverteilung Typ 1
mNN	topografische Höhe in m
mNHN	topografische Höhe in m
MLM	Maximum-Likelihood-Methode
MM	Herkömmliche Momentenmethode
NAM	Niederschlag-Abflussmodell
Netzknoten	Punkt innerhalb eines hydraulischen 2D-Modells
P3	Dreiparametrische-Typ-3-Verteilung
PMF	probable maximum flood-vermutlich maximaler Höchstabfluss
W(100)	Wasserstand bei einem Abfluss von 100 m ³ /s
WB3	Dreiparametrische Weibull-Verteilung
WGM	Wahrscheinlichkeitsgewichtete Momentenmethode
Zeitflächenfunktion	Abhängigkeit der Flächeanteile mit gleicher Laufzeit von der Laufzeit

1. Kurzbeschreibung des Projektes und Zusammenfassung

Hochwasserschutz in bebauten Gebieten erfolgt in der Regel bis zu einem Bemessungshochwasserabfluss $HQ(T)$ (z.B. hundertjähriges Hochwasser $HQ(T)$, $T = 100$ Jahre)

Mit der Festlegung der $HQ(T)$ wird damit gleichzeitig über die Höhe des finanziellen Aufwands entschieden.

Bei der Ermittlung der $HQ(T)$ treten zwei Probleme auf.

1. Zeitlich begrenzte Länge der Beobachtungsreihe

Die $HQ(T)$ werden an Oberflächenwasserpegeln aus statistischen Auswertungen ermittelt.

Die Länge der Beobachtungsreihe ist maßgebend für die zutreffende Ermittlung der $HQ(T)$. Selbst eine Beobachtungsreihe von 100 Jahren reicht nicht aus, um z. B. das $HQ(100)$ mit ausreichender Sicherheit zu ermitteln.

Hochwasserschutzmaßnahmen, dimensioniert auf das $HQ(100)$, können daher trotz der langen Reihe unterbemessen sein.

2. Instationarität der $HQ(T)$

Es ist nicht bekannt, ob die $HQ(T)$ sich in Abhängigkeit von der Zeit ändern.

In diesem Fall kann z. B. aus einem $HQ(100)$ ein $HQ(10)$ werden, was bedeutet, dass die Hochwassergefahr in der Zukunft zunimmt.

Die Bearbeitung erfolgte durch die Ingenieurgemeinschaft Thiele+Büttner GbR Erfurt in Kooperation mit folgenden Einrichtungen.

Dr. rer.nat. Mathias Deutsch
Wachsenburgweg 18
99094 Erfurt
Tel.: 0178 - 742 6049
E-Mail: amdeutsch@arcor.de
Internet: <http://www.matdeutsch.de/>

Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie (TLUG)
Herr Helmut Teltscher, Abteilungsleiter Wasserwirtschaft
Göschwitzer Str. 41
07745 Jena

Telefon Zentrale: 03641-684-0
Telefax: 03641-684-222
e-mail: Poststelle@TLUG.Thueringen.de

Aus den Untersuchungen an drei Pegeln kann abgeleitet werden, dass die Einbeziehung historischer Hochwasserereignisse in die Extremwertstatistik dieser Pegel zur Verbesserung der statistischen Sicherheit der $HQ(T)$ beiträgt. Die Anwendung des entwickelten Verfahrens auf weitere Referenzpegel wird empfohlen.

Voraussetzung zur Nutzung historischer Ereignisse ist eine gesicherte Nachbildung der historischen hydraulischen Verhältnisse des Flussbettes und der Vorländer im Bereich der historischen Hochwassermarken.

2. Zielsetzung des Projektes

Ziel des Projektes war die Entwicklung eines praktikablen Verfahrens zur Bestimmung von Hochwasserbemessungsgrößen $HQ(T)$ für die Wasserbauplanung, das historische Hochwasserereignisse und Klimaänderungen berücksichtigt.

Das Projekt möchte mit dem beispielhaften Einsatz von praktikablen und innovativen Verfahren zur Verifizierung der $HQ(T)$ für die wasserbauliche Bemessung beitragen.

Durch die Entwicklung eines kostenoptimierenden Verfahrens zur Bereitstellung von $HQ(T)$ für die Bemessung von Wasserbauwerken in der täglichen Ingenieur Tätigkeit sollen auch bei teilweise nur kurz beobachteten Reihen an Oberflächenwasserpegeln und bei instationären Hochwasserverhältnissen durch Klimaänderungen sinnfällige Bemessungshochwasser ermittelt werden.

Das Verfahren soll dem Fachmann auch qualifizierte und einsichtige Argumente gegenüber Forderungen aus der Öffentlichkeit nach uneingeschränktem Hochwasserschutz liefern.

Die Technische Fachbehörde „Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie (TLUG) Jena“ hat in ihrem Schreiben vom 28.10.2013 den Projektantrag ausdrücklich unterstützt.

Die Ergebnisse des Projektes sollen Eingang in das „Landesprogramm Hochwasserschutz 2015-2021“ des Landes Thüringen finden.

Aussagen zur zukünftigen Auswirkung des Klimawandels auf die Bemessungsgröße $HQ(T)$ waren nur indirekt Gegenstand des Förderprojektes. Es entspricht den anerkannten Regeln der Technik, die $HQ(T)$ auf Basis von Beobachtungswerten zu ermitteln oder abzuleiten. Es wurde daher nur die Auswirkung der beobachteten Klimaänderung auf die $HQ(T)$ untersucht. Eine grobe Abschätzung der Veränderungen der $HQ(T)$ für die Zukunft ist im Bericht enthalten.

Die Untersuchungen wurden an kleinen Einzugsgebieten bis ca. 500km² durchgeführt, bei denen im Fall von Extremhochwassern eine gleichmäßige Überregnung angenommen werden kann.

Die Differenz zwischen den Einzugsgebieten von Referenzpegel- und Hochwassermarkenquerschnitt sollte nicht mehr als 50% bezogen auf den Referenzpegel betragen.

Das Verfahren wurde an drei Pegeln von Fließgewässern beispielhaft eingesetzt.

Die Auswahl des Flussgebietes hängt von der Datenlage ab. Das heißt, maßgeblich für die Entscheidung, welcher Pegelstandort bzw. welches Gewässer letztendlich zu untersuchen war, wurde insbesondere bestimmt durch:

(1) das Vorhandensein von Hochwassermarken (HWM), die nachweislich nicht im Zuge von Gebäudesanierungen oder aus sonstigen Gründen in ihrer Lage verändert wurden.

(2) das Vorhandensein hinlänglich gesicherter, möglichst originärer Quellenbestände (darin u. a. genaue Beschreibungen zum Ablauf herausragender Hochwasser, Informationen zu Veränderungen im Gerinne etc.) im Bereich der HWM. Damit eng verbunden ist zudem

(3) das Vorhandensein wasserwirtschaftlich relevanter Altunterlagen in den Archiven. Sie müssen zum jeweiligem Gewässer bzw. Gewässerabschnitt (Umfeld der HWM) insbesondere Aussagen zum Gerinne (nach Möglichkeit Längs- u. Querprofile etc.) sowie Daten zu den ausgeführten historischen Messungen (möglichst W und [!] Q) enthalten. Wesentlich sind ferner Angaben über Bauarbeiten im auszuwählenden Referenzgebiet.

Im Projekt wurden drei Beispiele bearbeitet, bei denen hinsichtlich der Randbedingungen (geringe Änderungen des Gewässerprofils, eindeutige Zuordnung zu einem Referenzpegel, kein Eisstau, keine Beeinflussung durch Stauanlagen) günstige Verhältnisse vorlagen.

3. Untersuchung historischer Hochwassermarken

Im Merkblatt DWA-M-552 /19/ wird ausgeführt:

„Wenn Hochwasserkenngößen auf Basis kurzer Reihen berechnet werden, können klimatische Schwankungen einen erheblichen Einfluss auf den ermittelten Wert besitzen. Oft treten Jahre mit großen Hochwassern unmittelbar hintereinander auf und umgekehrt existieren auch Zeiträume, in denen über Jahrzehnte keine großen Hochwasser aufgetreten sind.

Dies wird als Hurst-Effekt bezeichnet. Dadurch kann eine Datenreihe von z. B. 40 Jahren keine großen Hochwasser enthalten, obwohl in der Zukunft große Hochwasser zu erwarten sind. Andererseits kann eine kurze Beobachtungsreihe ein sehr seltenes Ereignis enthalten, dessen Überschreitungswahrscheinlichkeit dann überschätzt wird. Die Betrachtung eines längeren Zeitfensters gibt deshalb ein zuverlässigeres Bild. Dieser Umstand wird zur zeitlichen Informationserweiterung genutzt, bei der die Reihe der beobachteten Abflussscheitel in einen Bezug zur längeren hydrologischen Geschichte des Gebiets gesetzt wird. Zwei Informationsquellen können dafür herangezogen werden:

- die Analyse historischer Hochwasserereignisse und
- die Einordnung des Zeitraums der Beobachtungsreihe in längere Reihen von Nachbargebieten.“

In diesem Projekt wurde die erste Möglichkeit genutzt.

Zunächst waren geeignete Hochwassermarkenstandorte zu eruieren. Damit im Zusammenhang musste geklärt werden, ob zu den Marken hinlänglich genaue und umfangreiche Unterlagen existieren, die hinsichtlich der Eignung zur hydraulischen Nachbildung des umliegenden Gewässerabschnittes geeignet sind.

Demzufolge wurden in der ersten Arbeitsphase mehrere Markenstandorte in Thüringen aufgesucht bzw. stichprobenartig Vorrecherchen in den Archiven ausgeführt. Zu nennen sind u. a. die Markenstandorte

- in der Stadt Weida (drei HW-Marken für das extreme Abflussereignis der Weida im August 1924),
- an der Luhne in Bickenriede (HW-Marken für das extreme Abflussereignis im Juli 1906),
- an der Unstrut in Oldisleben (mehrere HW-Marken für die schweren Hochwasser von 1784, 1909 und 1947).

Wie nähere Untersuchungen der Markenstandorte und erste Sichtungen der Archivalien ergaben, waren die o. g. Marken für eine weitere Analyse nicht nutzbar. So konnte in Oldisleben nicht zweifelsfrei geklärt werden, ob sich die Marken 1909 und 1947 noch immer am ursprünglichen Anbringungsort und damit in der Originalhöhe befinden. Darüber hinaus schiedene Markierungen aus, die Wasserstände anzeigten, welche offensichtlich durch Eis-Stau beeinflusst waren (so die Marken von 1784, 1909 und 1947).

Schließlich fiel die Entscheidung, folgende Hochwassermarkenstandorte in Thüringen näher zu untersuchen:

- zwei HW-Marken an der Roda (in Stadtroda, Straße des Friedens 21),
- eine HW-Marke an der Notter (in Schlotheim, Sorge 15) und
- eine HW-Marke in Eisenach (am ehemaligen Pegel Spicke).

3.1 Die Hochwassermarken 1871 und 1876 in Stadtroda

3.1.1 Auswahl der Hochwassermarken in Stadtroda

Im Rahmen umweltgeschichtlicher Forschungen konnten bereits in den Jahren 2007 und 2008 im Gebiet des heutigen Saale-Holzland-Kreises (Thüringen) historische Hochwassermarken erfasst werden. Dazu fanden u. a. Befahrungen an der Roda statt (s. Anlage Z33, Abb1, Karte). Die Roda ist ein rechter Nebenfluss der Saale und entspringt nördlich der Ortschaft Pöllnitz in einer Höhe von rund 385 m NN (Bauer 2013, S. 174). Nach 34 Laufkilometern mündet die Roda in einer Höhe von 149,5 m NN bei Jena-Göschwitz in die Saale. Die Größe des Einzugsgebiets beträgt 262 km² (ebd.). Bedeutende Zuflüsse der Roda sind u. a. der Schwarzbach, der Weiherbach und der Zeitzbach. Folgt man gedruckten und handschriftlichen Quellen, liefen in der Roda mehrfach schwere historische Hochwasser ab (vgl. u. a. Streicher 1827). Zumeist traten sie im hydrologischen Sommerhalbjahr auf. Gegenständliche Zeugnisse extremer Abflüsse der Roda in Form von Hochwassermarken finden sich heute u. a. in der Kleinstadt Stadtroda (bis 1925 nur: *Roda*); und zwar:

- (1) an einem Gebäude im Bereich der alten Obermühle (Obermühlenweg Nr. 6, insgesamt 12 Marken),
- (2) am Eingang zu einem Wohnhaus (Am Sand 2, insgesamt 3 Marken) sowie
- (3) an einer Toreinfahrt zu einem Wohnhaus in der Innenstadt (Straße des Friedens 21, insgesamt 2 Marken).

Bei einer Befahrung des gesamten Roda-Laufs im Jahr 2014 sind insbesondere die drei Markenstandorte in Stadtroda nochmals eingehend untersucht worden. Mit Blick auf die im DBU-Projekt angestrebte Rekonstruktion historischer Hochwasserabflüsse mit Hilfe von Hochwassermarken war zu klären, inwieweit die Markierungen aufgrund ihrer Lage und Authentizität für die Untersuchung in Frage kommen. Im Ergebnis musste festgestellt werden, dass die unter (1) und (2) genannten Hochwassermarkenstandorte für das Projekt keine Relevanz besitzen. Einerseits liegen sie unmittelbar im Rückstaubereich von Brücken und Stegen. Andererseits muss insbesondere bei den Wasserstandsmarkierungen an der ehemaligen Stadtrodaer Obermühle davon ausgegangen werden, dass die Kennzeichen nicht mehr im Originalzustand erhalten sind. Die Marken (darunter für die herausragenden Hochwasser am 3. August 1752 und am 29. Juni 1771) befinden sich heute auf einer an der Hauswand angebrachten Betonsäule, die keinesfalls älter als 50 Jahre sein dürfte. Dass heißt, offensichtlich wurden hier vor Jahrzehnten Sanierungsarbeiten am Wohnhaus durchgeführt, wobei ggf. alte, originale Marken auf die Platte übertragen wurden. Da es bei ähnlichen Fällen in Thüringen und Sachsen-Anhalt nachweislich zu Verfälschungen der ursprünglich angezeigten Wasserhöhen gekommen ist, war das auch für die Markierungen im Obermühlenweg von Stadtroda nicht auszuschließen.

Im Gegensatz dazu erfüllten die Hochwassermarken an der Toreinfahrt zu einem Haus in der Straße des Friedens (Nr. 21) alle Anforderungen der Projektbearbeiter. Die in Stein geschlagenen Marken (1871 und 1876) befinden sich an einem aus Buntsandstein gefertigten, massiven barocken Portal (s. Anlage Z33, Abb. 2). Es kann davon ausgegangen werden, dass das Portal oder einzelne Teile nicht im Zuge von Baumaßnahmen verändert wurden. Das heißt, bei den rechts in der Gewandung des

Portals angebrachten Marken handelt es sich um ortsfeste, originäre Wasserstandszeichen aus den Jahren 1871 bzw. 1876 (s. Anlage Z33, Abb. 3 u. 4). Zudem gibt (und gab) es in unmittelbarer Nähe des Hauses keine Brücken oder Stege. Rückstauerscheinungen bei Hochwasser können ausgeschlossen werden.

3.1.2 Quellenrecherchen zum Markenstandort in Stadtroda; Str. des Friedens 21

Um detaillierte Informationen über das Umfeld des Markenstandorts sowie über den historischen Ausbauzustand der unweit verlaufenden Roda in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts zu erhalten, mussten unterschiedlichste Quellen gesichtet werden. Zwei Archiveinrichtungen sind hierfür aufgesucht worden:

- a) das Thüringische Staatsarchiv in Altenburg sowie
- b) das Stadtarchiv in Stadtroda.

Die Arbeiten in zwei Archiven waren nötig, weil in beiden Einrichtungen sowohl Akten mit Angaben zu den Hochwassern von 1871 und 1876 als auch Karten, Baupläne sowie wasserwirtschaftlich relevante Altunterlagen zur Roda und ihren Nebenflüssen lagern. An dieser Stelle ist anzumerken, dass Stadtroda zum Herzogtum Sachsen-Altenburg gehörte. Insofern konzentrierten sich die Archivrecherchen sowohl auf kommunale Unterlagen (heute im Stadtarchiv) und auf die Überlieferung staatlicher Fachbehörden (darunter Baubehörden, Abteilungen des Innenministeriums etc.) des ehemaligen Herzogtums Sachsen-Altenburg (heute im Thüringischen Staatsarchiv Altenburg).

Im Verlauf von zehn Recherchetouren (8 x Stadtarchiv Stadtroda und 2 x Staatsarchiv Altenburg) sind folgende Archivalien eingesehen worden:

- 1) Bauakten von Stadtroda, insbesondere zum Ausbau der Roda (ca. 1850-1940),
- 2) Akten zum Brücken- und Straßenbau in Stadtroda (ca. 1820-1930),
- 3) Karten und Bauzeichnungen staatlicher/kommunaler Behörden (ca. 1850-1940),
- 4) Tageszeitungen aus den Jahren 1871 und 1876 (s. Anlage Z33, Abb. 5) sowie
- 5) Bildmaterial (zeitgenössische Zeichnungen und hist. Photographien).

3.1.3 Ergebnisse der Archivrecherchen (Marken 1871, 1876 in Stadtroda)

Angaben zu den Ursachen und zum Verlauf des Roda-Hochwassers am 25./26. Juni 1871

Ausgangsbedingungen

Nach Angaben des Rodaer Stadtchronisten Ernst Löbe (gest. 1920) fiel vor dem Hochwasser „mehrere Tage lang“ Regen (Löbe 1893, S. 131). Das bestätigen auch Meldungen in der Tagespresse. Laut einer Mitteilung im *Allgemeinen Anzeiger und Nachrichtenblatt für Roda und Umgegend* regnete es im Raum Stadtroda seit dem 24. Juni 1871 „fast ohne Unterlaß“ (Anonym 1871, ohne Seitenzahl). Infolge dessen waren „die Fluren getränkt und durchgesättigt“ (Anonym 1871, S. 769). Schließlich - am 25. Juni 1871 - „goß der Regen ... in Strömen nieder“ (ebd.).

Hochwasserverlauf am 25./26. Juni 1871

Obschon am 25. Juni starke Niederschläge gefallen waren, stieg die Roda am Abend dieses Tages zunächst nur „mäßig“ an (ebd.). Dahingegen war der Weiherbach, der in Stadtroda in die Roda mündet, „erst beträchtlich in die Höhe gegangen“, dann aber

„wieder etwas gefallen“ (ebd.). Schließlich stieg die Roda am 25. Juni gegen 24 Uhr gefährlich an. Das setzte sich bis zum 26. Juni „nach 4 Uhr früh“ fort (ebd.). Dann verharrte der Wasserstand rund eine Stunde lang auf hohem Niveau (Anonym 1871, ohne Seitenzahl). Laut einem zeitgenössischen Bericht betrug zu der Zeit der Wasserstand (= Scheitelwasserstand) der Roda rund 5 Ellen (ca. 2,83 m) über dem „mittleren Niveau“ (ebd.). Das Wasser „schoß mit einer Schnelligkeit von mehreren Fuß in der Sekunde ... durch das ganze Inundationsgebiet [= Überschwemmungsgebiet]“ (ebd., s. dazu auch Löbe 1893, S. 131). Auch der Weiherbach führte zu dem Zeitpunkt noch große Wassermengen in die Roda. Im Stadtgebiet waren weite Bereiche, darunter der Amtsplatz sowie die Mühlgasse (heute Straße des Friedens), überschwemmt (Anonym 1871, S. 769). Nach rund 5 Stunden (etwa gegen 5 Uhr) „begann das Wasser allmählich, wiewohl nur sehr langsam zu fallen“ (ebd., s. auch Anonym 1871, ohne Seitenzahl). Im Verlauf der nächsten Stunden zog es sich von den Plätzen und aus den Straßen und Gassen gänzlich zurück.

Schäden und Verluste

In Stadtroda waren beim Hochwasser am 25./26. Juni 1871 keine Menschen ums Leben gekommen. Die Schadensbilanz erreichte hingegen katastrophale Ausmaße. Große Verluste hatte das Wasser sowohl an kommunalen als auch an privatem Eigentum angerichtet (zerstörte Brücken und Stege, schwer beschädigte Wohn- und Geschäftshäuser etc., vgl. Anonym 1871, S. 769 sowie Anonym 1871, ohne Seitenzahl). Örtlich lagen in den Straßen und Gassen Sand, Geröll und Steine 3 bis 4 Ellen (ca. 1,70 bis 2,26 m) hoch. Dadurch waren manche Straßen „fast gar nicht gangbar“ (Anonym 1871, S. 769). Laut Angaben des Chronisten Ernst Löbe wurde durch das Hochwasser das Pflaster in den Straßen aufgewühlt. Zudem unterwusch es „die Grundmauern der anliegenden Häuser und richtete in Gärten und an Wegen erheblichen Schaden an; eins der ältesten Häuser der Stadt, die sogen. Münze am Beginn der Klostergasse, wurde im untern Stockwerk fast gänzlich demolirt.“ (Löbe 1893, S. 131).

Weitere Angaben zum Hochwasser 1871

Folgt man zeitgenössischen Quellen, so handelte es sich bei dem Hochwasser am 25./26. Juni 1871 „um das höchste, welches in diesem Jahrhundert Roda heimgesucht hat“ (Anonym 1871, S. 769). Zwar waren bereits im Verlauf der schweren Hochwasser vom 17. Juni 1827 und 30. Mai 1845 außergewöhnliche Wasserstände eingetreten und hatten große Schäden verursacht, aber während des extremen Abflussereignisses am 25./26. Juni 1871 sei das Wasser noch „um 4 – 5 Zoll [ca. 9,5 bis 12 cm], vielleicht um noch mehr“ angestiegen (ebd.).

Angaben zu den Ursachen und zum Verlauf des Roda-Hochwassers am 11./12. Juni 1876

Ausgangsbedingungen

Bereits infolge des sehr niederschlagsreichen Winters 1875/76 war der Boden „nicht nur gesättigt, sondern überfüllt mit Nässe“ und konnte daher laut einem zeitgenössischen Bericht „kaum mehr Wasser“ aufnehmen (Anonym 1871, S. 240). Das Wetter im Mai 1876 war „kalt und regnerisch“. Infolge dessen war der Boden „gesättigt, fast übersättigt von Nässe“ ([1] Bl. 8). Zu Pfingsten 1876 (Pfingstsonntag fiel 1871 auf den 4. Juni) war das Wetter hingegen wieder sonnig und schön, danach gestaltete es sich aber wieder „theilweise regnerisch“ (Anonym 1876, S. 240). Folgt man den Angaben in der Rodaer Stadtchronik, so gab es vor dem Hochwasser mehrere Regentage (Löbe 1893, S. 133).

Am Sonntag, den 11. Juni 1876, herrschte trübes und regnerisches Wetter. Dann stellte sich am Abend (ab ca. 21 Uhr) anhaltender Regen ein. Es wird sogar von starken Gewittergüssen in Stadtroda berichtet, wobei man aber auch die „*Blitze mehrerer Gewitter an verschiedenen Stellen des Horizonts*“ sehen konnte, was darauf hindeutete, „*daß auch in der Umgegend ähnliche Witterungsverhältnisse herrschten*“ ([1], Bl. 8^{RS}).

Hochwasserverlauf am 11./12. Juni 1876

Obwohl am 11. Juni 1871 „*noch keine Anzeichen von Hochwasser vorlagen*“ (das heißt, die Wasserstände in der Roda und ihren Zuflüssen waren zwar hoch, aber noch unbedenklich) begannen sich die Einwohner ab ca. 24 Uhr auf Hochwasser bzw. Überschwemmungen vorzubereiten ([1] Bl. 8^{RS}). Viele räumten vorsorglich die tiefer liegenden Etagen ihrer Wohnungen aus (Anonym 1876, ohne Seitenzahl). Am 12. Juni 1876 wurde die Hochwasserlage in Stadtroda etwa gegen 2 Uhr „*offenbar gefahrdrohend*“ [1, Bl. 8^{RS}, s. auch Anonym 1876, ohne Seitenzahl]. Von Seiten der städtischen Behörden ließ man Feuerwehrspritzen in Bereitschaft bringen. Zudem wurden Stege, die über die Roda führten, an Seile gehängt sowie größere Gegenstände von den Straßen geräumt [1, Bl. 9]. Nach 2 Uhr „*stieg die Roda rapid, bald hatte sie die Ufer überstiegen und 15 Minuten später durchfluthete sie das ganze Thalterrain an Flußbett, Straßen, Gassen*“ [1, Bl. 9]. Am frühen Morgen des 12. Juni 1872 (ca. 3 Uhr) „*durchströmten schon gewaltige Wassermassen – Zäune, Bretter, Pfähle, Stämme ec. mit sich führend – die Straßen der Stadt und drangen in die Häuser ein.*“ (Anonym 1876, ohne Seitenzahl). In einem Zeitungsbericht hieß es zum weiteren Hochwasserverlauf: „*länger als drei Stunden behauptete sich das Wasser einen ziemlichen Höhestand, um 7 Uhr begann es ein wenig zu sinken, aber nur um ½ Stunde nachher [d. h. ca. 7.30 Uhr] unter fortwährendem Regen einen höheren Stand einzunehmen. Das Wasser stieg mit Macht ...*“ (ebd.). Rasch wurden Leitern zwischen die Häuser gelegt, damit sich die Menschen bei Bedarf über die Straße retten konnten. Ferner hatte man Wände zwischen den Wohnhäusern durchschlagen, damit sich die Anwohner in Nachbargrundstücke gelangen konnten [1, Bl. 10]. Gegen 11 Uhr vormittags war das Wasser schließlich „*etwas gefallen*“, aber um ca. 12 Uhr fing es erneut an zu steigen („*durch einen bedeutenden Zugang aus dem Rodaer Hofthale*“) [1, Bl. 10]. In einem zeitgenössischen Bericht wird von „*unerreichter Höhe*“ gesprochen und weiter bemerkt: „*Jetzt erst brachte es den größten Verlust.*“ [1, Bl. 10]. Einige hölzerne Brücken wurden zerstört, zudem nahm das Wasser den „*eisernen Steg*“ beim Rathaus „*weit fort*“ [1, Bl. 10^{RS}]. Der Steg „*stammte*“ sich zusammen mit einem losgerissenen Gerüst an der „*eisernen Stadtbrücke*“, die aber zum Glück nicht nachgab und somit „*viele Gefahren von den unterhalb gelegenen Stadttheilen*“ abgehalten wurden [1, Bl. 10^{RS}]. Erst gegen 16 Uhr sank der Wasserstand - „*aber sehr langsam*“ (es wird jedoch vermerkt, dass der Regen „*fortdauerte*“) [1, 10^{RS}].

Schäden und Verluste

Nach einem Berichts vom 14. Juni 1876 war der Schaden an den Straßen nicht so groß ausgefallen wie bei dem Hochwasser im Jahr 1871, aber - so wurde betont - er sei immer noch sehr bedeutend gewesen [1, Bl. 11]. Laut Angaben in der Rodaer Stadtchronik wurden „*die am Wasser liegenden Häuser, Straßen und Wege*“ erheblich beschädigt. Ferner war die Sandbrücke zum Teil zerstört worden und die Mühlgasse (heute Straße des Friedens) „*in einen Hohlweg umgewandelt*“ (Löbe 1893, S. 134). Nach einer ersten Schätzung (14. Juni 1876) veranschlagte man „*über 10,000 Mark*“ Reparaturkosten für die Straßenpflasterungen sowie die Instandsetzung der Brücken, Stege, Uferbefestigungen usw. [1, Bl. 11-11^{RS}]. Ferner bezeichnete man die Schäden an

den Häusern als „*sehr beträchtlich*“ und „*bedeutender*“ als 1871 (Grund: das Wasser hat bei dem schweren 1876er Hochwasser „*mindestens 15 – 16 Stunden die ganzen Parterreräume der Häuser gefüllt, ohne das nur daran gedacht werden konnte, mit der Ausschöpfung zu beginnen.*“ [1, Bl. 12]).

Weitere Angaben zum Hochwasser 1876

Nach einem Bericht vom 14 Juni 1876 stieg die Roda bei diesem Hochwasser nicht so hoch wie im Jahr 1871. Der außergewöhnliche Wasserstand hielt sich jedoch am 12. Juni 1876 ca. 13 Stunden lang „*in einer Höhe von 2 – 3 Ellen*“ (ca. 1,13 – 1,70 m), was „*bisher nie dagewesen*“ sei [1, Bl. 9^{RS}]. Auch in der 1894 erschienenen Rodaer Stadtchronik (1. Teil) führte der Verfasser (Ernst Löbe) diesbezüglich aus: „*Wenn die Fluth auch etwas niedriger blieb als bei der Ueberschwemmung des Jahres 1871, so wurde sie diesmal dadurch verderblicher, daß das Wasser fast 13 Stunden lang sich in seinem hohen Stande erhielt, während in früheren Fällen derartige Hochwasser nie länger als 3 bis 5 Stunden gedauert hatten ...*“ (Löbe 1893, S. 113-134).

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich des baulichen Umfelds am Markenstandort Straße des Friedens 21

Für die Untersuchung des baulichen Umfelds am Markenstandort Straße des Friedens 21 (zum Hochwasserzeitpunkt noch alte Bezeichnung: „*Mühlgasse*“) konnten anhand von Stadtplänen bzw. Lageskizzen (um 1888/ 1890) folgender Zustand ermittelt werden:

- die Bebauung der linken Straßenseite in der damaligen Mühlgasse (wo sich auch das Haus Nr. 21 mit der Marke befindet) ist bis heute unverändert geblieben, das heißt, auch schon in den Jahren 1871 und 1876 standen dort lückenlos Häuser
- die gegenüberliegende Straßenseite (in Richtung der Roda) hat sich bis heute hinsichtlich der Bebauung verändert, die halbschräg gegenüber liegende ehemalige Mittelmühle wurde in den 1930er Jahren abgerissen (heute ist dort eine Freifläche)
- der ehemals in der Mühlgasse entlang führende offene Mühlgraben ist seit Jahrzehnten zugeschüttet
- die heute auf der rechten Seite der Roda stehenden Wohn- und Geschäftshäuser existierten 1871 bzw. 1876 noch nicht, dort befanden sich Gärten, hier wurde Gemüse angebaut, es standen dort aber auch vereinzelt Obstbäume.

Zudem können Aussagen zum Straßenniveau um 1871/ 1876 getroffen werden. Im Bereich des Markenstandorts sind Reparaturarbeiten ausgeführt worden. Wie oben ausgeführt, hatte das Wasser am 25./26. Juni 1871 viele Straßen und Wege aufgerissen. Sie konnten erst in den folgenden Monaten schrittweise repariert werden. In der Mühlgasse (Straße des Friedens) - und damit unmittelbar am Standort der Hochwassermarken - wurde das angeschwemmte Sediment zum Teil abgefahren, zum Teil aber auch eingeebnet. Darauf legte man neue Pflastersteine. Somit erhöhte sich das Straßenniveau bis spätestens Anfang 1872 um etwa 16 bis 18 cm. Das erklärt auch, warum die Marke für das ebenfalls extreme Hochwasser im Juni 1876 am Wohnhaus Straße des Friedens 21 in gleicher Höhe wie der Wasserstand vom Juni 1871 eingeschlagen wurde. Während laut zeitgenössischen Quellen das Hochwasser vom Juni 1876 in vielen Bereichen Stadtrodas nicht die Höhe von 1871 erreicht hatte, stand es in der Mühlgasse gleichhoch, weil hier das Straßenniveau 1876 infolge der Straßenbaumaßnahmen nunmehr 16 bis 18 cm höher lag als noch im Jahr 1871.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich der wasserbaulichen Maßnahmen im Bereich des Markenstandorts Straße des Friedens 21

Für die Untersuchung wasserbaulicher Maßnahmen konnten rund 12 Bauakten kommunaler sowie staatlicher Behörden im Stadtarchiv Stadtroda sowie im Thüringischen Staatsarchiv Altenburg eingesehen werden. Daraus lassen sich nachfolgenden Aussagen ableiten.

Zwischen 1800 und etwa 1870 wurden mehrfach Arbeiten an der Roda sowie an den Zuflüssen Wiehebach und Zeitzbach ausgeführt. Dabei wurden u. a. die Ufer gesichert sowie Steine und Kiese aus dem Flussbett geräumt. Ein tiefgreifender Ausbau der Roda im gesamten Stadtgebiet unterblieb zunächst.

Nach dem schweren Hochwasser von 1871 wurden Pläne zum grundlegenden Ausbau der Roda aufgestellt. Sie sahen vor, den Rodalauf in der Stadt in Etappen zu regulieren. Dabei sollten das Profil vertieft und die Sohle des Flusses auf 10 m verbreitert werden. Die Ufer mussten mit Mauern versehen werden.

1892 und 1893 konnte man das Projekt in Teilen umsetzen; und zwar (a) im Laufabschnitt von der Gerberstraße (Ortseingang) bis zur Nähe des Amtsplatzes sowie (b) unterhalb der Münzbrücke flussabwärts in Richtung Klostermühle.

Im Bereich des Hochwassermarkenstandortes (Mühlgasse bzw. heutige Straße des Friedens) wurden Ufer gesichert, jedoch noch keine umfassenden Arbeiten am Gerinne (aus Finanzierungsgründen) ausgeführt! Diese Arbeiten erfolgten erst in der sog. *"zweiten Ausbauphase"* Anfang des 20. Jahrhunderts.

Die für diese Ausbauphase erstellten Baupläne sind für die DBU-Untersuchung am Hochwassermarkenstandort Straße des Friedens 21 sehr wichtig, da nunmehr auch im Bereich der ehemaligen Mühlgasse die Roda von der Hirschbrücke flussabwärts bis zur Münzbrücke massiv ausgebaut wurde!

So, wie es schon in den 1890er Jahren in den flussauf- und flussabwärts gelegenen Rodaabschnitten geschehen war, ist das Flussbett der Roda zwischen der Hirschbrücke und Münzbrücke deutlich abgesenkt und die Sohle befestigt bzw. deutlich aufgeweitet worden. Ferner wurden die bereits vorhandenen Mauern an den Ufern der Roda weiter erhöht und damit besser gesichert. Auf diesem Weg wurde ein kanalartiges Gerinne geschaffen.

Die Unterlagen zum Ausbau der Roda 1909 haben sich erhalten. Konkret konnten darin 15 Querprofile gefunden werden, die für die weitere Bearbeitung von großer Bedeutung waren, das sie (a) den Ausbauzustand vor den Maßnahmen sowie (b) den dann erreichten Ausbauzustand dokumentieren.

Da, wie oben erwähnt, im Abschnitt Hirschbrücke - Münzbrücke vor 1909 noch keine tiefgreifenden Ausbaumaßnahmen stattgefunden hatten, ist davon auszugehen, dass der in diesen Profilen als Ausgangszustand eingetragene Zustand der Roda in etwa dem Ausbauzustand der Flusses während der Hochwasserjahre 1871 und 1876 entspricht.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich bildlicher Darstellungen

Im Stadtarchiv Stadtroda fanden sich zwei Darstellungen aus dem 19. Jahrhundert, die den Bauzustand bzw. die Roda in der Stadtmitte zeigen. Sie bestätigen den schon o. g. Befund, wonach die Häuser in der ehemaligen Mühlgasse (Straße des Friedens) offensichtlich schon zum Zeitpunkt der Hochwasser von 1871 und 1876 gestanden haben.

Darüber hinaus konnten ebenfalls im Stadtrodaer Stadtarchiv alte Fotos erfasst werden. Sie zeigen u. a. die Bebauungssituation um 1930 am Markenstandort sowie

Überschwemmungen während des Augusthochwassers 1981 in der Straße des Friedens und am Amtsplatz (s. Anlage Z33, Abb. 6).

Fazit der Archivrecherchen zum Hochwassermarkenstandort in Stadtroda

Im ersten Projektschritt mussten in Stadtroda drei potentiell zu untersuchende Hochwassermarkenstandorte in Nähe der Roda vor Ort eingehender bewertet werden. Im Ergebnis wurde festgelegt, die Analyse in der Innenstadt (Markenstandort Straße des Friedens 21, dort angezeigt die Wasserstände 1871 und 1876) durchzuführen.

Um originäre und damit belastbare Aussagen über das Umfeld des Hochwassermarkenstandortes zu erhalten, wurden zwei Archive aufgesucht. Dort sind die sehr heterogenen Bestände (darunter Wasserbauakten sowie Unterlagen mit Hochwasserberichten) systematisch gesichtet worden.

Zu den am Markenstandort angezeigten Hochwasserereignissen (Juni 1871 und 1876) konnte sehr ausführliche Informationen aus den gedruckten und handschriftlichen Quellen entnommen werden. Hierzu gehören u. a. Aussagen zur Witterungslage vor dem Hochwasser, aber auch zum Hochwasserverlauf und den Folgewirkungen der Überschwemmungen.

Über das bauliche Umfeld des Hauses, an dem sich noch heute die Marken befinden, wurden Karten sowie Bauakten ausgewertet.

Ebenso ließen sich Unterlagen zum Ausbau der Roda im 19. und beginnenden 20. Jahrhundert finden. Dazu gehören insbesondere Gerinneprofile.

Die Untersuchungen in Stadtroda zeigen, dass umfassende Quellenrecherchen in den Archiven die wichtigste Grundvoraussetzung sind. Hierbei wird vorausgesetzt, das sich dort überhaupt sachrelevante Archivalien bis heute erhalten haben. Sind diese Unterlagen z. B. im Krieg zerstört oder im Zuge von Behördenumstrukturierungen vernichtet worden, ist der im DBU-Projekt verfolgte Ansatz nicht realisierbar.

Quellenverzeichnis

[1] Stadtarchiv Stadtroda, I/ 2B/ 131 G [*Akten des Stadtraths zu Roda, betreffend das Hochwasser vom 11./12. Juni 1876 (1876)*]

Karten

Anonym (um 1888/1890): PLAN VON RODA, Lith. Anstalt von M. Hunger in Jena

Literaturverzeichnis

Anonym (1871): Locales [Bericht zum Hochwasser in Roda am 25./26.06.1871], In: Allgemeiner Anzeiger und Nachrichtenblatt für Roda und Umgegend, Nr. 74, Dienstag, 27. Juni 1871, ohne Seitenzahlen.

Anonym (1871): Das Hochwasser in Roda am 25. bis 26. Juni 1871, In: Altenburger Zeitung für Stadt und Land, Nr. 154, Mittwoch, den 5. Juli 1871, S. 769.

Anonym (1876): Locales [Bericht zum Hochwasser in Roda am 11./12.06.1876], In: Allgemeiner Anzeiger und Nachrichtenblatt für Roda und Umgegend, Nr. 69, Mittwoch, den 14. Juni 1876, ohne Seitenzahlen.

Anonym (1876): Ueber das Hochwasser der Roda, In: Altenburger Zeitung für Land und Stadt, Nr. 139, Freitag, den 16. Juni 1876, S. 240.

Bauer, L. (2013): Vergleichende Hydrogeographie von Thüringen. Ein wasserhistorischer Rückblick, hrsg. von Martin Görner im Auftrag der Arbeitsgruppe Artenschutz Thüringen e. V. und des Verbandes für Angeln und Naturschutz Thüringen e. V., Gera.

Löbe, E. (1894): Chronik der Stadt Roda im Herzogthum Sachsen-Altenburg und der in dieselbe eingepfarrten Dörfer, nach den Urkunden bearbeitet von Ernst Löbe, Erster Theil, Roda.

Möbius, U. (1993): Vor 100 Jahren - die Regulierung der Roda gegen Hochwasser innerhalb des Weichbildes von Stadtroda beginnt, In: Sammelblatt zur Heimatgeschichte der Stadtrodaer Zeitung (Sammelblatt 3/1993), S. 7-9.

Möbius, U. (1996): So lebte man in Alt-Stadt-Roda, Horb am Neckar.

Möbius, U. (2003): Chronik der Stadt Stadtroda, Horb am Neckar.

Streicher, K. A. (1827): Predigt, am ersten Sonntage nach Trinitatis 1827, nach einer am 10ten Juni überstandenen, großen Ueberschwemmung gehalten in der Stadtkirche zu Roda, von dem Superintendenten und Oberpfarrer K. A. Streicher

3.2 Die Hochwassermarke 1926 am Wohnhaus Sorge Nr. 15 in Schlotheim

3.2.1 Auswahl der Hochwassermarke

Bereits im Zuge einer vom Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Forsten, Umwelt und Naturschutz in Auftrag gegeben Hochwassermarken-Studie konnten zwischen Herbst 2007 und Frühjahr 2008 zahlreiche Markenstandorte an Fließgewässern im heutigen Unstrut-Hainich-Kreis erfasst bzw. dokumentiert werden (Deutsch & Pörtge 2009). Hierzu gehören auch die Hochwassermarken in Schlotheim (ebd., S. 76). Die Kleinstadt liegt im Nordwesten des Thüringer Beckens. Durch Schlotheim fließt die Notter. Sie ist ein ca. 22 km langer, linker Nebenfluss der Unstrut und entspringt in einer Höhe von rund 380 m NN. In ihrem Lauf quert sie die Fluren bzw. Ortslagen von Obermehler, Schlotheim, Körner (s. Anlage K33, Abb. 1), Grabe und Bollstedt. Unweit des Dorfes Bollstedt (ebenfalls im Unstrut-Hainich-Kreis) mündet die Notter in einer Höhe von ca. 187 m NN in die Unstrut. Die Größe des Einzugsgebiets beträgt rund 121 km². Mehrere Bäche münden in den Fluss; darunter der Marolteröder Bach sowie der Steinbruchs- und der Holzgraben. Wie aus historischen Berichten hervorgeht, kam es in den zurückliegenden Jahrhunderten sowohl in der Notter als auch in deren Zuflüssen mehrfach zu katastrophalen Hochwassern. Zu erwähnen sind beispielsweise die durch Starkniederschläge verursachten Hochwasser vom 12. Juni 1771, 21. Juli 1834 und 13. Mai 1861 (vgl. u. a. Lammert 1929 sowie Schlotheimer Stadtbuch, undatiert).

Zu den herausragenden Abflussereignissen des 20. Jahrhunderts gehört zweifellos das schwere Hochwasser vom 7./8. Juli 1926. In Schlotheim hat man bereits kurze Zeit nach dem Ereignis den extremen Wasserstand der Notter an mehreren Gebäuden in Form von Hochwassermarken gekennzeichnet. Während einige Marken in den letzten Jahrzehnten verloren gingen, haben sich vier Markierungen bis heute in der Stadt erhalten:

- (1) am Wohn- und Geschäftshaus Bahnhofstraße 13,
- (2) am Wohnhaus Am Graben 6,
- (3) am Wohn- und Geschäftshaus Sorge 1 (Eckhaus Sorge - Mehlergasse) und
- (4) am Wohnhaus Sorge 15.

In allen vier Fällen wurden industriell gefertigte Metallmarken (Abmaße: 16 X 6 cm) mittels Schrauben an der Wand angebracht. Die Aufschrift lautet: "*Hochwasser am 7. / 8. Juli 1926*". Auf die Wasserstandshöhe weist ein Pfeil hin (s. Anlage K33, Abb. 2). Die Schlotheimer Markenstandorte wurden im Rahmen des DBU-Projekts im Frühjahr/Sommer 2015 mehrfach aufgesucht. Dabei war insbesondere zu klären, welche Marke hinsichtlich ihrer Lage und ihrer Authentizität für die Studie nutzbar ist. Leider musste vor Ort festgestellt werden, dass sich die o. g. Marken (1) bis (3) in der Nähe von Brücken bzw. Stegen befinden und damit im Rückstaubereich der Notter liegen. Wie aus Bauunterlagen sowie einem alten Stadtplan hervorgeht, existierten diese Bauwerke bereits in den 1920er Jahren. Folglich muss man davon ausgehen, dass es während des schweren Notter-Hochwassers am 7./8. Juli 1926 an den Brücken und Stegen infolge von Verklausungen zum Rückstau kam. Damit fielen die Markenstandorte (1), (2) und (3) für die weitere Analyse aus.

Nur eine Schlotheimer Hochwassermarke - am Wohnhaus *Sorge Nr. 15* angebracht - erfüllte die Kriterien der Bearbeiter (s. Anlage K33, Abb. 3 und 4). Wie Stadtpläne aus den 1920er bzw. frühen 1930er Jahren zeigen, gab es zum Hochwasserzeitpunkt in der Nähe dieses Markenstandorts offensichtlich keine Brücken oder Stege. Rückstauerscheinungen können hier also ausgeschlossen werden. (Ein Steg, der heute unweit des Wohnhauses *Sorge 15* über die Notter führt, wurde erst nach 1945 gebaut!)

Laut Auskunft des Besitzes des Hauses *Sorge 15*, B. Görl, wurde die alte Marke bei umfangreichen Fassadensanierungen in den Jahren 1983/84 in ihrer Höhenlage nicht verändert. Auch weitere Bauarbeiten am Haus, die nach 1990 erfolgten, hatten keinen Einfluss auf den Markenstandort.

3.2.2 Quellenrecherchen zum Markenstandort in Schlotheim; *Sorge 15*

Angaben zum Umfeld des Markenstandorts *Wohnhaus Sorge 15* sowie Informationen zum historischen Zustand der Notter (1920er Jahre) wurden in den Beständen folgender Einrichtungen gesucht:

- Thüringisches Hauptstaatsarchiv Weimar,
- Kreisarchiv des Unstrut-Hainich-Kreises (Mühlhausen) sowie
- Heimatkundlicher Sammlungsbestand des Seiler-Museums in Schlotheim.

In allen Einrichtungen erfolgten zeitintensive Materialrecherchen. Im Verlauf von 9 Recherchetouren (2 x Staatsarchiv Weimar, 6 x Kreisarchiv und 1 x Sammlungsbestand des Seiler-Museums Schlotheim) konnten folgende Archivalien eingesehen werden:

- 1) Akten betreffend die Baumaßnahmen an der Notter im Stadtgebiet Schlotheim (1920er bis 1950er Jahre),
- 2) Akten zum Brücken- und Straßenbau (ab 1900 bis um 1950),
- 3) Karten und Bauzeichnungen staatlicher/kommunaler Behörden (ab 1900),
- 4) Tageszeitungen (Jahrgang 1926),
- 5) Fotos (u. a. kurz nach dem Hochwasser entstandene Bilder),
- 6) Druckwerke zur Schlotheimer Stadtgeschichte (einschließlich Werke zur Geschichte der Feuerwehr mit Angaben über den Hochwassereinsatz 1926).

Zudem wurden Akten und gewässerkundlich relevante Periodika der 1920er Jahre im Thüringer Talsperrenarchiv in Tambach-Dietharz benutzt (dort aus dem Bestand "*Gewässerkundliches Archiv des Freistaats Thüringen*").

3.2.3 Ergebnisse der Archivrecherchen

Angaben zu den Ursachen und zum Verlauf des Notter-Hochwassers am 7./8. Juli 1926

Ausgangsbedingungen

Folgt man den Aussagen zeitgenössischer Verlautbarungen, war der Juni 1926 im Raum Mühlhausen - Schlotheim - Ebeleben im Vergleich zu den Vorjahren sehr niederschlagsreich. Ende des Monats zogen mehrfach schwere Gewitter auf, die zum Teil ergiebige Niederschläge brachten. Infolgedessen kam es an der Notter bereits Ende Juni 1926 örtlich zu ersten Überschwemmungen. Hiervon kündigt noch heute eine Marke (*Hochwasser 28.6.1926*). Sie ist an einer Mauer in Körner, unweit von Schlotheim,

angebracht worden (s. Anlage K33, Abb. 5, vgl. Deutsch & Pörtge 2009, S. 76). Anfang Juli 1926 setzte sich - unterbrochen von wenigen Sonnentagen - die nasse Witterung fort. Im Raum Schlotheim sowie im angrenzenden Mühlhäuser Gebiet fielen am 4., 5. und 6. Juli z. T. ergiebige Niederschläge (vgl. Deutsch & Pörtge 1996, S. 291-292). Leider konnten für Schlotheim bzw. für die Dörfer im näheren Umkreis keine Niederschlagsdaten ermittelt werden. Messwerte liegen jedoch für die wenige Kilometer westlich gelegene Regenstation Mühlhausen/Th. vor. Dort registrierte man folgende Niederschlagsmengen:

- 4. Juli (7 Uhr) bis 5. Juli (7 Uhr) 25,8 mm,
- 5. Juli (7 Uhr) bis 6. Juli (7 Uhr) 18,1 mm und
- 6. Juli (7 Uhr) bis 7. Juli (7 Uhr) 13,8 mm (Henze 1926, S. 39).

Dadurch waren die oberflächennahen Bodenschichten bereits vor dem schweren Unwetter vom 7./8. Juli 1926 weitestgehend wassergesättigt und verfügten nur noch über wenig Speicherkapazität. Auch im nahen Einzugsgebiet der Notter dürfte infolge der Niederschläge der Abfluss, der hier aufgrund der geringen Bewaldung ohnehin schnell und unausgeglichen von statten geht, erheblich verstärkt worden sein.

Hochwasserverlauf am 7./8. Juli 1926

Am 7. Juli 1926 war es schwül. Gegen Abend zogen Gewitterwolken von Osten kommend auf. Dann, ab ca. 21 Uhr, entlud sich im Raum Schlotheim ein schweres Unwetter "*von nie gekanntem Ausmaß*" (Pfeiffer 2011, S. 65, vgl. auch Siegel 2008, S. 15 ff.). Es regnete stark und schon bald stiegen die Wasserstände in der Notter und im Marolteröder Bach bedrohlich an. Die Schlotheimer Feuerwehr musste gegen 21.30 Uhr ausrücken. Zu der Zeit ließ der Regen zunächst nach bzw. die Gewitter zogen ab (ebd.). Wenig später - gegen ca. 23 Uhr - setzte aber erneut starker Regen ein. Unweit der Stadt sollen nach 23.30 Uhr mehrere Wolkenbrüche gefallen sein. (ebd.) Daraufhin stieg die Notter stark an und "*ungeheure Wassermassen wälzten sich zu Tal, alles mitreißend, was im Wege strand ...*" (ebd.). Bald nach Mitternacht stand das Wasser in vielen Schlotheimer Gassen und Straßen. Der Scheitelwasserstand in der Notter war laut einem Augenzeugenbericht am 8. Juli etwa gegen 3 Uhr erreicht (s. Anonym, Mühlhäuser Anzeiger, Nr. 159, 1926). Um ca. 3.30 Uhr/ 4 Uhr beobachtete man schließlich ein langsames Sinken des Wassers. Bis zum Morgen des 8. Juli hatte es sich weitestgehend aus dem Ort zurückgezogen (ebd.). Die Feuerwehr musste in der Nacht vom 7. zum 8. Juli Hunderte Einwohner evakuieren. Glücklicherweise kamen in Schlotheim keine Menschen ums Leben.

Anzumerken ist, dass im amtlichen "*Jahres=Bericht der Thüringischen Landesanstalt für Gewässerkunde für das Abflußjahr 1926*" u. a. auf die Niederschläge am 7./8. Juli 1926 eingegangen wird. Folgt man einer dort veröffentlichten Niederschlagskarte, so ist davon auszugehen, dass im Einzugsgebiet der Notter in der Zeit vom 7. Juli (8 Uhr) bis zum 8. Juli 1926 (8 Uhr) etwa 80 mm Regen pro m² fielen (s. Anlage K33, Abb. 6). Laut einer Zeitungsnotiz im Mühlhäuser Anzeiger waren in dieser Zeit im nahen Mühlhausen "*56,7 mm Regen gefallen*" (vgl. Mühlhäuser Anzeiger, Nr. 157, 8. Juli 1926, S. 1).

Schäden und Verluste

Das schwere Notter-Hochwasser hatte allein in Schlotheim "*nicht weniger als 15 Häuser ... weggeschwemmt und über 20 total beschädigt*" (Pfeiffer 2006, S. 66) (s. Anlage K33, Abb. 7). Zudem mussten viele Menschen ihre von Schlamm verunreinigten Häuser

zeitweilig verlassen (insgesamt 288 Obdachlose waren in der Stadt zu versorgen!). Der Schaden, den das Notter-Hochwasser Anfang Juli 1926 verursacht hatte, wurde nur allein für Schlotheim auf 800.000 Reichsmark geschätzt (ebd.). Brücken und Stege in der Stadt waren entweder völlig zerstört oder stark beschädigt. Auf den Straßen, Gassen und Plätzen lag Schlamm; örtlich war das Pflaster aufgerissen.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich des baulichen Umfelds am Markenstandort Sorge 15

Zum baulichen Umfeld des Markenstandorts *Sorge 15* konnten anhand von einem Stadtplan, der zwischen 1928 und 1932 von dem Baumeister Picard erstellt worden ist, folgende Zustände rekonstruiert werden (s. Anlage K33, Abb. 8):

- die Bebauung am rechten Notter-Ufer (Straße: Sorge) ist bis heute unverändert; es standen dort Reihenhäuser.
- auf der gegenüber liegenden Seite (= linkes Notter-Ufer) existierte noch kein Deich. Zudem gab es dort zum Zeitpunkt des Hochwassers noch keine Kleingartenanlagen links der Notter. Laut Plan war dieser Bereich landwirtschaftliche Nutzfläche.

Ferner war es anhand historischer Fotos sowie mit Hilfe von Bauakten möglich, zumindest für den Bereich des Häuser Sorge Nr. 1 bis Sorge 30 Aussagen zum Straßenniveau zu treffen. Demnach sind offensichtlich trotz zahlreicher Straßenbauarbeiten in den letzten Jahrzehnten keine maßgeblichen Aufhöhungen des Straßenniveaus erfolgt. Das heißt, das heutige Straßenniveau "*Sorge*" entspricht annähernd dem Niveau von 1926.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich der wasserbaulichen Maßnahmen im Bereich des Markenstandorts Sorge 15

Für die Untersuchung wasserbaulicher Maßnahmen konnten 10 Bauakten kommunaler sowie staatlicher Fachbehörden, darunter im Archiv des Unstrut-Hainich-Kreises, eingesehen werden. Das lässt folgende Aussagen zu:

Wenige Jahre nach dem Hochwasser von 1926 wurden in der Stadt Schlotheim punktuell wasserbauliche Arbeiten an der Notter ausgeführt. Dabei sind u. a. das Notter-Profil im Stadtzentrum örtlich aufgeweitet und die Sohle tiefer gelegt worden. Das unterblieb jedoch im Laufabschnitt nahe des Markenstandorts Sorge 15 (evtl. aus finanziellen Gründen?). Laut Unterlagen in den eingesehenen Akten sind keine Baumaßnahmen vorgenommen worden. Das folgte erst ab dem Jahr 1949. Die damals zuständigen Fachbehörden erstellten Pläne für einen umfassenden Gewässerausbau in Schlotheim (Notter einschließlich Marolteröder Bach/ Mehrstedter Bach). Diese Planungsunterlagen fanden sich im Kreisarchiv des Unstrut-Hainich-Kreises.

Für die Untersuchung der Hochwassermarken am Standort Sorge Nr. 15 sind diese Archivalien sehr wichtig. Die Pläne beweisen, dass dort erst ab 1949 - und nicht schon in den 1930er Jahren - tiefgreifende Bauarbeiten am bzw. im Gerinne vorgenommen wurden. Die in den Bauunterlagen genau verzeichneten alten Ausbauzustände der Notter entsprechen somit annähernd dem Ausbauzustand von 1926.

Wie oben erwähnt, hatten die wasserbaulichen Projekte vor 1949 in der Ortslage Schlotheim nur den Charakter einer Gewässer-Grundräumung.

Umfangreiche Wasserbauarbeiten (Anfang der 1930er Jahre) hat man an der Notter nicht in der Stadt Schlotheim, sondern nur oberhalb bzw. unterhalb der Ortslage ausgeführt.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich bildlicher Darstellungen

In der heimatkundlichen Sammlung des Schlotheimer Seilermuseums fanden sich alte Fotos, die ebenfalls wichtige Rückschlüsse auf die Bebauung rechts der Notter (= Straßenzug "Sorge" mit Häuserzeile) zulassen (s. Anlage K33, Abb. 9). Demnach entspricht hier der bauliche Zustand prinzipiell der heutigen Situation. Ein Luftbild (etwa Mitte der 1930er Jahre aufgenommen) zeigt sehr deutlich, dass das gegenüberliegende, linke Notter-Ufer immer noch unbebaut war (s. Anlage K33, Abb. 10). Zudem gab es am linken Ufer keinen Deich und keine Gärten, wie das heute der Fall ist. Laut Aussagen von Anliegern erfolgten die Deichbauarbeiten erst in den 1970er Jahren, um nicht zuletzt die inzwischen angelegten Kleingärten vor Überschwemmungen der Notter zu schützen. Darüber hinaus wurden in die Untersuchungen historische Fotos einbezogen, die kurz nach dem Hochwasser vom 7./8. Juli 1926 entstanden. Sie zeigen eindrucksvoll das Ausmaß der Zerstörungen in Schlotheim und bestätigen damit zeitgenössische Berichte, wonach es in vielen Straßen wie nach einem Krieg ausgesehen haben soll (s. Anlage K33, Abb. 7).

Fazit der Archivrecherchen zum Hochwassermarkenstandort in Schlotheim

Im ersten Arbeitsschritt sind in Schlotheim vier Hochwassermarken, die noch an Gebäuden erhalten sind und an die Katastrophe von 1926 erinnern, näher untersucht worden. Aufgrund der Befundumstände konnte schließlich nur eine Marke (angebracht am Wohnhaus *Sorge 15*) für die weiteren Arbeiten genutzt werden.

Im zweiten Schritt wurden möglichst umfassende primäre Informationen zum Hochwasserereignis von 1926, aber auch zum baulichen Umfeld der Hochwassermarken erhoben. Hierfür waren systematische Materialrecherchen in zwei Archiven und einer heimatkundlichen Sammlungen nötig.

Zum baulichen Umfeld der Marke am Wohnhaus *Sorge 15* konnten Karten, Pläne und Bauakten ausgewertet werden.

Ferner war es möglich, Unterlagen zum Ausbau der Notter im 20. Jahrhundert zu nutzen. Zu den analysierten Archivalien gehörten u. a. Projektbeschreibungen und Ausbauprofile.

Wie die Untersuchungen zum Hochwassermarkenstandort in Schlotheim zeigen, müssen zunächst umfassende Quellenrecherchen durchgeführt werden. Dies stellt die Grundvoraussetzung für weiterführende ingenieurtechnische Arbeiten dar.

Quellenverzeichnis

Schlotheimer Stadtbuch, Stadtarchiv Schlotheim, ohne Sign. (Abschriften zu schweren Unwetter- und Hochwasserereignissen in Schlotheim, schriftliche Mitt. von Frau M. Bier/Schlotheim)

Regulierung der Notter (1933-1940), Kreisarchiv Unstrut-Hainich-Kreis, Bestand Schlotheim (vor 1945), Nr. 42.

Ausbau der Wasserläufe in der Gemarkung Schlotheim, Kreis Sondershausen (1949), Kreisarchiv Unstrut-Hainich-Kreis, Bestand Kreisrat Sondershausen, Stadt Schlotheim, Nr. 299.

Karten

Karte der Stadt Schlotheim (1928-1932 von Baumeister Picard erstellt), Kartenbestand Kreisarchiv Unstrut-Hainich-Kreis

Pläne der Stadt Schlotheim (ca. 1930 bis um 1950), heimatkundliche Sammlung im Seiler-Museum Schlotheim

Literaturverzeichnis

Anonym (1927): Witterungsbericht und Wasserführung, In: Jahres-Bericht der Thüringischen Landesanst. für Gewässerkunde für das Abflußjahr 1926, Weimar, S. 4-8.

Anonym (1927): Die Katastrophe in Schlotheim, In: Mühlhäuser Anzeiger, Nr. 159, 10. Juli 1927, ohne Seitenzahl.

Anonym (1927): Eine schwere Unwetterkatastrophe in Schlotheim und Umgebung, In: Schlotheimer Zeitung, 10. Juli 1926, S. 1

Deutsch, M. & K.-H. Pörtge (1996): Außergewöhnliche Niederschläge und Hochwässer in Thüringen am Beispiel des Hochwassers der Unstrut vom Juli 1926 im Altkreis Mühlhausen/Thüringen, In: Mäusbacher, R. & A. Schulte (Hrsg.): Beiträge zur Physiogeographie. Festschrift für Dietrich Barsch, Heidelberger Geographische Arbeiten, H. 104, Heidelberg, S. 289-299.

Deutsch, M. & K.-H. Pörtge (2009). Hochwassermarken in Thüringen, hrsg. vom Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Forsten, Umwelt und Naturschutz, Erfurt.

Henze, H. (1928): Ergebnisse der Niederschlags-Beobachtungen im Jahre 1926, In: Veröffentlichungen des Preußischen Meteorol. Instituts, Berlin, Nr. 361, S. 38-39.

Lammert, F. (1929): Bäuerliche Aufzeichnungen aus Körner aus dem 17. und 18. Jahrhundert, In: Die Heimat, Beilage des Ebeleber Bezirksblattes, September, Nr. 22.

Pfeiffer, H.-J. (2011): Chronik der Freiwilligen Feuerwehr Schlotheim, Schlotheim.

Siegel, G. (2008): Katastropheneinsatz der Schloth. Freiwilligen Feuerwehr im Juli 1926, In: RückSpiegel. Geschichte und Geschichten aus Schlotheim, Schlotheim, S. 15-16.

3.3 Die Hochwassermarke 1890 am ehemaligen Spicke-Pegelhaus an der Hörsel in Eisenach

3.3.1 Auswahl der Hochwassermarke

Im Zusammenhang mit einer vom Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Forsten, Umwelt und Naturschutz in Auftrag gegebene Hochwassermarken-Studie wurden im Frühjahr und Sommer 2008 u. a. Angaben zu Hochwassermarkenstandorten an der Hörsel aufgenommen. Es fanden jedoch keine Geländestudien statt. Vielmehr konnten Spezialverzeichnisse von Hochwassermarkenstandorten genutzt werden, die sich ursprünglich im Archivbestand der Wasserwirtschaftsverwaltung in Suhl (Dienstbereich ehemaliges Staatliches Umweltamt Suhl) befanden.

Auf Grundlage dieser Listen, die 2009 in einer amtlichen Druckschrift erschienen (vgl. Deutsch & Pörtge 2009, S. 87-88), sind im Rahmen der DBU-Studie alle angegebenen 9 Markenstandorte an der Hörsel aufgesucht worden. Ziel war es, die jeweiligen Befundumstände genau zu prüfen, um dann ggf. zu ein oder zwei Hörsel-Hochwassermarken umfassendere Studien auszuführen.

Während der Befahrung musste jedoch festgestellt werden, dass alle alten Marken an der Hörsel inzwischen nicht mehr existieren! Nach Auskunft von Anwohner wurden einige Hochwassermarken im Zuge von Sanierungsarbeiten abgenommen oder überputzt. Andere Marken wiederum gingen beim Abriss bzw. Neubau von Brücken verloren.

Angesichts dieser negativen Befundumstände war es ein Glücksfall, dass sich zumindest zu einem Markenstandort (am Pegelhaus "*Spicke*" in Eisenach) ausführliche und vor allem originäre Angaben zur Anbringung der Marke sowie zur angezeigten Höhe des extremen Wasserstands (vom 24. November 1890, nach alter Einmessung 210 m ü. NN) sowohl in den Altunterlagen der TLUG Jena (Regionalstelle Suhl) als auch im Stadtarchiv Eisenach fanden. Da es zudem ergänzend möglich war, alte Hörsel-Profile, historische Karten von Eisenach sowie weitere, sachrelevante Unterlagen zum Hochwasserverlauf 1890 in den Archiven einzusehen (s. unten), fiel die Entscheidung, diesen Markenstandort im DBU-Projekt eingehender zu bearbeiten.

Der inzwischen nicht mehr betriebenen Pegel befand sich im Westen der Stadt Eisenach (Bereich der sog. "*Spicke*"). Am linken Flussufer der Hörsel hatte man ein Pegelhaus errichtet, welches inzwischen abgerissen ist. An der Hauswand befand sich die Marke. Sie informierte über das Datum und die Höhe des Wasserstands am 24. November 1890.

Die Hörsel, die das nördliche Stadtgebiet von Eisenach durchfließt, ist ein "*typischer Mittelgebirgs- und Berglandfluss*" (Bauer 2013, S. 286) (s. Anlage E28 Abb. 1). Die Größe des Einzugsgebiets wird von Prof. Dr. Ludwig Bauer mit 788 km² angegeben (ebd.). Die Hörsel ist der größte und wasserreichste Nebenfluss der Werra. Nach einem ca. 55 km langen Lauf mündet der Fluss bei der Ortschaft Hörschel in einer Höhe von 194,5 m NN in die Werra. Das Gesamtgefälle der Hörsel beträgt 8,64 % (ebd.). Während der Schneeschmelze, aber auch infolge ergiebiger, länger anhaltender Regenfälle kann es an der Hörsel zu bedeutenden Überschwemmungen kommen. Zu erwähnen sind u. a. die herausragenden Abflussereignisse in den Jahren 1862, 1890, 1909 und 1946.

3.3.2 Quellenrecherchen zum Markenstandort in Eisenach

Informationen zum Markenstandort sowie zum Umfeld (ehemaliger Spike-Pegel) sowie Angaben zum historischen Zustand der Hörsel (ca. 1890 bis um 1920) wurden in erster Linie in den Beständen folgender Einrichtungen gesucht:

- Thüringisches Hauptstaatsarchiv Weimar,
- Stadtarchiv Eisenach und
- Sammlungsbestand im Archiv/ in der Registratur der Dienststelle der TLUG in Suhl.

In den genannten Einrichtungen mussten zeitintensive Quellenrecherchen vorgenommen werden. Während der Recherchetouren (insgesamt 12 Touren) war es möglich, die nachfolgend genannten Unterlagen einzusehen:

- 1) Akten über Baumaßnahmen an der Hörsel in der Flur Eisenach (ca. 1850 bis um 1930),
- 2) Akten zum Brückenbau in Eisenach (ab ca. 1890 bis um 1950),
- 3) Stadtpläne von Eisenach,
- 4) Karten sowie Bauzeichnungen von staatlichen und kommunalen Fachbehörden (ab 1900),
- 5) Gutachten (darunter von Bauingenieuren) zu wasserbaulichen Arbeiten sowie amtliche Zusammenstellungen von Hochwassermarken im Stadt- und Kreisgebiet Eisenach (s. Anlage E28 Abb. 2),
- 6) Berichte betreffend die schweren Hochwasser der Hörsel (ca. 150 ff.),
- 7) Unterlagen betreffend den Betrieb des Hörsel-Pegels Eisenach/Spicke,
- 8) Tageszeitungen (Stadt Eisenach betreffend, 1890.),
- 9) Fotos (jedoch nur von Überschwemmungen im 20. Jahrhundert),
- 10) Druckwerke zur Stadtgeschichte Eisenachs (erste Hälfte 20. Jhd.).

Außerdem konnten wasserwirtschaftlich relevante Akten und Sammelmappen (darunter Dokumentationen zum Pegelbetrieb [am sog. "*Spicke-Pegel*" an der Hörsel] genutzt werden. Das Archivgut lagert heute im Bestand der TLUG Jena (Dienststelle Suhl) sowie im Talsperrenarchiv in Tambach-Dietharz.

3.3.3 Ergebnisse der Archivrecherchen

Angaben zu den Ursachen und zum Verlauf des Hörsel-Hochwassers 1890

Vorbemerkung

Im November 1890 liefen in mehreren Fließgewässern Thüringens katastrophale Hochwasser ab. Dabei kam es insbesondere am 24. und 25. November u. a. an der Saale, Schwarza, Gera, Werra und Hörsel zu großflächigen Überschwemmungen. Die Verluste fielen außerordentlich hoch aus. Nicht zuletzt in vielen Städten, darunter in Jena (Saale), Meiningen (Werra) und Eisenach (Hörsel), verzeichnete man bedeutende Sachschäden. Folgt man den Ergebnissen umfassender Studien zum historischen Hochwassergeschehen (1500 bis 1950) im Gebiet des heutigen Bundeslandes Thüringen, so gehören die Überschwemmungen vom November 1890 in vielen Flussgebieten Thüringens zweifellos zu den herausragenden Schadensereignissen der letzten fünf Jahrhunderte!

Ausgangsbedingungen

Nach übereinstimmenden Angaben in den handschriftlichen und gedruckten Quellen wird als Ursache des schweren Hörsel-Hochwassers sehr ergiebiger Regen genannt. Insbesondere vom Nachmittag des 22. November bis zum Abend des 24. November 1890 erreichten die Regenfälle eine Intensität, wie es sonst nur bei sommerlichen Starkniederschlägen der Fall ist (s. Anlage E28 Abb. 3). Abflussverschärfend wirkte sich der Umstand aus, dass man auch im Einzugsgebiet der Hörsel bereits ab dem 16. November 1890 täglich leichte Regenfälle verzeichnete und damit die Bodenfeuchte sehr hoch war (vgl. Deutsch & Pörtge 2003, S. 40 ff.). Hinzu kam, dass bei anhaltend niedrigen Temperaturen und hoher Luftfeuchtigkeit nur eine geringe Verdunstung erfolgte. Als entscheidende Wetterlage für die Hochwasserkatastrophe vom November 1890 wird ein Tiefdruckgebiet genannt, das von Norwegen kommend langsam in Richtung Süden bis Südosten zog. In Osteuropa hingegen drang ein Hochdruckgebiet, Frost mit sich bringend, westwärts (Hellmann 1891). So wurde dem Tiefdruckgebiet der sonst übliche Weg nach Osten versperrt (ebd.).

Hochwasserverlauf am 23., 24. und 25. November 1890

23. November, Nachmittag: Aufgrund der lange anhaltenden, sehr ergiebigen Niederschläge im Einzugsgebiet der Hörsel wurde im Raum Eisenach ein Ansteigen der Pegel seit den Nachmittagsstunden beobachtet (Eisenacher Zeitung, Dienstag, 25. November 1890, ohne Seitenzahl).

Nacht vom 23. zum 25. November: In der Nacht vom 23. zum 24. stieg das Wasser weiter an. Es waren bereits Patrouillen im Einsatz, um im nördlichen Stadtgebiet die Wasserstände in der Hörsel, in der Nesse und im Mühlgraben zu kontrollieren (ebd.).

24. November, Morgenstunden: Am frühen Morgen des 24. November uferten schließlich die Nesse und Hörsel aus, wobei aber zunächst nur *"das anliegende Gelände"* unter Wasser gesetzt wurde (ebd.). Am 24. November (gegen 5.30 Uhr) waren schon Abschnitte des Mühlgrabens überflutet, wodurch man angrenzende Straßen nicht mehr passieren konnte.

24. November, Vormittag: Im Norden Eisenachs - unmittelbar an der Hörsel - spitzte sich die Lage im Laufe des Vormittags immer weiter zu. Feuerwehrleute waren u. a. im Bereich der Langensalzaer Straße im Einsatz, denn *"viele Häuser mußten geräumt werden"* (ebd.).

24. November, Nachmittag, früher Abend: Am Nachmittag (ca. 14 Uhr) waren u. a. die Bereiche im Köpping und im Grabental völlig überschwemmt. Ebenso standen Gebiete an der Spicke im Wasser (ebd.). Die Hörsel stieg aber immer noch weiter an. Schließlich (ab dem späten Nachmittag des 24. November 1890, ca. 17 Uhr) *"fiel das Wasser von Stunde zu Stunde merklich"* (Eisenacher Tagespost, Nr. 278, Mittwoch, den 26. November 1890, ohne Seitenzahl).

Nacht vom 24. zum 25. November: Die Wasserstände der Hörsel und Nesse sanken kontinuierlich. Das Wasser zog sich langsam von den Flächen bzw. aus den Straßen zurück (ebd.).

25. November, später Vormittag: Das Hochwasser war abgelaufen. Dazu heißt es in der Tagespresse: *"Die Ufer sind wieder wasserfrei und das Wasser ist demnach in sein natürliches Bette wieder zurückgekehrt."* (ebd.)

Schäden und Verluste

Übereinstimmend wird in den historischen Berichten erklärt, das Hochwasser vom 24./25. November 1890 sei nur mit den schweren Überschwemmungen von 1862 vergleichbar. Laut einer Pressemeldung in der Eisenacher Tagespost vom 25. November, *"bot die Szenerie des überschwemmten Gebietes ... einen schauerlichen Anblick"*. Die Flächen, die vom Wasser bedeckt waren, *"boten einen tieftraurigen Abglanz all des Elends und Jammers, den das verheerende Element den Menschen und ihrem Besitz zugefügt"* hatte (Eisenacher Tagespost, Nr. 278, Mittwoch, den 26. November 1890, ohne Seitenzahl).

Der Schaden, den das Hochwasser im Herbst 1890 allein im Stadtgebiet von Eisenach verursachte, war enorm. Die Brücken, darunter die sog. Köpping- und Spickebrücke, wiesen Schäden auf. Weite Uferbereiche hatte das Wasser unterspült und die dort befindlichen Befestigungen (Steinpackungen) mit weggerissen. Zahlreiche Straßen mussten saniert werden, da das Pflaster aufgerissen war. In viele Häuser waren Wasser- und Schlammmassen in die unteren Etagen eingedrungen. Sie konnten nur unter hohem Kostenaufwand wieder gesäubert/instandgesetzt werden. Glücklicherweise musste man in Eisenach keine Menschenleben beklagen.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich des baulichen Umfelds am Markenstandort Spicke

Zum Umfeld des Markenstandorts *Spicke* (ehemaliger Pegel an der Hörsel) können mit Hilfe von drei Stadtplänen aus dem 19. Jahrhundert (s. Anlage E28 Abb. 4) folgende Zustände abgeleitet werden:

- es gab im Bereich des Markenstandorts keine Bebauung; weder am linken noch am rechten Hörsel-Ufer,
- links und rechts der Hörsel befanden sich Wiesen bzw. Felder (s. Anlage E28 Abb. 4, dort u. a. die Flurbezeichnung *"Der lange Rasen"*),
- im Untersuchungsbereich gab es weder einen Steg noch eine massive Brücke; somit kann Rückstau ausgeschlossen werden.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich der wasserbaulichen Maßnahmen im Bereich des Markenstandorts Sorge 15

Für die Untersuchung wasserbaulicher Maßnahmen sind 10 Archivalien genutzt worden, wobei sich aber nur in 4 Akten relevantes Material fand. Es handelt sich um Planungsunterlagen kommunaler sowie staatlicher Fachbehörden aus dem beginnenden 20. Jahrhundert.

Wie aus den Unterlagen hervorgeht, sollten bald nach dem Hochwasser umfassende Baumaßnahmen an der Hörsel ausgeführt werden. Zunächst kam man jedoch nicht über die Phase der Projektplanung bzw. Projektdiskussion hinaus.

Einzelne Bauabschnitte an der Hörsel im Stadtgebiet von Eisenach konnten schließlich nur wenige Jahre nach 1890 umgesetzt werden. Es handelt sich u. a. um Bauarbeiten im Bereich unweit der Nesse-Mündung und wenige hundert Meter stadteinwärts (Bereich Mühlhäuser Straße, am sog. "Köpping"). Der Bereich an der sog. "Spicke" blieb jedoch vorerst unreguliert.

Wesentlich für die Untersuchungen waren wasserbauliche Altunterlagen aus den Jahren 1911 und 1918. Darin fanden sich:

- die Ergebnisse gutachterlicher Untersuchungen *"über das Fassungsvermögen des zwischen dem Fischbacher Wehr und der Stedtfelder Flurgrenze gelegen Hörselflußlaufs und Vorschläge zur Steigerung des Fassungsvermögens"*,
- Darlegungen vom Dipl.-Bauing. G. Sperl betreffend Masseberechnungen zum Hörselausbau, einschließlich Angaben zu Profilen, Rauigkeiten etc. (1911) und
- ein Gutachten von Dr.-Ing. Wolf (1918) mit dem Titel *"Das kleinste Niedrigwasser und das höchste Hochwasser der Hörsel bei Eisenach"*.

Anhand der in den Quellen aufgefundenen Profile war es möglich, Rückschlüsse auf den Zustand der Hörsel im Untersuchungsabschnitt in den 1890er Jahren zu ziehen. Demnach war der Fluss beim Hochwasser am 24./25. November 1890 kaum ausgebaut. Eine grundlegende, massive Vertiefung bzw. Aufweitung des Gerinnes fand dort erst im 20. Jahrhundert statt!

Die in den Unterlagen enthaltenen Dokumente ermöglichen es, die Profile der Hörsel unweit des sog. "Spicke-Pegels" zu rekonstruieren.

Ergebnisse der Archivrecherchen bezüglich bildlicher Darstellungen

Es konnten leider keine Fotos zum Hochwasser von 1891 gefunden werden. Lediglich eine Zeichnung, die laut Unterschrift das Ausmaß der Überschwemmungen vom 24. November 1890, fand sich in den Akten. In der Erläuterung heißt es, dass als Vorlage eine Fotoaufnahme genutzt wurde (s. Anlage E28 Abb. 5).

Fazit der Archivrecherchen zum Hochwassermarkenstandort in Eisenach

Im ersten Arbeitsschritt wurden in Eisenach alle Hochwassermarkenstandort, die laut einer 2009 publizierten Markenaufstellung an der Hörsel existieren müssten, aufgesucht. Dabei musste festgestellt werden, dass alle alten Hochwassermarken an der Hörsel bei Sanierungs- bzw. Abrissarbeiten zerstört wurden.

Aufgrund der besonderen Befundumstände konnten jedoch zu einem, inzwischen nicht mehr existenten Markenstandort (dort eine HW-Marke zum Abflussereignis vom 24./25.11.1890, am ehemaligen Pegelhaus, Spicke-Pegel in Eisenach) umfangreiche, originäre Angaben erfasst werden. Das ermöglichte den Projektbearbeitern, diesen Standort näher zu untersuchen.

Im zweiten Arbeitsschritt wurden Informationen zum Hochwasserereignis von 1890 sowie zum Umfeld der Hochwassermarken erhoben. Hierfür waren systematische, zeitintensive Materialrecherchen in Archiven notwendig.

Das Hochwasser wurde durch starke Niederschläge verursacht. Der Scheitelwasserstand trat am Nachmittag des 24. November 1890 ein.

Eisgang, aber auch Eisstau sind bei den Hochwasserbeschreibungen nicht erwähnt.

Zum baulichen Umfeld der Marke sind wasserwirtschaftliche Karten, Stadtpläne und Bauakten der Stadt Eisenach ausgewertet worden.

Ferner war es möglich, Projektpläne zum Ausbau der Hörsel im Stadtbereich Eisenach zu erfassen.

Auch die Analysen zum ehemaligen Hochwassermarkenstandort "*Spicke-Pegelhaus, Eisenach*" verdeutlicht, dass zunächst tiefgründige Quellenrecherchen nötig sind, um ingenieurtechnische Untersuchungen zu einer Hochwassermarke durchzuführen.

Quellenverzeichnis

Anonym (1890): [Meldung zum Hochwasser], In: Eisenacher Zeitung, Dienstag, 25. November 1890, ohne Seitenzahl.

Anonym (1890): [Meldung zum Hochwasser vom 25.11.1890], In: Eisenacher Tagespost, Nr. 278, Mittwoch, den 26. November 1890, ohne Seitenzahl.

Gutachten über das Fassungsvermögen des zwischen dem Fischbacher Wehr und der Stedtfelder Flurgrenze gelegenen Hörselflußlaufs und Vorschläge zur Steigerung des Fassungsvermögens (1911) (Stadtarchiv Eisenach)

Handschriftliche Ausführungen von Dipl.-Bauing. G. Sperl (1912), dem Rat der Stadt Eisenach vorgelegt am 4.12.1911 (Stadtarchiv Eisenach)

Wolf (1918): Das kleinste Niedrigwasser und das höchste Hochwasser der Hörsel bei Eisenach, unveröffentlichtes Manuskript, abgefasst von Dr.-Ing. Wolf (TLUG Jena, Dienststelle Suhl, Dienstarchiv, ohne Signatur)

Karten

Übersichtskarte von Eisenach, 1872 (Stadtarchiv Eisenach)

Plan von Eisenach, vor 1877 (Stadtarchiv Eisenach)

Plan der Residenz=Stadt Eisenach, vor 1892 (Stadtarchiv Eisenach)

Literaturverzeichnis

Bauer, L. (2013): Vergleichende Hydrogeographie von Thüringen. Ein wasserhistorischer Rückblick, hrsg. von Martin Görner im Auftrag der Arbeitsgruppe Artenschutz Thüringen e. V. und des Verbands für Angeln und Naturschutz Thüringen e.V., Jena.

Deutsch, M. & K.-H. Pörtge (2003): Hochwasserereignisse in Thüringen, Schriftenreihe der TLUG Jena, Nr. 63, zweite Auflage, Jena.

Deutsch, M. & K.-H. Pörtge (2009). Hochwassermarken in Thüringen, hrsg. vom Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Forsten, Umwelt und Naturschutz, Erfurt.

Hellmann, G. (1891): Die Regenverhältnisse vom 22. bis 24. November 1890 in Mittel- und Westdeutschland, In: Mitteilungen der Geographischen Gesellschaft zu Jena, Bd. IX.

4. Ermittlung historischer Abflusswerte mit hydraulischen Modellen

4.1 Aufbau hydraulischer Modelle für einen Untersuchungsquerschnitt

Mit Hilfe eines 2D-Modells lassen sich Ausuferungen in der Fläche besser als mit einem 1D-Modell nachbilden und untersuchen.

Dagegen erfolgt die Modellierung von Brücken und Durchlässen nicht so differenziert wie bei einem 1D-Modell.

Bei den zu untersuchenden historischen Hochwässern waren in jedem Fall Ausuferungen zu verzeichnen.

Bei der praktischen Bearbeitung hat es sich jedoch als vorteilhaft erwiesen, den Untersuchungsabschnitt zunächst mit einem 1D-Modell zu bearbeiten. Dabei werden Problemstellen erkannt und die Plausibilität der hydraulischen Randbedingungen kann mit weniger Aufwand geprüft werden.

Die 1D-Rechnungen erfolgten mit dem Modell HEC-RAS /25/. Grundlage der Berechnung sind Querprofile.

Die 2D-Berechnungen erfolgten mit dem Strömungsmodul HYDRO_AS-2D /12/. Die Software wurde von Dr.-Ing. Marinko Nujic entwickelt und wird u. a. von der Firma Hydrotec vertrieben. HYDRO_AS-2D findet Verwendung bei der zweidimensionalen Simulation von Strömungen, in denen die vertikalen Geschwindigkeitskomponenten vernachlässigt werden können und die Parameter über die Tiefe gemittelt werden (Flachwassergleichungen).

Grundlage der Berechnung ist ein Berechnungsnetz, welches aus den Querprofilen des Flussschlauches (terrestrische Vermessung) und üblicherweise einem DGM des Vorlandes aufgebaut wird. Durch eine terrestrische Vermessung von Bruchkanten können zusätzliche Informationen eingefügt werden.

HYDRO_AS-2D ist ein reines Rechenprogramm. Als Programmoberfläche zur Erstellung des Netzes und der Eingangsdaten wird das Programm SMS (Surface-water modelling system) verwendet /13/.

4.2 Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Eine Übersicht zur Lage des Hochwassermarkenquerschnitts und des Referenzpegels ist in Anlage Z0 angegeben.

4.2.1 Hydraulisches 1D-Modell

Der obere Modellrand wurde direkt unterhalb der Hirschbrücke gelegt. Durch diese Festlegung wird der gesamte Talquerschnitt erfasst. Ausuferungen mit Abfluss außerhalb des Hauptflusses sind nicht zu besorgen. Probleme bei der Modellierung der Hirschbrücke, des Wehres und des Mühlgrabenabzweiges treten durch diese Festlegung nicht auf.

Der untere Modellrand befindet sich in Höhe der kleinen Münzbrücke (Steg).

Aus dem Lageplan Anlage Z7 „Roda um 1890“ war bekannt, dass die Hochwassermarke am Haus Straße des Friedens 21 lagemäßig zur Roda entsprechend der Westseite des historischen Inselhauses befindet. Aus dem maßstäblichen Lageplan von 1912 (Anlage Z3.1) kann entnommen werden, dass das am nächsten flussabwärts befindliche bekannte historische Querprofil (Profil 250, Anlage Z8) 65,12 m unterhalb der Westseite des Inselhauses/Hochwassermarke angeordnet wurde. Das Inselhaus ist auf der Anlage Z7 vermerkt. Die weiteren Profile bis zum Profil 170 flussabwärts waren im regelmäßigen Abstand von 7,82 m angeordnet.

Somit ergab sich eine Strecke von 62,65 m (8 mal 7,82m) zwischen dem Profil 250 und dem Profil 200.

Auf dieser Basis war es möglich, die Lage der bekannten Querprofile P170 bis P250, in Anlage Z8 rot dargestellt, in das hydraulische Modell einzuordnen.

Die historischen Profile (Anlage Z3.1 und 3.2) sind in Fließrichtung angegeben. Bezüglich der Vorländer wurden die historischen Querprofile bis zu einer Breite von ca. 15 m ergänzt.

Diese entspricht ungefähr der historischen Bebauung. Fließflächen jenseits der Bebauung tragen nur unwesentlich zum Abfluss infolge geringer Geschwindigkeiten bei.

Vom VB Flach /6/ wurden zur Kontrolle der Höhendifferenzen zwischen dem aktuellen und historischen Zustand zwei Querprofile der Roda in Höhe der Hochwassermarke und am unteren Ende der Untersuchungsstrecke (Kleine Münzbrücke) aufgemessen.

Die Vermessungsergebnisse sind vollständig in Anlage Z.1 dokumentiert.

Die historischen Profile sind im Höhensystem mNN mit Bezug auf die Berliner Sternwarte angegeben. Dieses Höhensystem war im Herzogtum Altenburg bis 1913 gebräuchlich. Die Differenz zwischen mNHN und mNN kann gemäß einer Recherche des VB Flach /6/ beim Landesvermessungsamt Thüringen vernachlässigt werden.

Die Lage des neu aufgemessenen Profils entspricht dem historischen Profil P190. Die neu aufgemessenen Profile sind in Anlage Z8 blau dargestellt.

In Anlage Z2 ist das historische Profil 190 zusammen mit dem aktuell aufgemessenen Profil dargestellt. Man erkennt, dass sich die Roda an diesem Profil um ca. 20 cm innerhalb der letzten 100 Jahre eingetieft hat.

Die Höhe der Hochwassermarke 1871/1876 wurde durch das VB Flach (Anlage Z1) zu 190,53 mNHN bestimmt.

Das oberste bekannte historische Querprofil ist das Profil P250. Die historische Sohlhöhe der Roda an der Hirschbrücke konnte leider nicht ermittelt werden. Um auch für den nicht historisch belegten Rodabschnitt Querprofile zu generieren wurde wie folgt vorgegangen.

Das aktuelle Gefälle der Roda im Rodabschnitt zwischen der Hochwassermarke und der kleinen Münzbrücke/Steg/Profil 190 ist durch die Vermessung des VB Flach (Anlage Z1) bekannt. Die Sohlhöhendifferenz D der beiden Profile beträgt $D = 186,86 - 186,42 = 0,44$ m bei einem Profilabstand von 112 m. Das Gefälle beträgt somit 0,36%.

Der Abstand zwischen dem Profil P250 (Station 63,10m) und dem neu durch das VB Flach vermessenen Profil an der Hochwassermarke beträgt 65,12 m gemäß den oben gemachten Ausführungen. Somit hat dieses Profil PHochwassermarke die Station 128,22 m.

Die aktuelle minimale Sohlhöhe an diesem Profil beträgt 186,86 mNHN. Diese Sohlhöhe wird um die Eintiefung der Roda von 0,2 m gemäß den oben gemachten Ausführungen auf 187,06 mNHN erhöht.

Der Abstand zwischen der Hirschbrücke (linkes Ufer) und dem Profil PHochwassermarke wurde mit dem GIS-System zu 45,78 m ermittelt. Auf der Basis des Gefälles von 0,36% ergibt sich für diese Strecke eine Sohlhöhendifferenz DH zur Hirschbrücke von $DH = 0,0036 \cdot 45,78 \text{ m} = 0,16 \text{ m}$.

Das Profil PHochwassermarke wurde um diese Höhe auf 187,22 mNHN angehoben und als Rodaprofil PHirschbrücke in Höhe der Hirschbrücke (linkes Ufer) angesetzt.

Leider konnten keine Querschnitte des historischen Mühlgrabens in den Archiven gefunden werden. Aus dem Bild des Amtsplatzes (Anlage Z4) ist zu entnehmen, dass der Mühlgraben ungefähr die halbe Breite der Roda, also ca. 4 m, aufweist.

Als Sohlhöhe des Mühlgrabens wird die Sohlhöhe der Roda am gleichen Profil angesetzt. Diese Annahme entspricht wahrscheinlich nicht vollkommen der Realität, da Mühlgräben vor der Mühle in der Regel geringeres Gefälle als der Fluss aufweisen.

Da aber keine weiteren Angaben vorlagen wurde wie angegeben verfahren.

Der Mühlgraben wurde an den Profilen P250 (Station 63,1m), PHochwassermarke (Station 128,22) und PHirschbrücke (Station 174) entsprechend der historischen Darstellungen (Anlage Z4) angesetzt.

Für den Abschnitt zwischen P250 und der Hirschbrücke wurden mit der Interpolationsfunktion von HEC-RAS im Abstand von 10m Zwischenprofile eingefügt.

Aus Testrechnungen mit dem hydraulischen 1D-Modell ergab sich, dass auf der gesamten Untersuchungsstrecke nur strömender Fließzustand auftritt. Entsprechend wurde am unteren Ende der Untersuchungsstrecke mit Normalabfluss bei Angabe des durch die aktuelle Vermessung bestimmten mittleren Gefälles der Roda von $I = 0,36\%$ gearbeitet.

Die Rauheit wurde entsprechend den historischen Bildern (Anlage Z5) und unter Bezug auf /18/ mit $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (natürliche Flussbetten mit grobem Geröll) angesetzt.

Die wesentlichen Ergebnisse der überschlägigen hydraulischen Modellierung mit dem 1D-Modell sind in der Anlage Z9 (Tabelle), der Anlage Z10 (Querprofile an HW-Marke) und Anlage Z11 (Längsprofil) ausgewiesen.

Danach ergibt sich folgendes.

Die maximalen Fließgeschwindigkeiten liegen bei 3,9 m/s.

Im gesamten Untersuchungsabschnitt tritt kein schießender Abfluss auf.

Der Wasserstand am Querprofil der Hochwassermarken (Markenhöhe 190,53 mNHN) für einen Abfluss von 100 m³/s beträgt 190,45 mNHN. Für einen Abfluss von 110 m³/s ergibt sich eine Höhe von 190,62 mNHN. Danach hat der Abfluss 1871, errechnet mit dem 1D-Modell, bei ca. 105 m³/s gelegen.

Wird dieser Wert nach dem Längsschnittverfahren nach DYCK/20/ mit dem Exponent EXP = 0,7 zum Pegel Zöllnitz/Roda übertragen, ergibt sich HQ(1871) = 136 m³/s. Dieser Wert ist im Verhältnis zu den Extremwertverteilungen in Anlage Z20, ermittelt mit HQ-EX, auf Basis der beobachteten HO am Pegel Zöllnitz (Reihe 1948-2013 ohne hist. HQ) sinnfällig.

Eine Erhöhung der Rauheit im Flussbettbereich von $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ergibt eine Reduzierung des Wasserstandes bei $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ um 6 cm. Änderungen des Abflusses um 10 m³/s (z.B. von 100 m³/s auf 110 m³/s) bewirken eine Wasserstandsänderung von 18 cm. Der Einfluss der Rauheit ist also wesentlich geringer gegenüber dem Einfluss von Abflussänderungen.

4.2.2 Hydraulisches 2D-Modell

Erstellen des Flussschlauchnetzes

Zunächst mussten die historischen Querprofile in das Textformat XYZ gebracht werden. Die historischen Querprofile wurden entsprechend ihrer Lage über das Luftbild von Stadtroda gelegt.

Die linke Böschungsoberkante des historischen Profils wurde auf der linken Böschungsoberkante der Roda aus dem Luftbild angeordnet und die Koordinaten ermittelt. Danach wurde die rechte Böschungsoberkante auf Basis des bekannten Punktabstandes zwischen den beiden Böschungsoberkanten am historischen Profil in ArcView markiert und die Koordinaten abgelesen.

Danach konnten den Messpunkten des historischen Profils zwischen den Böschungsoberkanten die R-Werte und H-Werte durch Interpolation zugeordnet werden.

$$H_WertP = HwertlBö + sP * (HwertrBö - HwertlBö) / sBö$$

mit

H-WertP	Hochwert des Interpolationspunktes
HwertlBö	Hochwert des Punktes linke Böschung-OK
HwertrBö	Hochwert des Punktes rechte Böschung-OK
sP	Strecke vom Punkt linke Böschung-OK bis Interpolationspunkt aus Querprofil
sBö	Strecke zwischen den Punkten der Böschungsoberkanten

Damit liegen die historischen Profile im erforderlichen XYZ-Format vor.

Zum Erstellen des Flussschlauchnetzes wurden die historischen Querprofile (Anlage Z3) im Textformat XYZ durch das Programm SMS eingelesen. Beim Einlesen der Querprofile ist darauf zu achten, dass es sich nur um Gewässerprofile handelt.

Der Mühlgraben wurde nicht als Flussschlauch modelliert sondern innerhalb des Vorlandnetzes durch Anpassung der Höhen an den Netzpunkten modelliert.

Entlang den Querprofilen und zwischen den Querprofilen entlang der Uferlinie werden sogenannte Nodestings erzeugt. Damit entstehen zwischen den Querprofilen Flussbettabschnitte, die durch jeweils 4 Nodestings eingegrenzt werden. Die 4 Nodestings werden markiert und mit dem Befehl *Elements* → *Rectangular Patch* weiter verfeinert. Auf diese Weise wird das Flussnetz erzeugt. Die Netzmaschenabstände müssen der Profilstaltung (starke Gliederung->enge Maschen) angepasst s

Punkte außerhalb des Flussnetzes werden gelöscht. Das Flussnetz wird unter dem Namen Stadtroda.2dm abgespeichert.

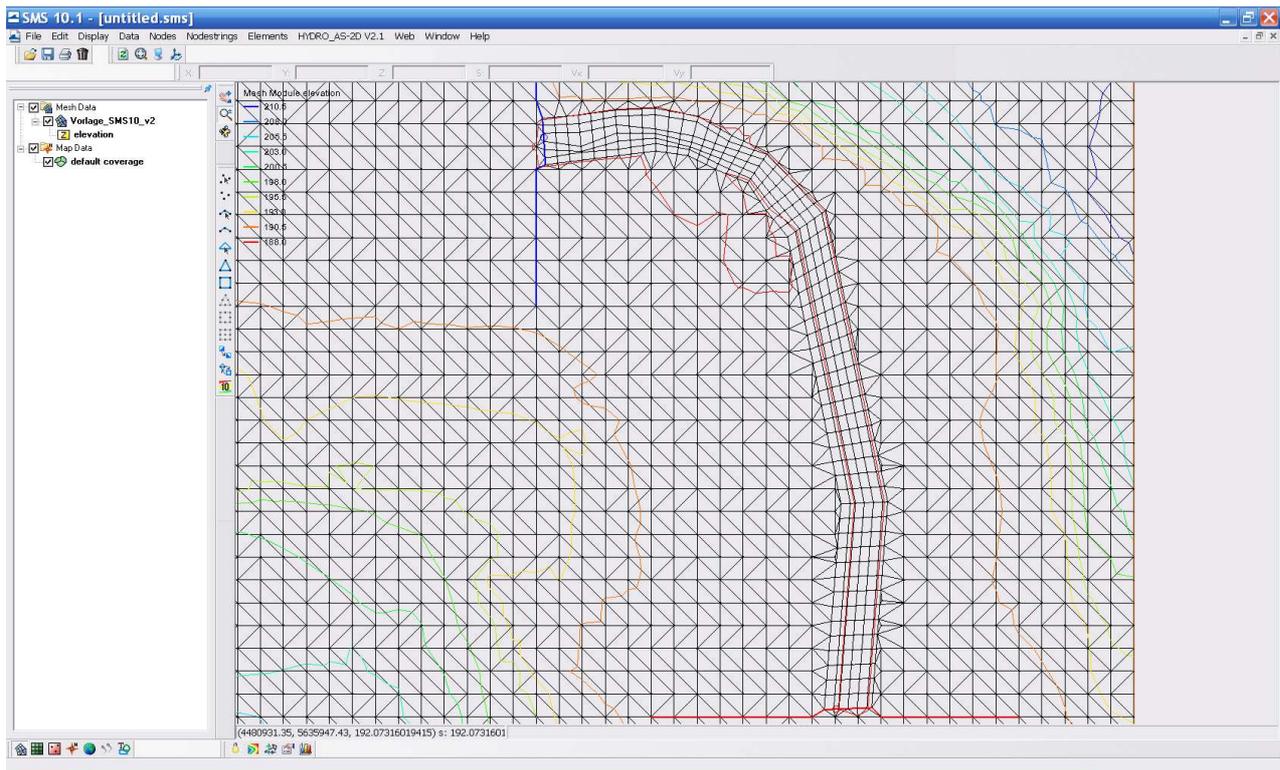


Bild 1: Gesamtnetz Stadtroda

Erstellen des Vorlandnetzes und Gesamtnetzes

Das Vorlandnetz wird aus den Punkten des DGM erzeugt. Dazu wird das DGM im Textformat XYZ durch das Programm SMS eingelesen. Gegebenenfalls werden anschließend Bruchkanten (Wege, Böschungen, Gräben,...), die den Wasserabfluss auf dem Vorland beeinflussen, aus einer terrestrischen Vermessung eingelesen.

Solche historischen Bruchkanten konnten für Stadtroda in den Archiven nicht aufgefunden werden.

Es war zu beachten, dass die Straße parallel zur Roda nach dem Hochwasser 1871 um 20 cm aufgehört wurde.

Um den Zustand von 1871 im Vorland darzustellen, wurde daher an den Netzpunkten im Straßenbereich (zwischen der Bebauung und dem historischen Mühlgraben) die aktuelle Höhe (aus dem DGM5) um 20 cm erniedrigt.

Zur Untersuchung des Hochwassers 1976 blieben die Netzknoten unverändert. Somit existieren zwei unterschiedliche Netze eines für das Hochwasser 1871 und ein zweites Netz für das Hochwasser 1876.

Die Aufhöhung des sogenannten Thieme'schen Grundstückes gemäß Anlage (6.1, historisches Querprofil) und Anlage 6.2 (aktuelles Luftbild) erfolgte nach 1876. Die Netzknoten in diesem Bereich (aus dem DGM5) wurden daher entsprechend Anlage (6.1) im Bereich von 10 m von der Böschungsoberkante der Roda um ca. 0,5 m und im Abstand von 18 m um ca. 1,0 m reduziert. Direkt an Beginn der Rodaböschung erfolgte keine Aufhöhung.

Das Vorland war vor der Erhöhung des Thiemeschen Grundstückes bis ca. 18 m Entfernung von der Böschungsoberkante nahezu horizontal. Die Netzknoten wurden daher in diesem Bereich bis 18,0 m auf die Höhe der Böschungsoberkante gesetzt.

Aus diesem Vorlandnetz wurde mit dem Polygon des Flussumrisses der Teil des Flussschlauches ausgeschnitten und anschließend mit dem zuvor erzeugten Flussnetz (Fluss.2dm) ersetzt.

Die Nodestrings innerhalb des Netzes werden wieder gelöscht.

Damit ist das Gesamtnetz prinzipiell erzeugt, in folgendem Bild wurde zur besseren Orientierung noch ein Luftbild eingeladen.

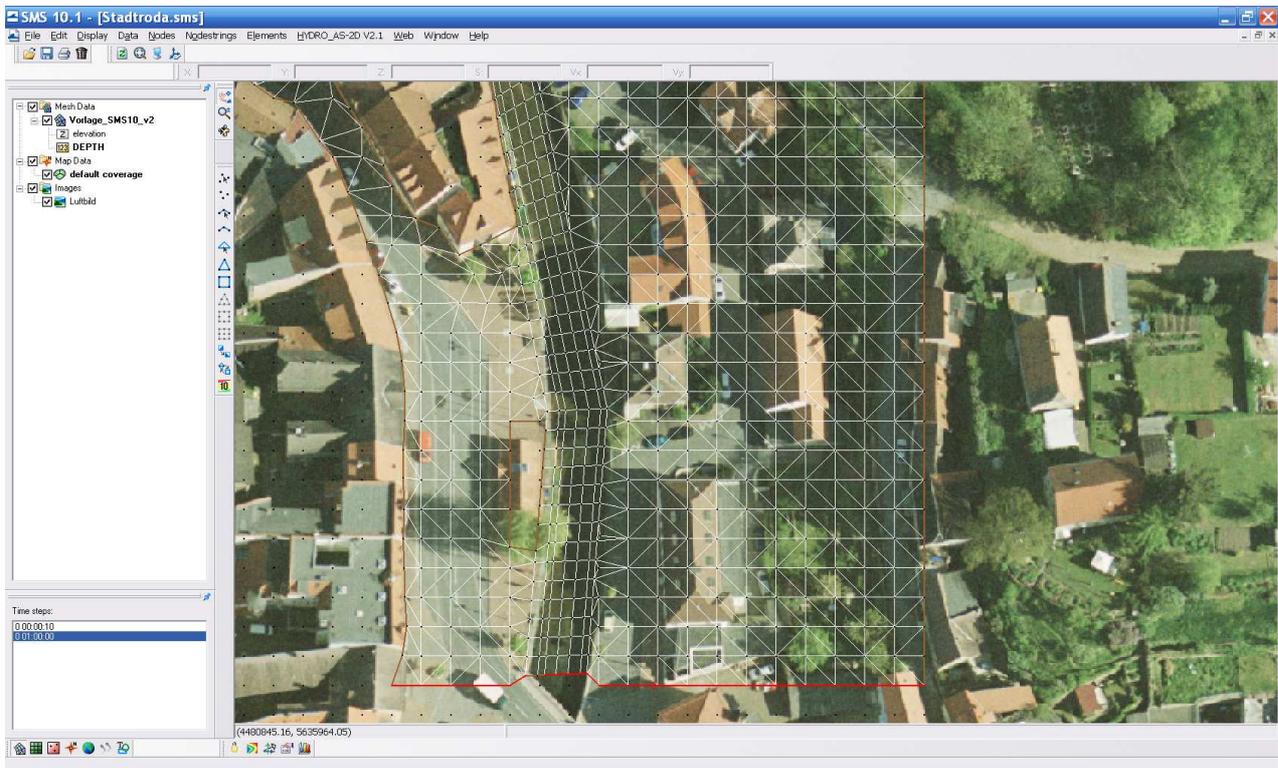


Bild 2: Luftbild Stadtroda mit Gesamtnetz

Durch die automatische Vermaschung und das Zusammenfügen beider Netze (Fluss und Vorland) sind in der Regel auch Dreiecke entstanden (sehr spitze oder stumpfe, Netzknoten mit sehr vielen Anschlusselementen), die sich ungünstig auf die Berechnung auswirken. Durch Markierung der Prüf-Option *Display Options* → *Mesh Quality* werden in SMS alle problematischen Dreiecke farblich markiert. Auf dieser Grundlage wird das Netz durch das Löschen, Verschieben oder Einfügen von Punkten (Nodes) bereinigt, die Punkthöhen sind dabei gegebenenfalls anzupassen.

Zuweisung der Materialien

Als Materialien werden in SMS die Rauheiten der Netzelemente verstanden. Dazu steht eine Liste von Rauheiten zur Verfügung, die ausgewählt und gegebenenfalls angepasst werden können.

Die Vorländer sind durch Zäune, Büsche und auch Gebäudeteile beeinflusst. Hier wurde gemäß den Standardwerten in Hydro_AS-2d eine Rauheit von $kSt = 20 \text{ m}^{1/3}/s$ gesetzt.

Dem Flussbett wurde eine Rauheit von $kSt = 30 \text{ m}^{1/3}/s$ zugeordnet.

Eine Kalibrierung des hydraulischen 2D-Modells ist nicht möglich, weil es sich auf die historische Gewässergeometrie bezieht. Dafür liegen keine Abflussmessungen am Pegel Zöllnitz vor.

Hydraulische Randbedingungen

An den Rändern des Ablaufs und Zulaufs werden Nodestings erzeugt, für die Randbedingungen vorgegeben werden (*Assign BC*). Diese Nodestings erstrecken sich auch über das Vorland soweit in diesem Bereich mit Abfluss zu rechnen ist.

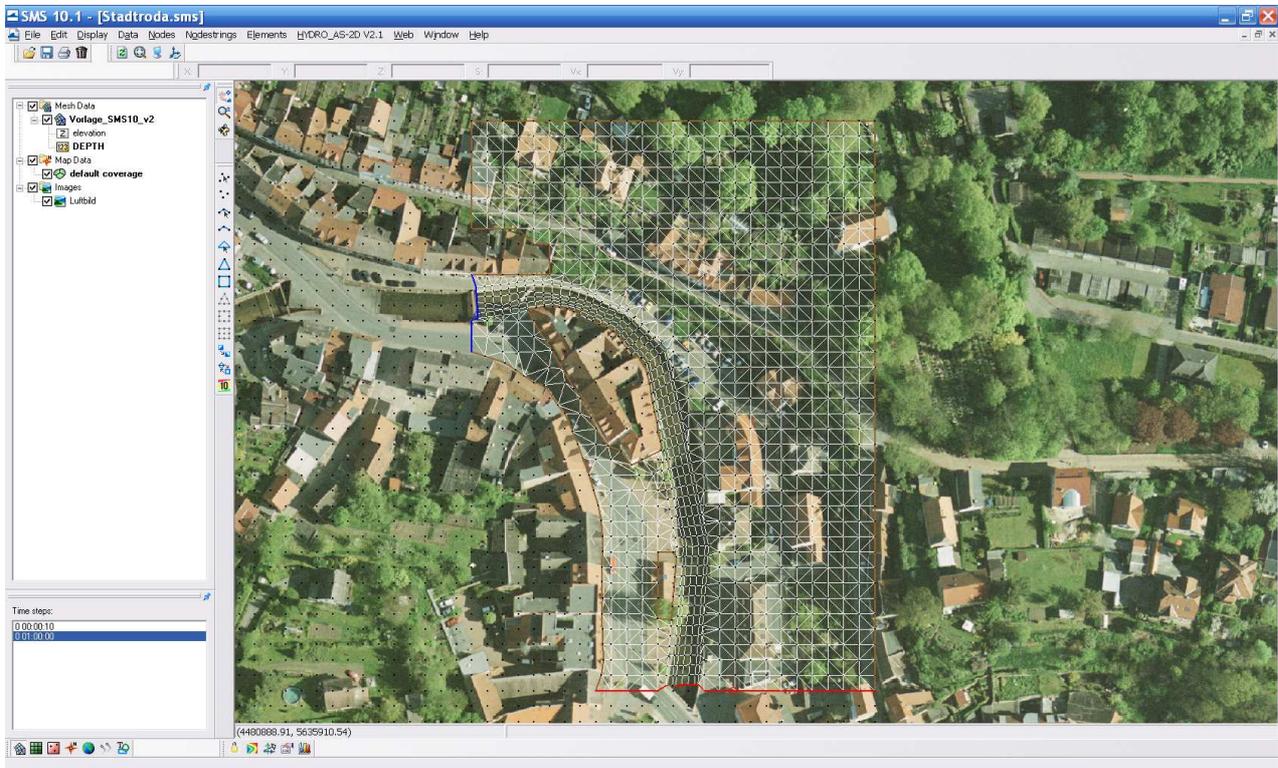


Bild 3: Gesamtnetz Stadtroda mit nodestings

Am Auslauf wurde ein Energieliniengefälle auf der Basis des Gefälles wie im 1D-Modell von $I=0,36\%$ angesetzt.

Der Zufluss wird von der Berechnungsweise her grundsätzlich instationär als Ganglinie eingegeben, auch wenn ein stationäres Ergebnis gewünscht wird. Dazu wird eine vereinfachte Ganglinie bis zu dem gewünschte Abflusswert eingegeben, die dann auf diesem Wert bis zum Ende der Berechnungszeit verbleibt. Die Berechnungszeit, einstellbar unter *Global Parameters*, wurde mit 1 Stunde gewählt. Dann ist bei Hochwasser ein stationärer Zustand erreicht. Ob ein stationärer Zustand erreicht wurde kann mit der Datei *Q_Strg.dat* geprüft werden. Ein stationärer Zustand wurde erreicht, wenn in dieser Datei die Abflüsse in beiden Spalten (Zulauf und Ablauf) nahezu gleich groß sind.

Die Berechnungsschrittweite wurde auf 1 Minute gesetzt, alle 5 Minuten werden Zwischenergebnisse abgespeichert.

Bauwerke wie Brücken, Durchlässe usw. waren im Untersuchungsabschnitt nicht vorhanden.

Der Mühlgraben wurde durch Änderung der Höhe der Netzknoten um $-2,0$ m bei einer Breite von 6 m nachgebildet.

Er wurde 10m von der linken Böschungskante der Roda angeordnet.

Einfügen von Gebäuden in das Modellnetz

Aus Anlage Z7, einem historischen Bebauungsplan, kann entnommen werden, dass die dort angegebenen Bauten vom Grundriss her der Gegenwart entsprechen. Eine Ausnahme ist das Inselhaus.

Entsprechend wurden die Gebäude auf Grundlage des aktuellen Luftbildes händisch durch Löschen von Dreiecken im Netz und Anpassung der Netzknoten an die Gebäudekanten in das Netz eingelagert. Damit stellen die Gebäude ein hydraulisches Hindernis dar und sind im Netz ausgespart.

Das Inselgebäude wurde entsprechend der historischen Lage in Anlage Z7 mit einer Breite von 10m und einer Länge von 20m berücksichtigt. Ebenso blieb das sog. Thieme'sche Grundstück frei von Bebauung.

Pegelpunkte

Zur Kontrolle der in den Querschnitten vorhandenen Wasserstände können an den Querprofilen die Wasserstände mit Hilfe sogenannter „Pegelpunkte“ ermittelt werden. Die Pegelpunkte sind durch ihre ID-Nummern gekennzeichnet. Dem Hochwassermarkenquerschnitt wurde ein Pegelpunkt zugeordnet.

Organisation und Durchführung der Berechnung

Die Arbeit mit dem Programm SMS zum Aufbau des Berechnungsnetzes und zum Festlegen der Modellparameter erfolgte in einem Verzeichnis mit der Bezeichnung Hydro_AS_2D/Stadtroda.

Der von SMS erzeugte Berechnungsdatensatz HYDRO_AS-2D.2dm, der das Netz und alle zur Berechnung erforderlichen Parameter enthält, wurde in einem gesonderten Unterverzeichnis abgespeichert.

Die Durchführung der Berechnung erfolgt in dem jeweiligen Unterverzeichnis mit den Programmen

- Hydro_2dm.exe
- Hydro_as-1step.exe

Durch das Programm Hydro_2dm.exe erfolgt eine Überprüfung der Eingabedaten und eine Erstellung der Input-Dateien für das eigentliche Simulationsprogramm. Mit dem Programm Hydro_as-1step.exe wird schließlich die Simulation über den gesamten Berechnungszeitraum (hier 3600 Sekunden = 1 Stunde) durchgeführt.

Ausgabedateien

Folgende Ergebnisdateien werden durch Hydro_as-1step.exe erzeugt und können anschließend durch SMS eingelesen und visualisiert werden.

<i>DEPTH.DAT</i>	Wassertiefe [m]
<i>VELOC.DAT</i>	Fließgeschwindigkeit [m/s]
<i>WSPL.DAT</i>	Wasserspiegel [m]
<i>WSPL_MAX.DAT</i>	maximaler Wasserspiegel [m]
<i>SCHUB_MAX.DAT</i>	Schubspannung [N/m ²]
<i>DAUER.DAT</i>	Überflutungsdauer [h]

Für die Prüfung der Ergebnisse aus den Berechnungen auf Plausibilität genügt im Fall der historischen Hochwasser der Wasserstand am Pegelpunkt (Hochwassermarke) und die Wassertiefe.

4.2.3 Ermittlung des historischen Abflusses am Hochwassermarkenquerschnitt

Zur Ermittlung des historischen Wasserstandes wurden mehrere Rechnungen mit dem hydraulischen 2D-Modell mit steigenden Zuflüssen vorgenommen, bis der beobachtete historische Wasserstand von 190,53 mNHN erreicht war. Damit war der Scheitelabfluss des historischen Hochwassers bekannt.

Die Tabelle gibt einen Überblick zu den Wasserständen bei unterschiedlichen Abflüssen am Pegelpunkt/Hochwassermarke des 2D-Modells.

In den Klammern der Tabellenköpfe W(100) ist der stationäre Abfluss der Rechnung mit dem 2D-Modell angegeben. In der unteren Zeile befindet sich der dazugehörige Wasserstand an der Hochwassermarke. Die Rechnungen erfolgten in der angegebenen Reihenfolge von links nach rechts.

Tab.1: Wasserstände des 2D-Modells Stadtroda/Hochwasser 1871

Profil	ID-Nummer	W(100) [mNHN]	W(130) [mNHN]	W(115) [mNHN]	W(114) [mNHN]
PHochwassermarke	1821	190,32	190,76	190,55	190,53

Tab.2: Wasserstände des 2D-Modells Stadtroda/Hochwasser 1876

Profil	ID-Nummer	W(100) [mNHN]	W(108) [mNHN]	W(109) [mNHN]
PHochwassermarke	1821	190,38	190,51	190,53

Aus den Ergebnissen auf Basis des 2D-Modells ergibt sich ein HQ(1871) = 114 m³/s und ein HQ(1876) von 109 m³/s.

4.3 Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter

Eine Übersicht zur Lage des Hochwassermarkenquerschnitts und des Referenzpegels ist in Anlage K0 angegeben.

Nachstehend werden nur die standortspezifischen Merkmale und Vorgehensweisen beschrieben.

Die fachlichen Grundlagen sind die gleichen wie beim Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda.

4.3.1 Hydraulisches 1D-Modell

Der obere Modellrand wurde direkt unterhalb der Mündung des Marolteröder Baches gelegt. Der untere Modellrand befindet sich an der Brücke über die Notter in Höhe der Kläranlage.

Aus der Anlage K3 konnten historische Profile im Abstand von 25 m bis 50 m entnommen werden. Die Lage der Profile wurde entsprechend dem historischen Lageplan Anlage K4 angeordnet.

Die Profile stellen den Zustand von 1926 dar, da der Bereich der hydraulischen Untersuchungsstrecke beim Notterausbau 1932 nicht enthalten war.

Zur Kontrolle der historischen Profile wurden drei aktuelle Notterprofile zu Beginn (Brücke) in der Mitte und am Ende (Mdg. Marolteröder Bach) aufgemessen.

Die Höhe der Hochwassermarke am Haus Sorge 15 wurde vom VB Flach zu 231,80 mNHN ermittelt.

Die Vermessungsergebnisse sind vollständig in Anlage K1 dokumentiert.

Die historischen Profile sind in einem unbekanntem Höhensystem angegeben.

Die Differenzen zwischen den verschiedenen Höhensystemen in Deutschland betragen maximal 16 cm.

In Anlage K2 sind die historischen Profile zusammen mit dem aktuell aufgemessenen Profilen und dem Regelprofil der Planung von 1949 (Sohlbreite 4 m, Böschungsneigung 1:2) dargestellt.

Man erkennt, dass das Regelprofil nahezu dem aktuellem Zustand entspricht.

Die historischen Profile waren bei Verwendung der Originalwerte durchweg sowohl im Flussbett als auch bei den Vorländern im Mittel um 0,5 m tiefer als die aktuellen Profile.

Auch tiefergehende Recherchen konnten diesen Umstand nicht erklären.

Um Sinnfälligkeit mit dem aktuellem Zustand zu erreichen, wurden alle historischen Profile um 0,5 m angehoben, wie in Anlage K2 dargestellt.

Damit besteht auch Kontinuität bezüglich des Anschlusses an das aktuelle DGM5.

Zwischen allen Profilen wurden mit der Interpolationsfunktion von HEC-RAS im Abstand von 10m Zwischenprofile eingefügt.

Aus Testrechnungen mit dem hydraulischen 1D-Modell ergab sich, dass auf der gesamten Untersuchungsstrecke nur strömender Fließzustand auftritt. Entsprechend wurde am unteren Ende der Untersuchungsstrecke mit Normalabfluss bei Angabe des durch die aktuelle Vermessung bestimmten mittleren Gefälles der Notter (Profile 2 bis 13) von $I = 0,26\%$ gearbeitet.

Die Rauheit wurde entsprechend den historischen Bildern (Anlage K5...K8) und unter Bezug auf /18/ mit $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (stark bewachsene Erdkanäle) und $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt.

Die relativ rauen Ansätze erfolgten, weil 1926 die Notter noch nicht ausgebaut war und somit beim Flussbett als auch in den Vorländern mit Bewuchs zu rechnen war.

Die wesentlichen Ergebnisse der überschlägigen hydraulischen Modellierung mit dem 1D-Modell sind in der Anlage K9 (Tabelle), der Anlage K10 (Querprofile an HW-Marke) und Anlage K11 (Längsprofil) ausgewiesen. Danach ergibt sich folgendes.

Die maximalen Fließgeschwindigkeiten liegen bei 2,5 m/s.

Im gesamten Untersuchungsabschnitt tritt kein schießender Abfluss auf.

Der Wasserstand am Querprofil der Hochwassermarke (Markenhöhe 231,80 mNHN) für einen Abfluss von 55 m³/s beträgt 231,78 mNHN. Für einen Abfluss von 56 m³/s ergibt sich eine Höhe von 231,81 mNHN. Danach hat der Abfluss 1926, errechnet mit dem 1D-Modell, bei ca. 55,8 m³/s gelegen.

Dabei ist zu beachten, dass der Abfluss über gesamte linke Vorland nicht berücksichtigt wurde. Es ist daher zu erwarten, dass der Scheitelabfluss, der mit dem hydraulischen 2D-Modell ermittelt wird, größer ist.

Wird dieser Wert nach dem Längsschnittverfahren nach DYCK/20/ mit dem Exponent $EXP = 0,749$ zum Pegel Körner/Notter übertragen, ergibt sich $HQ(1926) = 74,1$ m³/s. Aus dem Vergleich der historischen Niederschlagswerte (100mm in 3 h), dokumentiert in /33/, mit der Tabelle nach PEN-LAWA (Anlage K14.3) ergibt sich ein Wiederkehrintervall von ca. 5000a für diesen Niederschlag.

Aus den Extremwertverteilungen auf Basis der Jahresreihe 1965-2013 (Anlage K20) am Pegel Körner ist abzulesen, dass die theoretischen Verteilungen mit einer Prüfgröße von $n\omega^2 < 0,04$ für $T = 5000a$ zwischen 33 m³/s und 52 m³/s liegen.

Bei Beachtung der hohen Vorfeuchte gemäß den Angaben in /33/ erscheint der Wert von 74,1 m³/s plausibel.

Eine Erhöhung der Rauheit im Flussbettbereich von $k_{St} = 25$ m^{1/3}/s auf $k_{St} = 35$ m^{1/3}/s ergibt eine Reduzierung des Wasserstandes bei $Q = 55$ m³/s um 16 cm. Änderungen des Abflusses um 5 m³/s (z.B. von 55 m³/s auf 60 m³/s) bewirken eine Wasserstandsänderung von 13 cm.

4.3.2 Hydraulisches 2D-Modell

Erstellen des Flussschlauchnetzes

Diese Arbeiten erfolgten etwas abweichend vom Vorgehen am Standort Stadtroda.

Zunächst mussten die historischen Querprofile in das Textformat XYZ gebracht werden.

Die historischen Querprofile wurden entsprechend ihrer Lage über das Luftbild von Schlotheim mit dem Programm ArcView gelegt.

Die Gewässermitte des historischen Profils wurde in der Gewässermitte des Luftbildes angeordnet. Mit Hilfe von EXCEL wurde der jeweilige Abstand von der linken und der rechten Böschungsoberkante auf Basis der Querstationierung bestimmt. Dieser wurde am Profil in ArcView abgetragen und der Endpunkt markiert. An diesen jeweiligen Punkten (linke und rechte Böschung) wurden die Koordinaten ermittelt.

Danach konnten den Messpunkten des historischen Profils zwischen den Böschungsoberkanten die R-Werte und H-Werte durch Interpolation zugeordnet werden.

$$H_WertP = HwertlBö + sP * (HwertrBö - HwertlBö) / sBö$$

mit

- H-WertP Hochwert des Interpolationspunktes
- HwertlBö Hochwert des Punktes linke Böschung-OK
- HwertrBö Hochwert des Punktes rechte Böschung-OK
- sP Strecke vom Punkt linke Böschung-OK bis Interpolationspunkt aus Querprofil
- sBö Strecke zwischen den Punkten der Böschungsoberkanten

Damit liegen die historischen Profile im erforderlichen XYZ-Format vor. Das weitere Vorgehen bei der Erstellung des 2D-Modells erfolgte analog dem Vorgehen in Stadtroda.

Zuweisung der Materialien

Als Materialien werden in SMS die Rauheiten der Netzelemente verstanden. Dazu steht eine Liste von Rauheiten zur Verfügung, die ausgewählt und gegebenenfalls angepasst werden können.

Die Vorländer sind durch Zäune, Büsche und auch Gebäudeteile beeinflusst. Hier wurde gemäß den Standardwerten in Hydro_AS-2d eine Rauheit von $kSt = 20 \text{ m}^{1/3}/s$ gesetzt. Dem Flussbett wurde eine Rauheit von $kSt = 25 \text{ m}^{1/3}/s$ zugeordnet.

Hydraulische Randbedingungen

An den Rändern des Ablaufs und Zulaufs werden Nodestings erzeugt, für die Randbedingungen vorgegeben werden (*Assign BC*). Diese Nodestings erstrecken sich auch über das Vorland soweit in diesem Bereich mit Abfluss zu rechnen ist.

Hydraulische Randbedingungen

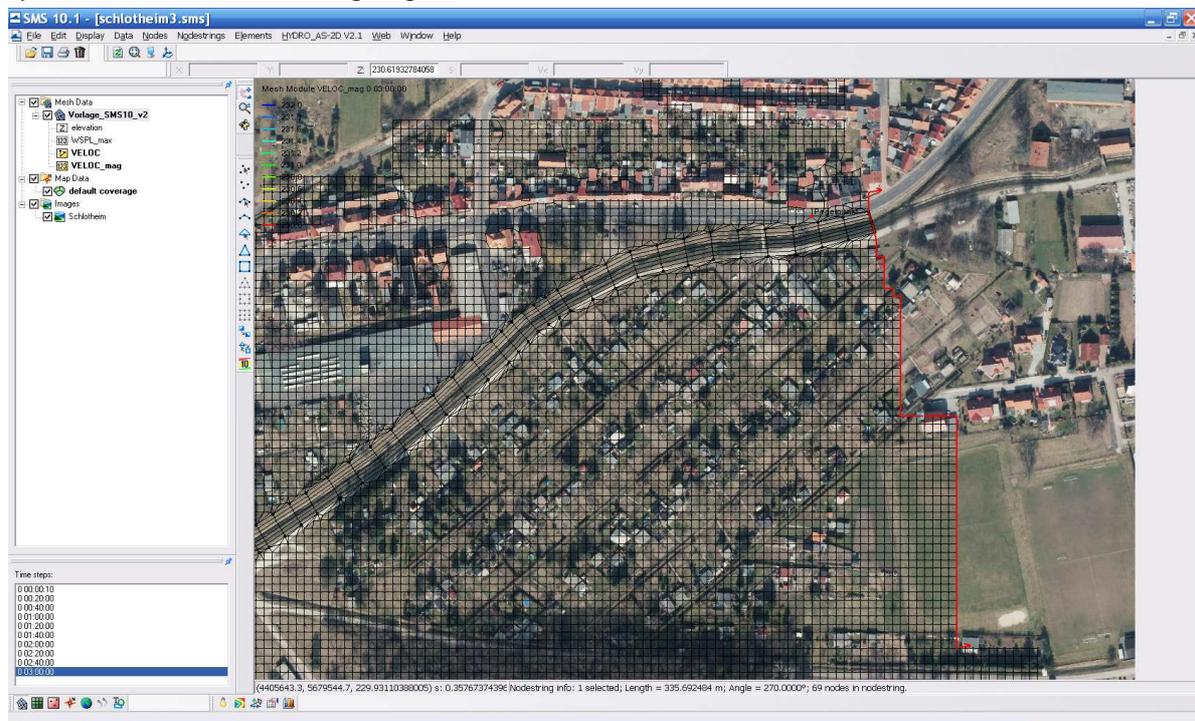


Bild 4: Gesamtnetz Schlotheim mit Nodestings

Am Auslauf wurde ein Energieliniengefälle auf der Basis des Gefälles wie im 1D-Modell von $I = 0,26\%$ angesetzt.

Die Berechnungsschrittweite wurde auf 10 Minuten gesetzt, alle 20 Minuten werden Zwischenergebnisse abgespeichert.

Bauwerke wie Brücken, Durchlässe usw. waren im Untersuchungsabschnitt nicht vorhanden.

Einfügen von Gebäuden in das Modellnetz

Aus Anlage K4.3 und K4.4, einem historischen Bebauungsplan, kann entnommen werden, dass die dort angegebenen Bauten vom Grundriss her der Gegenwart entsprechen. Entsprechend wurden die Gebäude auf Grundlage des aktuellen Luftbildes händisch durch Löschen von Dreiecken im Netz und Anpassung der Netzknoten an die Gebäudekanten in das Netz eingelagert. Im Bereich der Hochwassermarken erfolgte die Anpassung der Netzkanten an die Gebäude mit höherer Genauigkeit.

Damit stellen die Gebäude ein hydraulisches Hindernis dar und sind im Netz ausgespart.

Pegelpunkte

Zur Kontrolle der in den Querschnitten vorhandenen Wasserstände können an den Querprofilen die Wasserstände mit Hilfe sogenannter „Pegelpunkte“ ermittelt werden.

Dem Hochwassermarkenquerschnitt Sorge 15 wurde ein Pegelpunkt zugeordnet.

4.3.3 Ermittlung des historischen Abflusses am Hochwassermarkenquerschnitt

Zur Ermittlung des historischen Wasserstandes wurden mehrere Rechnungen mit dem hydraulischen 2D-Modell mit steigenden Zuflüssen vorgenommen, bis der beobachtete historische Wasserstand von 231,80 mNHN erreicht war. Damit war der Scheitelabfluss des historischen Hochwassers bekannt.

Die Tabelle gibt einen Überblick zu den Wasserständen bei unterschiedlichen Abflüssen am Pegelpunkt/Hochwassermarken des 2D-Modells.

Bei einem Abfluss von $155 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde der Wasserstand der Hochwassermarken erreicht. Dieser Scheitelabfluss ist doppelt so groß wie das Ergebnis aus dem 1D-Modell. Diese große Differenz war Anlass, durch Überschlagsrechnungen die Plausibilität des Ergebnisses zu überprüfen.

Die Differenz hat ihre Ursache in der Berücksichtigung des sehr breiten linken Vorlandes beim 2D-Modell. Bei den Überschlagsrechnungen mit dem 1D-Modell wurde das Vorland nicht berücksichtigt.

Im Netzmodus des Programms SMS /13/ kann für jeden Knoten (node) die Fließgeschwindigkeit, die Wassertiefe und der Wasserstand abgelesen werden.

Die Breite des gesamten benetzten Profils bei einem Wasserstand von 231,80 mNHN beträgt ca. 290 m. Die Geländehöhen im Vorland liegen bei 230 mNHN. Die Wassertiefe liegt im Mittel daher bei 1,80 m.

Daraus ergibt sich eine Fließfläche von $290 \text{ m} \cdot 1,80 \text{ m} = 522 \text{ m}^2$.

Die mittlere Fließgeschwindigkeit beträgt $0,3 \text{ m/s}$, wobei auf dem Vorland in Gewässernähe ca. $0,4 \text{ m/s}$ und auf dem Vorland am südlichen Rand $0,2 \text{ m/s}$ erreicht werden.

Selbst bei dieser geringen mittleren Fließgeschwindigkeit über den gesamten Querschnitt von $0,3 \text{ m/s}$ ergibt sich ein überschlägiger Abfluss von $177 \text{ m}^3/\text{s}$.

Damit wird der Scheitelabfluss von $155 \text{ m}^3/\text{s}$ aus der 2D-Rechnung der Größenordnung nach bestätigt.

4.4 Hochwassermarkenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke

Eine Übersicht zur Lage des Hochwassermarkenquerschnitts, die mit dem Referenzpegel nahezu identisch ist, ist in Anlage E0 angegeben.

Der Hochwassermarkenquerschnitt (alter Pegelstandort, Quelle historischer Lageplan von 1918, Profil 6.650 km, Anlage E4) hat folgende Koordinaten (Gauß-Krüger, Potsdam-Datum).

R 35 90 935
H 56 50 370

Der ehemalige Referenzpegel Eisenach-Spicke (neuer Pegelstandort) hat die folgenden Koordinaten

R 35 90 999
H 56 50 265

Die Einzugsgebietsflächendifferenz ist so gering, dass die beiden Standort aus hydrologischer Sicht als ein Standort angesehen werden können.

Im Längsschnitt der Hörsel (Anlage E27) wird das Einzugsgebiet des ehemaligen Pegels Eisenach-Spicke mit 771 km² angegeben. Daneben existieren noch gering abweichende Werte (z.B. Einzugsgebietsgrenze als shp-Datei der TLUG mit AE = 772,6 km²). Im weiteren wird immer mit AE = 771 km² gearbeitet.

Nachstehend werden nur die standortspezifischen Merkmale und Vorgehensweisen beschrieben.

Die fachlichen Grundlagen sind die gleichen wie beim Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda.

4.4.1 Hydraulisches 1D-Modell

Der obere Modellrand wurde 150 m oberhalb des Pegelprofils gelegt. Der untere Modellrand befindet sich 150 m unterhalb des Pegelprofils.

Die Hörsel hat in diesem Bereich im Längsschnitt ein regelmäßiges Profil, sodass der relativ kurze Abschnitt von 300 m für die hydraulische Untersuchung ausreichend genaue Ergebnisse liefert.

Aus der Anlage E3 konnten 7 historische Profile für die Kilometrierung 6,500 km bis 6,800 km im Abstand von 50 m entnommen werden. Die Lage der Profile wurde entsprechend dem historischen Lageplan Anlage E4 angeordnet.

Das Pegelprofil befindet sich am Profil km 6,650. Für dieses Profil ist der Höchstwasserstand von 1890 bekannt. Das Profil stellt somit auch den Hochwassermarkenquerschnitt dar.

Die historischen Profile stellen den Zustand von 1918 dar. Für diese Profile ist auch ein Lageplan vorhanden.

Für das Ereignis von 1890 liegt bei WOLF /36/ auch eine Abflussermittlung vor. Sie ist unterteilt in einen Flussbettbereich und die zwei Vorlandbereiche. WOLF gibt an, dass die Abflussberechnung für die Vorländer nur überschläglich erfolgen konnte.

Da WOLF/36/ in seinem Bericht von 1918 für die Ereignisse 1890 und 1909 die gleichen Querprofile zur Abflussberechnung ansetzt kann davon ausgegangen werden, dass im Zeitraum 1890 bis 1918 (Erstellung des Berichtes von WOLF/36/) keine hydraulisch relevanten Veränderungen an den Hörselprofilen eingetreten sind.

Zur Kontrolle der historischen Profile wurden drei aktuelle Hörselprofile am Beginn bei km 6,500 in der Mitte am Pegelprofil km 6,650 und am Ende bei km 6,800 aufgemessen.

Die Vermessungsergebnisse sind vollständig in Anlage E1 dokumentiert.

Die historischen Profile sind in einem unbekanntem Höhensystem angegeben.

Die Differenzen zwischen den verschiedenen Höhensystemen in Deutschland betragen maximal 16 cm.

In Anlage E2 sind die historischen Profile zusammen mit dem aktuell aufgemessenen Profilen dargestellt.

Man erkennt, dass am Pegelprofil P4 eine Differenz (Eintiefung) der Sohle von ca. 40 cm vorhanden ist. Bei den mittleren Sohlen sind an den Randprofilen nur geringe Differenzen zwischen dem historischen und dem aktuellem Zustand vorhanden..

Bei WOLF /36/ wird folgendes auf S. 12 ausgeführt: „Wie schon erwähnt, übertraf das Hochwasser der Hörsel an der Spitze vom November 1890 das vom Februar 1809 um 60 cm. Das Wasser erreichte am Lattenpegel einen Höchststand von 377cm. Bei diesem Wasserstände wurde das Vorland, das auf dem rechten Ufer an der Straße nach Stedtfeld, auf dem linken Ufer von der Eisenbahn nach Hörschel begrenzt ist bis zu einer Breite von ca. 500 m überflutet.“

Das Pegel-Null wird bei bei WOLF mit 206,09 mNN angegeben.

Der Wasserstand im November 1890 hat somit eine maximale Höhe von 209,86 mNN am Pegelprofil 6,650 erreicht.

Da nach WOLF/36/ beim Ereignis von 1890 auch die Vorländer abflusswirksam waren, wurden die historischen Flussbettprofile beidseitig um 100 m verlängert.

Zwischen allen Profilen wurden mit der Interpolationsfunktion von HEC-RAS im Abstand von 10m Zwischenprofile eingefügt.

Aus Testrechnungen mit dem hydraulischen 1D-Modell ergab sich, dass auf der gesamten Untersuchungsstrecke nur strömender Fließzustand auftritt. Entsprechend wurde am unteren Ende der Untersuchungsstrecke mit Normalabfluss bei Angabe des durch die historischen Profile km 6,800 und km 6750 bestimmten mittleren Gefälles der Hörsel von $I = 0,1\%$ gearbeitet.

Die Rauheit wurden unter Bezug auf /18/ mit $k_{St} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (natürliche Flussbetten mit groben Geröll) angesetzt. Der gleiche Wert kam auch für die mit Rasen bestandene Böschung und das Vorland zum Ansatz.

Die wesentlichen Ergebnisse der überschlägigen hydraulischen Modellierung mit dem 1D-Modell sind in der Anlage E9 (Tabelle), der Anlage E10 (Querprofile) und Anlage E11 (Längsprofil) ausgewiesen.

Danach ergibt sich folgendes.

Die maximalen Fließgeschwindigkeiten liegen im relevanten Hochwasserbereich knapp unter 3 m/s.

Im gesamten Untersuchungsabschnitt tritt kein schießender Abfluss auf.

Der Wasserstand am Querprofil der Hochwassermarke (Markenhöhe 209,86 mNN) für einen Abfluss von 210 m³/s beträgt 209,84 mNN. Für einen Abfluss von 220 m³/s ergibt sich eine Höhe von 209,87 mNN. Danach hat der Abfluss 1890, errechnet mit dem 1D-Modell, bei ca. 217 m³/s gelegen.

Dabei ist zu beachten, dass der Abfluss über die Vorländer nur überschläglich berücksichtigt wurde. Es ist daher zu erwarten, dass der Scheitelabfluss, der mit dem hydraulischen 2D-Modell ermittelt wird, von diesem Ergebnis abweicht.

Aus der Extremwertverteilung auf Basis der Jahresreihe 1940-2000 (Anlage E20) für den Pegel Eisenach-Spicke ergibt sich für einen Abflusswert von 217 m³/s eine Wiederkehrintervall von ca. 300a.

Der ermittelte Hochwasserwert erscheint daher plausibel.

Eine Erhöhung der Rauheit im Flussbettbereich von $k_{St} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ auf $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ergibt eine Reduzierung des Wasserstandes bei $Q = 220 \text{ m}^3/\text{s}$ um 1 cm am Pegelprofil. Änderungen des Abflusses um 10 m³/s (z.B. von 220 m³/s auf 230 m³/s) bewirken eine Wasserstandsänderung von 3 cm.

4.4.2 Hydraulisches 2D-Modell

Erstellen des Flussschlauchnetzes und des Vorlandnetzes

Diese Arbeiten erfolgten analog dem Vorgehen am Standort Schlotheim.

Auch am Standort Eisenach mussten die historischen Querprofile zunächst in das Textformat XYZ gebracht werden.

Aktuell sind im Untersuchungsbereich der Hörsel beidseitig Deiche vorhanden. Aus dem historischen Lageplan Anlage E4 kann entnommen werden, dass 1918 keine Deiche vorhanden waren.

Aus Anlage E3 geht hervor, dass die historischen Querprofile ungefähr bis zur Mitte der jetzigen Deiche reichen. Damit entsprechen die Profile dem damaligen Zustand. Im darüber hinaus genutzten aktuellem DGM5 sind die Deiche jedoch enthalten.

Die Netzpunkte, die im Bereich der Deiche lagen, wurden händisch im Programm SMS auf die Höhe hinter dem Deich angeglichen. Auf diese Weise konnte der Zustand von 1890 wieder im Modell hergestellt werden.

Das weitere Vorgehen bei der Erstellung des 2D-Modells erfolgte entsprechend dem Vorgehen in Stadtroda und Schlotheim.

Zuweisung der Materialien

Als Materialien werden in SMS die Rauheiten der Netzelemente verstanden. Dazu steht eine Liste von Rauheiten zur Verfügung, die ausgewählt und gegebenenfalls angepasst werden können.

Die Vorländer sind nach den Anlagen E5-E7 unbebaut und wurden als Wiese genutzt. Verbuschungen können nicht ausgeschlossen werden. Hier wurde gemäß den Standardwerten in Hydro_AS-2d eine Rauheit von $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gesetzt.

Dem Flussbett wurde eine Rauheit von $k_{St} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ zugeordnet.

Hydraulische Randbedingungen

An den Rändern des Ablaufs und Zulaufs werden Nodestings erzeugt, für die Randbedingungen vorgegeben werden (*Assign BC*). Diese Nodestings erstrecken sich auch über das Vorland soweit in diesem Bereich mit Abfluss zu rechnen ist.

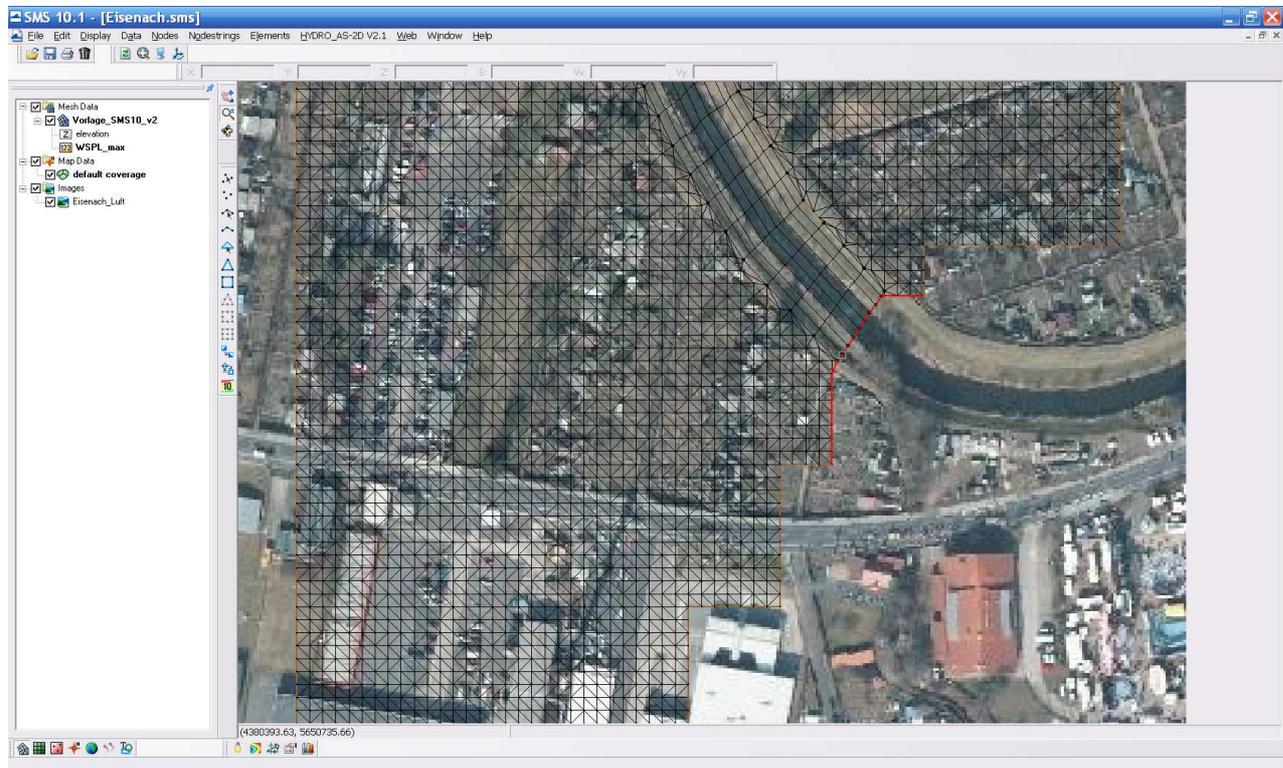


Bild 5: Gesamtnetz Eisenach-Spicke mit nodestings

Am Auslauf wurde ein Energieliniengefälle auf der Basis des Gefälles wie im 1D-Modell von $I=0,1\%$ angesetzt.

Die Berechnungsschrittweite wurde auf 5 Minuten gesetzt, alle 20 Minuten werden Zwischenergebnisse abgespeichert.

Bauwerke wie Brücken, Durchlässe usw. waren im Untersuchungsabschnitt nicht vorhanden.

Einfügen von Gebäuden in das Modellnetz

Aus Anlage E5 - E7, einem historischen Bebauungsplan, kann entnommen werden, dass der Untersuchungsabschnitt im historischen Untersuchungszeitraum frei von Bebauung war.

Pegelpunkte

Zur Kontrolle der in den Querschnitten vorhandenen Wasserstände können an den Querprofilen die Wasserstände mit Hilfe sogenannter „Pegelpunkte“ ermittelt werden. Dem Hochwassermarkenquerschnitt am historischen Profil km 6.650 wurde ein Pegelpunkt zugeordnet.

4.4.3 Ermittlung des historischen Abflusses am Hochwassermarkenquerschnitt

Zur Ermittlung des historischen Wasserstandes wurden mehrere Rechnungen mit dem hydraulischen 2D-Modell mit steigenden Zuflüssen vorgenommen, bis der beobachtete historische Wasserstand von 209,86 mNN erreicht war. Damit war der Scheitelabfluss des historischen Hochwassers bekannt.

Die Tabelle gibt einen Überblick zu den Wasserständen bei unterschiedlichen Abflüssen am Pegelpunkt/Hochwassermarke des 2D-Modells.

Q = 215 m ³ /s	W = 209,83 mNN
Q = 218 m ³ /s	W = 209,86 mNN
Q = 220 m ³ /s	W = 209,87 mNN

Damit wird der Scheitelabfluss von 217 m³/s aus der 1D-Rechnung bestätigt.

Der Scheitelabfluss von 1890 wird mit 218 m³/s festgelegt.

Aus Unterlagen des früheren SUA Suhl konnten für die Jahre 1910 und 1914 folgende Hochwasserstände am Pegel Eisenach-Spicke rekonstruiert werden.

1910	208,68 mNN
1914	207,51 mNN

Die Werte wurden aus Wasserstandsaufzeichnungen an der Amrigenbrücke und Spickebrücke rekonstruiert. Dabei wurden die gleichen Wasserstandsdifferenzen zwischen den Bezugsquerschnitten und dem Pegel Eisenach-Spicke angesetzt wie beim Hochwasser 1890.

Mit Hilfe des hydraulischen 2D-Modells wurden folgende Hochwasserscheitel ermittelt.

1910	113 m ³ /s
1914	38 m ³ /s

Die Abflüsse wurden nicht in die empirische Extremwertverteilung aufgenommen, weil die Wasserstände nicht am Pegel Eisenach-Spicke gemessen sondern nur rekonstruiert wurden.

5 Transformation des hist. Abflusswertes vom HW-Markenquerschnitt zum Referenzpegel

5.1 Methodik

Jedem historischen Hochwassermarkenquerschnitt wurde ein Referenzpegel zugeordnet.

Für die Transformation des historischen Abflusswertes vom Hochwassermarkenquerschnitt zum Referenzpegelquerschnitt kamen zwei Methoden zum Ansatz.

Methode 1

Hier kommt das Längsschnittverfahren nach DYCK/20/ zum Einsatz.

Nach Dyck /20/ gilt für Hochwasserabflüsse der folgende einfache Ansatz

$$HQ(u) = HQ(b) \cdot \left(\frac{A_E(u)}{A_E(b)} \right)^{EXP}$$

Dabei bedeuten:

HQ(b): HQ(T) für eine Gewässerstelle mit bekannten HQ (Hochwassermarkenquerschnitt)

HQ(u): HQ(T) für eine Gewässerstelle mit unbekanntem HQ (Referenzpegel)

Für den Exponenten EXP empfiehlt DYCK /20/ einen Wert von 0,7. Er stellt eine Empfehlung dar und ist ein Maß für die Abweichung der Gebietsspenden innerhalb eines hydrologisch homogenen Gebietes.

Der gebietsspezifische Exponent des Verfahrens nach DYCK/20/ wird aus der Modell HQ-Regional-Thüringen /27/ und aus einer grafischen Darstellung (z.B. Anlage Z32) entnommen.

Mit beiden Exponenten erfolgt die Übertragung vom Hochwassermarkenquerschnitt zum Referenzpegelquerschnitt

Methode 2

Falls neben der Hochwassermarke auch Angaben zur Niederschlagsdauer und hydrologischen Vorgeschichte für das historische Hochwasserereignis vorhanden sind, wird zusätzlich wie folgt vorgegangen.

Es erfolgt eine Kalibrierung des Parameters P1 für ein Niederschlag-Abfluss-Modell (NAM) des Referenzpegeleinzugsgebietes auf der Basis des dort aus der Extremwertstatistik bekannten HQ(100).

Für das Pegeleinzugsgebiet wird ein NAM gemäß Hydrologischer Richtlinie /9/ erstellt. Damit werden HQ(100) für unterschiedliche Regendauern ermittelt.

Die HQ(100) werden mit dem Niederschlag-Abfluss-Modell des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe berechnet /3/.

Das Programm ermittelt eine Abflussganglinie am Gebietsauslass eines Einzugsgebietes. Eingangsgrößen sind der Gebietsniederschlag und die Einheitsganglinie des Einzugsgebietes. Der Gebietsniederschlag wird nach dem Starkniederschlagsatlas KOSTRA /28/ des Deutschen Wetterdienstes berechnet.

Schneesmelzhochwasser wurden bei der Auswahl der historischen Hochwässer ausgeschlossen.

Für die Berechnung des Abflussbeiwertes und der Einheitsganglinie kommt der Regionalisierungsansatz nach LUTZ zum Einsatz /3/. Das Abflussbeiwertmodell beschreibt den Gebietsrückhalt eines Einzugsgebietes über gebietsspezifische und ereignisspezifische Parameter bei Ansatz des langjährigen mittleren Abflusses am Referenzpegel als Basisabfluss.

Als gebietsspezifische Parameter werden, wie auch beim SCS-Verfahren, der Bodentyp und die Bodennutzung verwendet. Man erhält damit einen sogenannten Endabflussbeiwert, der als Grenzwert bei sehr hohen Niederschlägen zu erwarten ist.

Die Einheitsganglinie eines unbeobachteten Einzugsgebietes wird nach LUTZ über die Parameter Anstiegszeit und Scheitelwert beschrieben. Beide Parameter lassen sich als Funktion von gebietsspezifischen und ereignisspezifischen Kenngrößen darstellen.

Damit werden HQ(100) für unterschiedliche Regendauern ermittelt.

Bei Ansatz der maßgebenden Dauer (Regendauer die den größten Scheitel generiert) wird der Parameter P1 des NAM so variiert, bis das HQ(100) nach Extremwertstatistik erreicht ist. Damit ist das NAM für den Referenzpegel kalibriert.

Danach ist diejenige Niederschlagsmenge zu ermitteln, die den historischen Abflussscheitel am Hochwassermarkenquerschnitt generiert.

Es wird vorausgesetzt, dass für das Einzugsgebiet des Hochwassermarkenquerschnitts der gleiche NAM-Modellparameter P1 wie für das Pegel Einzugsgebiet angesetzt werden kann.

Im übrigen wird bei der Erstellung des NAM für das Einzugsgebiet der historischen Hochwassermarke analog dem NAM für das Pegel Einzugsgebiet vorgegangen.

Das NAM für das Einzugsgebiet der Hochwassermarkenquerschnitts wird mit unterschiedlich großen Niederschlägen bei Ansatz der historischen Ereignisdauer gemäß den historischen Aufzeichnungen belastet. Es wird eine sinnfällige Abflussspende und Regendauer für den Beginn des historischen Ereignisses auf Basis der historischen Berichte unter Bezug auf den Referenzpegel angesetzt.

Die Niederschlagsmenge, die gerade den historischen Hochwasserscheitel generiert, wird als historisches Niederschlagsereignis betrachtet.

Das vorhandene und kalibrierte NAM am Referenzpegel, wird mit diesem historischen Niederschlagsereignis belastet.

Der sich daraus ergebende Hochwasserscheitel stellt das Jahres-HQ für das Jahr des historischen Hochwasserereignisses am Referenzpegel dar.

5.2 Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Aus den historischen Bildern (Anlage Z4) ist zu entnehmen, dass der Weiherbach um 1870 kurz oberhalb der Hirschbrücke in die Roda mündete.

Entsprechend wurden die Einzugsgebietsgrenzen in Höhe der Hochwassermarke unter Berücksichtigung des Einzugsgebiets des Weiherbachs gelegt.

Methode 1

Aus Thüringen-Regional /27/ wurde die HQ(100) und die Einzugsgebietsgrößen vom Querschnitt Stadtroda und Zöllnitz entnommen

HQ(100):	Stadtroda 48,8 m ³ /s	Zöllnitz 54,0 m ³ /s
AE:	Stadtroda 208,6 km ²	Zöllnitz 253,2 km ²

Daraus ergab sich der Exponent zu 0,5226 gemäß folgender Gleichung.

$$\text{Umrechnung: } \exp = \frac{\ln\left(\frac{HQ(S)}{HQ(Z)}\right)}{\ln\left(\frac{A_E(S)}{A_E(Z)}\right)}$$

mit S für Stadtroda und Z für Zöllnitz

Mit den Abflüsse für 1871 von 114 m³/s und 1876 von 109 m³/s in Stadtroda ergeben sich bei einem DYCK-Exponent von 0,5226 in Zöllnitz die entsprechenden Abflüsse zu 138 m³/s und 132 m³/s.

Die Kalibrierung des Parameters EXP des Längsschnittverfahrens nach DYCK kann auch mit Hilfe der Hochwasserabflusspendengrafik gemäß dem Schweizerischen Sicherheitskonzept (Anlage Z32) erfolgen. Das Verfahren wurde von Thiele+Büttner GbR entwickelt und ist in /33/ angegeben.

Mit den Abflüsse für 1871 von 114 m³/s und 1876 von 109 m³/s in Stadtroda ergeben sich bei einem DYCK-Exponent von 0,6641 in Zöllnitz die entsprechenden Abflüsse zu 145 m³/s und 139 m³/s.

Gewässerquerschnitte und Lage der Einzugsgebiete

Die Gewässerquerschnitte haben die folgenden Koordinaten (Gauß-Krüger Koordinaten, Potsdam-Datum):

Pegel Zöllnitz/Roda			
Rechtswert:	44 75 195	Hochwert:	56 37 145
HW-Marke Stadtroda			
Rechtswert:	44 80 885	Hochwert:	56 35 965

Das Einzugsgebiet des Pegels Zöllnitz eine Größe von 253,2 km². Die Einzugsgebietsgrenzen wurden von der TLUG Jena übernommen.

Das Einzugsgebiet des Hochwassermarkenquerschnitts in Stadtroda eine Größe von 175,8 km²

Die Einzugsgebietsgrenzen wurden zunächst auf der TOP10 an Hand der Höhenschichtlinien bestimmt und auf die TOP25 unter Berücksichtigung der Grenze des Pegels Zöllnitz übertragen.

Die Roda mündet bei Jena-Lobeda in die Saale.

Regenspende

Für die Einzugsgebiete des Pegels Zöllnitz wurden 5 KOSTRA-Raster und für das Gebiet des Hochwassermarkenquerschnitts 3 KOSTRA-Raster genutzt. Sie sind in den Anlagen Z14 (Tabellen) und Z15 (Karte) angegeben.

Aus den WERTEN dieser KOSTRA-Raster wurde mit Hilfe der Funktionalität des Programms KOSTRA 2000 /28/ das jeweilige Flächenmittel gebildet (Anlagen Z14)

Eine Abminderung der Niederschlagswerte wird nicht vorgenommen, da der Abminderungsfaktor bei der Regendauer von 24h nach FLAMINKO /29/ nur 0,91 beträgt., d.h. die Korrektur bewegt sich innerhalb der Toleranzgrenze von Hochwasserabflüssen.

Die Regendauer von 24h hat sich im weiteren Untersuchungsverlauf als maßgebend erwiesen.

Mittelwasserabfluss

Bei der Rechnung mit dem NAM wird als Anfangszustand der langjährige Mittelwasserabfluss festgelegt.

Der langjährige mittlere Abfluss am Pegel Zöllnitz/Roda beträgt 1,18 m³/s. Daraus ergibt sich eine Abflussspende von 4,7 l/skm².

Parameter der Einzugsgebiete

Das verwendete NAM erfordert die Aufteilung der Gesamtfläche nach den Nutzungsarten Wald, Wiese, Acker und Siedlung. Entsprechend wurden die einzelnen Anteile ermittelt (Anlagen Z16.1... Z16.2).

Dazu wurde die Flächennutzungskartierung /8/ BNTNUTZ11 mit Hilfe des Programms ArcView mit der Einzugsgebietsgrenze verschnitten.

Die Anteile der Nutzungsarten sind in Anlage K16.2 angegeben..

In den beiden Einzugsgebieten stehen nach der Bodengeologischen Karte 1:100000 /5/ verschiedene Böden an, die in den Anlagen Z17 mit ihren Anteilen angegeben sind.

Im Einzugsgebiet des Pegels Zöllnitz werden diese Böden zu 84,4% dem Typ B (Feinsand, Löß, leicht tonige Sande), zu 12,5 % dem Typ C (sandiger Lehm) und zu 3,1% dem Typ D (Ton, Lehm) nach Lutz zugeordnet.

Mit den oben aufgeführten Flächennutzungen und dem Bodentyp wurden nach dem Regionalisierungsverfahren nach Lutz zunächst der maximale Abflussbeiwert und der Anfangsverlust der Landflächen für beide Einzugsgebiet berechnet (Anlage Z18.1, Z18.2).

Aus der topographischen Karte wurden die benötigten Angaben zur Länge des Hauptvorfluters, der Länge bis zum Gebietsschwerpunkt und dem gewogenen Gefälle entnommen (Anlage Z18,3...18.4). Dabei kommt es darauf an, das typische Gefälle des längsten Fließweges bis zur Wasserscheide zu ermitteln.

Folgende Gebietsparameter wurden bestimmt:

Pegel Zöllnitz/Roda

Maximaler Abflussbeiwert Landflächen (Endabflussbeiw., Gebietsmittel):	0,55
Anfangsverlust Landflächen (Gebietsmittel):	4,2 mm
Länge des Hauptvorfluters L:	26,0 km
Länge des Hauptvorfluters bis zum Schwerpunkt L_C :	13,0 km
Gewogenes Gefälle entlang des Hauptvorfluters $IG = \Delta H1/L$:	0,0057m/m
Bebauungsanteil	5,0 %
Waldanteil:	54,1 %

Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda

Maximaler Abflussbeiwert Landflächen (Endabflussbeiw., Gebietsmittel):	0,53
Anfangsverlust Landflächen (Gebietsmittel):	4,4 mm
Länge des Hauptvorfluters L:	19,0 km
Länge des Hauptvorfluters bis zum Schwerpunkt L_C :	10,0 km
Gewogenes Gefälle entlang des Hauptvorfluters $IG = \Delta H1/L$:	0,007m/m
Bebauungsanteil	3,9 %
Waldanteil:	57,6 %

Maßgebende Niederschlagsdauer

Um die maßgebende Niederschlagsdauer für das Einzugsgebiet des Pegels Zöllnitz/Roda zu ermitteln, wurden Modellrechnungen mit unterschiedlichen Regendauern und dem Wiederkehrintervall $T=100$ Jahre (Anlage Z14...Z15) vorgenommen. Für jede Regendauer wird zunächst der Gesamtabflussbeiwert nach dem Regionalisierungsverfahren von Lutz berechnet (Anlage 19.1...19.2). Anschließend erfolgt die Rechnung mit dem NAM. Die Zeitschrittweite beträgt 30 Minuten, der Niederschlag wurde mittenbetont verteilt.

Folgende Hochwasserscheitelwerte (Anlage 19.4.1) wurden bestimmt:

Tab.3: Ermittlung der maßgebenden Niederschlagsdauer für den Pegel Zöllnitz

Jährlichkeit	Regendauer	Niederschlag	Gesamtabflussbeiwert	Abflussscheitel
[a]	[h]	[mm]	[-]	[m ³ /s]
100	6	61,8	0,125	48,0
100	9	65,9	0,133	46,9
100	12	69,0	0,138	45,6
100	18	78,0	0,153	48,0
100	24	87,0	0,167	50,8
100	48	100,0	0,186	42,5
199	72	110,0	0,200	38,3

Der größte Abflussscheitel tritt bei einer Regendauer von 24 Stunden ein. Er beträgt $HQ(100) = 50,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die aktuelle Extremwertstatistik für den Pegel Zöllnitz/Roda auf der Basis der Jahresreihe 1948 bis 2013 (Anlage Z20), ermittelt mit HQ-EX /23/, liefert für die von der TLUG Jena favorisierte Verteilung ME/MLM ein $HQ(100) = 67,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Es wurden mit dem NAM des Pegels Zöllnitz weitere Rechnungen durchgeführt, bei denen der Modellparameter P1 variiert wurde. Der Parameter P1 beeinflusst maßgeblich den Anstieg der Einheitsganglinie. Die Standardgröße von P1 ist 0,225. Durch Reduzieren von P1 auf 0,130 wurde ein Hochwasserscheitel bei einer Regendauer von 24h und einem Niederschlag von 67 mm erzeugt, der dem $HQ(100) = 67,0 \text{ m}^3/\text{s}$ entsprach.

Das so gefundenen $P1=0,130$ wurde ebenfalls für das NAM am Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda genutzt.

Aus den historischen Berichten (Siehe Abschnitt 3) geht hervor, dass die das Ereignis verursachenden Niederschläge über viele Stunden angehalten haben. Die Annahme eines 24h-Regens als Ursache des Hochwassers vom 25.06.1871 ist daher sinnfälliger.

In der gleichen Quelle wird beschrieben, dass dem eigentlichen Ereignis mehrere Tage Niederschläge vorausgingen. Der Ansatz von 2 MQ als Basisabfluss erscheint daher ebenfalls sinnfälliger. Es ergibt sich bei einer langjährigen mittleren Abflussspende von $9,4 \text{ l/skm}^2$ ein Basisabfluss von $1,653 \text{ m}^3/\text{s}$ für den Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda. Der Monat Juni wird bei der NAM-Rechnung berücksichtigt.

Mit dem NAM Stadtroda wurden auf Basis unterschiedlicher Niederschläge über 24h Hochwasserscheitel erzeugt.

Tab.4: Ermittlung des historischen Niederschlags 1871 mit dem NAM Stadtroda

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag [mm]	Gesamtabfluss beiwert [-]	Abfluss- scheitel [m ³ /s]
1871	24	110	0,218	81,8
1871	24	120	0,231	94,4
1871	24	130	0,245	108,3
1871	24	140	0,257	122,1
1871	24	134	0,250	113,8

Aus den hydraulischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 4) wurde der historische Hochwasserscheitel im Jahr 1871 zu $114 \text{ m}^3/\text{s}$ in Stadtroda bestimmt. Aus der Tabelle ergibt sich, dass dieser Wert bei einem Niederschlag von 134 mm in 24h erreicht wird.

Dieser Regenmenge ist nach PEN-LAWA (Anlage Z14.3) ein Wiederkehrintervall von 1000a zugeordnet.

Mit diesem Niederschlag wird das NAM des Pegels Zöllnitz belastet. Auch hier wird als Basisabfluss 2MQ unter Berücksichtigung des Monats Juni angesetzt. Es ergibt sich als Basisabfluss $2,38 \text{ m}^3/\text{s}$.

Bei Ansatz des 24h-Regens von 134 mm liefert das NAM Pegel Zöllnitz eine $HQ(1871)$ von $160 \text{ m}^3/\text{s}$.

Tab.5: Ermittlung des historischen Abflusses 1871 am Pegel Zöllnitz mit NAM Zöllnitz

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag [mm]	Gesamtabfluss beiwert [-]	Abfluss- scheitel [m³/s]
1871	24	134	0,262	160

Diesem Abflussscheitel ist bei Ansatz der vom Projektbearbeiter favorisierten Extremwertverteilung (Anlage 31) ein Wiederkehrintervall von 500a zugeordnet.

Um den Einfluss der im letzten Jahrhundert zunehmenden Versiegelung abschätzen zu können, wurde die gleiche NAM-Rechnung für den Fall durchgeführt, dass die Versiegelung nur 50% der aktuellen Versiegelung beträgt. Die Differenz wurde dem Waldanteil zugeschlagen. Bei diesem Ansatz reduziert sich der Hochwasserscheitel nur auf 96%. Damit liegen die Auswirkungen der zunehmenden Versiegelung innerhalb der in der Hydrologie allgemein anzusetzenden Fehlertoleranz von 10%.

Die gleiche Prozedur zur Ermittlung des historischen Niederschlags wurde für das Ereignis von 1876 vorgenommen.

Aus den historischen Berichten (Siehe Abschnitt 3) geht hervor, dass die das Ereignis 1876 verursachenden Niederschläge über ca. 12 Stunden angehalten haben. Die Annahme eines 12h-Regens als Ursache des Hochwassers vom 11/12.06.1876 ist daher sinnfällig.

in der gleichen Quelle wird beschrieben, dass das Frühjahr 1876 zwar sehr nass war, dem eigentlichen Ereignis jedoch mehrere Tage ohne Niederschläge vorausgingen. Der Ansatz des langjährigen MQ als Basisabfluss erscheint daher ebenfalls sinnfällig. Es ergibt sich bei einer langjährigen mittleren Abflussspende von 4,7 l/skm² ein Basisabfluss von 0,826 m³/s für den Hochwassermarkenquerschnitt Stadtroda. Der Monat Juni wird bei der NAM-Rechnung berücksichtigt.

Mit dem NAM Stadtroda wurden auf Basis unterschiedlicher Niederschläge über 12h Hochwasserscheitel erzeugt.

Tab.6: Ermittlung des historischen Niederschlags 1876 mit dem NAM Stadtroda

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag [mm]	Gesamtabfluss beiwert [-]	Abfluss- scheitel [m³/s]
1876	12	90	0,162	81,3
1876	12	100	0,176	98,2
1876	12	110	0,190	116,9
1876	12	120	0,202	135,9
1876	12	130	0,214	156,2
1876	12	106	0,184	109,0
1876	12	107	0,186	111,2
1876	12	108	0,187	112,9

Aus den hydraulischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 4) wurde der historische Hochwasserscheitel im Jahr 1876 zu 109 m³/s in Stadtroda bestimmt. Aus der Tabelle ergibt sich, dass dieser Wert bei einem Niederschlag von 106 mm in 12h erreicht wird.

Mit diesem Niederschlag wird das NAM des Pegels Zöllnitz belastet. Auch hier wird als Basisabfluss MQ unter Berücksichtigung des Monats Juni angesetzt. Es ergibt sich als Basisabfluss 1,19 m³/s.

Bei Ansatz des 12h-Regens von 106 mm liefert das NAM Pegel Zöllnitz eine HQ(1876) von 148 m³/s. Dieser Regenmenge ist nach PEN-LAWA (Anlage Z14.3) ein Wiederkehrintervall von 500a...1000a zugeordnet.

Tab.7: Ermittlung des historischen Abflusses 1876 am Pegel Zöllnitz mit NAM Zöllnitz

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag [mm]	Gesamtabfluss beiwert [-]	Abfluss- scheitel [m³/s]
1876	12	106	0,194	148

Diesem Abflussscheitel ist bei Ansatz der vom Projektbearbeiter favorisierten Extremwertverteilung (Anlage 31) ein Wiederkehrintervall von 200a...500a zugeordnet.

Aus den drei Methoden ergeben sich folgende HQ am Referenzpegel Zöllnitz.

Tab.8: HQ am Referenzpegel Zöllnitz

	HQ 1871	HQ 1876
Längsschnittverf. Exp. 0,5226	138	132
Längsschnittverf. Exp. 0,6641	145	139
NAM	160	148
Mittel HQ	148	140

Alle drei Verfahren werden als gleichwertig angesehen, sodass der Mittelwert für die weiteren Berechnungen genutzt werden.

5.3 Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter

Methode 1

Aus Thüringen-Regional /27/ wurde die HQ(100) und die Einzugsgebietsgrößen von den Querschnitten Schlotheim und Körner entnommen

HQ(100): Schlotheim 8,85 m³/s Körner 19,1 m³/s
 AE: Schlotheim 43,73 km² Körner 99,28 km²

Daraus ergab sich der Exponent zu 0,9382 gemäß folgender Gleichung.

$$\text{Umrechnung: } \exp = \frac{\ln\left(\frac{HQ(S)}{HQ(K)}\right)}{\ln\left(\frac{A_E(S)}{A_E(K)}\right)}$$

mit S für Schlotheim und K für Körner

Mit dem Abfluss für den 07./08.1926 von 155 m³/s in Schlotheim ergeben sich bei einem DYCK-Exponent von 0,9382 in Körner der entsprechende Abfluss zu 221 m³/s .

Die Kalibrierung des Parameters EXP des Längsschnittverfahrens nach DYCK kann auch mit Hilfe der Hochwasserabflussspendengrafik gemäß dem Schweizerischen Sicherheitskonzept (Anlage K32) erfolgen. Das Verfahren wurde von Thiele+Büttner GbR entwickelt und ist in /33/ angegeben.

Mit dem Abfluss für 1926 von 155 m³/s in Schlotheim ergibt sich bei einem DYCK-Exponent von 0,749 in Körner der entsprechende Abfluss zu 206 m³/s.

Gewässerquerschnitte und Lage der Einzugsgebiete

Die Gewässerquerschnitte haben die folgenden Koordinaten (Gauß-Krüger Koordinaten, Potsdam-Datum):

Pegel Körner/Notter
Rechtswert: 44 00 330 Hochwert: 56 77 960

HW-Marke Schlotheim
Rechtswert: 44 05 798 Hochwert: 56 79 720

Das Einzugsgebiet des Pegels Körner eine Größe von 99,5 km². Die Einzugsgebietsgrenzen wurden von der TLUG Jena übernommen.

Das Einzugsgebiet des Hochwassermarkenquerschnitts in Schlotheim eine Größe von 68,11 km²

Die Einzugsgebietsgrenzen wurden zunächst auf der TOP10 an Hand der Höhenschichtlinien bestimmt und auf die TOP25 unter Berücksichtigung der Grenze des Pegels Körner übertragen.

Die Notter mündet bei Bollstedt in die Unstrut.

Regenspende

Für die Einzugsgebiete des Pegels Körner und der Hochwassermarke Schlotheim wurde eine mittlere KOSTRA-Tabelle aus den Rastern Z52/S40 und Z52/S41 mit der Funktionalität „Gruppierung“ des Programms KOSTRA /28/ erzeugt.

Es erfolgte eine Abminderung der Niederschlagswerte gemäß der Richtlinie /9/. Hochwasserabflüssen.

Mittelwasserabfluss

Bei der Rechnung mit dem NAM wird als Anfangszustand der langjährige Mittelwasserabfluss festgelegt.

Der langjährige mittlere Abfluss am Pegel Körner/Notter beträgt 0,354 m³/s (Jahresreihe 1965-2011). Daraus ergibt sich eine Abflussspende von 3,6 l/skm².

Parameter der Einzugsgebiete

Das verwendete NAM erfordert die Aufteilung der Gesamtfläche nach den Nutzungsarten Wald, Wiese, Acker und Siedlung. Entsprechend wurden die einzelnen Anteile ermittelt (Anlagen K16.1... K16.2).

Dazu wurde die Flächennutzungskartierung /8/ BNTNUTZ11 mit Hilfe des Programms ArcView mit der Einzugsgebietsgrenze verschnitten.
Die Anteile der Nutzungsarten sind in Anlage K16.2 angegeben..

In den beiden Einzugsgebieten stehen nach der Bodengeologischen Karte 1:100000 /5/ verschiedene Böden an, die in den Anlagen K17 mit ihren Anteilen angegeben sind.

Im Einzugsgebiet des Pegels Körner werden diese Böden zu 48,1% dem Typ B (Feinsand, Löß, leicht tonige Sande), zu 17,9 % dem Typ C (sandiger Lehm) und zu 34,0% dem Typ D (Ton, Lehm) nach Lutz zugeordnet.

Mit den oben aufgeführten Flächennutzungen und dem Bodentyp wurden nach dem Regionalisierungsverfahren nach Lutz zunächst der maximale Abflussbeiwert und der Anfangsverlust der Landflächen für beide Einzugsgebiet berechnet (Anlage K18.1, Z18.2).

Aus der topographischen Karte wurden die benötigten Angaben zur Länge des Hauptvorfluters, der Länge bis zum Gebietsschwerpunkt und dem gewogenen Gefälle entnommen (Anlage K18,3...18.4). Dabei kommt es darauf an, das typische Gefälle des längsten Fließweges bis zur Wasserscheide zu ermitteln.

Folgende Gebietsparameter wurden bestimmt:

Pegel Körner/Notter

Maximaler Abflussbeiwert Landflächen (Endabflussbeiw., Gebietsmittel):	0,69
Anfangsverlust Landflächen (Gebietsmittel):	3,1 mm
Länge des Hauptvorfluters L:	18,0 km
Länge des Hauptvorfluters bis zum Schwerpunkt L_C :	9,0 km
Gewogenes Gefälle entlang des Hauptvorfluters $IG = \Delta H1/L$:	0,0078m/m
Bebauungsanteil	5,5 %
Waldanteil:	26,8 %

Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim

Maximaler Abflussbeiwert Landflächen (Endabflussbeiw., Gebietsmittel):	0,68
Anfangsverlust Landflächen (Gebietsmittel):	3,1 mm
Länge des Hauptvorfluters L:	11,5 km
Länge des Hauptvorfluters bis zum Schwerpunkt L_C :	6,0 km
Gewogenes Gefälle entlang des Hauptvorfluters $IG = \Delta H1/L$:	0,013m/m
Bebauungsanteil	5,6 %
Waldanteil:	30,5 %

Maßgebende Niederschlagsdauer

Um die maßgebende Niederschlagsdauer für das Einzugsgebiet des Pegels Körner/Notter zu ermitteln, wurden Modellrechnungen mit unterschiedlichen Regendauern und dem Wiederkehrintervall $T=100$ Jahre (Anlage K14...Z15) vorgenommen.

Testrechnungen mit der originalen Niederschlagswerten nach KOSTRA ohne Reduzierung der Flächenniederschläge nach /29/ führten zu maßgebenden Niederschlagsdauern um 3 Stunden.

Bei derartigen kurzen Dauerstufen ergeben sich nach der Grafik in /29/ (Umsetzung des FLAMINKO-Verfahrens) Reduktionsfaktoren $<0,9$.

Es wurden daher die originalen KOSTRA-Werte nach der Richtlinie /9/ reduziert. Die Reduktionsfaktoren sind in der nachstehenden Tabelle angegeben.

Weitere Testrechnungen mit dem Standardwert des Parameters P_1 , der für die Form der Impulsantwort maßgebend ist, zeigten, dass die ermittelten $HQ(T)$ zu groß ausfielen. Er wurde daher auf 0,250 erhöht.

Für jede Regendauer wurde zunächst der Gesamtabflussbeiwert nach dem Regionalisierungsverfahren von Lutz berechnet (Anlage 19.1...19.2). Anschließend erfolgte die Rechnung mit dem NAM. Die Zeitschrittweite beträgt 30 Minuten, der Niederschlag wurde mittenbetont verteilt.

Folgende Hochwasserscheitelwerte (Anlage 19.4) wurden bestimmt:

Tab.9: Ermittlung der maßgebenden Niederschlagsdauer für den Pegel Körner

Jährlichkeit	Regendauer	N-KOSTRA			Abflussbeiw.	Abflussscheitel
[a]	[h]	[mm]	Red.-Faktor	Red. N	[-]	[m ³ /s]
100	1,5	50,9	0,80	40,7	0,101	19,5
100	2	53,1	0,83	44,1	0,108	21,2
100	3	56,4	0,86	48,5	0,117	22,16
100	4	58,9	0,87	51,2	0,123	22,23
100	6	62,7	0,89	55,8	0,133	22,6
100	9	66,9	0,92	61,5	0,144	23,1
100	12	70,0	0,93	65,1	0,151	22,6
100	18	76,3	0,94	71,7	0,164	22,1
100	24	82,5	0,95	78,1	0,176	21,8

Der größte Abflussscheitel tritt bei einer Regendauer von 9 Stunden ein. Er beträgt $HQ(100) = 23,1 \text{ m}^3/\text{s}$.

Der aktuelle Längsschnitt der TLUG Jena weist für die Jahresreihe 1965-2003 ein $HQ(100) = 23,8 \text{ m}^3/\text{s}$ aus.

Die aktuelle Extremwertstatistik für den Pegel Körner/Notter auf der Basis der Jahresreihe 1965 bis 2013 (Anlage K20), ermittelt mit HQ-EX /23/, liefert für die von der Verteilung mit bester Anpassung P_3/WGM ein $HQ(100) = 22,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

Durch die Erhöhung von P_1 auf 0,250 wurde ein Hochwasserscheitel bei einer Regendauer von 9h und einem Niederschlag von 61,5 mm erzeugt, der dem $HQ(100)$ um $23 \text{ m}^3/\text{s}$ aus den oben genannten verschiedenen Untersuchungen entspricht.

Das so gefundenen $P_1=0,250$ wurde ebenfalls für das NAM am Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim genutzt.

Aus den historischen Berichten (Siehe Abschnitt 3) geht hervor, dass die das Ereignis verursachenden Niederschläge über 3 Stunden angehalten haben. Die Annahme eines 3h-Regens als Ursache des Hochwassers vom 07./08.07 1926 ist daher sinnfällig.

In der gleichen Quelle wird beschrieben, dass der gesamte Juni das doppelte an Niederschlag aufwies gegenüber dem normalen Niederschlag.

Der Ansatz von 2 MQ als Basisabfluss erscheint daher ebenfalls sinnfällig. Es ergibt sich bei einer langjährigen mittleren Abflusspende von 7,2 l/skm² ein Basisabfluss von 0,490 m³/s für den Hochwassermarkenquerschnitt Schlotheim. Der Monat Juli wird bei der NAM-Rechnung berücksichtigt.

Mit dem NAM Schlotheim wurden auf Basis unterschiedlicher Niederschläge über 3h Hochwasserscheitel erzeugt.

Tab.10: Ermittlung des historischen Niederschlags 1926 mit dem NAM Schlotheim

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag [mm]	Gesamtabfluss beiwert [-]	Abfluss- scheitel [m ³ /s]
1926	3	50	0,124	25,1
1926	3	60	0,145	35,6
1926	3	70	0,165	47,7
1926	3	80	0,184	60,2
1926	3	90	0,202	72,7
1926	3	100	0,220	86,0
1926	3	100	0,451*	155

*C1 = 0,071

Aus den hydraulischen Untersuchungen (siehe Abschnitt 4) wurde der historische Hochwasserscheitel im Jahr 1926 zu 155 m³/s in Schlotheim bestimmt.

Dieser wird bei Ansatz des beobachteten Niederschlags von 100 mm nicht erreicht. Es ist davon auszugehen, dass der Abflussbeiwert zu klein ist, da der gesamte Juni das doppelte an Niederschlag aufwies gegenüber dem normalen Niederschlag. Es wurde daher der Parameter C1 bei Ansatz des Niederschlages von 100 mm solange variiert, bis sich ein Scheitelabfluss von 155 m³/s ergab. Das war bei einem C1 = 0,071 der Fall. Der Abflussbeiwert hat dann eine Größe von 0,451.

Der Regenmenge von 100 mm innerhalb von 3h ist nach PEN-LAWA (Anlage K14.3) ein Wiederkehrintervall von ca. 3000a zugeordnet. Der hohe Abflussbeiwert ist somit plausibel.

Mit diesem Niederschlag wird das NAM des Pegels Körner belastet. Auch hier wird als Basisabfluss 2MQ unter Berücksichtigung des Monats Juli und das C1 = 0,071 angesetzt. Es ergibt sich als Basisabfluss eine Größe von 0,490 m³/s.

Bei Ansatz des 3h-Regens von 100 mm liefert das NAM Pegel Körner eine HQ(1926) von 194 m³/s.

Tab.11: Ermittlung des historischen Abflusses 1926 am Pegel Körner mit NAM Körner

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag [mm]	Gesamtabfluss beiwert [-]	Abfluss- scheitel [m ³ /s]
1926	3	100	0,451	194

Diesem Abflussscheitel ist bei Ansatz der vom Projektbearbeiter favorisierten Extremwertverteilung AE/MLM (Anlage 31) ein Wiederkehrintervall von 3000a zugeordnet. Das entspricht der Jährlichkeit des Niederschlags, der das Hochwasser 1926 an der Notter verursacht hat.

Aus den drei Methoden ergeben sich folgende HQ am Referenzpegel Körner.

Tab.12: HQ am Referenzpegel Körner

	HQ 1926
Längsschnittverf. Exp. 0,9382	221
Längsschnittverf. Exp. 0,7490	206
NAM	194
gewählt HQ	200*

* nach Sinnfälligkeit festgelegt

Bei DYCK /20/, S349 werden Hüllkurven für Hochwasserabflussspenden in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall und der Einzugsgebietgröße für die Mulde und Randgebiete angegeben. Danach hat das Hq(1000) eine Größe von ca. 1700 l/skm².

Das für den Pegel Körner ermittelte Hq(3000) beträgt 2010 l/skm² und ist unter Bezug auf /20/ plausibel.

5.4 Hochwassermarkenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke

Da der Hochwassermarkenquerschnitt und der Referenzpegel sich an der gleichen Stelle befinden, ist eine Transformation der historischen Hochwasserabflüsse in Eisenach-Spicke nicht erforderlich.

6. Ermittlung des PMF für den Referenzpegel und den HW-Markenquerschnitt

6.1 Methodik

Für den Referenzpegelquerschnitt und den Hochwassermarkenquerschnitt wird das Probable Maximum Flood (PMF) ermittelt.

Der gefundene historische Abfluss sollte unterhalb des PMF liegen. Dieser Abgleich ist unbedingt erforderlich, da bei der Ermittlung der historischen Hochwasserabflüsse mit hydraulischen Modellen wegen Unkenntnis der historischen Randbedingungen einige Annahmen getroffen werden mussten, deren Auswirkung auf den Hochwasserabfluss nur schwer abschätzbar waren.

Die Ermittlung des PMF (Abflussganglinie) erfolgt auf der Grundlage des maximierten Flächenniederschlags MGN nach /17/ mit einem Endflussbeiwert von 1,0 und der Zeitflächenfunktion für das zu untersuchende Einzugsgebiet bei Ansatz der Retentionswirkung des Einzugsgebietes wie beim HQ(100).

Die Zeitflächenfunktion (ZFL) wurde auf der Basis eines digitalen Geländemodells DGM20 /21/ ermittelt.

Der Abflussbereich zwischen dem HQ(100) und dem PMF ist modelltechnisch mit großen Unsicherheiten behaftet. Mit zunehmender Niederschlagsintensität spielen Bodenart, Landnutzung und Muldenspeicherung im Gelände eine immer geringere Rolle. Die üblichen Niederschlags-Abflussmodelle, die für Hochwasserabflüsse bis $T = 100a$ eingesetzt werden, können für diese Bereiche wegen fehlender Messwerte nicht kalibriert werden.

Um bei den Ergebnissen auf der sicheren Seite zu liegen, muss mit praktikablen, robusten Ansätzen gearbeitet werden.

Transformation des maximal möglichen Niederschlags in Abfluss

Bei der Transformation wird von der Grundannahme entsprechend /9/, S.6. Punkt 2 ausgegangen, dass ein Niederschlag mit der Jährlichkeit T einen Abfluss mit der gleichen Jährlichkeit T verursacht.

Der mittlere Abflussbeiwert wird nach Lutz /3/ bei einem Endabflussbeiwert von 1,0 ermittelt, weil bei Extremniederschlägen sich der Boden im Verlauf des Ereignisses sättigt und die Muldenspeicherung im Verhältnis zum gesamten Niederschlagsangebot sehr klein ist.

Die Impulsantwort als Verteilungsfunktion des Bemessungsregens über die Zeit, ist überwiegend von der Topografie bzw. der Fließgeschwindigkeit in der Fläche abhängig, weil der Effekt der Muldenspeicherung weit vor Eintritt des Hochwasserscheitels wirkungslos wird. Die Impulsantwort des Einzugsgebietes kann somit als Zeitflächenfunktion (ZFL, Isochronenmethode) auf der Basis eines DGM mit ArcView ermittelt werden.

Die Isochronenmethode wird in /9/ (Seite 6) als geeigneter Modellansatz für die Abflusskonzentration empfohlen.

Von der Firma Hydrotec GmbH, Aachen wird ein entsprechendes Zusatztool /16/ für ArcView 3.1 angeboten, das bei der Ermittlung der Zeitflächenfunktion für die zu untersuchenden Einzugsgebiet zum Einsatz kam.

Bei der Bestimmung der Zeitflächenfunktion wurde von folgenden Parametern ausgegangen.

Schwellenwert, ab dem eine Rasterzelle als Gewässer behandelt wird: 0,125 km²

Geschwindigkeit im Gewässer: 1m/s

Geschwindigkeit in Rasterzellen < 0,125 km²: nach Manning-Strickler-Formel

Rauheit nach Manning-Strickler-Formel: 8 m^{1/3}/s

Fließtiefe am Hanganfang: 5 mm

Fließtiefe am Hangende: 30 mm

Unstetigkeiten im Funktionsverlauf wurden angepasst.

Wird die Impulsantwort nur durch die Zeitflächenfunktion beschrieben, ergibt sich eine Bemessungswelle für das PMF als obere Grenze.

Kalibrierung der Retentionskonstanten für das Einzugsgebiet des Referenzpegels

Der Einfluss der Retention in der Fläche kann nicht vollkommen ausgeschlossen werden. Die Kalibrierung der Retentionskonstante ist auf der Basis der bekannten HQ(2) bis HQ(10) möglich.

Diese HQ(T) liegen für den Referenzpegel aus der Extremwertstatistik gut abgesichert vor.

Ebenso ist die kritische Regendauer und die Niederschlagsmenge für das Einzugsgebiet des Referenzpegels aus dem dafür erstellten NAM bekannt

Für diesen Niederschlag wurde durch Faltung mit der Zeitflächenfunktion des Einzugsgebietes des Referenzpegels eine Hochwasserwelle ohne Retentionswirkung des Einzugsgebietes bei Ansatz eines Abflussbeiwertes nach LUTZ /3/ bestimmt.

Bei der Faltung ist eine Annahme bezüglich der zeitlichen Niederschlagsverteilung innerhalb der gesamten maßgebenden Niederschlagsdauer zu treffen.

In /30/ wird dazu auf Seite 13 ausgeführt: „Eine besonders häufig auftretende zeitliche Niederschlagsverteilung ist nicht nachzuweisen...Eine allgemeine Empfehlung zur Wahl des zeitlichen Verlaufs des Niederschlags kann daher nicht gegeben werden.“

Der Niederschlag wurde daher aus Sinnfälligkeitsgründen mittenbetont nach /3/ angesetzt.

Die Hochwasserwelle für T = 10a ohne Retentionswirkung wurde nun mit der Retentionskonstanten für einen Linearspeicher gemäß nachstehender Formel so geändert, dass der sich daraus ergebende Scheitel dem vorgegebenen HQ(10) aus der Extremwertstatistik entsprach. Damit liegt eine kalibrierte Retentionskonstante vor.

Gleichung für einen Linearspeicher

$$S = k \cdot Q$$

mit

S [m³] Speichereinhalt

k [s] Speicherkonstante

Q [m³/s] Abfluss

Rückgangsfaktor

$$F = e^{-(dt/K)}$$

mit

F [-] Rückgangsfaktor
 dt [h] Zeitintervall
 K [h] Speicherkonstante ($K=3600/k$)

Gleichung für den Faltungsprozess mit der Impulsantwort eines Linearspeichers.

$$QA(i) = (1-F) \cdot QE(i) + F \cdot QA(i-1)$$

mit

QA(i) [m³/s] Abfluss mit Retention zum Zeitintervall i
 QE(i) [m³/s] Abfluss ohne Retention zum Zeitintervall i
 QA(i-1) [m³/s] Abfluss mit Retention zum Zeitintervall i-1

Analog wurde für HQ(2), HQ(5) und HQ(20) vorgegangen.

Der Wert der Speicherkonstanten k wird in Abhängigkeit von dem Wiederkehrintervall T dargestellt. Die Funktion stellt das Ergebnis der Kalibrierung für die Speicherkonstante k dar.

Aus dieser Funktion kann abgelesen werden, wie groß k bei den größeren Wiederkehrintervallen $T = 200a \dots T = 10\,000a$ ist. Diese Abhängigkeit wird bei den weiteren Berechnungen mit der Retentionskonstante k genutzt.

Generierung des PMF für das Einzugsgebiet des Referenzpegels und des Einzugsgebietes des Hochwassermarkenquerschnitt

Das MGN wurde mittenbetont angesetzt und zunächst mit der ermittelten Zeitflächenfunktion als Impulsantwort des jeweiligen Einzugsgebietes gefaltet.

Daraus ergibt sich die Bemessungswellen als PMF ohne Retentionswirkung.

Die Bemessungswelle für PMF auf Basis der maßgebenden Regendauer ohne Retentionswirkung wird nun einem Faltungsprozess mit der Impulsantwort eines Linearspeichers unterworfen, falls die kalibrierte Funktion der Speicherkonstante $k = f(T)$ für sehr seltene Hochwasser Werte ungleich Null aufweist.

Dabei wurde die kalibrierte Retentionskonstante angesetzt

Gleichung für den Faltungsprozess mit der Impulsantwort eines Linearspeichers.

$$QA(i) = (1-F) \cdot QE(i) + F \cdot QA(i-1)$$

mit

QA(i) [m³/s] Abfluss mit Retention zum Zeitintervall i
 QE(i) [m³/s] Abfluss ohne Retention zum Zeitintervall i
 QA(i-1) [m³/s] Abfluss mit Retention zum Zeitintervall i-1

Nach dieser Prozedur liegt das PMF für die untersuchten Einzugsgebiete vor.

Es wird geprüft, ob das historische HQ eine sinnfällige Größe bezüglich des PMF, d.h. kleiner als das PMF, ist.

Fällt die Prüfung positiv aus, wird der zum Referenzpegel transformierte historische Abflusswert in die Beobachtungsreihe des Pegels aufgenommen.

6.2 HW-Markenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Bei Anwendung der unter Punkt 6.1 angewandten Methode wurden folgende Werte von k ermittelt.

Tab.13: Abhängigkeit der Retentionskonstante k vom Wiederkehrintervall am P. Zöllnitz

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag KOSTRA [mm]	HQ(T) [m³/s]	Gesamt- Abflussbeiw. [-]	Speicher- konstante k [h]
2	24	41,6	8,17	0,088	17,9
5	24	52,2	19,4	0,108	7
10	24	60,3	30,8	0,123	2,8
20	23	68,3	41,9	0,137	0,85

Die Größe von k nimmt mit der Jährlichkeit ab und erreicht bei T=100a nahezu den Wert 0. Diese Abnahme entspricht der Reduzierung der Wirkung von Retentionsräumen in den Einzugsgebieten mit steigender Regenmenge, weil die Retentionsräume innerhalb des Regenereignisses zunehmend gefüllt werden.

Aus der Anlage 28, in der k als Funktion von T angegeben ist, kann abgelesen werden, dass bei den größeren Wiederkehrintervallen $T = 200a \dots T = 10\,000a$ keine Retentionswirkung bei Ansatz der mittenbetonten Regenverteilung vorhanden ist. Entsprechend werden bei den Berechnungen der seltenen Hochwasser die Effektivniederschläge nur mit der Zeitflächenfunktion gefaltet.

Die Berechnung der Abflussbeiwerte erfolgte nach LUTZ /3/ bei Ansatz der langjährigen mittleren Abflussspende von 4,7 l/skm² und des Monats August. Die übrigen Parameter zur Beiwertberechnung wurden wie in Punkt 5.2 angegeben, genutzt.

Aus /17/ wurde der maximal mögliche Niederschlag für die Gebietskenngrößenstufe $G = 500 \text{ km}^2$ der Dauerstufe $D = 24\text{h}$ entnommen. (Anlage 29) Er hat eine Größe von 350 mm. Dieser Wert wurde beim Hochwasser 2012 im Bereich Zinnwald (Osterzgebirge/Sachsen) nahezu erreicht.

Der maximal mögliche Niederschlag wurde nur mit der Zeitflächenfunktion gefaltet, da gemäß der Anlage 28 die Retentionskonstante bei den seltenen Hochwassern den Wert Null aufweist.

Gemäß Anlage 30.2 ergibt sich ein PMF = 1093 m³/s für den Pegel Zöllnitz/Roda und ein PMF = 756 m³/s für den HW-Markenquerschnitt Stadtroda.

Diese PMF liegen wesentlich über den ermittelten historischen Hochwasserscheiteln von 160 m³/s (1871) bzw. 148 m³/s (1876) in Zöllnitz.

Das trifft auch für die ermittelten historischen Hochwasserscheiteln von 114 m³/s (1871) bzw. 109 m³/s (1876) in Stadtroda zu.

Die ermittelten historischen Hochwasser sind somit bezüglich des maximal möglichen Hochwassers sinnfällig.

6.3 HW-Markenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter

Bei Anwendung der unter Punkt 6.1 angewandten Methode wurden folgende Werte von k ermittelt.

Tab.14: Abhängigkeit der Retentionskonstante k vom Wiederkehrintervall am P. Körner

Jährlichkeit [a]	Regendauer [h]	Niederschlag KOSTRA [mm]	HQ(T) [m³/s]	Gesamt- Abflussbeiw. [-]	Speicher- konstante k [h]
2	12	34,3	5,41	0,086	7,2
5	12	42,7	9,83	0,105	4,8
10	12	49,0	12,8	0,119	4,8
20	12	55,3	15,6	0,132	5,1
50	12	63,7	19,2	0,149	5,7
100	12	70,0	21,9	0,161	6,4
1000	12	108,5	30,9	0,260	17
10000	12	148,8	40,0	0,368	29,2

Die Größe von k sollte mit der Jährlichkeit abnehmen.

Diese Abnahme entspricht der Reduzierung der Wirkung von Retentionsräumen in den Einzugsgebieten mit steigender Regenmenge, weil die Retentionsräume im Verlauf des Regenereignisses zunehmend gefüllt werden.

Beim Pegel Körner nimmt dagegen die Retentionskonstante mit steigender Jährlichkeit zu. Das kann als Hinweis verstanden werden, dass die selteneren HQ(T) von der aktuellen Extremwertverteilung unterschätzt werden.

In der grafischen Darstellung der Extremwertverteilung fällt auf, dass die vier größten Jahres-HQ nahezu die gleiche Größe haben.

Auf Nachfrage bei der TLUG Jena wurde jedoch mitgeteilt, dass die WQ-Beziehung des Pegels Körner für Bereiche bis 20 m³/s genaue Werte liefert.

Für die Kalibrierung von k wurden trotzdem aus Sicherheitsgründen nur die HQ(2), HQ(5) und HQ(10) genutzt.

Aus der Anlage 28, ist k als Funktion von T angegeben.

Es wurde folgende potentielle Funktion angepasst.

$$k = 8,213622T - 0,261895$$

mit

k [h] Speicherkonstante

T [a] Jährlichkeit

Entsprechend dieser Funktion wurden bei den Berechnungen der seltenen Hochwasser zunächst die Effektivniederschläge mit der Zeitflächenfunktion gefaltet und danach diese Welle mit der Retentionskonstanten bearbeitet.

Die Berechnung der Abflussbeiwerte erfolgte nach LUTZ /3/ bei Ansatz der langjährigen mittleren Abflussspende von 3,6 l/skm² und des Monats August. Die übrigen Parameter zur Beiwertberechnung wurden wie in Punkt 5.2 angegeben, genutzt.

Aus /17/ wurde der maximal mögliche Niederschlag für die Gebietskenngrößenstufe $G = 100 \text{ km}^2$ der Dauerstufe $D = 12\text{h}$ entnommen.(Anlage 29) Er hat eine Größe von 300 mm. Dieser Wert wurde beim Hochwasser 2012 im Bereich Zinnwald (Osterzgebirge/Sachsen) überschritten.

Der maximal mögliche Niederschlag wurde mit der Zeitflächenfunktion und der Retentionskonstanten $k = 0,4\text{h}$ gefaltet Dieser Wert ergibt sich aus der Funktion für k bei $T = 100000 \text{ a}$.

Gemäß Anlage 30.2 ergibt sich ein $PMF = 561 \text{ m}^3/\text{s}$ für den Pegel Körner/Notter und ein $PMF = 376 \text{ m}^3/\text{s}$ für den HW-Markenquerschnitt Schlotheim.

Diese PMF liegen wesentlich über den ermittelten historischen Hochwasserscheiteln von $200 \text{ m}^3/\text{s}$ (1926) in Körner.

Das trifft auch für die ermittelten historischen Hochwasserscheiteln von $155 \text{ m}^3/\text{s}$ (1926) in Schlotheim zu.

Die ermittelten historischen Hochwasser sind somit bezüglich des maximal möglichen Hochwassers sinnfällig.

6.4 *HW-Markenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel*

Bei Anwendung der unter Punkt 6.1 angewandten Methode wurden folgende Werte von k ermittelt.

Da für das Einzugsgebiet des Querschnitts Eisenach-Spicke kein NAM erstellt wurde, erfolgte die Ermittlung der maßgebenden Niederschlagsdauer auf Basis der längsten Fließzeit. Ein entsprechender Hinweis ist in /9/ zu finden.

Dabei wurde der Wasserlauf der Nesse genutzt, weil diese langsamer fließt und dieser Wasserlauf länger als die Hörsel ist.

Bei einer Lauflänge von 55 km und einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 1,5 m/s bei Hochwasser ergibt sich eine Fließzeit von 10,2 h.

Als maßgebende Niederschlagsdauer werden 12h angesetzt.

Regenspende

Für das Einzugsgebiet des Querschnittes Eisenach-Spicke wurde mit der Funktionalität „Gruppierung“ des Programms KOSTRA /28/ mittlere Regenspenden aus den nachstehenden KOSTRA-Rastern erzeugt.

Zeile	56	55	56	56	57	57	55	55	57	56	55	55	55
Spalte	38	38	39	40	40	39	39	40	41	41	41	42	43

Alle Niederschlagswerte werden gemäß FLAMINKO /29/ mit dem Faktor 0,8 reduziert.

Tab.15: Abhängigkeit der Retentionskonst. k vom Wiederkehrintervall am P. Eisenach

Jährlichk. [a]	N-Dauer [h]	N KOSTRA [mm]	Red.N KOSTRA [mm]	HQ(T) P3/WGM [m³/s]	HQ(T) TLUG [m³/s]	HQ(T) nach ZFL [m³/s]	Abflussbei wert [-]	Speicher k [h]
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	12	37,3	29,8	49,1	48,7	46,0	0,099	0
5	12	47,6	38,1	84,5	90,3	72,5	0,122	0
10	12	55,4	44,3	110	123	95,4	0,138	0
20	12	63,1	50,5	134	160	121	0,154	0
50	12	73,4	58,7	166	210	159	0,174	0
100	12	81,2	65,0	190	252	192	0,189	0

Die HQ(T) wurden mit HQ-EX auf Basis der im Altgutachten /37/ ermittelten Reihe der Jahres-HQ und der am besten angepassten Verteilung P3/WGM bestimmt (Anlagen E20)

Die Werte der TLUG entstammen dem aktuellen Hörsellängsschnitt.

Man erkennt aus der Tabelle, dass bereits ohne Ansatz von Retention die nur mit Hilfe der ZFL-Funktion ermittelten HQ(T) (Spalte 7) unter denen aus den Extremwertverteilungen bleiben.

Damit ist die Retentionskonstante für alle $T = 0$

Das langjährige $MQ=6,62 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Eisenach-Spicke wurde aus dem Altgutachten /37/ entnommen.

Die Berechnung der Abflussbeiwerte erfolgte nach LUTZ /3/ bei Ansatz der langjährigen mittleren Abflusssspende von $8,6 \text{ l/skm}^2$ und dem Monat August. Die übrigen Parameter zur Beiwertberechnung wurden analog den Angaben in Punkt 5.2 (Beispiel Stadtroda), genutzt.

Aus /17/ wurde der maximal mögliche Niederschlag für die Gebietskenngrößenstufe $G = 500 \text{ km}^2$ der Dauerstufe $D = 12\text{h}$ entnommen.(Anlage E23) Er hat eine Größe von 300 mm . Für die Gebietsgröße 1000 km^2 hat das MGN eine Größe von 275 mm .

Da das Einzugsgebiet des Pegels Eisenach-Spicke 771 km^2 beträgt, wurde mit $MGN = 280 \text{ mm}$ gearbeitet.

Dieser maximal mögliche Niederschlag wurde mit der Zeitflächenfunktion ohne Ansatz einer Retentionskonstanten gefaltet

Gemäß Anlage 24 ergibt sich ein $PMF = 2946 \text{ m}^3/\text{s}$ für den Querschnitt Eisenach-Spicke. Das entspricht einer Abflusssspende von 3821 l/skm^2 . Dieser Wert ist verträglich mit den maximalen Abflusssspenden nach DYCK /20/, S. 349. Dort werden für die Mulde und Randgebiete bei einer Einzugsgebietsgröße von 771 km^2 als maximale Abflusssspende ca. 3000 l/skm^2 angegeben.

Das ermittelte PMF liegt wesentlich über den ermittelten historischen Hochwasserscheiteln von $218 \text{ m}^3/\text{s}$ (1890).

Das ermittelte historische Hochwasser ist somit bezüglich des maximal möglichen Hochwassers sinnfällig.

7. Aufnahme des transf. hist. Abflusswertes in die Beobachtungsreihe des Referenzpegels und Ermittlung einer verifizierten HQ(T)-Kette

7.1 Methodik

Nachdem die Prüfung des gefundenen historischen Abflusswertes positiv ausgefallen ist, wird dieser Wert bei der statistischen Auswertung mit berücksichtigt.

Es wird dabei entsprechend dem DVWK-Merkblatt M-251 „Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen“, Anhang A3.1 /22/ vorgegangen.

Das Verfahren ist im Programm „HQ-EX“ /23/ implementiert. Mit diesem Programm werden die verlängerten Reihen statistisch ausgewertet.

Auf Basis der erweiterten Beobachtungsreihe wird eine verifizierte HQ(T)-Kette für den Referenzpegel ermittelt. Dabei wird die maximal verfügbare Beobachtungsreihe einschließlich des Hochwassers 2013 genutzt.

Die Länge der Beobachtungsreihe ist maßgebend für die zutreffende Ermittlung der HQ(T). Je länger die Beobachtungsreihen sind, um so genauer sind die HQ(T) statistisch gesichert. Das trifft besonders auf HQ(T) mit $T > 10$ a zu.

Mit Hilfe folgender Funktion kann das Risiko R (Eintrittswahrscheinlichkeit) für den Eintritt eines Hochwasserereignisses mit $T = x$ unter Bezug auf eine Beobachtungsreihe der Länge von n Jahren ermitteln.

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

mit

R [-] Risiko

T [a] Wiederkehrintervall

n [a] Länge der Beobachtungsreihe

Bei einer Beobachtungsreihe mit einer Länge von 20 Jahren beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass innerhalb dieser 20 Jahre ein HQ(100) eintritt, nur 18,2 %.

Die längsten Beobachtungsreihen von Oberflächenwasserpegeln in Thüringen ohne Talsperreneinfluss (z.B. Mellingen/Ilm) haben eine Länge von 90 Jahren.

Selbst bei dieser langen Beobachtungsreihe beträgt die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) nur 59,5%.

Hochwasserschutzmaßnahmen, dimensioniert auf das HQ(100), können daher trotz der langen Reihe unterbemessen sein.

7.2 HW-Markenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Die Beobachtungsreihe an diesem Pegel (1948-2013) hat eine Länge von 56 Jahren.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) beträgt somit 43 %.

Die verifizierte Reihe an diesem Pegel (1871-2013) hat eine Länge 142 Jahren.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) beträgt 76 %.

Die gefundene Extremwertverteilung unter Berücksichtigung der historischen Hochwässer HQ(1971) und HQ(1876) sind in Anlage Z21.2 dargestellt.

Danach ergibt sich folgende HQ-Kette gemäß der gemischten Extremwertverteilung Typ 1 ME/Maximum-Likelihood-Methode MLM.

Tab.16: Extremwertverteilung ME/MLM am Pegel Zöllnitz

T [a]	HQ [m³/s]
2	8,35
5	20,0
10	36,8
20	53,6
50	75,4
100	91,6
200	108
500	129
1 000	145
5 000	184
10 000	201

Die Verteilung ME/MLM wurde gewählt, weil diese Verteilung auch im Längsschnitt der TLUG für den Pegel Zöllnitz genutzt wurde.

Aus Anlage Z21.1 kann abgelesen werden, dass durch diese Verteilung gerade die historischen Hochwasser schlecht berücksichtigt werden.

Vom Projektbearbeiter wurde daher die sinnfälligste Verteilung nach Augenschein mit LP3/MLM festgelegt. Diese Verteilung passt sich sowohl im Bereich der kleinen als auch der großen Wiederkehrintervall gut an die beobachteten Jahres-HQ einschließlich der historischen Werte an (Anlage Z21.3)

Tab.17: Extremwertverteilung LP3/MLM am Pegel Zöllnitz

T [a]	HQ [m³/s]
2	8,72
5	19,7
10	31,4
20	47,1
50	76,1
100	106
200	146
500	210
1 000	288
5 000	540
10 000	699

7.3 HW-Markenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter

Bei der Sichtung der Jahres-HQ am Pegel Körner fiel auf, dass die vier größten Werte nahezu die gleiche Größe zwischen 17 und 18 m³/s aufwiesen.

Auf Nachfrage bei der TLUG Jena wurde jedoch bestätigt, dass in diesem Bereich noch keine Ausuferung am Pegel Körner eintritt und diese Werte somit belastbar sind.

Die Beobachtungsreihe an diesem Pegel (1965-2013) hat eine Länge von 49 Jahren. Die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) beträgt somit 39 %.

Die verifizierte Reihe an diesem Pegel (1926-2013) hat eine Länge 88 Jahren. Die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) beträgt 59 %.

Die gefundene Extremwertverteilung unter Berücksichtigung des historischen Hochwassers HQ(1926) ist in Anlage K21.2 dargestellt.

Tab.18: Extremwertverteilung AE/MLM am Pegel Körner

T [a]	HQ [m ³ /s]
2	5,07
5	10,0
10	14,9
20	21,2
50	32,9
100	45,1
200	61,4
500	91,8
1 000	124
5 000	247
10 000	331

Vom Projektbearbeiter wurde die sinnfälligste Verteilung nach Augenschein und gemäß den Empfehlungen im Benutzerhandbuch von HQ-EX/23/ mit AE/MLM festgelegt.

Danach ist diejenige Verteilung zu wählen, die den größten r_p^2 aufweist und dabei noch kleine $n\omega^2$ -Werte besitzt.

Die Verteilung AE/MLM passt sich sowohl im Bereich der kleinen als auch der großen Wiederkehrintervall gut an die beobachteten Jahres-HQ einschließlich der historischen Werte an (Anlage K21.1)

7.4 HW-Markenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke

Die Beobachtungsreihe an diesem Pegel (1940-2000) hat eine Länge von 61 Jahren, wobei drei Fehljahre (1945-1947) enthalten sind. Die HQ(T) wurden dem Gutachten /37/ entnommen.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) beträgt somit 44 %.

Die verifizierte Reihe an diesem Pegel (1890-2000) hat eine Länge 111 Jahren.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit für das HQ(100) beträgt 67 %.

Die gefundene Extremwertverteilung unter Berücksichtigung des historischen Hochwassers HQ(1926) ist in Anlage E21.2 und in nachstehender Tabelle dargestellt.

Tab.19: Extremwertverteilung WB3/WGM am Pegel Eisenach-Spicke

T [a]	HQ [m ³ /s]
2	49,4
5	87,0
10	114
20	140
50	173
100	198
200	222
500	253
1 000	277
5 000	330
10 000	353

Vom Projektbearbeiter wurde die sinnfälligste Verteilung nach Augenschein und gemäß den Empfehlungen im Benutzerhandbuch von HQ-EX /23/ mit WB3/WGM festgelegt. Danach ist diejenige Verteilung zu wählen, die den größten r_p^2 aufweist und dabei noch kleine $n\omega^2$ -Werte besitzt.

Die Verteilung WB3/WGM passt sich sowohl im Bereich der kleinen als auch der großen Wiederkehrintervall gut an die beobachteten Jahres-HQ einschließlich der historischen Werte an (Anlage E21.1)

8. Statistische Auswertung von Teilreihen der beobachteten jährlichen Hochwässer

8.1 Methodik

Zur Prüfung auf zeitliche Stationarität der $HQ(T)$ werden die $HQ(2)$ bis $HQ(100)$ für jeweils 20-jährige Teilreihen der gesamten Beobachtungsreihe im Abstand von 10 Jahren mit HQ-EX /23/ bestimmt.

Die Funktionen $HQ(2) = f(t)$ bis $HQ(100) = f(t)$ werden hinsichtlich eines Trends geprüft. Falls die Funktionen $HQ(10) = f(t)$ und $HQ(100) = f(t)$ einen merklichen Trend aufweisen, werden die $HQ(T)$ für alle T unter Bezug auf den HQ -Wert der Gegenwart trendbereinigt.

Durch das Programm HQ-EX/23/ kann der Konfidenzbereich für beliebige Wahrscheinlichkeiten $1-\alpha$ ermittelt werden. Dieser beschreibt den Schätzfehler, den jede aus einer endlichen Stichprobe berechnete Verteilungsfunktion aufweist. Innerhalb des Konfidenzbereichs liegt mit einer Wahrscheinlichkeit $1-\alpha$ die wahre, aber unbekannte Verteilung.

8.2 HW-Markenquerschnitt Stadtroda und Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Für den Pegel Zöllnitz/Roda wurden von der TLUG Jena die Jahres-HQ für die Jahresreihe 1948 – 2013 übergeben. Diese wurden in Teilreihen von 20 Jahren gemäß nachstehender Tabelle aufgeteilt und mit HQ-EX /23/ ausgewertet.

Das Ergebnis der extremwertstatistischen Auswertung ist in nachstehender Tabelle und in den Anlagen Z22 angegeben. In den Tabellenköpfen sind die $HQ(T)$ auf Basis der gesamten Reihe ausgewiesen.

Tab.20: Extremwertstatistische Auswertung von Teilreihen P. Zöllnitz

Teilreihe	Reihenmitte	$HQ(2)=8,17$	$HQ(5)=19,4$	$HQ(10)=30,8$	$HQ(20)=41,9$	$HQ(50)=56,2$	$HQ(100)=67,0$
		[m ³ /s]					
1948-1967	1958	6,34	18,1	30,7	42,8	58,4	70,2
1958-1977	1968	12,7	24,5	32,4	40,0	49,7	57,0
1968-1987	1978	12,7	21,5	27,3	32,9	40,1	45,5
1978-1998	1988	9,77	18,1	23,7	29,0	35,9	41,0
1998-2008	1998	7,30	13,2	21,0	38,6	65,4	85,4
Mittl. Konfidenzbereich*		+/-3,5	+/-8,5	+/-14,5	+/-20	+/-28	+/-61,5

*bei einer Wahrscheinlichkeit von 0,95

Unter Bezug auf die $HQ(T)$ aus der gesamten Reihe liegen die meisten $HQ(T)$ aus den Teilreihen innerhalb des Konfidenzbereiches.

Man erkennt, dass bis Ende der achtziger Jahre des letzten Jahrhunderts alle $HQ(T)$ einen negativen Trend aufweisen. Danach setzt sich dieser Trend nur bei den Jährlichkeiten von $T = 2a...10$ a fort. Die $HQ(T)$ mit größeren Jährlichkeiten weisen einen stark positiven Trend auf. Ursächlich dafür sind die beiden Hochwasser 2007 und 2013, die beide mit nahe 70 m³/s die größten beobachteten Scheitel aufweisen.

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wird dieses Ergebnis bei der Verifizierung der $HQ(T)$ berücksichtigt. Das erfolgt durch eine Änderung der $HQ(T)$ auf Basis der

gesamten Reihe um einen sinnfälligen negativen oder positiven Betrag mit Bezug zur Gegenwart entsprechend der gefundenen Trends.

Bei der Trendermittlung wurden nicht die exakten Werte gemäß der Gleichungen der Trendgeraden genutzt sondern es erfolgten sinnfällige Ansätze auf Basis der Anlage Z22 wie folgt.

Tab.21: Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Zöllnitz

Teilreihe	Beginn/Ende Trendgerade	HQ(2)	HQ(5)	HQ(10)	HQ(20)	HQ(50)	HQ(100)
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
1948-1967	1958	10	23	33,9	41,2	50	56
1998-2008	1998	10	15	19,1	31,8	50	64
Trend	Änd. HQ/a	0,000	-0,200	-0,367	-0,233	0,000	0,200

Der Änderungsbetrag für die Trendbereinigung wurde aus der HQ-Änderung pro Jahr (Zeile 5 in Tabelle oben) ermittelt.

Die Extremwertverteilung auf Basis der Jahre 1948-2013 beschreibt die mittleren Hochwasserverhältnisse in diesem Zeitraum von 66 Jahren. Die Trendbereinigung mit Bezug zur Gegenwart (2013) wird daher für die Hälfte dieses Zeitraums (33 Jahre, 1980-2013) bei Ansatz der oben angegebenen HQ-Änderungen/Jahr vorgenommen.

Unter Bezug auf die Gegenwart ergeben sich folgende trendbereinigte HQ(T). Grundlage ist die Extremwertverteilung mit Berücksichtigung der historischen HQ.

In den Tabellenköpfen sind die HQ(T) auf Basis der Reihe 1948-2013 ohne historische Werte ausgewiesen.

Tab.22: Trendbereinigung von HQ(T) P. Zöllnitz

	HQ(2)=8,17	HQ(5)=19,4	HQ(10)=30,8	HQ(20)=41,9	HQ(50)=56,2	HQ(100)=67,0
	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
Hist.1871/1876 1948-2013	8,35	20,0	36,8	53,6	75,4	91,6
Trend HQ/a	0,000	-0,200	-0,367	-0,233	0,000	0,200
HQ(T) trendber.	8,35	13,4	24,7	45,9	75,4	98,2

8.3 HW-Markenquerschnitt Schlotheim und Referenzpegel Körner/Notter

Für den Pegel Körner/Notter wurden von der TLUG Jena die Jahres-HQ für die Jahresreihe 1965 – 2013 übergeben. Diese wurden in Teilreihen von 20 Jahren gemäß nachstehender Tabelle aufgeteilt und mit HQ-EX /23/ ausgewertet.

Das Ergebnis der extremwertstatistischen Auswertung auf der Basis der Verteilung ME/MLM ist in nachstehender Tabelle und in den Anlagen K22 angegeben. In den Tabellenköpfen sind die HQ(T) auf Basis der gesamten Reihe ausgewiesen.

Tab.23: Extremwertstatistische Auswertung von Teilreihen P. Körner

Teilreihe	Reihenmitte	HQ(2)=5,41	HQ(5)=9,83	HQ(10)=12,7	HQ(20)=15,6	HQ(50)=19,2	HQ(100)=21,9
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
1965-1984	1975	5,38	9,93	12,9	15,8	19,6	22,4
1975-1994	1985	5,71	9,93	12,7	15,4	18,9	21,5
1985-2004	1995	5,75	10,7	13,9	17,0	21,1	24,1
1995-2013	2005	5,71	9,17	11,5	13,7	16,5	18,6
Mittl. Konfidenzbereich*		+/-2,0	+/-3,25	+/-4,5	+/-5,75	+/-7,5	+/-8,5

*bei einer Wahrscheinlichkeit von 0,95

Unter Bezug auf die HQ(T) aus der gesamten Reihe liegen die meisten HQ(T) aus den Teilreihen innerhalb des Konfidenzbereiches.

Man erkennt, dass alle HQ(T) einen geringen negativen Trend aufweisen.

Im weiteren Verlauf der Untersuchungen wird dieses Ergebnis bei der Verifizierung der HQ(T) berücksichtigt. Das erfolgt durch eine Änderung der HQ(T) auf Basis der gesamten Reihe um einen sinnfälligen negativen oder positiven Betrag mit Bezug zur Gegenwart entsprechend der gefundenen Trends.

Bei der Trendermittlung wurden nicht die exakten Werte gemäß der Gleichungen der Trendgeraden genutzt sondern es erfolgten sinnfällige Ansätze auf Basis der Anlage K22 wie folgt.

Tab.24: Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Körner

Teilreihe	Beginn/Ende Trendgerade	HQ(2)	HQ(5)	HQ(10)	HQ(20)	HQ(50)	HQ(100)
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
1965-1984	1975	5,5	10	13	16	20	23
1995-2013	2005	5,8	9,9	12,2	14,9	18	20,2
Trend	Änd. HQ/a	0,003	-0,002	-0,016	-0,02	-0,04	-0,057

Der Änderungsbetrag für die Trendbereinigung wurde aus der HQ-Änderung pro Jahr (Zeile 5 in Tabelle oben) ermittelt.

Die Extremwertverteilung auf Basis der Jahre 1965-2013 beschreibt die mittleren Hochwasserverhältnisse in diesem Zeitraum von 49 Jahren. Die Trendbereinigung mit Bezug zur Gegenwart (2013) wird daher für die Hälfte dieses Zeitraums (25 Jahre, 1989-2013) bei Ansatz der oben angegebenen HQ-Änderungen/Jahr vorgenommen.

Unter Bezug auf die Gegenwart ergeben sich folgende trendbereinigte HQ(T). Grundlage ist die Extremwertverteilung mit Berücksichtigung der historischen HQ.

In den Tabellenköpfen sind die HQ(T) auf Basis der Reihe 1965-2013 ohne historische Werte mit ME/MLM ausgewiesen.

Tab.25: Trendbereinigung von HQ(T) P. Körner

	HQ(2)=5,41	HQ(5)=9,83	HQ(10)=12,7	HQ(20)=15,6	HQ(50)=19,2	HQ(100)=21,9
	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
Hist. 1926 1965-2013	5,07	10,0	14,9	21,2	32,9	45,1
Trend HQ/a	0,003	-0,002	-0,016	-0,02	-0,04	-0,057
HQ(T) trendber.	5,15	9,95	14,5	20,7	31,9	43,8

8.4 HW-Markenquerschnitt Eisenach-Spicke und Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel

Für den ehemaligen Pegel Eisenach-Spicke/Hörsel wurden in /37/ Jahres-HQ für den Zeitraum von der TLUG Jena die Jahres-HQ für die Jahresreihe 1940 – 2000 übergeben. Darin waren 3 Fehljahre (1945-1947) enthalten.

Die Jahresreihe 1950-2000 wurde in Teilreihen von 20 Jahren gemäß nachstehender Tabelle aufgeteilt und mit HQ-EX /23/ ausgewertet.

Das Ergebnis der extremwertstatistischen Auswertung auf der Basis der Verteilung WB3/WGM ist in nachstehender Tabelle und in den Anlagen E22 angegeben. In den Tabellenköpfen sind die HQ(T) auf Basis der gesamten Reihe ausgewiesen. Die Verteilung P3/WGM wurde ohne Berücksichtigung von historischen Hochwässern ermittelt.

Tab.26: Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Eisenach-Spicke

Teilreihe	Reihenmitte	HQ(2)=49,0	HQ(5)=85,0	HQ(10)=110	HQ(20)=134	HQ(50)=165	HQ(100)=187
		[m ³ /s]					
1950-1970	1975	41,9	79,8	109	138	180	212
1960-1980	1985	44,7	74,5	95,5	122	141	160
1970-1990	1995	63,3	90,8	106	119	135	145
1990-2000	2005	57,4	98	125	150	181	204
Mittl. Konfidenzbereich*		+/-5	+/-15	+/-25	+/-25	+/-35	+/-35

*bei einer Wahrscheinlichkeit von 0,95

Für den Querschnitt Eisenach-Spicke liegen die HQ(T) nur bis zum Jahr 2000 vor. Daher ist es nicht sinnfälliger und auch nicht möglich, die Jahres-HQ unter Bezug zur Gegenwart um den Trend zu bereinigen, weil 14 Jahre bis zur Gegenwart fehlen.

Unter Bezug auf die HQ(T) aus der gesamten Reihe liegen die meisten HQ(T) aus den Teilreihen innerhalb des Konfidenzbereiches.

Man erkennt, dass die HQ(T) für T = 2a bis T = 20 a einen geringen positiven Trend aufweisen. Für T = 50a und 100 a ist kein Trend zu beobachten.

9. Ermittlung der HQ(200...HQ10 000) aus ZFL und Retentionskonstante für den Referenzpegel

9.1 Methodik

Die Bestimmung der HQ(T) mit einem Wiederkehrintervall von $T > 100a$ auf der Basis von theoretischen Verteilungsfunktionen, die an die empirische Verteilung der Jahres-HQ angepasst sind, ist mit großen Unsicherheiten behaftet. Unterschiedliche Verteilungsfunktionen liefern sehr unterschiedliche HQ(T).

Es wird daher in der Richtlinie /9/ empfohlen, die HQ(T) nach unterschiedlichen Methoden zu ermitteln. Die Funktionalitäten der NAM mit den darin enthaltenen Abhängigkeiten können für $T > 100a$ nicht kalibriert werden, weil dafür keine Ereignisdaten vorliegen und die extremwertstatistisch gewonnenen HQ(T) um so unsicherer werden, je größer das Wiederkehrintervall ist.

Die Extremniederschläge nach PEN-LAWA 2010 beinhalten bereits die Klimaveränderungen in den letzten drei Jahrzehnten.

Für die Einzugsgebiete der Gewässerquerschnitte werden daher die Flächenniederschläge nach PEN-LAWA bis $T = 10\ 000a$ mit der maßgebenden Regendauer von 24h ermittelt. Diese Flächenniederschläge werden mit Hilfe der jeweiligen Zeitflächenfunktion und der kalibrierten Retentionskonstanten in Hochwasserwellen transformiert. Die Hochwasserscheitel dieser Wellen entsprechen den jeweiligen HQ(T) mit $T = 200a$ bis $10\ 000a$ und berücksichtigen die Klimaänderungen der jüngsten Vergangenheit.

Der Abflussbeiwert wird nach dem Verfahren von LUTZ /3/ ermittelt, wobei der Endabflussbeiwert in Abhängigkeit von dem Wiederkehrintervall angesetzt wird. Es erfolgt eine Interpolation zwischen dem Endabflussbeiwert nach LUTZ bei $T = 100a$ und dem Endabflussbeiwert von 0,9 bei $T = 10\ 000a$. Ein Beispiel ist in Anlage Z18.5 dargestellt.

9.2 Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Das Verfahren wie oben geschildert wurde auf den Pegel Zöllnitz/Roda angewandt.

Am Pegel Zöllnitz/Roda wurde die Retentionskonstante k der Impulsantwort kalibriert. Es ergab sich, dass für Hochwässer mit $T = 100a$ und seltener keine Retentionswirkung bei Ansatz der mittenbetonten Niederschlagsverteilung und der Zeitflächenfunktion des Einzugsgebietes vorhanden ist. Die Extremniederschläge nach PEN-LAWA sind in Anlage Z14.3 angegeben. Es wurde mit den 24h-Regen gearbeitet.

Die Berechnung der Abflussbeiwerte erfolgte nach LUTZ /3/ bei Ansatz der langjährigen mittleren Abflusssspende von $4,7\ l/skm^2$ und des Monats August. Die übrigen Parameter zur Beiwertberechnung wurden wie in Punkt 5.2 angegeben, genutzt.

Die HQ(T) wurden wie folgt ermittelt. Zusätzlich wurde das PMF aus Abschnitt 6.2 angegeben.

Tab.27: Ermittlung von HQ(T) und PMF mit ZFL P.. Zöllnitz

T [a]	N [mm]	EndAB [-]	AB [-]	HQ [m³/s]
200	99,7	0,603	0,202	91,3
500	118,0	0,672	0,253	135
1 000	131,8	0,725	0,295	176
5 000	164,0	0,847	0,396	294
10 000	177,9	0,900	0,442	356
PMF	350,0	1,000	0,689	1093

9.3 Referenzpegel Körner/Notter

Das Verfahren wie oben geschildert wurde auf den Pegel Körner/Notter angewandt. Am Pegel Körner/Notter wurde die Retentionskonstante k der Impulsantwort kalibriert. Es wurde folgende potentielle Funktion angepasst.

$$k = 8,213622T - 0,261895$$

mit

k [h] Speicherkonstante

T [a] Jährlichkeit

Die Extremniederschläge nach PEN-LAWA sind in Anlage 14.3 angegeben. Es wurde mit dem 12h-Regen gearbeitet.

Die Berechnung der Abflussbeiwerte erfolgte nach LUTZ /3/ bei Ansatz der langjährigen mittleren Abflusssspende von 3,6 l/skm² und des Monats August. Die übrigen Parameter zur Beiwertberechnung wurden wie in Punkt 5.2 angegeben, genutzt.

Die HQ(T) wurden wie folgt ermittelt. Zusätzlich wurde das PMF aus Abschnitt 6.2 angegeben.

Tab.28: Ermittlung von HQ(T) und PMF mit ZFL P. Körner

T [a]	N [mm]	EndAB [-]	AB [-]	Ret.-K [h]	HQ [m ³ /s]
200	80,2	0,722	0,187	2,05	41,3
500	96,3	0,763	0,228	1,61	62,0
1 000	108,5	0,795	0,260	1,35	82,0
5 000	136,7	0,868	0,335	0,88	134
10 000	148,8	0,900	0,368	0,74	161
PMF	300	1,000	0,614	0,40	561

9.4 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel

Das Verfahren wie oben geschildert wurde auf den Pegel Eisenach-Spicke/Hörsel angewandt.

Am Pegel Eisenach-Spicke/Hörsel wurde die Retentionskonstante k der Impulsantwort kalibriert. Es ergab sich für die mittenbetonte Niederschlagsverteilung $k = 0$ für alle T .

Die Extremniederschläge nach PEN-LAWA sind in Anlage E14.2 angegeben. Es wurde mit dem 12h-Regen gearbeitet. Es erfolgte eine Reduzierung der Niederschläge infolge der großen Einzugsgebietsfläche mit dem Faktor 0,8.

Die Berechnung der Abflussbeiwerte erfolgte nach LUTZ /3/ bei Ansatz der langjährigen mittleren Abflusssspende von 8,6 l/skm² und des Monats August. Die übrigen Parameter zur Beiwertberechnung wurden wie in Punkt 5.2 angegeben, genutzt.

Die HQ(T) wurden wie folgt ermittelt. Zusätzlich wurde das PMF aus Abschnitt 6.2 angegeben.

Tab.29: Ermittlung von HQ(T) und PMF mit ZFL P. Eisenach-Spicke

T [a]	N [mm]	N red. [mm]	EndAB [-]	AB [-]	HQ [m³/s]
200	89,2	71,4	0,688	0,213	237
500	104,5	83,6	0,737	0,240	313
1 000	116	92,8	0,775	0,259	375
5 000	142,8	114,2	0,862	0,298	531
10 000	154,3	123,4	0,900	0,314	604
PMF	300		1,000	0,703	3240

10. Ermittlung einer theoretischen Extremwertverteilung für die verifizierten HQ(T) unter Berücksichtigung der Klimaänderungen bis zur Gegenwart

10.1 Methodik

Aus Abschnitt 8 und 9 liegen für $T=2a$ bis $T = 10\ 000a$ HQ(T) als Stützstellen einer gegenwartsbezogenen Extremwertverteilung vor.

Das Programm HQ-Simulation /7/ ermittelt auf stochastische Weise eine beliebig lange Reihe von Jahres-HQ bei Bezug auf Stützstellen HQ(T) für beliebige T.

Um eine theoretische Extremwertverteilung aus den Stützstellen zu ermitteln, werden zunächst mit HQSim /7/ und diesen Stützstellen 5000 Jahres-HQ erzeugt. Es wurden 30000 Jahres-HQ erzeugt. Von dieser Reihe wurden die letzten 5000 Jahre weiter statistisch bearbeitet.

Wenn das HQ(100) aus der Trendbereinigung größer als das HQ(200) aus dem N(200) mit Faltung der ZFL ist, wurde auf die Stützstelle HQ(100) verzichtet.

Diese 10000-jährige Reihe wurde mit HQ-EX/23/ bearbeitet. Die optimal an die empirische Verteilung angepasste theoretische Extremwertverteilung liefert die endgültigen HQ(T). Diese berücksichtigen die Klimaänderungen der jüngsten Vergangenheit.

Das PMF wird in der Grafik als horizontale Linie ausgewiesen. Sie stellt eine oberste Grenze für die HQ(T) dar und ist keine Stützstelle für die stochastische Simulation.

10.2 Referenzpegel Zöllnitz/Roda

An die stochastisch generierten HQ wurde die Extremwertverteilung Typ AE (Allgemeine Extremwertverteilung) geschätzt nach der Momentenmethode MM mit Hilfe des Programms HQ-EX angepasst. Diese lieferte die optimale Anpassung

Die HQ(T) können den Anlagen Z23 und Z24 entnommen werden

In Anlage Z25 wird grafisch dargestellt, wie die simulierte Reihe über 5000 Jahre sich den vorgegebenen HQ(T) (Stützpunkten) anpasst.

In der nachstehenden Tabelle sind die mit HQ-EX ermittelten HQ(T) angegeben.

Tab.30: HQ (T) für den Pegel Zöllnitz/Roda mit Trendbereinigung bis zur Gegenwart

T	Stützstellen HQ(T)	HQ(T) nach AE/MLM
[a]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
2	8,35	9,71
5	13,4	19,5
10	24,7	28,8
20	45,9	40,5
50	75,4	61,3
100	-	82,5
200	91,3	110
500	135	159
1 000	176	210
5 000	294	395
10 000	356	516
PMF*	1093	

*Das PMF ist keine Stützstelle und ist nur zur Information angegeben.

10.3 Referenzpegel Körner/Notter

An die stochastisch generierten HQ wurde die Extremwertverteilung Typ LP3 (Dreiparametrische logarithmische Pearson-Normalverteilung) geschätzt nach der Momentenmethode MM mit Hilfe des Programms HQ-EX angepasst. Diese lieferte die optimale Anpassung

Die HQ(T) können den Anlagen K23 und K24 entnommen werden

In Anlage K25 wird grafisch dargestellt, wie die simulierte Reihe über 5000 Jahre sich den vorgegebenen HQ(T) (Stützpunkten) anpasst.

In der nachstehenden Tabelle sind die mit HQ-EX ermittelten HQ(T) angegeben.

HQ (T) für den Pegel Körner/Notter

Tab.31: HQ (T) für den Pegel Körner mit Trendbereinigung bis zur Gegenwart

T	Stützstellen HQ(T)	HQ(T) nach LP3/MM
[a]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
2	5,15	5,31
5	9,95	10,1
10	14,5	14,5
20	20,7	19,7
50	31,9	28,1
100	-	35,8
200	41,3	45,0
500	62,0	59,6
1 000	82,0	73,0
5 000	134	113
10 000	161	135
PMF*	561	

*Das PMF ist keine Stützstelle und ist nur zur Information angegeben.

10.4 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel

Für den Querschnitt Eisenach-Spicke liegen die HQ(T) nur bis zum Jahr 2000 vor.

Daher ist es nicht sinnfällig und auch nicht möglich, eine theoretische Extremwertverteilung für die verifizierten HQ(T) unter Berücksichtigung der Klimaänderungen bis zur Gegenwart zu ermitteln.

11. Ermittlung einer theoretischen Extremwertverteilung für die verifizierten HQ(T) unter Berücksichtigung der Klimaänderungen bis 2050

11.1 Methodik

Gemäß der Methodik in Abschnitt 8 liegen die Trends der HQ für T=2a bis T = 100a vor. Werden diese Trends über die Gegenwart hinaus bis 2050 verlängert, kann eine Aussage über die zukünftige Entwicklung gemacht werden. Dabei wird unterstellt, dass der Trend sich in der Zukunft wie in der Vergangenheit beobachtet, fortsetzt.

Diese Annahme ist zwar plausibel. Die Ergebnisse stellen jedoch nur eine von vielen Möglichkeiten der Auswirkung zukünftiger Klimaänderungen auf das Hochwassergeschehen dar.

Die Ergebnisse dieses Abschnitts sind daher im Gegensatz zu den Aussagen auf Basis von Messwerten der Vergangenheit, nur beschränkt aussagefähig.

Im Projekt „Klimaprojektionen für das 21. Jahrhundert“ /31/ werden Aussagen zur Änderung von Extremniederschlägen in der Zukunft gemacht. Danach erhöhen sich die Extremniederschläge in Mitteleuropa um 5%-10%.

Eine analoge Aussage enthält der Bericht zum Projekt WETRAX, „Großflächige Starkniederschläge im Klimawandel“ /34/.

Die Flächenniederschläge nach PEN-LAWA bis T = 10 000a werden daher um 10 % erhöht.

Danach wurden entsprechend Abschnitt 9.1 die HQ(T) für T = 200a bis 10 000a ermittelt.

Somit liegen für 2050 die HQ(T) für T=2...10000 vor.

Um eine theoretische Extremwertverteilung zu ermitteln, wurden zunächst mit HQSim /7/ und diesen Stützstellen 5000 Jahres-HQ erzeugt.

Diese 5000-jährige Reihe wurde mit HQ-EX/23/ bearbeitet. Die optimal an die empirische Verteilung angepasste theoretische Extremwertverteilung liefert die endgültigen HQ(T). Diese berücksichtigen die Klimaänderungen bis 2050 unter der Annahme, der Trend der letzten 20 Jahre setzt sich in gleicher Weise in der Zukunft fort.

Das PMF wird in der Grafik als horizontale Linie ausgewiesen. Sie stellt eine oberste Grenze für die HQ(T) dar.

11.2 Referenzpegel Zöllnitz/Roda

Tab.32: Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Zöllnitz

Teilreihe	Beginn	HQ(2)	HQ(5)	HQ(10)	HQ(20)	HQ(50)	HQ(100)
	Trendgerade						
		[m ³ /s]					
1948-1967	1958	10	22	32	40	50	57
1998-2008	1998	10	16	21	33	50	63
Trend	Änd. HQ/a	0,000	-0,200	-0,367	-0,233	0,000	0,200

Die Extremwertverteilung auf Basis der Jahre 1948-2013 beschreibt die mittleren Hochwasserverhältnisse in diesem Zeitraum von 65 Jahren. Die Trendbereinigung mit Bezug zu 2050 wird daher für die Hälfte dieses Zeitraums (33 Jahre, 1980-2013) plus 37 Jahre), also insgesamt für 70 Jahre bei Ansatz der oben angegebenen HQ-Änderungen/Jahr vorgenommen.

Unter Bezug auf das Jahr 2050 ergeben sich folgende trendbereinigte HQ(T). Grundlage ist die Extremwertverteilung mit Berücksichtigung der historischen HQ. In den Tabellenköpfen sind die HQ(T) auf Basis der Reihe 1948-2013 ohne historische Werte ausgewiesen.

Tab.33: HQ (T) für den P. Zöllnitz mit Trendber. bis 2050

	HQ(2)=8,17	HQ(5)=19,4	HQ(10)=30,8	HQ(20)=41,9	HQ(50)=56,2	HQ(100)=67,0
Hist.1871/1876	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
1948-2013	8,35	20,0	36,8	53,6	75,4	91,6
Trend HQ/a	-0,050*	-0,200	-0,367	-0,233	0,000	0,200
HQ(T) 2050.	4,850	6,00	11,1	37,3	75,4	106

*Negativen Trend mit 25% des Wertes von HQ(5) angepasst.

Die Flächenniederschläge für das Einzugsgebiet des Pegels Zöllnitz/Roda nach PEN-LAWA von 200 a bis T = 10 000a wurden um 10 % erhöht.

Tab.34: Flächenniederschläge nach PEN-LAWA P. Zöllnitz

T	N	N 2050
[a]	[mm]	[mm]
200	99,7	109,7
500	118,0	129,8
1000	131,8	145,0
5000	164,0	180,4
10000	177,9	195,7

Danach wurden entsprechend Abschnitt 9.1 die HQ(T) für T = 200a bis 10 000a durch Faltung der erhöhten Niederschläge mit der Zeitflächenfunktion des Pegelinzugsgebietes Zöllnitz ermittelt.

Danach ergaben sich die Stützstellen HQ(T) wie in der Tabelle angegeben.

Tab.35: Stützstellen zur stochastischen Simulation von HQ P. Zöllnitz

T	Stützstellen HQ(T)	HQ(T) nach AE/MM
[a]	[m³/s]	[m³/s]
2	4,85	5,22
5	6,00	16,4
10	11,1	26,8
20	37,3	39,9
50	75,4	63,1
100	-	86,6
200	108	117
500	159	171
1 000	207	226
5 000	344	425
10 000	415	555
PMF**	1093	

Das PMF ist keine Stützstelle und ist nur zur Information angegeben

Als maßgebende Verteilung wurde ebenfalls die Allgemeine Extremwertverteilung AE, geschätzt mit MM gewählt, weil deren Prüfgrößen in der Zusammenschau mit der Verteilungsform am günstigsten waren.

Die HQ(T) können den Anlagen Z23 und Z24 entnommen werden

In Anlage Z25 wird grafisch dargestellt, wie die simulierte Reihe über 5000 Jahre sich den vorgegebenen HQ(T) (Stützpunkten) anpasst.

11.3 Referenzpegel Körner/Notter

Tab.36: Ermittlung des Trends von HQ(T) P. Körner

Teilreihe	Beginn/Ende Trendgerade	HQ(2)	HQ(5)	HQ(10)	HQ(20)	HQ(50)	HQ(100)
		[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
1965-1984	1975	5,5	10	13	16	20	23
1995-2013	2005	5,8	9,9	12,2	14,9	18	20,2
Trend	Änd. HQ/a	0,003	-0,002	-0,016	-0,02	-0,04	-0,057

Die Extremwertverteilung auf Basis der Jahre 1965-2013 beschreibt die mittleren Hochwasserverhältnisse in diesem Zeitraum von 49 Jahren. Die Trendbereinigung mit Bezug zu 2050 wird daher für die Hälfte dieses Zeitraums (25 Jahre, 1989-2013) plus 37 Jahre, also insgesamt für 62 Jahre bei Ansatz der oben angegebenen HQ-Änderungen/Jahr vorgenommen.

Unter Bezug auf das Jahr 2050 ergeben sich folgende trendbereinigte HQ(T). Grundlage ist die Extremwertverteilung mit Berücksichtigung der historischen HQ.

In den Tabellenköpfen sind die HQ(T) auf Basis der Reihe 1948-2013 ohne historische Werte ausgewiesen.

Tab.37: HQ (T) für den P. Körner mit Trendber. bis 2050

	HQ(2)=5,41	HQ(5)=9,83	HQ(10)=12,7	HQ(20)=15,6	HQ(50)=19,2	HQ(100)=21,9
	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
Hist. 1926 1965-2013	5,07	10,0	14,9	21,2	32,9	45,1
Trend HQ/a	0,003	-0,002	-0,016	-0,02	-0,04	-0,057
HQ(T) 2050.	5,26	9,99	13,9	20,0	30,4	41,6

Die Flächenniederschläge für das Einzugsgebiet des Pegels Körner/Notter nach PEN-LAWA von 200 a bis T = 10 000a wurden um 10 % erhöht.

Tab.38: Flächenniederschläge nach PEN-LAWA P. Körner

T	N	N 2050
[a]	[mm]	[mm]
200	80,2	88,2
500	96,3	105,9
1000	108,5	119,4
5000	136,7	150,4
10000	148,8	163,7

Danach wurden entsprechend Abschnitt 9.1 die HQ(T) für T = 200a bis 10 000a durch Faltung der erhöhten Niederschläge mit der Zeitflächenfunktion des Pegelinzugsgebietes Körner ermittelt.

Danach ergaben sich die Stützstellen HQ(T) wie in der Tabelle angegeben.
 HQ (T) für den Pegel Körner/Notter

Tab.39: Stützstellen zur stochastischen Simulation von HQ P. Körner

T	Stützstellen HQ(T)	HQ(T) nach LP3/MM
[a]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
2	5,26	5,23
5	9,99	10,5
10	13,9	15,2
20	20,0	20,8
50	30,4	29,7
100	-	37,8
200	49,1	47,3
500	73,9	62,2
1 000	96,4	75,6
5 000	157	115
10 000	188	136
PMF**	561	

Das PMF ist keine Stützstelle und ist nur zur Information angegeben

Als maßgebende Verteilung wurde ebenfalls die Extremwertverteilung Typ LP3 (Dreiparametrische logarithmische Pearson-Normalverteilung), geschätzt nach der Momentenmethode MM mit Hilfe des Programms HQ-EX, angepasst, weil deren Prüfgrößen in der Zusammenschau mit der Verteilungsform am günstigsten waren. Die HQ(T) können den Anlagen K23 und K24 entnommen werden

In Anlage K25 wird grafisch dargestellt, wie die simulierte Reihe über 5000 Jahre sich den vorgegebenen HQ(T) (Stützpunkten) anpasst.

11.4 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörssel

Für den Querschnitt Eisenach-Spicke liegen die HQ(T) nur bis zum Jahr 2000 vor. Daher ist es nicht sinnfälliger und auch nicht möglich, eine theoretische Extremwertverteilung für die verifizierten HQ(T) unter Berücksichtigung der Klimaänderungen bis zum Jahr 2015 zu ermitteln.

12. Prüfen der Ergebnisse auf Sinnfälligkeit

12.1 Referenzpegel Zöllnitz/Roda

In Anlage 31 sind die unterschiedlichen Extremwertverteilungen für den Pegel Zöllnitz/Roda dargestellt. Die Anlage enthält folgende Verteilungen.

1. Verteilung gemäß aktuellem Längsschnitt der Roda (Quelle TLUG Jena) 1948-2009 (Sp.1)
2. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 (Sp. 2)
3. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1871) und HQ(1876) – Verteilung ME/MLM (Sp.3)
4. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1871) und HQ(1876) – Verteilung AE/MLM (Sp.4)
5. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1871) und HQ(1876) – Verteilung LP3/MLM mit ZFL ab T = 200a (Sp.5)
6. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1871) und HQ(1876) und Berücksichtigung der Klimaänderungen bis zur Gegenwart
7. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1871) und HQ(1876) und Berücksichtigung der Klimaänderungen bis 2050

Die Verteilungen sind in folgender Tabelle angegeben.

Tab.40: HQ (T) für den P. Zöllnitz

T	Längsschnitt Roda TLUG 1948-2009*	Extremwertverteilung 1948-2013	Extremwertverteilung 1948-2013 mit 1871 u. 1876	Extremwertverteilung 1948-2013 mit 1871 u. 1876	Extremwertverteilung 1948-2013 mit 1871 u. 1876 ab T = 200a aus ZFL	Extremwertverteilung 1948-2013 mit 1871 u. 1876 bei Trendber. bis Gegenwart/ ab T = 200a aus ZFL/stochast.	Extremwertverteilung 1948-2013 mit 1871 u. 1876 bei Trendber. bis 2050/ ab T = 200a aus ZFL/stochast.
0	1	2	3	4	5	6	7
	ME/MLM	ME/MLM	ME/MLM	AE/MLM**	LP3/MLM	AE/MM	AE/MM
2	9,27	8,17	8,35	8,55	8,72	9,71	5,22
5	21,3	19,4	20,0	18,9	19,7	19,5	16,4
10	32,7	30,8	36,8	31,0	31,4	28,8	26,8
20	43,8	41,9	53,6	49,0	47,1	40,5	39,9
50	58,2	56,2	75,4	88,0	76,1	61,3	63,1
100	69,0	67,0	91,6	136	99***	82,5	86,6
200	79,7	77,7	108	208	120***	110	117
500	94,0	92,0	129	366	150***	159	171
1.000	105	103	145	559	176	210	226
5.000	130	128	184	1490	294	395	425
10.000	141	138	201	2280	356	516	555

* Quelle Internet: http://www.thueringen.de/imperia/md/content/tlug/wasserwirtschaft/gw-laengsschnitt/hls_roda.pdf

Die Werte für T = 200 bis 10000 entstammen einer HQ-EX-Tabelle der TLUG. Sie wurden um 15% erhöht entsprechend den Werten im Längsschnitt.

** Verteilung mit optimaler Anpassung nach HQ-EX bez. N-omega

***HQ interpoliert zwischen HQ(50) aus LP3/MLM und HQ(1000) aus ZFL

Das PMF für den Pegel Zöllnitz wurde mit 1093 m³/s ermittelt.

Die Projektbearbeiter empfehlen, für die Festlegungen vom Bemessungsabflüssen von hochwasserrelevanten Wasserbauten an der Roda die Verteilung gemäß Spalte 5 (kursiv) neben der normalen Statistik mit zu berücksichtigen.

Die HQ(T) der Spalte 5 basieren auf der Verteilung LP3/MLM (Reihe mit historischen Werten) bis HQ(50) und den HQ(T) auf Basis der ZFL ab HQ(1000). Die dazwischen liegenden HQ(T) für T = 100a, 200a und 500a wurden im halblogarithmischen Koordinatensystem linear interpoliert. Es wurden die HQ auf Basis der ZFL direkt genutzt ohne stochastische Simulation. Deshalb treten Differenzen für T>500 zu den Spalten 6 und 7 auf

Die Empfehlung wird wie folgt begründet.

Auf Basis der hydraulischen Untersuchungen mit zwei unterschiedlichen Modellen ist ein Abfluss größer 100 m³/s bei den Ereignissen 1871 und 1876 in Stadtroda gut abgesichert. Qualitativ kann das auch aus den historischen Bildern von Stadtroda über Hochwasserereignisse im Vergleich mit denen aus der Neuzeit geschlossen werden.

Da das Einzugsgebiet des Pegels Zöllnitz um 43% größer gegenüber dem Einzugsgebiet von Stadtroda ist, müssen auch am Pegel Zöllnitz die HQ(1871/1876) erheblich über 100 m³/s gelegen haben. Die Überregnung erfolgte nach den historischen Quellen weiträumig.

In Anlage Z32 sind Abflussspenden Hq(100) an Pegelstandorten und von der Fachbehörde bestätigten Gutachten entsprechend dem Vorgehen nach dem Schweizerischen Sicherheitskonzept /24/ eingetragen.

Daraus ergibt sich für den Pegel Zöllnitz ein mittleres HQ(100) von 71 m³/s. Das maximale HQ(100) beträgt nach Anlage Z32 103 m³/s. Das vom Projektbearbeiter vorgeschlagene HQ(100) = 99 m³/s erscheint daher sinnfällig.

Es ist Stand der Technik, die HQ(T) für sehr seltene Hochwasser durch Extrapolation diejenigen theoretischen Extremwertverteilung zu ermitteln, die am besten an die empirischen Verteilung der Jahres-HQ angepasst werden kann.

Das Verfahren kann jedoch zu nicht sinnfälligen Ergebnissen führen. In Anlage Z31 sind für die empirische Extremwertverteilung 1948-2013 mit 1871 u. 1876 zwei unterschiedliche theoretische Verteilungen angepasst und dargestellt worden.

Die Verteilung mit der besten Anpassung hat für T>100 a einen sehr steilen Anstieg und erreicht bereits bei ca. T =2250a das PMF. Sie wird von den Projektbearbeitern als nicht realistisch angesehen.

Um für den Bereich T>100a mit einer zweiten Methode eine bessere Verifizierung zu erreichen, erfolgten die Berechnungen für diesen Bereich parallel mit Hilfe eines konzeptionellen hydrologischen Modells basierend auf einer DGM-gestützten Zeitflächenfunktion mit kalibrierter Retentionskonstante. Diese liefert einen wesentlich moderateren Anstieg (Spalten 5, 6 und 7 ab T = 200a).

Durch die Ermittlung der Impulsantwort (Einheitsganglinie) aus der Topografie mittels DGM und der kalibrierten Retentionskonstante in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall werden die daraus abgeleiteten HQ(T) für T >100a vom Projektbearbeiter als belastbar betrachtet.

Demgegenüber werden die HQ(T) auf der Basis von regionalisierten Einheitsganglinien wie in /3/ als unsicherer betrachtet, weil dort die Einheitsganglinie mit Hilfe einer empirischen Funktion mit vielen Variablen (Gebietsfaktor, Länge des Hauptvorfluters, Gefälle des Hauptvorfluters, Bebauungsanteil, Waldanteil) ermittelt wird.

Wie diese Funktionalitäten sich in Extrembereichen größer $T = 100a$ auf die Einheitsganglinie auswirken ist unbekannt.

Das im Projekt angewendete Verfahren ist dagegen leicht nachvollziehbar.

Beim Niederschlag bewegen sich die Wiederkehrintervalle der gefundenen historischen Werte ($N(1871) = 134$ mm, $N(1876) = 106$ mm) gemäß PEN-LAWA (Anlage Z14.3) zwischen $T = 500a$ bis $T = 1000a$.

Die ermittelten historischen Hochwasserscheitel ($HQ(1871) = 148$ m³/s, $HQ(1876) = 140$ m³/s) haben nach der favorisierten Extremwertverteilung der Scheitelabflüsse (Anlage Z31, Spalte 5 oben) Wiederkehrintervalle zwischen $T = 200a$ bis $T = 500a$.

Die Projektbearbeiter bewerten dieses Ergebnis als durchaus verträglich mit den Erfahrungen aus anderen Regionen.

So berichten Schumann und Sieber in /32/ über das Elbehochwasser von 2002 wie folgt.

Zitat: „Bei einer statistischen Bewertung des Augusthochwassers 2002 anhand der Beobachtungsreihen der Pegel bis 2001 ergeben sich für das Erzgebirge äußerst hohe Jährlichkeiten. Rein rechnerisch lag an 6 von 33 untersuchten Pegeln die Jährlichkeit des Augusthochwassers 2002 über 100 000 Jahre, an weiteren 3 Pegeln zwischen 10 000 und 100 000 Jahren.“

Im /32/ wird weiter berichtet, dass nach 2002 die Extremwertstatistiken und damit die Bemessungsgrundlagen dem Hochwasser 2002 angepasst wurden. Danach wurde dem Ereignis von 2002 nur noch ein Wiederkehrintervall von 1000 Jahren zugeordnet.

Am 28.07.2014 wurden im Raum Münster Niederschlagssummen von 220l/1,5h und 292l/7h gemessen. Diese Werte liegen noch über dem MGN.

An diesem Beispiel wird deutlich, wie durch ein einzelnes Ereignis die gesamte HQ-Kette entscheidend verändert wird.

Für die seltenen HQ(T) ist die Ermittlung nach einer zweiten Methode (Zeitflächenfunktion und kalibrierte Retentionskonstante) eine sinnvolle Ergänzung zur Extremwertstatistik.

Dem PMF wird auf Basis der Verteilung mit den historischen Werten von 1871/1876 (Spalte 4 in Tabelle oben) ein Wiederkehrintervall von ca. 100 000a zugeordnet.

Die Projektbearbeiter sehen in der Zuordnung eines realen Wiederkehrintervalls für das PMF keinen Widerspruch. Das PMF ist durch das Erreichen eines physikalisch definierten Grenzwertes charakterisiert, der in der realen Zeit durchaus mehrfach vorkommen kann.

12.2 Referenzpegel Körner/Notter

In Anlage K31 sind die unterschiedlichen Extremwertverteilungen für den Pegel Körner/Notter dargestellt. Die Anlage enthält folgende Verteilungen.

1. Verteilung gemäß aktuellem Längsschnitt der Roda (Quelle TLUG Jena) 1965-2003
2. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1965-2013
3. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1926)
4. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1926) und Berücksichtigung der Klimaänderungen bis zur Gegenwart
5. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1948-2013 mit historischen HQ(1926) und Berücksichtigung der Klimaänderungen bis 2050

Die Verteilungen sind in folgender Tabelle angegeben.

Tab.41: HQ (T) für den P. Körner

T	Längsschnitt Notter TLUG 1965-2003*	Extremwertverteilung 1965-2013	Extremwertverteilung 1965-2013 mit 1926	<i>Extremwertverteilung 1965-2013 mit 1926 ab T = 200a aus ZFL</i>	Extremwertverteilung 1965-2013 mit 1826 bei Trendber. bis T = 200a aus ZFL/stochast.	Extremwertverteilung 1965-2013 mit 1926 bei Trendber. bis T = 200a aus ZFL/stochast.
0	1	2	3	4	5	6
	ME/MLM	ME/MLM	AE/MLM	<i>AE/MLM</i>	LP3/MM	LP3/MM
2	5,62	5,41	5,07	<i>5,07</i>	5,31	5,23
5	10,5	9,83	10,0	<i>10</i>	10,1	10,5
10	13,7	12,8	14,9	<i>14,9</i>	14,5	15,2
20	16,8	15,6	21,2	<i>21,2</i>	19,7	20,8
50	20,8	19,2	32,9	<i>32,9</i>	28,1	29,7
100	23,8	21,9	45,1	<i>44</i>	35,8	37,8
200	26,8	24,6	61,4	<i>55</i>	45,0	47,3
500	30,8	28,2	91,8	<i>70</i>	59,6	62,2
1.000	33,8	30,9	124	<i>82</i>	73,0	75,6
5.000		37,2	247	<i>134</i>	113	115
10.000		40	331	<i>161</i>	135	136

* Quelle Internet: http://www.thueringen.de/imperia/md/content/tlug/wasserwirtschaft/gw-laengsschnitt/hls_notter.pdf

Die Werte für T = 200 bis 10000 entstammen einer HQ-EX-Tabelle der TLUG..

** Verteilung mit optimaler Anpassung nach HQ-EX bez. N-omega

***HQ interpoliert zwischen HQ(50) aus AE/MLM und HQ(500) aus ZFL

Das PMF für den Pegel Körner wurde mit 561 m³/s ermittelt.

Die Projektbearbeiter empfehlen, für die Festlegungen vom Bemessungsabflüssen von hochwasserrelevanten Wasserbauten an der Notter die Verteilung gemäß Spalte 4 (kursiv) neben der normalen Statistik mit zu berücksichtigen.

Die HQ(T) der Spalte 4 basieren auf der Verteilung AE/MLM (Reihe mit historischem Wert) bis HQ(50) und den HQ(T) auf Basis der ZFL ab HQ(500). Die dazwischen liegenden HQ(T) für $T = 100a$, $200a$ und $500a$ wurden im halblogarithmischen Koordinatensystem linear interpoliert. Es wurden die HQ auf Basis der ZFL direkt genutzt ohne stochastische Simulation. Deshalb treten Differenzen für $T > 500$ zu den Spalten 5 und 6 auf

Die Empfehlung wird wie folgt begründet.

Auf Basis der hydraulischen Untersuchungen mit zwei unterschiedlichen Modellen ist ein Abfluss um $150 \text{ m}^3/\text{s}$ bei dem Ereignis 1926 in Schlotheim gut abgesichert. Qualitativ kann das auch aus den historischen Bildern von Körner über das Hochwasserereignis von 1926 im Vergleich mit denen aus der Neuzeit geschlossen werden.

Da das Einzugsgebiet des Pegels Körner um 46% größer gegenüber dem Einzugsgebiet von Schlotheim ist, muss auch am Pegel Körner das HQ(1926) erheblich über $150 \text{ m}^3/\text{s}$ gelegen haben. Die Überregnung erfolgte nach den historischen Quellen weiträumig.

In Anlage K32 sind Abflussspenden $H_q(100)$ an Pegelstandorten und von der Fachbehörde bestätigten Gutachten entsprechend dem Vorgehen nach dem Schweizerischen Sicherheitskonzept /24/ eingetragen.

Daraus ergibt sich für den Pegel Körner ein mittleres HQ(100) von $44,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Das maximale HQ(100) beträgt nach Anlage K32 $77,1 \text{ m}^3/\text{s}$. Das vom Projektbearbeiter vorgeschlagene HQ(100) = $40 \text{ m}^3/\text{s}$ erscheint daher sinnfälliger.

Es ist Stand der Technik, die HQ(T) für sehr seltene Hochwasser durch Extrapolation diejenigen theoretischen Extremwertverteilung zu ermitteln, die am besten an die empirischen Verteilung der Jahres-HQ angepasst werden kann.

Das Verfahren kann jedoch zu nicht sinnfälligen Ergebnissen führen. Nähere Ausführungen dazu sind oben bei der Bewertung der Ergebnisse beim Pegel Stadtroda enthalten.

Um für den Bereich $T > 100a$ mit einer zweiten Methode eine bessere Verifizierung zu erreichen, erfolgten die Berechnungen für diesen Bereich parallel mit Hilfe eines konzeptionellen hydrologischen Modells basierend auf einer DGM-gestützten Zeitflächenfunktion mit kalibrierter Retentionskonstante. Diese liefert einen wesentlich moderateren Anstieg (Spalten 4, 5 und 6 ab $T = 200a$).

Durch die Ermittlung der Impulsantwort (Einheitsganglinie) aus der Topografie mittels DGM und der kalibrierten Retentionskonstante in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall werden die daraus abgeleiteten HQ(T) für $T > 100a$ vom Projektbearbeiter als belastbar betrachtet.

Demgegenüber werden die HQ(T) auf der Basis von regionalisierten Einheitsganglinien wie in /3/ als unsicherer angesehen, weil dort die Einheitsganglinie mit Hilfe einer empirischen Funktion mit vielen Variablen (Gebietsfaktor, Länge des Hauptvorfluters, Gefälle des Hauptvorfluters, Bbauungsanteil, Waldanteil) ermittelt wird.

Wie diese Funktionalitäten sich in Extrembereichen größer $T = 100a$ auf die Einheitsganglinie auswirken ist unbekannt.

Das im Projekt angewendete Verfahren ist dagegen leicht nachvollziehbar.

Der beobachteten Regenmenge vom Ereignis 1926 von 100 mm innerhalb von 3h ist nach PEN-LAWA (Anlage K14.3) ein Wiederkehrintervall von ca. 3000a zugeordnet.

Der ermittelte historische Hochwasserscheitel ($HQ(1926) = 200 \text{ m}^3/\text{s}$) hat nach der favorisierten Extremwertverteilung der Scheitelabflüsse (Anlage K31, Spalte 4 oben) ein Wiederkehrintervall über $T = 10000\text{a}$.

Im Verhältnis zum Wiederkehrintervall der Regenmenge wird dem Hochwasserscheitel von 1926 eher ein zu großes Wiederkehrintervall zugeordnet.

Die Projektbearbeiter bewerten dieses Ergebnis als durchaus verträglich mit den Erfahrungen aus anderen Regionen /32/.

Für die seltenen $HQ(T)$ ist die Ermittlung nach einer zweiten Methode (Zeitflächenfunktion und kalibrierte Retentionskonstante) eine sinnvolle Ergänzung zur Extremwertstatistik.

Dem PMF wird auf Basis der favorisierten Verteilung (Spalte 4 in Tabelle oben) ein Wiederkehrintervall von ca. 10 000 000a zugeordnet.

Die Projektbearbeiter sehen in der Zuordnung eines realen Wiederkehrintervalls für das PMF keinen Widerspruch. Das PMF ist durch das Erreichen eines physikalisch definierten Grenzwertes charakterisiert, der in der realen Zeit durchaus mehrfach vorkommen kann.

12.3 Referenzpegel Eisenach-Spicke/Hörsel

In Anlage E25 sind die unterschiedlichen Extremwertverteilungen für den Pegel Eisenach-Spicke/Hörsel dargestellt. Die Anlage enthält folgende Verteilungen.

1. Verteilung gemäß aktuellem Längsschnitt der Hörsel (Quelle TLUG Jena) 1940-2003
2. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1940-2000
3. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1940-2000 mit historischen $HQ(1890)$
4. Verteilung gemäß Jahres-HQ 1940-2000 mit historischen $HQ(1890)$ und Berechnung von $HQ(T)$ aus ZFL für $T > 200\text{a}$

Die Verteilungen sind in folgender Tabelle angegeben.

Tab.42: HQ (T) für den P. Eisenach-Spicke

T	Längsschnitt Hörsel TLUG 1940- 2003*	Extremwert- verteilung 1940-2000	Extremwert- verteilung 1940-2000 mit 1890	<i>Extremwert- verteilung 1940-2000 mit 1890 ab T = 200a aus ZFL</i>
0	1	2	3	4
	AE/MLM	WB3/WGM	WB3/WGM	<i>WB3/WGM</i>
2	48,7	49,0	49,4	<i>49,4</i>
5	90,3	85,0	87,0	<i>87,0</i>
10	123	110	114	<i>114</i>
20	160	134	140	<i>140</i>
50	210	165	173	<i>173</i>
100	252	187	198	210
200		209	222	250
500		237	253	313
1.000		258	277	375
5.000		305	330	531
10.000		325	353	604

* Quelle Internet: http://www.thueringen.de/imperia/md/content/tlug/wasserwirtschaft/gw-laengsschnitt/hls_hoersel.pdf

** Verteilung mit optimaler Anpassung nach HQ-EX bez. N-omega

***HQ interpoliert zwischen HQ(50) aus WB3/WGM und HQ(500) aus ZFL

Das PMF für den Pegel Eisenach-Spicke wurde mit 2946 m³/s ermittelt.

Die Projektbearbeiter empfehlen, für die Festlegungen vom Bemessungsabflüssen von hochwasserrelevanten Wasserbauten an der Hörsel die Verteilung gemäß Spalte 4 (kursiv) neben der normalen Statistik mit zu berücksichtigen.

Die HQ(T) der Spalte 4 basieren auf der Verteilung WB3/WGM (Reihe mit historischem Wert) bis HQ(50) und den HQ(T) auf Basis der ZFL ab HQ(500). Die dazwischen liegenden HQ(T) für T = 100a und T = 200a wurden im halblogarithmischen Koordinatensystem linear interpoliert. Es wurden die HQ auf Basis der ZFL direkt genutzt ohne stochastische Simulation. Deshalb treten Differenzen für T<500a zu der Spalte 3 auf.

Die Empfehlung wird wie folgt begründet.

Auf Basis der hydraulischen Untersuchungen mit zwei unterschiedlichen Modellen ist ein Abfluss um 220 m³/s bei dem Ereignis 1890 in Eisenach-Spicke gut abgesichert.

In Anlage E26 sind Abflussspenden Hq(100) an Pegelstandorten und von der Fachbehörde bestätigten Gutachten entsprechend dem Vorgehen nach dem Schweizerischen Sicherheitskonzept /24/ eingetragen.

Daraus ergibt sich für den Pegel Eisenach-Spicke ein mittleres HQ(100) von 160 m³/s. Das maximale HQ(100) beträgt nach Anlage E26 285 m³/s. Das vom Projektbearbeiter vorgeschlagene HQ(100) = 210 m³/s erscheint daher sinnfälliger.

Es ist Stand der Technik, die HQ(T) für sehr seltene Hochwasser durch Extrapolation derjenigen theoretischen Extremwertverteilung zu ermitteln, die am besten an die empirische Verteilung der Jahres-HQ angepasst werden kann. Das Verfahren kann jedoch zu nicht sinnfälligen Ergebnissen führen. Nähere Ausführungen dazu sind oben bei der Bewertung der Ergebnisse beim Pegel Stadtroda enthalten.

Um für den Bereich T > 100a mit einer zweiten Methode eine bessere Verifizierung zu erreichen, erfolgten die Berechnungen für diesen Bereich parallel mit Hilfe eines konzeptionellen hydrologischen Modells basierend auf einer DGM-gestützten Zeitflächenfunktion mit kalibrierter Retentionskonstante. Diese liefert einen steileren Anstieg (Spalten 4 ab T = 200a).

Durch die Ermittlung der Impulsantwort (Einheitsganglinie) aus der Topografie mittels DGM und der kalibrierten Retentionskonstante in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall werden die daraus abgeleiteten HQ(T) für T > 100a vom Projektbearbeiter als belastbar betrachtet.

Demgegenüber werden die HQ(T) auf der Basis von regionalisierten Einheitsganglinien wie in /3/ als unsicherer angesehen, weil dort die Einheitsganglinie mit Hilfe einer empirischen Funktion mit vielen Variablen (Gebietsfaktor, Länge des Hauptvorfluters, Gefälle des Hauptvorfluters, Bbauungsanteil, Waldanteil) ermittelt wird. Wie diese Funktionalitäten sich in Extrembereichen größer T = 100a auf die Einheitsganglinie auswirken ist unbekannt.

Der ermittelte historische Hochwasserscheitel (HQ(1890) = 218 m³/s) hat nach der favorisierten Extremwertverteilung der Scheitelabflüsse (Anlage E25, Spalte 4 oben) ein Wiederkehrintervall von ca. T = 130a.

Die Projektbearbeiter bewerten dieses Ergebnis als verträglich mit den Erfahrungen aus anderen Regionen /32/.

Für die seltenen HQ(T) ist die Ermittlung nach einer zweiten Methode (Zeitflächenfunktion und kalibrierte Retentionskonstante) eine sinnvolle Ergänzung zur Extremwertstatistik.

13. Anlagen Pegel Zöllnitz/Roda

- Z0 Übersichtsplan
- Z1 Ergebnisse der Vermessung der Roda des VB Flach (1...3)
- Z2 Überlagerung des historischen Profils 190 mit dem aktuell vermessenen Profil
- Z3 Historische Karten und Querprofile (1...2)
- Z4 Historisches Bild des Amtplatzes in Stadtroda
- Z5 Historisches Bild der Roda in Stadtroda
- Z6 Historische Pläne zur Abgrabung des Thiemeschen Grundstücks (1 Lageplan hist. QP, 2 Luftbild mit QP, hist QP(1...2))
- Z7 Lageplan Roda um 1890 (1...2)
- Z8 Lageplan historische und aktuelle Querprofile
- Z9 Ergebnisse 1D_Modell (Tabelle)
- Z10 Ergebnisse 1D_Modell (Querprofile)
- Z11 Ergebnisse 1D_Modell (Längsprofil)
- Z12 Pegelpunkte PHochwassermarke mit Wasserständen
- Z13 Kontrollquerschnitte mit Nachweis des stationären Zustandes
- Z14 KOSTRA-Tabelle (Gruppe) Zöllnitz und Stadtroda (1...2), PEN-LAWA-Zöllnitz 3
- Z15 KOSTRA-Raster (Karte)
- Z16 Flächennutzung (Tabelle, Karte) (1...2)
- Z17 Boden (Tabelle, Karte) (1...3)
- Z18 Anfangsverl./Endabflussbeiw. (1...2), Gefälle (3...4), Interpol. Endabflussbeiw. (5)
- Z19 Abflussbeiwerte PSILUTZ (1...2), Ergebnisse NAM Stadtroda (3.1...3.2)
Ergebnisse NAM Zöllnitz (4.1...4.2)
- Z20 Extremwertverteilung 1948-2013 ohne historische HQ (1...2)
- Z21 Extremwertverteilung 1948-2013 mit historischen HQ (1...3)
- Z22 Extremwertstatistik mit 20-jährigen Teilreihen von Jahres-HQ am Pegel Zöllnitz (Tabellen)
- Z23 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis zur Gegenwart (Tab.)
- Z24 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis zur Gegenwart (Grafik)
- Z25 Anpassung der stochastisch erzeugten HQ über 5000 Jahre an Stützpunkte
- Z26 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis 20150 (Tab.)
- Z27 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis 2050 (Grafik)
- Z28 Abhängigkeit der Speicherkonstanten k vom Wiederkehrintervall
- Z29 Karte des MGN für die Dauerstufe 24h und 500 km²
- Z30 Berechnung des PMF (1...2)
- Z31 Grafische Darstellung der Extremwertverteilungen nach allen Verfahren
- Z32 Hochwasserabflusssspenden an der mittleren Saale
- Z33 Fotodokumentation Hochwassermarkenstandort Stadtroda

14. Anlagen Pegel Körner/Notter

- K0 Übersichtsplan
- K1 Ergebnisse der Vermessung der Notter des VB Flach (1...3)
- K2 Überlagerung der historischen Profile 190 mit den aktuell vermessenen Profilen
- K3 Historische Querprofile
- K4 Historischer Lageplan der Querprofile (1...4)
- K5 Historisches Foto 1 Schlotheim
- K6 Historisches Foto 2 Schlotheim
- K7 Historisches Foto 3 Schlotheim
- K8 Historisches Foto 4 Schlotheim
- K9 Ergebnisse 1D_Modell (Tabelle)
- K10 Ergebnisse 1D_Modell (Querprofile)
- K11 Ergebnisse 1D_Modell (Längsprofil)
- K12 Pegelpunkte PHochwassermarke mit Wasserständen
- K13 Kontrollquerschnitte mit Nachweis des stationären Zustandes
- K14 KOSTRA-Tabelle (Gruppe) Körner und Schlotheim (1...2), PEN-LAWA-Körner 3
- K15 KOSTRA-Raster (Karte)
- K16 Flächennutzung (Tabelle, Karte) (1...2)
- K17 Boden (Tabelle, Karte) (1...3)
- K18 Anfangsverl./Endabflussbeiw. (1...2), Gefälle (3...4), Interpol. Endabflussbeiw. (5)
- K19 Abflussbeiwerte PSILUTZ (1...2), Ergebnisse NAM Schlotheim (3)
Ergebnisse NAM Körner (4)
- K20 Extremwertverteilung 1948-2013 ohne historische HQ (1...2)
- K21 Extremwertverteilung 1948-2013 mit historischen HQ (1...2)
- K22 Extremwertstatistik mit 20-jährigen Teilreihen von Jahres-HQ am Pegel Körner (Tabellen)
- K23 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis zur Gegenwart (1...2)
- K24 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis zur Gegenwart (1...2)
- K25 Anpassung der stochastisch erzeugten HQ über 5000 Jahre an Stützpunkte
- K26 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis 20150 (Tab.)
- K27 Extremwertverteilung für 5000 HQ mit Klimaänderungen bis 2050 (Grafik)
- K28 Abhängigkeit der Speicherkonstanten k vom Wiederkehrintervall
- K29 Karte des MGN für die Dauerstufe 12h und 100 km²
- K30 Berechnung des PMF (1...2)
- K31 Grafische Darstellung der Extremwertverteilungen nach allen Verfahren
- K32 Hochwasserabflussspenden an der Oberen Unstrut
- K33 Fotodokumentation Hochwassermarkenstandort Schlotheim

15. Anlagen Pegel Eisenach-Spicke/Hörsel

- E0 Übersichtsplan
- E1 Ergebnisse der Vermessung der Hörsel des VB Flach (1...3)
- E2 Überlagerung der historischen Profile 190 mit den aktuell vermessenen Profilen
- E3 Historische Querprofile
- E4 Historischer Lageplan der Querprofile (1...4)
- E5 Historisches Foto 1 Eisenach
- E6 Historisches Foto 2 Eisenach
- E7 Historisches Foto 3 Eisenach
- E8 Historisches Foto 4 Eisenach
- E9 Ergebnisse 1D_Modell (Tabelle)
- E10 Ergebnisse 1D_Modell (Querprofile)
- E11 Ergebnisse 1D_Modell (Längsprofil)
- E12 Pegelpunkt PHochwassermarke mit Wasserständen
- E13 Kontrollquerschnitte mit Nachweis des stationären Zustandes
- E14 KOSTRA-Tabelle und PEN-LAWA (1...2)
- E15 KOSTRA-Raster (Karte)
- E16 Flächennutzung (Tabelle, Karte) (1...2)
- E17 Bodentypen (1...2)
- E18 Anfangsverlust/Endabflussbeiwert/Interpol. Endabflussbeiwert (1...2)
- E19 Abflussbeiwerte PSILUTZ (1...2)
- E20 Extremwertverteilung 1940-2000 ohne historische HQ (1...2)
- E21 Extremwertverteilung 1940-2000 mit historischen HQ (1...2)
- E22 Extremwertstatistik mit 20-jährigen Teilreihen von Jahres-HQ (Tab., Graf. 1...2)
- E23 Karte des MGN für die Dauerstufe 12h und 500 km²
- E24 Berechnung von ZFL/PMF
- E25 Grafische Darstellung der Extremwertverteilungen nach allen Verfahren
- E26 Hochwasserabflussspenden an der Oberen Unstrut und Hörsel
- E27 Längsschnitt Hörsel
- E28 Fotodokumentation Hochwassermarkenstandort Eisenach

16. Zusammenfassung der Verfahrensweise und Empfehlungen zur Verifizierung von Hochwasserbemessungswerten an Pegeln im Oberflächenwasser aus der Sicht der Projektbearbeiter

Folgende Vorgehensweise wird empfohlen:

1. Erkundung von historischen Hochwassermarken im Nahbereich eines Pegels im Oberflächenwasser

Die Einzugsgebietsgröße des Pegelquerschnitts und des Hochwassermarkenquerschnitts sollte 500 km² nicht überschreiten, damit beim Ansatz von Bemessungsniederschlägen eine gleichmäßige Überregnung vorausgesetzt werden kann.

Die Differenzen der Einzugsgebietsgrößen zwischen dem Hochwassermarkenquerschnitt und dem Referenzpegel sollten nicht größer als +/-50% sein.

2. Bestandsaufnahme der Gewässerquerschnitte mit Hochwassermarken hinsichtlich folgender Angaben:

Lage R/H-Wert), Höhe (mNHN) der Hochwassermarken

Eintrittsdatum des Hochwasserscheitels

Angaben zum Gewässerprofil und den hochwasserrelevanten Vorländern (Bebauung) bei Eintritt des historischen Hochwassers Eintrittsdatum

Ist der historische Hochwasserstand durch Eis oder Verklausung beeinflusst gewesen?

Wie war die maximale Niederschlagsdauer ?

War das Hochwasser durch Schneeschmelze beeinflusst ?

Welche räumliche Ausdehnung hatte das Niederschlagsereignis ?

Ist schon vor dem Hochwasser höherer Abfluss oder stärkerer Niederschlag aufgetreten?

Ausschluss der Hochwassermarken, bei denen der Wasserstand durch Eis, Verklausung oder Schneeschmelze beeinflusst ist.

Die Angaben zur Niederschlagsdauer und zur Vorgeschichte sind optional.

Einmessung der verbliebenen Hochwassermarken

Einmessung von 3 Kontrollquerschnitten im Untersuchungsabschnitt des Gewässers zum Vergleich mit den historischen Gewässerprofilen

Beschaffung eines DGM5 oder genauer für den Untersuchungsabschnitt des Gewässers

Beschaffung eines DGM20 für das Einzugsgebiet des Hochwassermarkenquerschnitts und des Referenzpegelquerschnitts, wenn die Flächendifferenz zwischen beiden Einzugsgebieten nicht vernachlässigt werden kann.

- 3. Erstellen eines hydraulischen 1D-Modelles unter Berücksichtigung historischer Gewässerquerschnitte und Ermittlung des Abflusses, der den historischen Hochwasserstand generiert**
Das 1D-Modell liefert mit geringem Aufwand einen erste Aussage zur Sinnfälligkeit des ermittelten historischen Hochwasserabflusses.
- 4. Erstellen eines hydraulischen 2D-Modelles unter Berücksichtigung historischer Gewässerquerschnitte und Ermittlung des Abflusses, der den historischen Hochwasserstand generiert**
Das 2D-Modell sollte neben den historischen Gewässerprofilen auch den historischen Geländezustand sowie die historische Bebauung und die Flächennutzung im modellierten Gewässerabschnitt möglichst detailliert berücksichtigen.
Durch Belastung des hydraulischen Modells mit unterschiedlichen Abflüssen wird genau der Hochwasserabfluss ermittelt, der einen Wasserstand entsprechend der Hochwassermarke generiert.
- 5. Erstellen eines NAM für das Einzugsgebiet des Referenzpegels, Ermittlung der maßgebenden Regendauer, Kalibrierung der NAM-Parameter auf Basis der Extremwertstatistik am Referenzpegel**
- 6. Ermittlung des PMF für den Hochwassermarkenquerschnitt aus dem MGN der maßgebenden Regendauer mit Hilfe eines einfachen konzeptionellen hydrologischen Modells (Zeitflächenfunktion aus DGM, kalibrierte Retentionskonstante) und Vergleich des PMF mit dem historischen Abfluss**
- 7. Transformation des ermittelten historischen Scheitelabflusses vom Hochwassermarkenquerschnitt zum Querschnitt des Referenzpegels mit drei Verfahren**
 - Verfahren 1: Transformation des Hochwasserabflusses mit Hilfe des Längsschnittverfahrens nach DYCK /20/ bei Kalibrierung des Exponenten über Hochwasserabflussspendengrafik
 - Verfahren 2: Transformation des Hochwasserabflusses mit Hilfe des Längsschnittverfahrens nach DYCK /20/ bei Kalibrierung des Exponenten mit HQ-Regional /27/
 - Verfahren 3: Erstellen eines NAM für das Einzugsgebiet des Hochwassermarkenquerschnitts
Ermittlung der Niederschlagsmenge, die das historische Hochwasser am Hochwassermarkenquerschnitt verursacht hat
Ermittlung des historischen Hochwasserscheitels am Referenzpegel durch Belastung des NAM für das Einzugsgebiet des Referenzpegels mit der historischen Niederschlagsmenge, die am Hochwassermarkenquerschnitt ermittelt wurde.

- 8. Ermittlung des PMF für den Referenzpegelquerschnitt mit Hilfe eines einfachen konzeptionellen hydrologischen Modells (Zeitflächenfunktion aus DGM, kalibrierte Retentionskonstante) und Vergleich des PMF mit dem historischen Abfluss am Referenzpegel**
- 9. Ermittlung einer sinnfälligen Extremwertverteilung für den Referenzpegel mit Berücksichtigung des historischen Scheitelabflusses.**
- 10. Ermittlung der HQ(T) für $T > 200a$ am Referenzpegel mit Hilfe eines einfachen konzeptionellen hydrologischen Modells (Zeitflächenfunktion aus DGM, kalibrierte Retentionskonstante) und Vergleich der so ermittelten HQ(T) mit den HQ(T) aus der Extremwertstatistik**
- 11. Ermittlung des Trends der HQ(T) durch extremwertstatistische Auswertung von Teilreihen mit der Länge von 20 Jahren**
- 12. Vorschlag einer sinnfälligen Extremwertverteilung unter Berücksichtigung aller Untersuchungsergebnisse**

16. Ausblick und Fazit

Die Erfahrungen beim Einsatz der beschriebenen Verifizierungsmethode werden in Fachzeitschriften und Fachvorträgen publiziert.

Bei mehreren Pegeln im Oberflächenwassermessnetz wurden in bestimmten Zeitabschnitten der Vergangenheit zwar die Wasserstände an benachbarten Querschnitten (Altstandorten von Pegeln) aufgezeichnet. Eine Abflusskurve wurde in einigen Fällen erst mehrere Jahre später erstellt. In solchen Fällen kann die Ermittlung des Jahres-HQ auf der Basis von hydraulischen Modellen die Reihe der Jahres-HQ verlängern und die statistischen Aussagen qualifizieren.

Entsprechend wird in dem DWA-Thema /1/ ausgeführt: „Aus den voranstehenden Betrachtungen wird deutlich, dass eine Überprüfung von Schlüsselkurven mit Hilfe der Berechnung von Wasserspiegellagen historischer Hochwasserereignisse durchgeführt werden sollte, wo immer es auf Grund der Datenlage möglich ist. Das Ergebnis sind Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen (Schlüsselkurven) für jedes Jahr oder eine bestimmte Zeitdauer. Wenn die historischen Scheitelwasserstände in Scheiteldurchflüsse umgerechnet sind, können diese in extremwertstatistische Untersuchungen einbezogen werden“.

Diesem Hinweis in dem DWA-Thema kann durch Anwendung des im Projekt eingesetzten Verfahrens auf Pegelquerschnitte entsprochen werden.

Die Projektbearbeiter werden dem Gewässerkundlichen Landesdienst Thüringen und Fachbehörden anderer Bundesländer vorschlagen, geeignete Pegel des Oberflächenmessnetzes entsprechend zu bearbeiten.

Thiele+Büttner Ingenieurgesellschaft GbR

Erfurt, 12. 11. 2015

Dr.-Ing. Wolfram Thiele

Dr. rer.nat. Mathias Deutsch

17. Verwendete Unterlagen

- /1/ DWA: DWA-Thema „Erschließung und Einbeziehung historischer Informationen für die Ermittlung extremer Hochwasserabflüsse- Fallbeispiele und Empfehlungen“, Hennef 2008
- /2/ Thür. Landesamt für Vermessung und Geoinformation Topographische Karte 1:10 000: Top 10, und 1:50.000
- /3/ IHRINGER,J: Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe (TH), Softwarepaket für Hydrologie und Wasserwirtschaft.
- /4/ ITWH: Software PEN_LAWA, Hannover 2010
- /5/ TLUG: Bodengeologische Karten Thüringen M 1:100 000
- /6/ VB Flach: Vermessungsunterlagen Querprofile Roda, Tröchtelborn, 2015
- /7/ Thiele+Büttner GbR: HQ-SIM, Stochastisches Modell zur Simulation von Hochwasserabflüssen
- /8/ TLUG Jena: Landnutzung BNTNUTZ11, Jena 194
- /9/ TLUG Jena: Gewässerkundlicher Landesdienst Thüringen: Anforderungen an Hydrol. Gutachten, Jena 2014
- /10/ TLUG: Wasserhaushaltsmodell J2000g, Jena 2013
- /11/ Google Earth Pro, Lizenz für Thiele+Büttner GbR, 2015
- /12/ Hydrotec GmbH / Dr.- Ing. Marinko Nujic: Programm Hydro_AS-2D, 2013
- /13/ Environtal Modeling Systems: Programm SMS, 2013
- /14/ Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Wasserwirtschaftsamt Hof (2006) Hydro-AS-2D, Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis, Tutorial zum HYDRO_AS-2D - Grundkurs, pdf-Dokument
- /15/ Hydrotec, IG für Wasser u. Umwelt mbH: Programm JabPlot 3.0, 2014
- /16/ Hydrotec mbH: Softwaretool Zeitflächenfunktion, Aachen 2010
- /17/ DVWK: Maximierter Gebietsniederschlag für Deutschland, Essen 1997
- /18/ Martin/Pohl u.a.: Technische Hydromechanik 4, Berlin 2000
- /19/ DWA: Merkblatt DWA-M 552, Ermittlung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten, Hennef 2012
- /20/ Dyck,S.: Grundlagen der Hydrologie, Berlin 1983
- /21/ TLUG: DGM 5/20 Gebiet Stadtroda, Einzugsgebiet Roda, Jena 2014
- /22/ DVWK: Merkblatt DVWK-M-251 „Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen“, Bonn 1999
- /23/ WASY GmbH: HQ-EX, Software zur Berechnung von Hochwasserwahrscheinlichkeiten, Berlin 2002
- /24/ Muth, Wilfried: „Hochwasserrückhaltebecken“, Expert-Verlag, Esslingen 1992
- /25/ US Army Corps of Engineers: HEC-RAS, Version 4.0
- /26/ VB Flach: Aktennotiz zur Recherche zum Höhensystem mNN mit Bezug auf die Berliner Sternwarte, Tröchtelborn 24.02.2015
- /27/ TLUG: „HQ-Regional Thüringen“, in „Hochwasserabflüsse in Thüringen“, Schriftenreihe der TLUG, Jena 02/2015
- /28/ Deutscher Wetterdienst: Starkniederschlagshöhen für Deutschland, KOSTRA-DWD-2000, Ausgabe 2005
- /29/ Verworn/Schmidtke: FLAMINKO-Flächenabhängige Abminderung der statistischen Regenwerte nach KOSTRA, Hannover 2006
- /30/ DVWK: Einsatz von NA-Modellen zur Ermittlung von Hochwasserabflüssen, Bonn 1998

- /31/ Max-Planck-Institut f. Meteorologie: Klimaprojektionen für das 21. Jahrhundert, Hamburg 2006
- /32/ Schumann, A. u. Sieber, H.-U.: Hochwasserbemessung und Hochwasserschutzfunktion von Talsperren – Lehren aus dem Auguthochwasser 2002 in Sachsen, Wasserwirtschaft 2005, S.1-27
- /33/ Thiele+Büttner GbR: Kalibrierung des Parameters EXP des Längsschnittverfahrens nach DYCK mit Hilfe der Hochwasserabflusspendengrafik gemäß dem Schweizerischen Sicherheitskonzept, Erfurt 2013
- /34/ Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik: WETRAX, Großflächige Starniederschläge im Klimawandel, Wien 2015
- /35/ Thüringische Landesanstalt für Gewässerkunde: Jahresbericht für das Abflussjahr 1926, Weimar 1926
- /36/ Wolf: Das kleinste Niederwasser und das höchste Hochwasser der Hörsel bei Eisenach, Eisenach 1918
- /37/ Thiele+Büttner GbR: Hydrol. Gutachten zur Ermittlung der Hochwasserwahrscheinlichkeiten für die Hörsel und Nesse in Eisenach, Erfurt 2002