

**Niedersächsischer Landesbetrieb für
Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz**



GEHOBENE HASE

**Antrag auf wasserrechtliche Planfeststellung nach § 68 WHG zur
Erneuerung der Dämme und Deiche an der Gehobenen Hase zwi-
schen Quakenbrück und Gehrde im Landkreis Osnabrück vom
14.10.2013**

**Gutachtliche Stellungnahme zu den Einwendungen und Einsprüchen
unter Berücksichtigung der Anhörung vom 11.06.2014**

Auftraggeber

Niedersächsischer Landesbetrieb für
Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz
-Betriebsstelle Cloppenburg-
Drüdingstraße 25
49661 Cloppenburg

Auftragnehmer

Dr. Salveter GmbH
Ingenieurbüro für Bauwesen
Altwachwitz 2
01326 Dresden

Dresden, 20.08.2014

INHALT	SEITE
0. KURZFASSUNG	4
1. RAHMENPLAN HASE VON 1959.....	8
2. GENERALPLAN HASE VON 1964.....	9
3. TATSÄCHLICHE UND MÖGLICHE WIRKUNG DES HRB ALFHAUSEN RIESTE ...	12
4. BEMESSUNG VON STAUANLAGEN NACH DIN 19700 TEIL 13	19
5. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN IN BEZUG AUF DIE GEHOBENE HASE.....	21
6. ZU DEN MÖGLICHEN EINWIRKUNGEN AUF DIE STAUANLAGE GEHOBENE HASE	23
7. BEWERTUNG DES HOCHWASSERRISIKOS	28
8. MACHBARKEIT EINER WEITEREN DAMM- UND DEICHERHÖHUNG	35
9. ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNG	40

ABBILDUNGEN, TABELLEN, BILDER

Abbildungen

Abbildung 2-1: Ausgewählte Hochwasserereignisse (Tagesmittelwert/Scheitelwert)

Abbildung 2-2: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel unbeeinflusst durch das HRB

Abbildung 3-1: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel unbeeinflusst durch das HRB

Abbildung 3-2: Ausgewählte Hochwasserereignisse (Tagesmittelwerte $>60 \text{ m}^3/\text{s}$)

Abbildung 3-3: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel beeinflusst durch das HRB

Abbildung 3-4: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel tatsächlich beeinflusst (grün) durch das HRB ohne Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Abbildung 3-5: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel rechnerisch beeinflusst (grün) durch das HRB mit Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Abbildung 3-6: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel tatsächlich beeinflusst (grün) durch das HRB mit Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Abbildung 3-7: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel tatsächlich beeinflusst (grün) durch das HRB mit Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Abbildung 4-1: Abgrenzung Stauhaltungsdamm – Flussdeich

Abbildung 6-1: Lageplan Schleuse II, Wasser- und Bodenverband Artländer Melioration, 1961

Abbildung 6-2: Wasserstandsabhängige Abflüsse in die GEHOBENE HASE und in die Wrau

Abbildung 7-1: Maximale Hochwasserscheitelabflüsse zwischen 1987 und 2010

Abbildung 7-2: Auswirkung von Hochwasserrückhalteräumen auf Bemessungsabflüsse

Abbildung 7-3: Vorhandene und geplante Damm- und Deichhöhen in Fließrichtung gesehen links bei Berücksichtigung von Überlaufstrecken

Abbildung 7-4: Vorhandene und geplante Damm- und Deichhöhen in Fließrichtung gesehen rechts bei Berücksichtigung von Überlaufstrecken

Abbildung 7-5: Geplante Damm- und Deichhöhen im Vergleich zu den erforderlichen Damm- und Deichhöhen ohne die Berücksichtigung von Überlaufstrecken

Abbildung 8-1: Vorhandenes luftseitiges Gelände und Damm- und Deichhöhen in Bezug auf die maßgebenden Wasserspiegellagen

Abbildung 8-2: Vorhandenes luftseitiges Gelände und Damm- und Deichhöhen in Bezug auf die maßgebenden Wasserspiegellagen (besonders gefährteter Bereich: Bau km 0 bis 1,400)

Abbildung 8-3: Erforderlicher Damm- und Deichausbau mit (grün) und ohne (rot) Überlaufstrecken

Abbildung 8-4: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase bei Bau km 0,745 links

Abbildung 8-5: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase bei Bau km 0,813 rechts

Abbildung 8-6: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase beim Düker, Bau km 0,745 links

Abbildung 8-7: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase bei verschiedenen Stationen

Tabellen

Tabelle 4-1: Klassifizierung von Staustufen und jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der anzusetzenden Bemessungshochwasserabflüsse gemäß DIN 19700-13

Tabelle 7-1: Zuordnung von Wahrscheinlichkeiten und Abflüssen

0. KURZFASSUNG

Der Niedersächsische Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN) hat den Zustand der Stauanlage GEHOBENE HASE in den Jahren 2010 bis 2012 erfassen lassen.

Diese Zustandserfassung zieht nicht nur technische Fragen nach sich (muss der Flussdeich aufgehöhht, verstärkt, verbreitert, mit einer Dichtung versehen oder neu aufgebaut werden?), sondern sie hat auch rechtliche Konsequenzen. Denn genügt der Stauhaltungsdamm/Flussdeich in seinem derzeitigen Zustand den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.), so kann dieser im Zuge einer Unterhaltungsmaßnahme saniert werden, d. h. die Maßnahmen können ohne aufwendiges und zeitintensives Genehmigungsverfahren ausgeschrieben und ausgeführt werden.

Die reinen Unterhaltungsmaßnahmen (beschrieben in „Geotechnische Beratung und Überprüfung der Standsicherheit gemäß DIN 4020, Ingenieurgemeinschaft Wasserbau (Dr. Spang GmbH / Dr. Salveter GmbH) im Auftrag des NLWKN, (Dezember 2010) wurden weitgehend in 2011 umgesetzt.

Neben den reinen Unterhaltungsmaßnahmen waren auch Sofortmaßnahmen erforderlich. Dabei wurden Bäume und Büsche gefällt und die Wurzelstöcke gerodet. In besonders dringenden Fällen, wenn Schäden oder Mängel ein sofortiges Handeln bedürfen, kann auch eine Sofortmaßnahme durchgeführt werden, um einen sofortigen Schutz wieder herzustellen. Nach dieser Sofortmaßnahme sollen die Flussdeiche und Stauhaltungsdämme nunmehr so ertüchtigt werden, dass sie den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.) entsprechen.

Für diese abschließende Anpassung der Stauanlage GEHOBENE HASE an die a. a. R. d. T. ist ein Planfeststellungsverfahren nach § 68 WHG erforderlich. Nach umfangreichen vorausgegangen Untersuchungen (z. B. Wasserspiegellagenberechnungen) und Abwägungen (z. B. Variantenvergleiche) wurde der Antrag auf wasserrechtliche Planfeststellung nach § 68 WHG zur Erneuerung der Dämme und Deiche an der Gehobenen Hase zwischen Quakenbrück und Gehrde im Landkreis Osnabrück mit Datum vom 14.10.2013 erstellt und öffentlich ausgelegt.

In der Folge kam es zu vielfältigen Einwendungen und Einsprüchen, die u. a. einerseits den Umfang des Damm- und Deichausbaus und andererseits die erforderlichen Überlaufstrecken in Frage stellten. Diese Einwendungen und Einsprüche wurden u. a. von uns sorgfältig geprüft und 20.05.2014 beim Antragsteller (NLWKN, Bst. Cloppenburg) diskutiert. Hierbei stellte sich heraus, dass hinsichtlich der Beschreibung von Auswirkungen auf einzelne Anlieger noch Präzisierungsbedarf besteht. Die vorliegende gutachtliche Stellungnahme präzisiert diese Gesichtspunkte, die auch am 11.06.2014 im Rahmen einer Anhörung zur Planfeststellung in Quakenbrück abschließend erörtert worden sind.

Über Art- und Umfang und Auswirkungen der geplanten Maßnahmen gab es auch bei der Anhörung bei den betroffenen Anliegern unterschiedliche Auffassungen. Die geplanten Überlaufstrecken der rechten Dämme und Deiche wurden dabei besonders kritisiert. Es wird befürchtet, dass diese Überlaufstrecken sich nachteilig auf das bereits festgelegte Überschwemmungsgebiet auswirken. Daraus wird u. a. abgeleitet, dass auf die geplanten Überlaufstrecken verzichtet werden soll.

Es wurde weiterhin gefordert, dass die Dämme und Deiche bei dem geplanten Umbau unter Verzicht auf die Überlaufstrecken vollständig an die prognostizierten Einwirkungen angepasst werden müssen. Daneben gibt es aber auch Einwendungen, die bereits jetzt den erforderlichen zusätzlichen Flächenbedarf für die Dämme und Deiche kritisieren.

Ohne die Berücksichtigung der Überlaufstrecken würde sich dieser Flächenbedarf durch die dann erforderliche Damm- und Deicherhöhung zwangsläufig noch erheblich erhöhen, was u. a. in dieser Stellungnahme erläutert wird.

Es ergibt sich demnach ein grundsätzlicher Interessenkonflikt zwischen

- den Flurstückseigentümern in unmittelbarer Umgebung der Dämme- und Deiche der Stauanlage GEHOBENE HASE infolge der beanspruchten Flächen und
- den betroffenen Anliegern im Überschwemmungsgebiet der Wrau (ehemalig Fließgewässer Hase).

Für eine objektive Abwägung dieses Interessenkonfliktes und für einen möglichen Interessenausgleich muss zunächst vorangestellt werden, dass die GEHOBENE HASE kein natürliches Fließgewässer ist. Die GEHOBENE HASE ist eine Stauanlage, die seit Jahrhunderten betrieben wird. Die allgemein anerkannten Bemessungsgrundsätze gab es früher nicht, so dass es zwangsläufig häufig zum Versagen der Dämme und Deiche der „Gehobenen Hase“ kam. Dabei wurden Siedlungen und landwirtschaftliche Flächen u. a. links der Gehobenen Hase bis nach Quakenbrück über einen sehr langen Zeitraum überflutet. Diese Flächen können nicht natürlich entwässern, weil die GEHOBENE HASE diese Entwässerung in Richtung Wrau versperrt. Die Auswirkungen dieser Damm- und Deichbrüche sind auch in dem Antrag für die Planfeststellung beschrieben (z. B. Hochwasser 1946).

Weiterhin sind wir vertieft auf die Hochwasserwahrscheinlichkeit unter Berücksichtigung des Hochwasserrückhaltebeckens Alfhausen Rieste eingegangen. Unabhängig davon wurde erläutert, dass der Betrieb der vorhandenen Stauanlage GEHOBENE HASE unter den vorliegenden Randbedingungen bei der Berücksichtigung der DIN 19700 Teil 13 nicht erfolgen kann. Insbesondere die Geometrie und der Zustand der Stauhaltungsdämme und Deiche können einen sicheren Betrieb der Stauanlage nicht gewährleisten. Daneben kann mit der vorhandenen Schleuse II nicht sichergestellt werden, dass der Stauanlage ein Zufluss von Q kleiner bzw. gleich der zulässigen $54 \text{ m}^3/\text{s}$ zugeführt wird.

Mit der vorliegenden Planung wird der zulässige Zufluss geringfügig erhöht (von $54 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $58 \text{ m}^3/\text{s}$). Das ist jedoch alleine der Abflachung der wasserseitigen Böschungen geschuldet, weil hiermit der zur Verfügung stehende Abflussquerschnitt vergrößert wird. Von der Schleuse II bis zur Überlaufstrecke 2 können bis zu $70 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeleitet werden. Dies wurde mit dem Lastfall 3 der Machbarkeitsstudie (Bestandteil des Antrags auf Planfeststellung) berücksichtigt. Diese Überschreitung des beim Bemessungsfall 1 (BHQ_1) zulässigen Abflusses von $58 \text{ m}^3/\text{s}$ ist jedoch nur für die Berücksichtigung des Bemessungsfalls 2 (BHQ_2 , Sicherstellung der Anlagensicherheit) bzw. beim Ausfall der Schleuse 2 (BHQ_1 in Verbindung mit der n-1 Regel) zulässig. Für den Bemessungsfall 1 (BHQ_1) bleibt der Zufluss auf $58 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt.

Die Planrechtfertigung ergibt sich alleine aus dem o. g. Zusammenhang. Die Erneuerung der Dämme und Deiche ist zwingend erforderlich. Die gewählte Lösung ist ohne Alternative. Sämtliche im Vorfeld des Antrages auf Planfeststellung erarbeiteten abweichenden Lösungsvorschläge sind unter Berücksichtigung der vorliegenden Verhältnisse nicht realisierbar.

Bei der Bewertung des Hochwasserrisikos haben wir ausschließlich die beobachteten- bzw. gemessenen Daten zu Grunde gelegt. Die Spekulation über eine zukünftige Veränderung (Klimazuschläge u. a.) lehnen wir ab. Sämtliche diesbezüglich publizierte Annahmen sind nicht allgemein anerkannt und damit für eine seriöse Planung nicht verwendbar. Unabhängig davon garantieren gerade die geplanten Überlaufstrecken eine sichere Beherrschung von Worst Case Szenarien wie dem Ansatz der Probable Maximum Flood (PMF) gemäß DIN 19700.

Mit der vorliegenden Stellungnahme haben wir daneben nachgewiesen, dass es unter Berücksichtigung des seit 1996 mit dem Hochwasserrückhalteraum von 20 Mio. m³ bestehenden Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Alfhausen Riese nicht zu einem Zufluss von $Q > 75 \text{ m}^3/\text{s}$ gekommen ist, bzw. zwischen 1958 bis heute gekommen wäre. Das ist ein Beobachtungszeitraum von 56 Jahren. Dennoch wird das HQ_{100} weiterhin mit $126 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgewiesen. Das HRB Alfhausen Rieste kann nachweislich ein Hochwasser mit dem Scheitelabfluss eines HQ_{25} aufnehmen. Es ist damit geeignet einen Hochwasserscheitelabfluss eines HQ_{100} um etwa 75% zu reduzieren. Es verbleiben dann nur noch 25% des Scheitelabflusses eines hundertjährigen Ereignisses. Im Antrag für die Planfeststellung wurden die folgenden Beziehungen verwendet:

- $HQ_{50} = 0,90 * HQ_{100}$
- $HQ_{20} = 0,74 * HQ_{100}$
- $HQ_{10} = 0,63 * HQ_{100}$

Demnach wird unter Berücksichtigung des HRB Alfhausen Rieste von einem Hochwasserereignis HQ_{100} am Pegel Bramsche nur 25 % des Abflussscheitels (deutlich kleiner als ein HQ_{10}) zum Pegel Bersenbrück weitergeleitet. Diese Annahme wurde beim Hochwasser im August 2010 bestätigt. Am Pegel Bramsche wurde mit $Q = 128 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Ereignis $> HQ_{100}$ ermittelt. Infolge des HRB Alfhausen Rieste wurde als Hochwasserscheitel am Pegel Bersenbrück dann nur noch ein Wert von $Q = 64,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt. Das entspricht am Pegel Bersenbrück ebenfalls einem Hochwasserereignis $< HQ_{10}$, wenn man dort als HQ_{100} $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ zu Grunde legt.

Das Hochwasserrisiko von $Q > 80 \text{ m}^3/\text{s}$ ist bei einem geeigneten Hochwassermanagement demnach eher gering. Unabhängig davon sollten die ausgewiesenen Überschwemmungsgebietsflächen HQ_{100} alleine wegen der weiteren Zuflüsse aus dem Möllwiesenbach und aus der alten Hase unverändert bleiben. Beim Hochwasser 1998 konnte der Hochwasserscheitel $Q = 91,1 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Bramsche durch das HRB Alfhausen Rieste auf $Q = 71,8 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Bersenbrück reduziert werden. Es wurde etwa $Q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Schleuse 2 in die Wrau abgeschlagen, die geplanten Überlaufstrecken wären nicht überströmt worden. Die Grundlast aus dem Möllwiesenbach und aus der alten Hase war jedoch bereits so groß, dass das Überschwemmungsgebiet rechts der Hase großflächig überstaut war.

Die geplanten Überlaufstrecken führen demnach bei einem geeigneten Hochwassermanagement mit dem HRB Alfhausen Rieste zu keiner negativen Veränderung des aktuellen Hochwasserrisikos.

Im **1. Abschnitt** dieser Stellungnahme werden die Aussagen des Rahmenplans von 1959 wiedergegeben. Im **2. Abschnitt** wird die Durchführung des Generalplans von 1964 mit der Planung und dem Bau des Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) Alfhausen Rieste beschrieben. Der **3. Abschnitt** dieser Stellungnahme befasst sich mit der tatsächlichen Wirkung des HRB seit 1996 und der möglichen Wirkung bei den vor 1996 gemessenen Hochwasserereignissen. Im **4. Abschnitt** sind die grundsätzlichen Bemessungswerte für Stauanlagen nach der 2004 eingeführten DIN 19700-Teil 13 zusammengefasst. Diese grundsätzlichen Zusammenhänge werden im **5. Abschnitt** auf die GEHOBENE HASE übertragen. Im **6. Abschnitt** werden die Bemessungszuflüsse für die GEHOBENE HASE kategorisiert. Im **7. Abschnitt** erfolgt dann eine Bewertung der Bemessungszuflüsse in Bezug auf das Hochwasserrisiko. Die daraus abgeleiteten Damm- und Deichhöhen sowie die Erfordernis der Überlaufstrecken werden im **8. Abschnitt** dargestellt.

1. RAHMENPLAN HASE VON 1959

Seit 1954 besteht in der Normenreihe der DIN 19700 ein eigener Teil für Wehranlagen bzw. Staustufen. In dem **Rahmenplan der Hase vom 31.05.1959** ist daher auch *“der Ausbau der im Verbandsgebiet gelegenen Strecke zwischen dem Überfallwehr (Stat. 85 + 750) an aufwärts bis zum Flussableiter zur Wrau bei Schleuse II (Stat. 80 + 750) vorgesehen.“*....

Auszug aus dem Erläuterungsbericht zum Entwurf für den Ausbau der Hase vom Überfall bis zum Flutableiter zur Wrau (Schleuse II), 1961:

....“Durch die Richtlinien im Rahmenplan ist die Abflusspende für die Ausbaustrecke mit SHQ = 54 l/s/km² festgelegt. Bei einem Niederschlagsgebiet von 1008 km² ergibt sich ein SHQ von 1008 x 54 = 54,43 m³/s.

Zum Schutze der Ortslage Badbergen und der wertvollen Ländereien sind nach dem Entwurf vom 1. Juni 1899, der den Ausbaumaßnahmen der Artländer Melioration zugrunde lag, beidseits Deiche angelegt. Nach dem Spezialentwurf vom 25.05.1911 sollen hier bisher 60 m³/s abgeführt werden. Die oberhalb der Schleuse II bis Kreilingsbrücke ebenfalls bedeichte Strecke leistet bis zu 105 m³/s. Davon werden 45 m³/s bei Schleuse II zur Wrau abgeschlagen....“

....“ In den Erläuterungen zum Rahmenplan ist festgelegt, dass die zum Schutz hochwertiger Ländereien und Siedlungen vorhandenen Deiche unverändert bleiben sollen. Diese Bemerkungen treffen insbesondere für die Hasestrecke zum Quakenbrücker Überfall bis zur Kreilingsbrücke in der Artländer Melioration zu, da hier der Sommerwasserhochwasserabfluss 2,0 bis 3,0 m über Gelände erfolgt.

Bei dem Hochwasser 1946 sind an verschiedenen Stellen dieser Strecke Deichbrüche entstanden, die Veranlassung geben, im Zuge dieses Ausbaues Verstärkung des Böschungsinneideiches statt bisher 1:2 auf 1:5 vorzunehmen....“

Anmerkung: bereits 1959 bis 1961 war allgemein anerkannt, dass die Dämme und Deiche der Gehobenen Hase bereits bei einer Wasserführung von 54 m³/s verstärkt, d. h. luftseitig von 1:2 auf 1:5 abgeflacht werden müssen um weitere Dammbüche zu vermeiden.

....“ Die neue Flusssohle ist an die vorhandenen Fachbäume des Überfallwehres und der Schleuse II angepasst und erhält ein Gefälle von 0,186 ‰. Dadurch, dass der Überfall und die anschließende Strecke der Überfallhase nicht mehr als 54,4 m³/s leisten können, müssen alle Hochwässer, die diese Abflussmenge überschreiten, zur Wrau abgeleitet werden. Bei der Querschnittsbemessung ist berücksichtigt, dass die Geschwindigkeit von 0,77 m/s nicht überschritten wird und auch die Deichsicherheit gewahrt bleibt.“...

Die Böschungsfüße und Böschungen sollen bis zur Mittelwasserlinie durch Steinschüttung auf Buschmatte befestigt werden.

Zur einwandfreien Regelung des Abflusses zum Quakenbrücker Überfall und zur Wrau ist der Einbau von automatisierten Klappen in der Hase und im Flutableiter von 6 und 7 m Breite vorgesehen“.....

Demnach war bereits 1959 der heute noch vorliegende besorgniserregende Zustand der Dämme- und Deiche der „Gehobenen Hase“ bekannt.

Das Schützenhofwehr und die Schleuse II wurden darauf hin ausgebaut. Die geforderten regulierbaren Klappen wurden am Schützenhofwehr und an der Schleuse II eingebaut. Eine Anpassung der Dämme und Deiche (luftseitige Böschungsneigung 1:5) wurde jedoch offensichtlich nicht ausgeführt.

2. GENERALPLAN HASE VON 1964

Warum die Dämme und Deiche seinerzeit nicht entsprechend der Erkenntnisse angepasst worden sind ist nicht belegt. Es kann nur gemutmaßt werden, dass dieser Verzicht mit dem „Generalplan für die Regelung der Wasserverhältnisse im Hasegebiet vom 17. Januar 1964 / Niedersächsischer Minister für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten zusammenhängt“.

Dieser Generalplan von 1964 ist u. a. Grundlage für den Bau des Hochwasserrückhaltebeckens Alfhausen Rieste.

Das Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Alfhausen Rieste befindet sich im nördlichen Bramgau im Osnabrücker Land. Er liegt rund 25 km nördlich Osnabrücks bzw. 8 km nördlich Bramsches und südöstlich der Ankumer Höhe. Die Wasseroberfläche des HRB Alfhausen Rieste umfasst 2,2 km², die Uferlänge ca. sieben Kilometer. Seine maximale Länge beträgt 2,88 km in Nord-Süd-Richtung. In West-Ost-Richtung ist er im Süden bis 330 m und im Norden bis 1.350 m breit. Sein Stauinhalt umfasst 20 Mio m³.

Nur etwas nördlich der Stadt Bramsche zweigt ein künstlich angelegter Zuleiter von der Hase ab, der Wasser aus Richtung Süden auf etwa 4,5 km Länge in das Hochwasserrückhaltebecken führt. Das aus dem Hochwasserrückhaltebecken abfließende Wasser verläuft über einen ebenso künstlich errichteten und etwa 1,3 km langen Ableiter direkt westlich vorbei am nördlich des Hochwasserrückhaltebeckens angelagerten Reservebecken. Wonach es in Richtung Norden über den kanalisiert und etwa 2,5 km langen Unterlauf der Ueffelner Aue, welche die Seenlandschaft in Süd-Nord-Richtung verlaufend, unmittelbar westlich bei Alfhausen passiert, wieder dem Fluss Hase zufließt.

Das HRB Alfhausen Rieste sollte gemäß dem „Generalplan für die Wasserregulierung im Hasegebiet“ die ständige Gefahr von Überflutungen am Unterlauf der Hase reduzieren und so die Landwirtschaft fördern. Die Bauarbeiten für das Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen Rieste begannen 1970 mit Rodungs- und Deichbauarbeiten auf der zukünftigen Seefläche. Die 330 m lange Überlaufschwelle, der Einlauf des Hochwasserrückhaltebeckens, wurde 1974 mit einem 10 ha großen Absetzbecken gebaut. Auch das Auslassbauwerk wurde 1974 errichtet. Im Sommer 1980 wurde das Verteilerbauwerk in Sögeln fertiggestellt, hier wurde die Trennung der Tiefen Hase von dem Zuleiter errichtet. 1981 wurde der Ringdeich fertiggestellt. Der erste Probestau war für den Herbst 1981 geplant, wurde jedoch bereits durch ein starkes Unwetter mit Hochwasser im Frühjahr 1981 vollzogen. Um die Einflüsse auf die Umwelt und Grundwasser zu testen wurde im Januar 1982 der erste offizielle Probestau durchgeführt.

Das Reservebecken wurde erst 1996 fertiggestellt. Zwischen 1981 und 1996 stand demnach nur ein begrenzter Hochwasserrückhalteraum von etwa 10 Mio. m³ zur Verfügung.

Am 28. Oktober 1998 wurde das Reservebecken des HRB Alfhausen Rieste erstmalig mit einem größeren Hochwasser beansprucht. Sowohl das Hauptbecken als auch das Reservebecken wurden 1998 geflutet.

Wenn auch das Reservebecken bei größeren Hochwässern vollständig gefüllt ist, müssen die dann noch zufließenden Hochwassermengen durchgeleitet bzw. z. T. über die Tiefe Hase im Überschwemmungsgebiet des Hasetals abgeführt werden.

Das HRB Alfhausen Rieste wird im Nebenschluss betrieben. Je nach Hochwasserlage wird dem HRB nur ein Teil des zufließenden Wassers zugeleitet und dort bis zum Rückgang einer Hochwasserwelle gespeichert, um danach gezielt wieder abgegeben zu werden.

Die Planungen des HRB Alfhausen Rieste sahen vor, dass im Sommer bis zu etwa 30 m³/s und im Winter bis zu etwa 50 m³/s über die TIEFE HASE an dem HRB Alfhausen Rieste vorbeigeleitet werden. Erst beim Überschreiten dieser Abflüsse wird das HRB über den Zuleiter gefüllt.

Der Zuleiter des HRB Alfhausen Rieste ist für max. 80 m³/s bemessen. Das entspricht nach den seinerzeitigen Planungen etwa einem HQ₂₅ Zufluss. Bei steigendem Wasserstand im Hauptbecken nimmt die Leistungsfähigkeit auf 65 m³/s bei Höchststau ab.

Die Wirkung des HRB ist demnach von vornherein auf die Kapazität des Zuleiters begrenzt. Wenn am Pegel Bramsche ein Zufluss von z. B. Q = 125 m³/s vorliegt, müssen zwangsläufig 45 m³/s an dem HRB vorbeigeleitet werden. Daneben begrenzt der vorhandene Hochwasserrückhalteraum des HRB dessen Wirkung. Wenn dem HRB im Mittel 70 m³/s zugeführt werden, dann sind die vorhandenen 20 Mio. m³ Speichervolumen nach etwa 80 Stunden, d. h. nach etwas mehr als 3 Tagen gefüllt. Der dann noch verbleibende Zufluss wird dann unbeeinflusst an das HRB bzw. durch das HRB geleitet. Gleiches gilt für ein unmittelbar folgendes Hochwasser, wenn der Speicherraum zwischenzeitlich nicht geleert wird. Die Zeitspanne von 3 Tagen wird i. R. größer sein, weil der Scheitelabfluss beim Hochwasser nur kurzzeitig erfolgt. Die Tagesmittelwerte am Pegel Bramsche liegen daher auch 10 bis 20% unter dem jeweiligen Hochwasserscheitelwerten (siehe nachfolgendes Diagramm).

In unmittelbarer Nähe zum Einlauf des HRB liegt der Pegel Bramsche. Das Einzugsgebiet des Gewässers beträgt hier 682 km². Die Abflüsse werden an dem Pegel Bramsche seit Ende 1958 laufend gemessen und dokumentiert. Ausgewählte Hochwasserscheitel sind nachfolgend dargestellt und den ebenfalls ermittelten Tagesmittelwerten gegenübergestellt. Diese Hochwasserscheitel sind die Grundlage für die Bemessung von den Dämmen und Deichen der Gehobenen Hase.

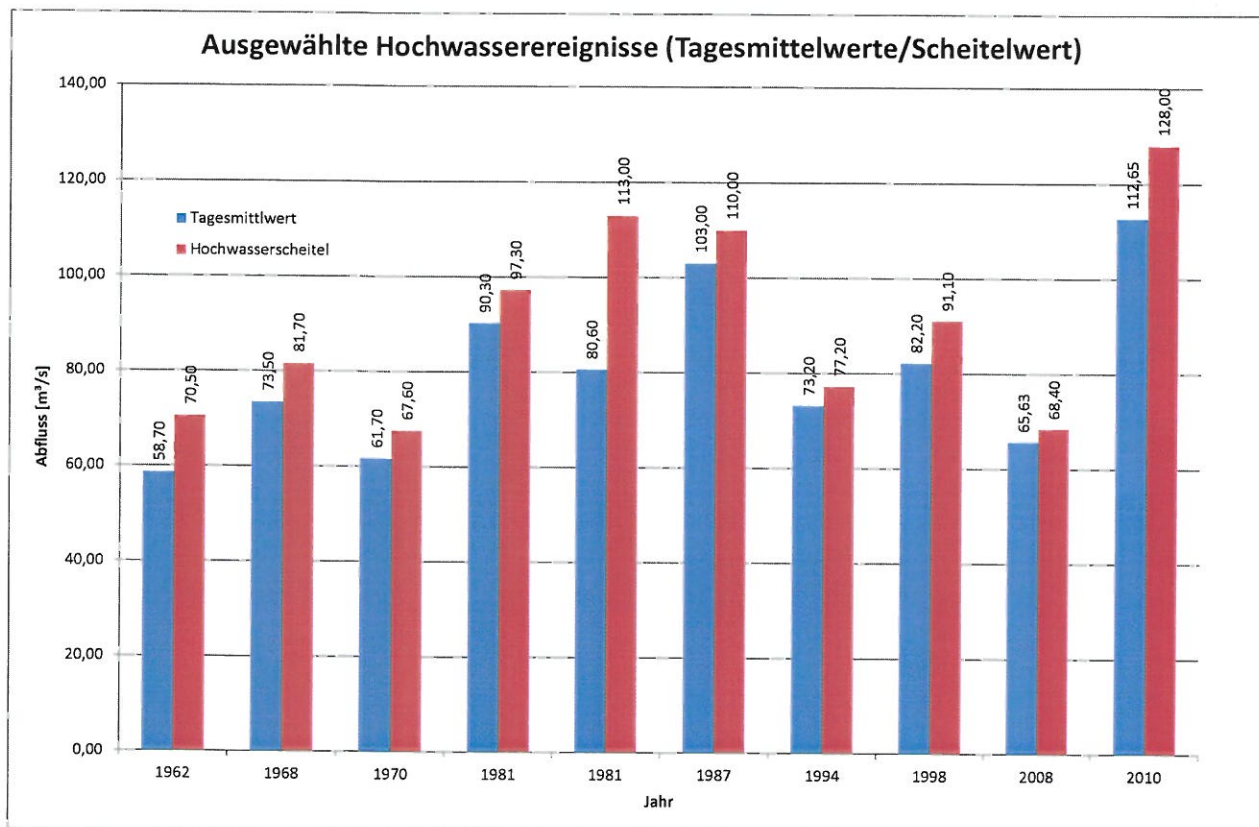


Abbildung 2-1: Ausgewählte Hochwasserereignisse (Tagesmittelwert/Scheitelwert)

Im Jahr 2010 wurde am Pegel Bramsche mit 128 m³/s der bisher größte Abflussscheitel seit 1958 gemessen.

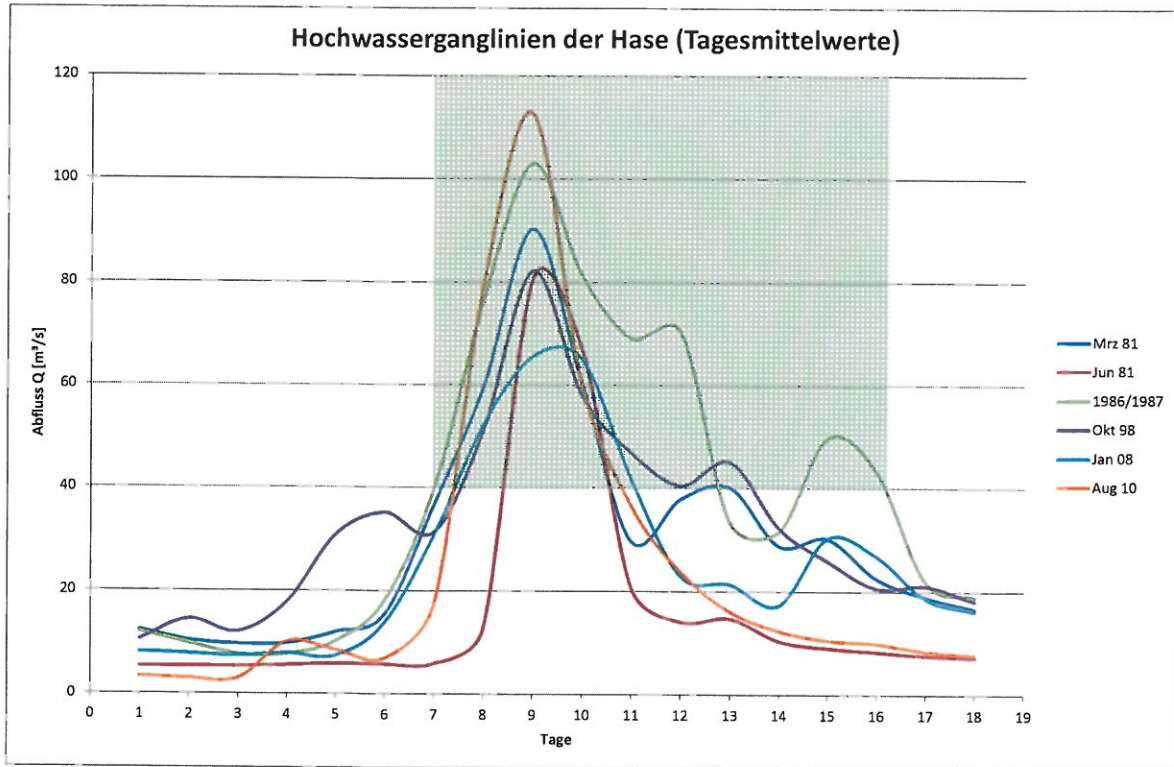


Abbildung 2-2: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel unbeeinflusst durch das HRB

Aus der Darstellung der Hochwasserganglinien (Tagesmittelwerte seit Betrieb des HRB Alfhausen Rieste, Anfang 1981) lässt sich die Auslastung des HRB ableiten. Der grün hinterlegte Bereich stellt dabei die Inanspruchnahme des HRB dar, wenn im Tagesmittel 40 m³/s an dem HRB vorbeigeleitet werden.

3. TATSÄCHLICHE UND MÖGLICHE WIRKUNG DES HRB ALFHAUSEN RIESTE

Unabhängig von der tatsächlichen Betriebsweise haben wir die Füllung des HRB Alfhausen Rieste anhand der Randbedingung, dass 40 m³/s (Tagesmittelwert) am HRB Alfhausen Rieste vorbeigeleitet werden können, berechnet.

- März 1981: ca. 8,0 Mio. m³
- Juni 1981: ca. 6,0 Mio. m³
- 1986/1987: ca. 18,0 Mio. m³ *)
- Oktober 1998: ca. 7,0 Mio. m³
- Januar 2008: ca. 6,0 Mio. m³
- August 2010: ca. 12 Mio. m³

*) Das HRB Alfhausen Rieste wurde erst 1996 vollständig mit dem zusätzlichen Reservebecken in Betrieb genommen, so dass bis dahin die etwa 8,1 Mio. m³ Inhalt des Reservebeckens nicht zur Verfügung standen.

Demnach ist die Wirkung des HRB Alfhausen Rieste nicht alleine anhand des Hochwasserscheitels zu beurteilen, sondern auch anhand der Dauer (Fülle) des Hochwasserereignisses. Der Hochwasserscheitel 1986/1987 war mit 110 m³/s kleiner als das zurückliegende Hochwasser 2010 (128 m³/s). Das HRB Alfhausen Rieste wäre 1986/1987 dennoch theoretisch mit etwa 18 Mio. m³ gefüllt gewesen. Tatsächlich standen 1986/1987 aber nur etwa 10 Mio. m³ Hochwasserrückhalteraum zur Verfügung.

Grundsätzlich lässt sich an den Hochwasserganglinien seit 1958 ableiten, dass ein Hochwasser im Sommer allgemein mit einer kleineren Abflussfülle, aber mit einem größeren Abflussscheitel als im Winter verbunden ist.

Nachfolgend sind exemplarisch drei repräsentative Ganglinien von tatsächlichen Hochwasserereignissen dargestellt. Vor der Inbetriebnahme des HRB Alfhausen Rieste war z. B. das Hochwasserereignis im Januar 1968 typisch. Am Pegel Bramsche ergab sich seinerzeit ein Hochwasserscheitelabfluss von 81,7 m³/s. Das Einzugsgebiet des Gewässers beträgt hier 682 km². Weiter unterhalb mit einem Einzugsgebiet von 938 km² liegt der Pegel Bersenbrück. Hier wurde 1968 etwas zeitversetzt ein Hochwasserscheitelwert von 94,9 m³/s ermittelt. Ab 1981 war ein Teil des heutigen HRB Alfhausen Rieste in Betrieb. Gegenüber dem heute verfügbaren Hochwasserrückhalteraum von 18 bis 20 Mio. m³ hatte das HRB zwischen 1981 und 1996 jedoch nur über etwa 10 Mio. m³ Hochwasserrückhalteraum, weil das Reservebecken bis dahin noch nicht fertiggestellt war.

Bis 1981 konnte ein Hochwasserereignis ungehindert von dem Pegel Bramsche zum Pegel Bersenbrück abfließen. Der Hochwasserscheitel am Pegel Bersenbrück wurde jeweils etwa einen Tag später als beim Pegel Bramsche gemessen.

Wir haben die Hochwasserereignisse zwischen 1958 und 1981 ausgewertet. Demnach hätte mit dem heutigen HRB Alfhausen Rieste mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit, jedes Hochwasserereignis in diesem Zeitraum auf einen Abflussscheitelwert von $Q < 80 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert werden können.

Seit 1981 kann die Wirkung des HRB Alfhausen Rieste direkt an den Pegelaufzeichnungen Bramsche und Bersenbrück nachvollzogen werden.

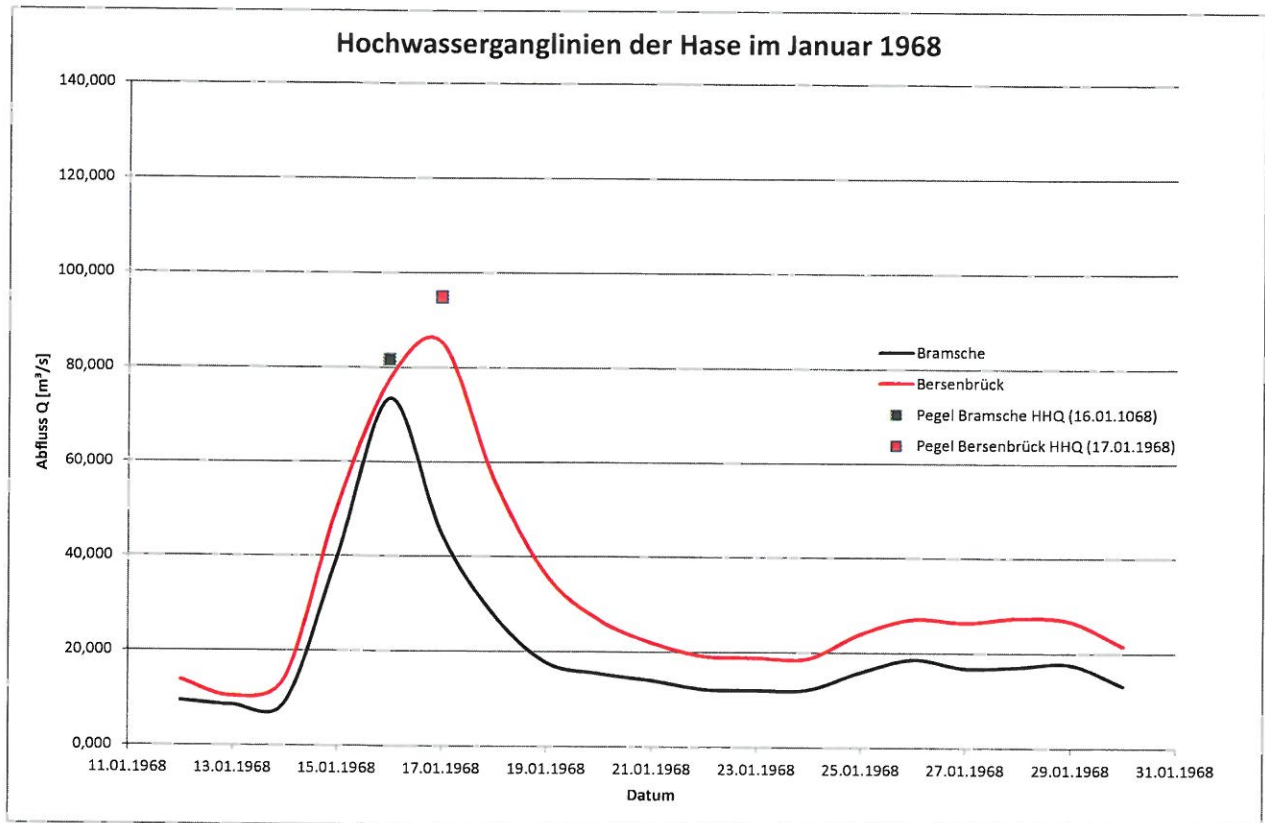


Abbildung 3-1: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel unbeeinflusst durch das HRB

Die Ganglinie der Tagesmittelwerte 1968 zeigt den natürlichen, von einem HRB unbeeinflussten Abfluss in der Hase. Mit schwarzer Linie und Markierung ist der Abfluss des 682 km² großen Einzugsgebiets beim Pegel Bramsche dargestellt. Die rote Linie bzw. Markierung zeigt den Abfluss beim Pegel Bersenbrück, der ein 938 km² großes Einzugsgebiet repräsentiert. Das Einzugsgebiet zwischen den Pegeln Bersenbrück und Bramsche ist 265 km² groß. Der Abflussscheitel dieses Zwischeneinzugsgebietes (ca. 28 % des gesamten Einzugsgebietes) hat z. B. im Januar 1968 94,9 m³/s \therefore 81,7 m³/s = 13,2 m³/s (ca. 14 %) betragen. In dem folgenden Diagramm sind die maximalen Tagesmittelwerte von Hochwasserereignissen zwischen 1962 und 2010 dargestellt. Rot hinterlegt ist der Zeitraum in dem das HRB Alfhausen Rieste noch nicht in Betrieb war, gelb hinterlegt ist der Zeitraum in dem das Reservebecken des HRB noch nicht in Betrieb war. Der grün hinterlegte Bereich stellt die gemessenen maximalen Tagesmittelwerte bei voller Funktion des HRB dar.

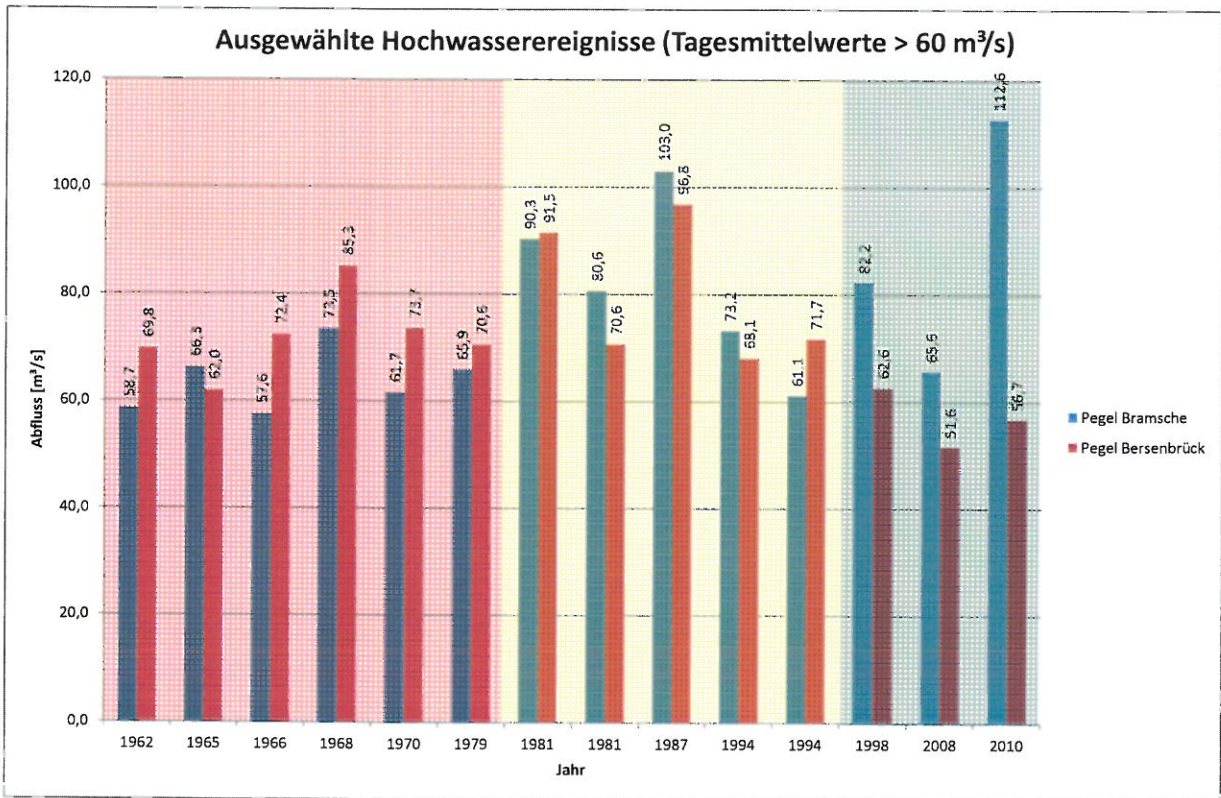


Abbildung 3-2: Ausgewählte Hochwasserereignisse (Tagesmittelwerte >60 m³/s)

Die Hochwasserscheitel beim Pegel Bersenbrück konnten bereits zwischen 1981 und 1996 positiv beeinflusst werden. Eine Reduzierung des Abflusses in der Größenordnung wie in den Jahren 1996 bis heute war jedoch aufgrund des begrenzten Hochwasserrückhalteriums (HRB ohne Reservebecken) noch nicht möglich.

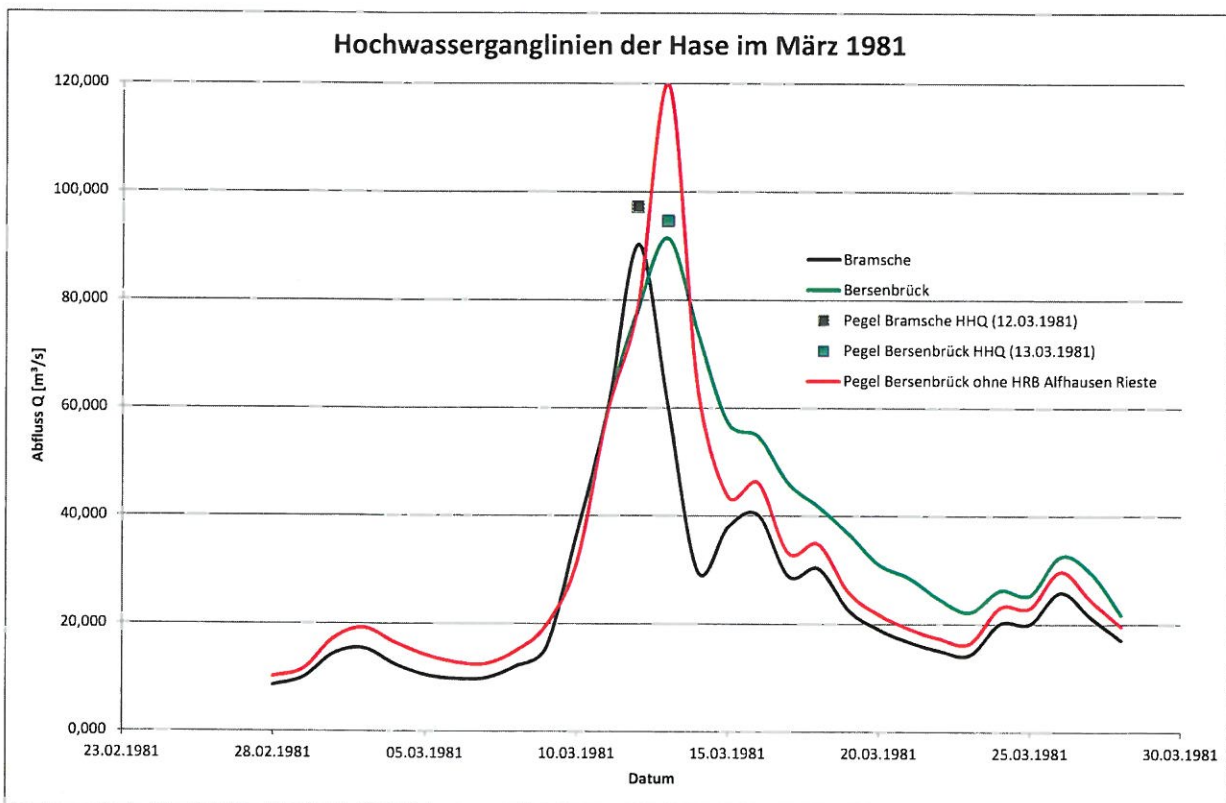


Abbildung 3-3: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel beeinflusst durch das HRB

Beim Hochwasser im März 1981 wäre es beim Pegel Bersenbrück ohne die Beeinflussung durch das seinerzeit begrenzt einsatzfähige HRB Alfhausen Rieste, sehr wahrscheinlich zu einem Hochwasserscheitelabfluss $> 120 \text{ m}^3/\text{s}$ gekommen (rote Linie). Der Hochwasserscheitel am Pegel Bersenbrück konnte im März 1981 jedoch bereits auf $< 100 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert werden.

Im gleichen Jahr kam es im Juni 1981 zu einem noch größeren Hochwasserereignis (kleine Fülle). Hier konnte der am Pegel Bramsche mit $113 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessene Hochwasserscheitelabfluss am Pegel Bramsche auf $78,7 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert werden. Wenn man nur 15% infolge des Zwischeneinzugsgebietes aufschlägt, dann hätte diese Hochwasserwelle ohne das HRB Alfhausen Rieste den Pegel Bersenbrück mit etwa $130 \text{ m}^3/\text{s}$ passiert.

Das Winterhochwasser 1986/1987 (große Fülle) konnte dagegen am Pegel Bersenbrück wegen dem bis dahin noch begrenzten Hochwasserrückhalteraum (HRB ohne Reservebecken) nicht in der o. g. Größenordnung reduziert werden. Bei einem Winterhochwasser ist die Abflussfülle des Ereignisses tendenziell größer. Hier wurde der Scheitelabfluss von $110 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Bramsche auf $103 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Bersenbrück reduziert (vgl. Größenordnung beim Hochwasser im März 1981).

In dem folgenden Diagramm sind mit schwarzer und grüner Markierung die gemessenen Tagesmittelwerte und Abflussscheitel dargestellt. Eine Rückrechnung ohne das HRB Alfhausen Rieste hätte den rot dargestellten Verlauf ergeben. Ein Hochwasserscheitelabfluss von ca. $140 \text{ m}^3/\text{s}$ wäre demnach am Pegel Bersenbrück wahrscheinlich gewesen.

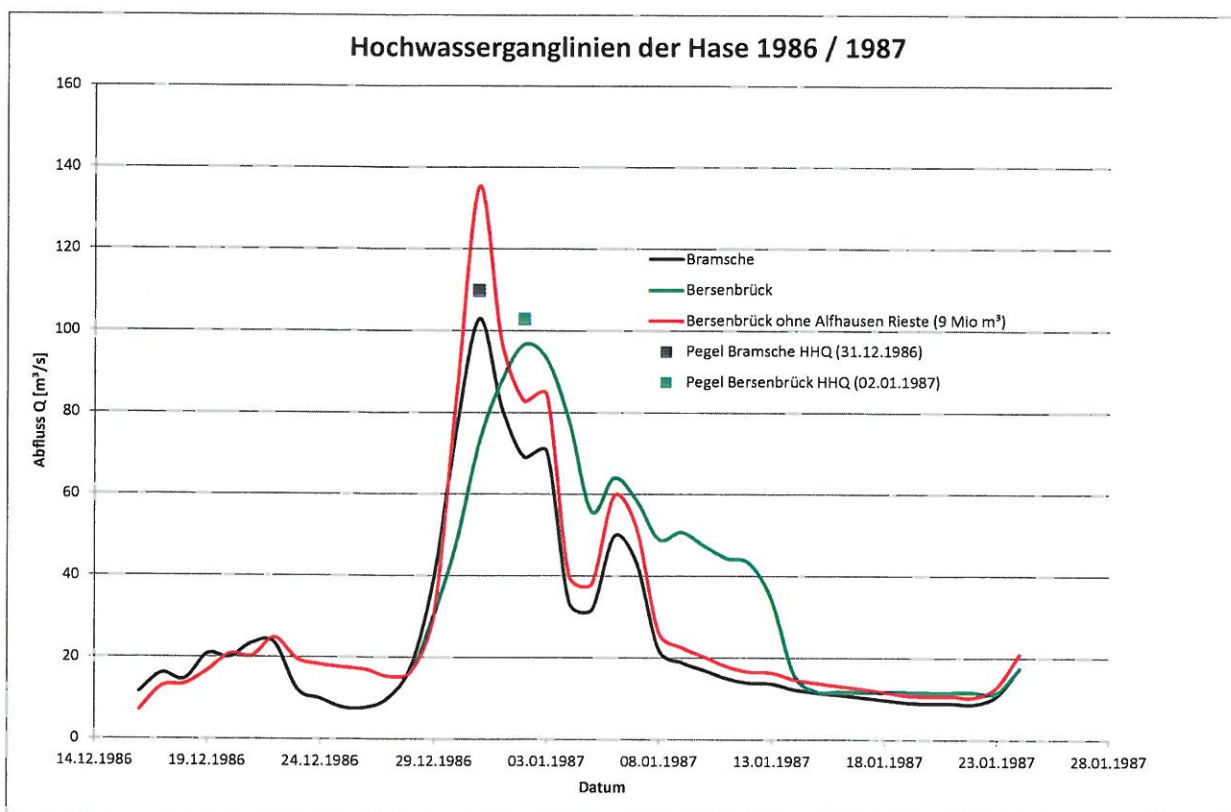


Abbildung 3-4: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel tatsächlich beeinflusst (grün) durch das HRB ohne Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Das oben dargestellte Diagramm zeigt die gemessenen Hochwasserwerte (schwarze und grüne Linien und Punkte).

Wenn man auch beim Hochwasser 1986/1987 das HRB Alfhausen Rieste einschließlich Reservebecken zu Grunde legt, dann hätte sich die im nachfolgenden Diagramm grün dargestellte Linie für die Hochwasserganglinie am Pegel Bersenbrück ergeben. Eine Reduzierung des Hochwasserscheitels am Pegel Bersenbrück auf $Q < 80 \text{ m}^3/\text{s}$ wäre dann möglich und wahrscheinlich gewesen.

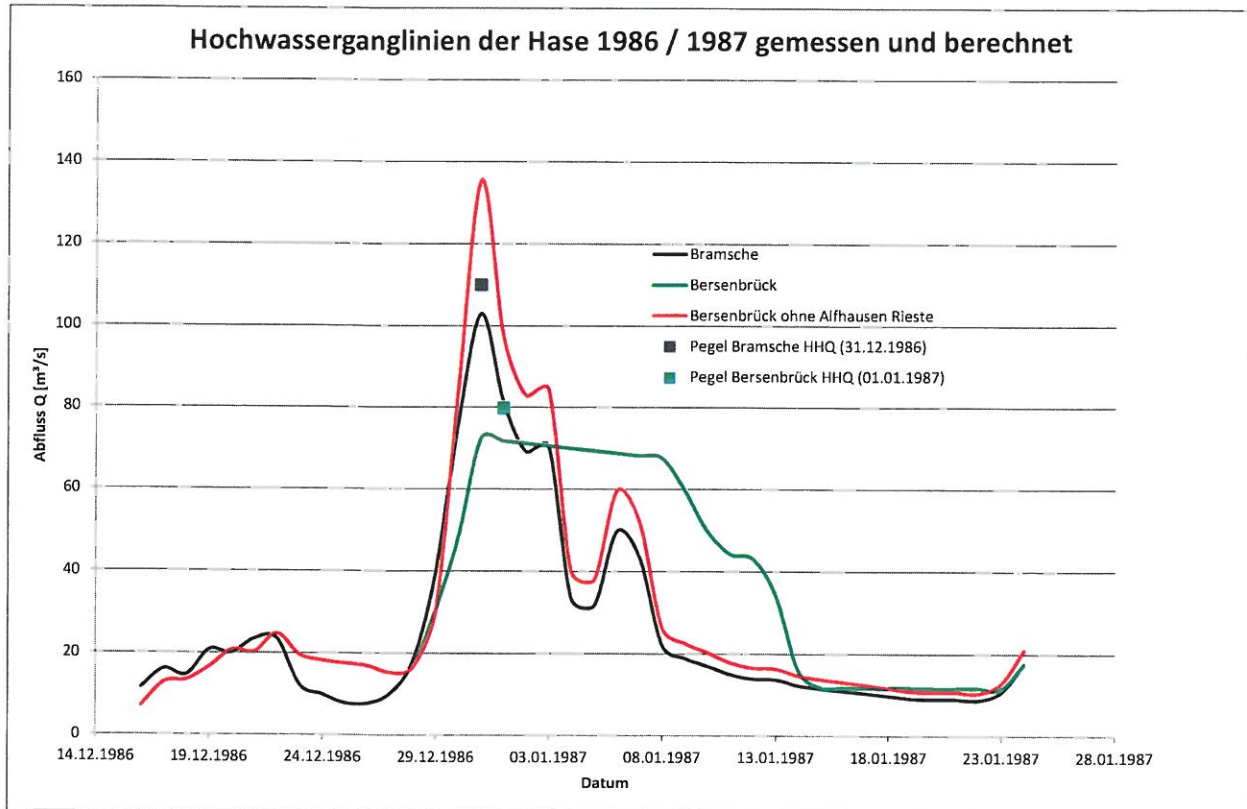


Abbildung 3-5: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel rechnerisch beeinflusst (grün) durch das HRB mit Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Die Hochwasserereignisse nach Inbetriebnahme des Reservebeckens wurden 1998, 2008 und 2010 daher auch entsprechend problemlos mit dem HRB Alfhausen Rieste beherrscht, so dass der jeweilige Scheitelabfluss am Pegel Bersenbrück jeweils deutlich unterhalb von $80 \text{ m}^3/\text{s}$ lag.

Der Scheitel des Winterhochwassers 1998 wurde am Pegel Bersenbrück auf $71,8 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert. Dieser maximale Hochwasserscheitel ergab sich am Pegel Bersenbrück sogar erst drei Tage nach dem Scheitelabfluss am Pegel Bramsche, d. h. beim Entleeren des HRB. Ohne das HRB hätte sich der Abfluss am Pegel Bersenbrück wieder mit $91,9 \text{ m}^3/\text{s} \times 1,15 = 106 \text{ m}^3/\text{s}$ ein Scheitelabfluss von $Q > 100 \text{ m}^3/\text{s}$ eingestellt.

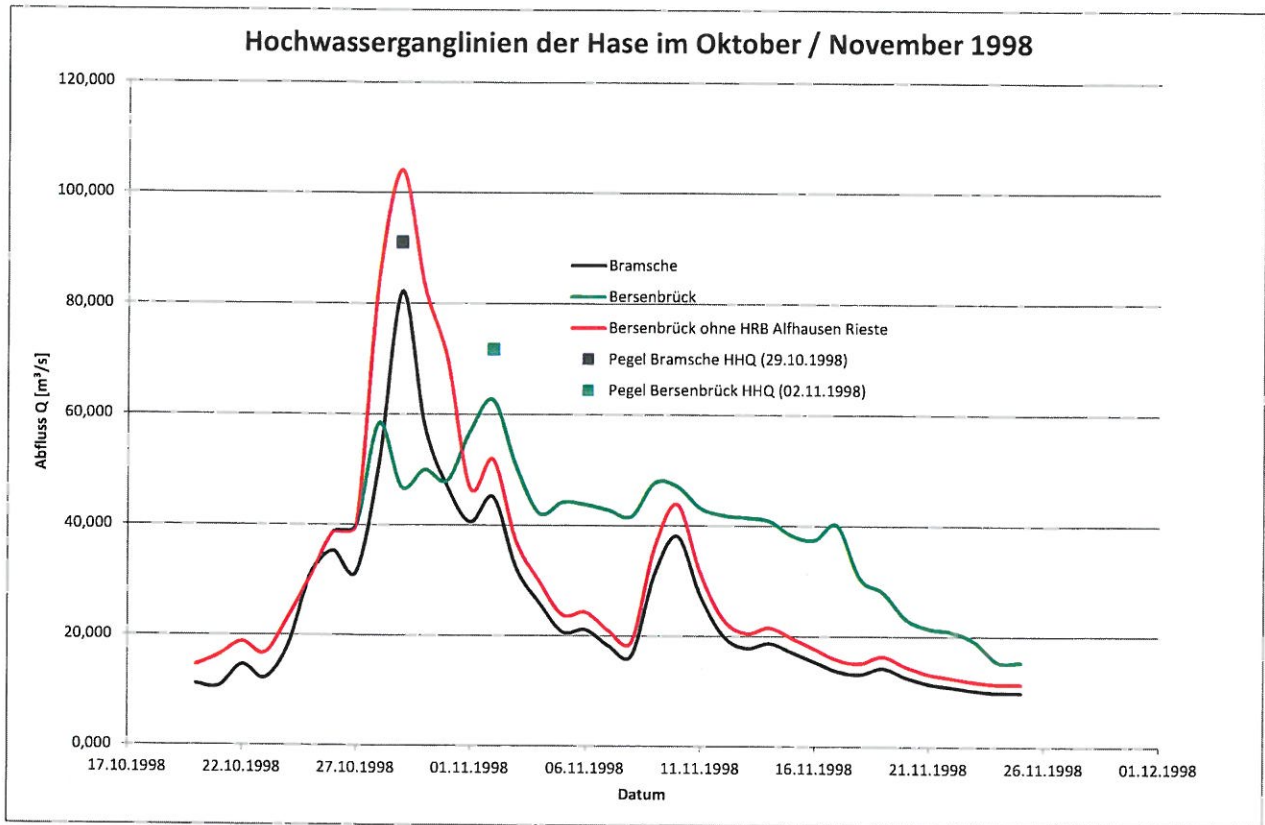


Abbildung 3-6: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel tatsächlich beeinflusst (grün) durch das HRB mit Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

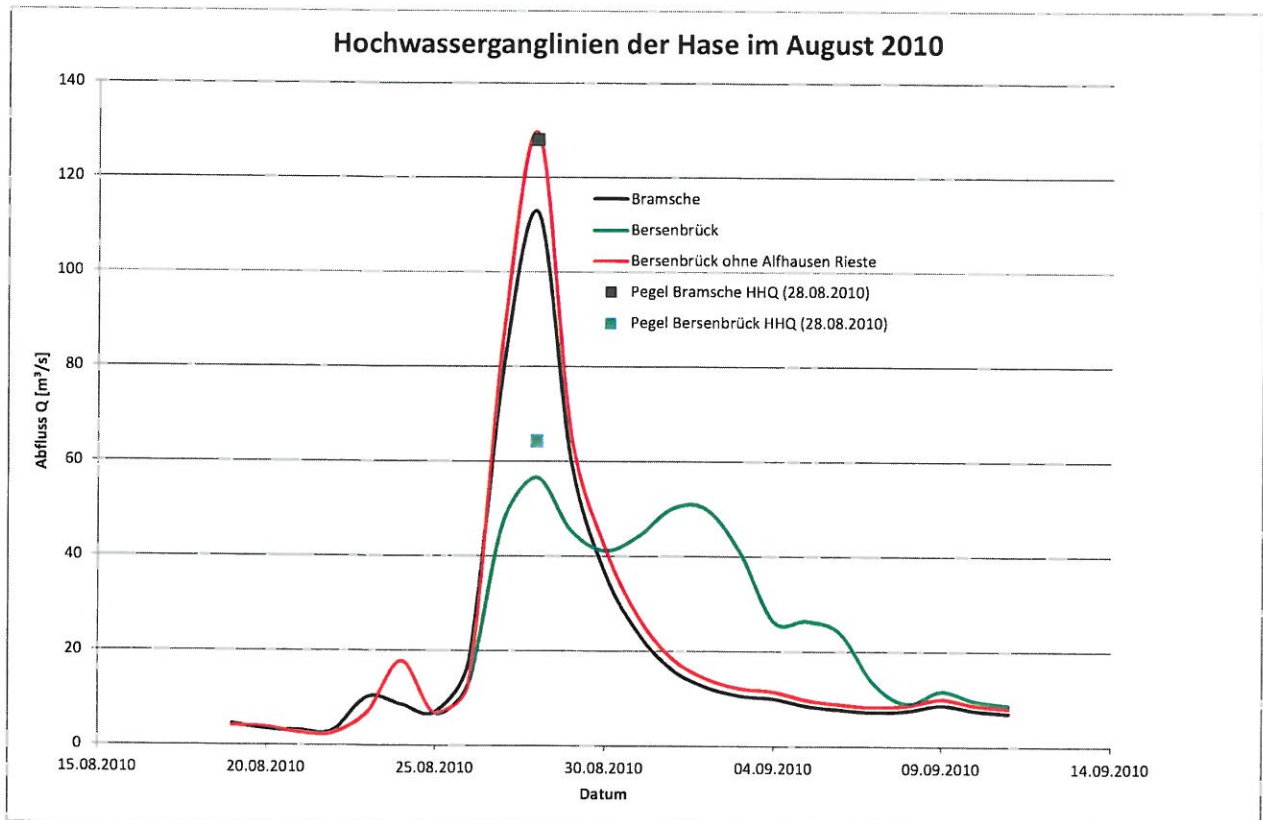


Abbildung 3-7: Hochwasserganglinie und Hochwasserscheitel tatsächlich beeinflusst (grün) durch das HRB mit Reservebecken und unbeeinflusst (rot)

Das Hochwasserereignis 2008 war mit einem Hochwasserscheitel von 68,4 m³/s am Pegel Bramsche vergleichsweise klein. Das HRB Alfhausen Rieste wurde 2008 ohne Einsatz des Reservebeckens betrieben. Der Hochwasserscheitel wurde am Pegel Bersenbrück auf 53,9 m³/s reduziert.

Besonders deutlich wird die Wirkung des HRB Alfhausen Rieste bei der Betrachtung des Augusthochwassers 2010. Am Pegel Bramsche wurde ein Hochwasserscheitelabfluss von $Q = 128 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen. Der Hochwasserscheitelabfluss am Pegel Bersenbrück konnte auf $Q = 64,4 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert werden. Ohne das HRB Alfhausen Rieste wäre es am Pegel Bersenbrück sehr wahrscheinlich zu einem Scheitelabfluss von $128 \text{ m}^3/\text{s} \times 1,15 = \text{ca. } 150 \text{ m}^3/\text{s}$ gekommen.

Am Pegel Bersenbrück wäre es (wie oben nachgewiesen) seit Beginn der Aufzeichnungen 1958/1961 unter Berücksichtigung des seit 1996 voll einsatzfähigem HRB Alfhausen Rieste bei keinen Hochwasserereignis zu einem Hochwasserscheitelabfluss von $Q > 80 \text{ m}^3/\text{s}$ gekommen. Gleichzeitig hätte den Pegel Bersenbrück und damit die Stauanlage GEHOBENE HASE sehr wahrscheinlich beim Augusthochwasser 2010 ohne das HRB Alfhausen Rieste ein Scheitelabfluss von $Q = 150 \text{ m}^3/\text{s} = HQ_{\text{extrem}}$ passiert.

Das Hochwasserrückhaltebecken Alfhausen Rieste hat daher mit an Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit bisher an der „Gehobenen Hase“ eine weitere Hochwasserkatastrophe nach 1946 verhindert.

Der Pegel Bersenbrück stellt die Grundlage für die Beurteilung der möglichen Zuflüsse der Stauanlage GEHOBENE HASE dar. Diese Stauanlage ist grundsätzlich nach DIN 19700 Teil 13 zu bemessen.

4. BEMESSUNG VON STAUANLAGEN NACH DIN 19700 TEIL 13

Eine Klassifizierung von Stauanlagen wurde erstmals in der DIN 19700 Teil 13, Ausgabe von 2004 eingeführt. Hierbei wird die Einstufung gemäß Fallhöhe bei Mittelwasserabfluss in drei Klassen, sowie nach der Lage der Staustufe vorgenommen. Die Klassifizierung hat dabei ausschließlich auf die Festlegung des Bemessungshochwassers und auf die Ansprüche an die Wegeführung entlang von Stauhaltungsdämmen einen Einfluss.

Klasse der Staustufe	Fallhöhe bei Mittelwasserabfluss	BHQ ₁	BHQ ₂
1	$h_f > 5 \text{ m}$	T = 100a	T = 1.000a
2	$3 \text{ m} < h_f \leq 5 \text{ m}$	T = 50 a	T = 100 a
3	$h_f \leq 3 \text{ m}$	T = 20 a	T = 50 a

Tabelle 4-1: Klassifizierung von Staustufen und jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der anzusetzenden Bemessungshochwasserabflüsse gemäß DIN 19700-13

Neben der Klassifizierung der Staustufe nach der Fallhöhe bei Mittelwasser, führt die potenzielle Gefährdung von Siedlungen durch ein Versagen der Anlage automatisch zur Einstufung in die höchste Klasse 1.

Staustufen sind planmäßig auf das Bemessungshochwasser 1 (BHQ₁) unter Berücksichtigung der (n-1)-Bedingung auszulegen und müssen einem Extremhochwasser (BHQ₂) ohne gravierende strukturelle Schäden widerstehen. Die Anforderungen an die Bemessungshochwasserabflüsse variieren je nach Staustufenklasse. Wehranlagen werden für das BHQ₁ je nach Fallhöhe auf das HQ₂₀, HQ₅₀ bzw. HQ₁₀₀ bemessen.

Staustufen bei denen eine Siedlung infolge Ausfalls eines Anlagenteils gefährdet ist, sind im BHQ₁-Fall auf das HQ₁₀₀ auszulegen.

Die Begriffe „Flussdeich“ und „Stauhaltungsdamm“ sind wie folgt zu verwenden:

Flussdeiche sind Hochwasserschutzanlagen, die bei Hochwasserabfluss temporär über binnenseitigem Gelände eingestaut sind. Das Stauziel Z_S liegt permanent unter binnenseitigem Gelände. Flussdeiche werden nach DIN 19712 bemessen.

Stauhaltungsdämme sind bei Stauziel Z_S (bei Mittelwasserabfluss) permanent über binnenseitigem Gelände eingestaut. Unabhängig von ihren sonstigen Funktionen übernehmen sie damit auch Hochwasserschutzfunktion. Stauhaltungsdämme werden nach DIN 19700-13 (in Verbindung mit DIN 19700-10 bzw. DIN 19700-11) bemessen.

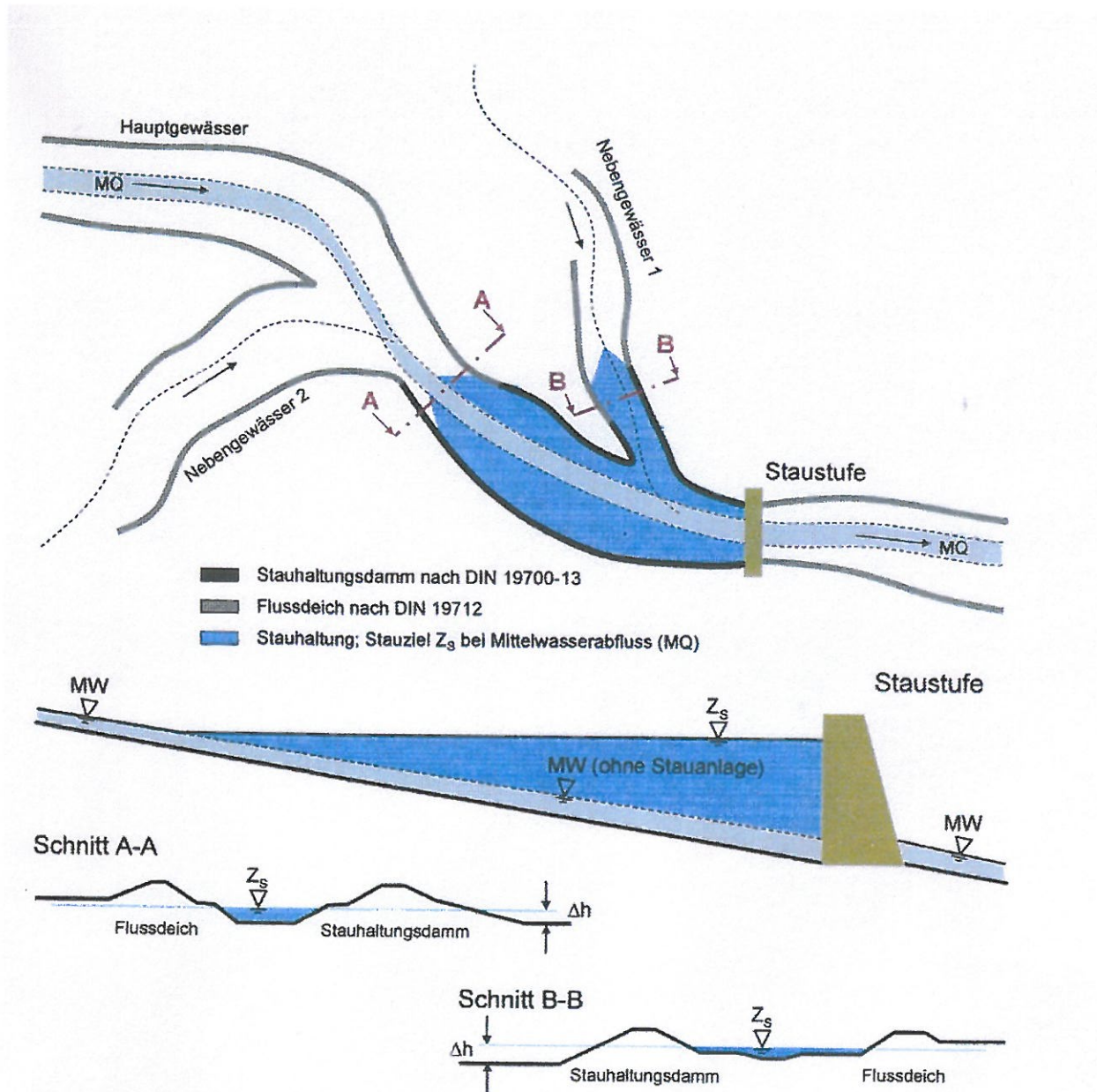


Abbildung 4-1: Abgrenzung Stauhaltungsdamm – Flussdeich

Die Ausbauhöhe der Stauhaltungsdämme bzw. Flussdeiche wird abschließend bestimmt durch die maßgebende Wasserspiegellage (Hydrologie und Hydraulik), sowie durch den Freibord (Wellenaufbau, Windstau und Zuschläge) und temporäre Überhöhungen für Setzungen und Senkungen.

5. BEMESSUNGSGRUNDLAGEN IN BEZUG AUF DIE GEHOBENE HASE

Ursprünglich verlief das Flussbett der Hase im heutigen Überschwemmungsgebiet der Wrau. Die GEHOBENE HASE ist ein von Menschenhand geschaffenes und angehobenes Gewässer und daher auf der gesamten Länge eine Stauanlage nach DIN 19700 Teil 13. Aus dem Namen geht hervor, dass das Wasser „gehoben“ wird. Es wird gehoben, weil hiermit einerseits die umliegenden Felder bewässert werden sollten und andererseits die Stadt Quakenbrück mit Wasser (Antrieb von Mühlen u. a.) versorgt werden sollte. Diese ursprünglichen Nutzungen sind heute weitgehend eingestellt. Eine Änderung der heutigen Wasserführung ist jedoch nicht möglich, weil sich der gesamte Wasserhaushalt, einschließlich der Gründungen von Gebäuden auf die vorhandene Situation eingestellt haben und die GEHOBENE HASE daher weiter betrieben werden muss.

Die Stauanlage GEHOBENE HASE ist nach DIN 19700 Teil 13 zu bemessen für ein $BHQ_1 = HQ_{100}$ unter Betrachtung der n-1 Regel und für ein $BHQ_2 = HQ_{1.000}$ bzw. HQ_{extrem} .

Die zuverlässige Ermittlung dieser Bemessungsabflüsse ist i. R. mit vielen noch unbekanntem Faktoren verbunden. Es handelt sich dabei um statistisch- und wahrscheinlichkeitstheoretische Annahmen. Entscheidend ist dabei immer die Datengrundlage. Wenn ein Flussgebiet über Jahrzehnte unverändert bleibt und gleichzeitig Messreihen über mehrere Jahrzehnte vorliegen, dann kann diese Vorhersage mit allgemein anerkannten statistischen Methoden relativ zuverlässig erstellt werden.

Bei der vorliegenden Situation ist gerade dies nicht der Fall. Es wird allgemein über Klimazuschläge diskutiert. Unabhängig davon ist es in diesem Betrachtungsgebiet seit Beginn der Pegelaufzeichnungen zu vielfältigen Veränderungen im Einzugsgebiet gekommen (Flächenversiegelungen u. a. die den abflusswirksamen Niederschlag vergrößern). Gleichzeitig wurde der Hochwasserrückhalt in diesem Einzugsgebiet durch das HRB Alfhausen Rieste entscheidend verändert (verbessert).

Das HRB Alfhausen Rieste soll (darf) bei der Ermittlung des HQ_{100} jedoch nicht berücksichtigt werden. Diese Randbedingung wurde im Vorfeld des Planfeststellungsverfahrens vorgegeben. Die Begründung hierfür ist, dass das HRB Alfhausen Rieste nur für ein HQ_{25} ausgelegt sei.

In das HRB Alfhausen Rieste kann ein Abfluss von $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$, der einem HQ_{25} entspricht vollständig eingeleitet werden. Daher ist das HRB Alfhausen Rieste für die vollständige Aufnahme eines Abflusses, der einem HQ_{25} ($Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$) am Pegel Bramsche entspricht ausgelegt. Der am Pegel Bersenbrück verbleibende Abfluss ist dann kleiner als ein HQ_{10} ($HQ_{10} = 0,63 \cdot HQ_{100}$).

Das HRB Alfhausen Rieste wird im Nebenschluss betrieben. Abflüsse, die über $80 \text{ m}^3/\text{s}$ ($65 \text{ m}^3/\text{s}$) werden daher zwangsläufig an dem HRB vorbeigeleitet. Beim Augusthochwasser 2010 waren das z. B. $126 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 80 \text{ m}^3/\text{s} = 46 \text{ m}^3/\text{s}$. Der verbleibende und vorbeizuleitende Abfluss von $Q = 46 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht bei dem Einzugsgebiet von 682 km^2 am Pegel Bramsche einem Hochwasserscheitel $< HQ_{10}$.

Am unterhalb des HRB gelegenen Pegel Bersenbrück werden jedoch dennoch $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ für das HQ_{100} zu Grunde gelegt. Die Festlegung dieses hohen Wertes wird alleine damit begründet, dass es noch keine hinreichende Datengrundlage gibt (Betrachtungszeitraum von 1996 bis heute = 18 Jahre). Daher sind auch die gemessenen höheren Werte vor 1996 mit einbezogen. Wenn man jedoch die Wirkung des HRB Alfhausen Rieste auch über den bis 1958 zurückliegenden Zeitraum auswertet (wie im 3. Abschnitt geschehen), dann würde sich die Prognose für ein HQ_{100} erheblich (von $126 \text{ m}^3/\text{s}$ auf unter $80 \text{ m}^3/\text{s}$) reduzieren.

Stauanlagen müssen auch einem Extremhochwasser (BHQ_2) ohne gravierende strukturelle Schäden widerstehen. Bei Betrachtung der oben ermittelten Hochwasserscheitelabflüsse am Pegel Bersenbrück ($Q > 140 \text{ m}^3/\text{s}$) für den Fall, dass das HRB Alfhausen Rieste nicht (mehr) existiert bzw. nicht eingesetzt werden kann, dürfen die Dämme und Deiche der „Gehobenen Hase“ demnach nicht versagen. Hier wirkt sich die Anwendung der n-1 Regel beim HRB Alfhausen Rieste aus. Eine Prognose über die Wahrscheinlichkeit, dass das HRB Alfhausen Rieste nicht mehr existiert bzw. nicht eingesetzt werden kann, ist jedoch zwangsläufig nicht möglich, die Wahrscheinlichkeit wird jedoch sehr klein sein.

Grundsätzlich gibt es für die n-1 Regel folgende Gründe:

- Was wäre wenn das HRB Alfhausen Rieste wegen Sanierungsarbeiten nicht betrieben werden kann und gleichzeitig ein Hochwasserereignis naht (Revisionsfall).
- Was wäre wenn das HRB Alfhausen Rieste gerade aufgrund eines Hochwasserereignisses gefüllt ist und dabei ein weiterer Hochwasserscheitel naht.
- Was wäre wenn das HRB Alfhausen Rieste aus wirtschaftlichen- oder sonstigen Gründen außer Betrieb genommen wird.

Ein Hochwasserscheitelabfluss von $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ kann am Pegel Bersenbrück jedoch auch dann überschritten werden, wenn der Hochwasserscheitelabfluss am Pegel Bramsche so extrem hoch ist, dass der auf $80 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzte Zuleiter überlastet wird oder wenn die Abflussfülle eines Hochwasserereignisses so extrem hoch ist, dass der Hochwasserrückhalteraum ausgeschöpft wird. In beiden Fällen wird der Hochwasserscheitel jedoch trotzdem sehr wahrscheinlich erheblich abgemindert, kann dann aber über $80 \text{ m}^3/\text{s}$ liegen.

Weil eine zuverlässige Prognose hierfür nicht möglich ist, gibt es in der DIN 19700 die Benennung eines BHQ_2 . Demnach wäre HQ_{extrem} (BHQ_2) und $HQ_{100 \text{ n-1}}$ gleichzusetzen und mit einem sehr kleinen Wiederkehrintervall auszuweisen. Die anzusetzende Größenordnung für den Abfluss wird hierfür zwischen $140 \text{ m}^3/\text{s}$ und $160 \text{ m}^3/\text{s}$ liegen.

Im Rahmen des vorliegenden Planfeststellungsverfahrens wird anhand der Angabe ein $HQ_{100} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ (in den Überschwemmungsgebietskarten auch mit mittlerer Wahrscheinlichkeit bezeichnet) befürchtet, dass es künftig häufig zu Überflutungen des betrachteten Gebietes kommt. Diese Befürchtung wird verstärkt durch die Annahme, dass es infolge des Klimaeffektes zu einer Häufung von extremen Hochwasserereignissen kommt. Diese Auffassung kann grundsätzlich nicht widerlegt werden, ist aber in Bezug auf den vorliegenden Fall nicht hinreichend begründet. Es sprechen jedoch belastbare Fakten dafür, dass diese Effekte und z. B. Bodenversiegelungen mit dem HRB Alfhausen Rieste kompensiert werden bzw. worden sind.

6. ZU DEN MÖGLICHEN EINWIRKUNGEN AUF DIE STAUANLAGE GEHOBENE HASE

Das Bemessungshochwasser BHQ_1 ist im vorliegenden Planfeststellungsverfahren auf $HQ_{100} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt worden. Eine zuverlässige Erhebung für die Festlegung eines $BHQ_2 = HQ_{1.000}$ gibt es nicht. In solch einem Fall ist es allgemein üblich, dass das BHQ_2 durch Multiplikation des BHQ_1 mit dem Faktor 1,3 bzw. 1,4 festgelegt wird. Demnach ergibt sich für $BHQ_2 = HQ_{1.000} = HQ_{\text{extrem}}$ ein Scheitelabfluss von 163 bis 176 m^3/s .

Die Stauanlage GEHOBENE HASE muss daher auch für diese Scheitelabflüsse bemessen werden, auch wenn in Abschnitt 3 nachgewiesen ist, dass unter Berücksichtigung des HRB Alfhausen Rieste bei Normalbetrieb ein Scheitelzufluss von $Q > 80 \text{ m}^3/\text{s}$ eher unwahrscheinlich ist und ein Zufluss von $Q > 80 \text{ m}^3/\text{s}$ nur für den außergewöhnlichen Fall zu erwarten ist.

Für den Scheitelabfluss von 126 m^3/s wurden sehr umfangreiche 2- D Wasserspiegellagenberechnungen durchgeführt, deren Ergebnisse die Grundlage des vorliegenden Planfeststellungsverfahrens sind.

Auszug aus „Dammerneuerung an der Gehobenen Hase, Hydraulische Berechnungen, INGENIEUR-DIENST-NORD, 15.08.2013“ zum Bestand beim Abfluss eines HQ_{100} :

...“An der Schleuse II liegt der Spitzenzufluss bei 126,2 m^3/s . Der Abfluss zur Gehobenen Hase an der Schleuse II erfolgt unregelmäßig. Der Spitzenzufluss zur Gehobenen Hase beträgt 71,8 m^3/s , über das Abschlagsbauwerk fließen maximal 55,9 m^3/s der Wrau zu. Die Abflussanteile, die der Hase bzw. der Wrau zufließen, sind nicht konstant. In Abhängigkeit von den Zuflussmengen aus der Alten Hase und dem Möllwiesenbach in die Wrau verändert sich der Wasserstand unterhalb der Schleuse II in der Wrau und damit die Leistungsfähigkeit des Abschlages. Geringfügige Änderungen der Abflussaufteilung ergeben sich auch in Abhängigkeit von der Zuflussmenge in der Hase. Die ermittelte Abflussaufteilung deckt sich in etwa mit den Untersuchungen der Hochschule Magdeburg (73 bzw. 55 m^3/s)“...

In die GEHOBENE HASE wird demnach bei HQ_{100} ($Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$) und bei den vorliegenden Randbedingungen mit $Q = 72 \text{ m}^3/\text{s}$ ein wesentlich größerer Abflussscheitel eingeleitet, als nach dem Generalplan von 1959 mit $Q = 54 \text{ m}^3/\text{s}$ für zulässig erklärt worden ist. Das liegt einerseits daran, dass der Generalplan auf Grundlage eines Bemessungshochwassers $BHQ = 105 \text{ m}^3/\text{s}$ entworfen worden ist und möglicherweise auch daran, dass zwischenzeitlich die Schütztafeln an der Schleuse II entfernt worden sind.

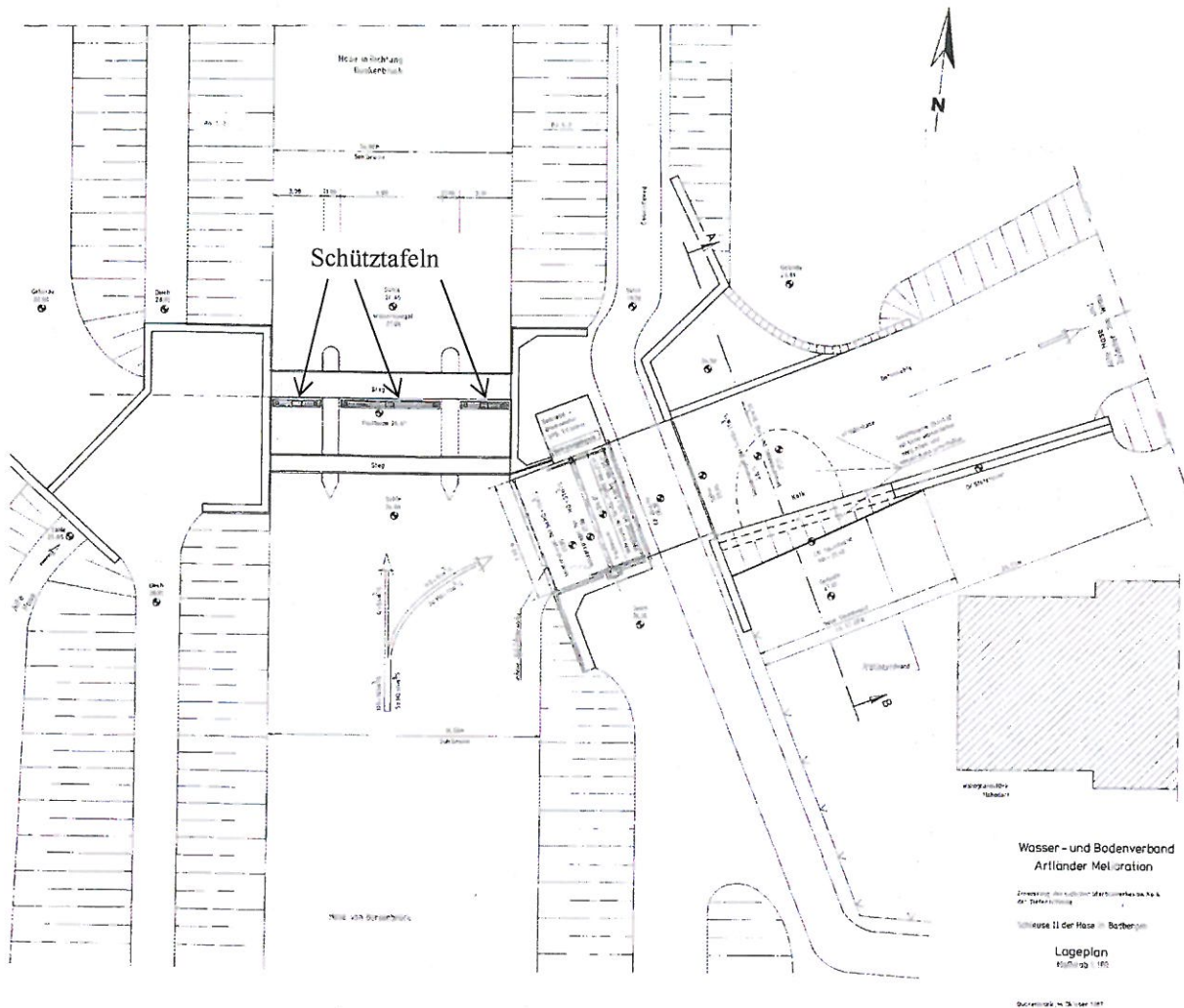


Abbildung 6-1: Lageplan Schleuse II, Wasser- und Bodenverband Artländer Melioration, 1961

Auszug aus „Dammerneuerung an der „Gehobenen Hase“, Hydraulische Berechnungen, INGENIEUR-DIENST-NORD, 15.08.2013“ zum Bestand beim Abfluss eines HQ_{100} :

...“Demgegenüber wurde in den Planungen von 1961 bei einer Zuflussmenge von $105 \text{ m}^3/\text{s}$ von einer Aufteilung $54 \text{ m}^3/\text{s}$ (GEHOBENE HASE) zu $51 \text{ m}^3/\text{s}$ (Wrau) ausgegangen. Der Abfluss zur Gehobenen Hase sollte auf $54 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt bleiben, höhere Zuflussmengen sollten an der Schleuse II in die Wrau abgeschlagen werden (bis zu $71,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Zufluss von $125,3 \text{ m}^3/\text{s}$). Tatsächlich steigen bei höheren Zuflüssen sowohl der Abfluss in die GEHOBENE HASE als auch der Abschlag in die Wrau an. **Die Wasserstände in der Gehobenen Hase liegen bei der ermittelten Abflussaufteilung rund 0,3 bis 0,6 m höher als in der Plangenehmigung des aktuellen Zustandes von 1961 vorgesehen“...**

Entsprechende Wasserspiegellagen wurden auch für den vorgelegten Planfeststellungsantrag (Änderung der Böschungsneigung von 1:2 auf 1:3) vorgenommen:

Auszug aus „Dammerneuerung an der Gehobenen Hase, Hydraulische Berechnungen, INGENIEUR-DIENST-NORD, 15.08.2013“ zum Planungszustand 1 beim Abfluss eines HQ_{100} :

....*“Die Abflussverhältnisse im Bereich der Schleuse II sind komplex. Der Durchfluss durch einen Kontrollquerschnitt wird teilweise von einer Vielzahl von Randbedingungen beeinflusst. Die Abschlagsmenge an der Schleuse II von der Hase zur Wrau wird vom Wasserstand in der Gehobenen Hase und vom Wasserstand in der Wrau beeinflusst. Letzterer wiederum wird auch vom jeweiligen Zufluss aus dem Möllwiesenbach und aus der Alten Hase beeinflusst. Als Zuflüsse wurden die mit dem N-A-Modell Panta rhei ermittelten Abflusswellen angesetzt. Da die Abflussspitzen der verschiedenen Wellen nicht immer gleichzeitig auftreten, kann die Summe der Einzelspitzen vom Spitzenwert des Gesamtabflusses abweichen.“*....

....*“Für den Planungszustand 1 wird die Umgestaltung der Gehobenen Hase entsprechend den Regelprofilen (Sohlbreite 14,0 m unterhalb/16,0 m oberhalb Schleuse II, Böschungsneigung 1 : 3) angesetzt. Am Schützenhofwehr werden die Abflussverhältnisse nach Umbau des Wehres zu einer Sohlgleite angesetzt. Eine Modellierung der Gleite erfolgt nicht, es werden stattdessen die von der Fachhochschule Magdeburg für verschiedene Abflüsse ermittelten Oberwasserstände an der Gleite angesetzt.*

Alle übrigen Randbedingungen, insbesondere die Zuflussmengen, werden unverändert aus der Berechnung des Bestandsmodelles übernommen.

*Der Zufluss zur Schleuse II beträgt 126,2 m³/s. Hiervon fließen 78,9 m³/s geradeaus durch die GEHOBENE HASE weiter, während 48,3 m³/s durch die vorhandene Abschlagsöffnung der Wrau zugeleitet werden. Der Durchfluss in der Gehobenen Hase wäre damit erheblich höher als in der Plangenehmigung von 1961 vorgesehen. **Entsprechend liegen die für den Planungszustand 1 errechneten Wasserstände etwa 0,4 bis 0,6 m höher als die bei der Plangenehmigung 1961 ermittelten Wasserstände**“*....

Verschiedene Vergleichsberechnungen haben danach ergeben, dass der Zufluss zur Schleuse II nur etwa $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ betragen darf, damit in die GEHOBENE HASE maximal ca. $55 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeschlagen wird und über die gelegte Klappe der Schleuse II dann $Q = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ in das Überschwemmungsgebiet abgegeben wird.

In dem Antrag zur Planfeststellung und der Unterlage „Dammerneuerung an der Gehobenen Hase, Hydraulische Berechnungen, INGENIEUR-DIENST-NORD, 15.08.2013“ ist keine Wasserspiegellagenberechnung für das BHQ_2 bzw. BHQ_{extrem} zum Bestand beim Abfluss eines $HQ_{200, \dots, 1.000}$ enthalten.

Dieser Zustand wurde bereits mit den „Wasserspiegellagenberechnungen am Schützenhofwehr in Quakenbrück der Hochschule Magdeburg, Dezember 2010“ mit dem folgenden Ergebnis untersucht:

...“ *Der Lastfall 7 stellt für die Hase am Schützenhofwehr das Extremereignis HQ₂₀₀ dar.....es wird deutlich, dass die berechneten Wasserstände auf langen Abschnitten zu einer Überströmung der Deiche führen..... Der Abfluss in der Hase beträgt dabei rd. 101 m³/s, der über die Wrau abgeschlagene Abflussanteil rd. 65 m³/s. Maßgeblich für den stark angestiegenen Abflussanteil in der Hase ist das Abschlagsbauwerk in der Wrau. Die Bauwerksgeometrie der Wehrschleuse II bestimmt maßgeblich die Abflussaufteilung zwischen Hase und Wrau.“.....*

Der Hochwasserabfluss HQ₂₀₀ wurde seinerzeit von der Hochschule Magdeburg durch die Umrechnung $1,3 \times HQ_{100} = 1,3 \times 128 = 166 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt. Der Umrechnungsfaktor wurde aufgrund von bisherigen Erfahrungswerten und fehlenden Grundlagendaten zur überschlägigen Ermittlung angesetzt, NLWKN (2010).

Die Anwendung der n-1 Regel bei HQ₁₀₀ an der Schleuse II wurde bisher ebenfalls im Planfeststellungsverfahren bisher nicht hinreichend dargestellt.

Gemäß DIN 19700-13, Absatz 5.3.4.2 ist u.a. folgender Nachweis zu erbringen: *...„Wehre mit beweglichen Wehrverschlüssen sind so zu bemessen, dass der Bemessungswasserhochwasserzufluss BHQ₁ durch das Wehr auch bei Ausfall eines Wehrfeldes ohne Überschreitung des für diesen Fall festgelegten Wasserspiegels schadlos für die Stauanlage abgeführt werden kann ((n-1)-Bedingung)“....* Die normativ geforderte Betrachtung bezieht sich somit ausschließlich auf die Stauanlage selbst und berücksichtigt nicht die Abführung des BHQ₁ außerhalb der selbigen.

In DIN 19700-13:2004, Abschnitt 5.3.4.2, 6. Absatz wird vorgegeben, dass bei kleinen einfeldrigen Wehren auf die (n-1)-Bedingung verzichtet werden darf, wenn die bei einem blockierten Verschluss entstehenden Hebungen des Oberwassers und deren Auswirkungen nachgewiesen und hingenommen werden können.

Im 8. Absatz des Abschnitts wird ergänzt, dass nach dem Merkblatt DVWK-Merkblatt 216/1990: „Betrachtung zur (n-1)-Bedingung an Wehren.“ Zu verfahren ist, sofern die (n-1)-Bedingung für bestehende Wehranlagen nicht nachgewiesen werden kann. In Abschnitt 2.1 des Merkblatts 216 wird darauf verwiesen, dass die (n-1)-Bedingung sowohl auf Revisions- als auch auf Störfälle zu beziehen ist. Unter Berücksichtigung beider Fälle ergibt sich die nachfolgend aufgeführte, allgemeine Ausdrucksweise der Bedingung:

$$(n - 1) \quad \rightarrow \quad (n - a_R - a_S) \quad (1)$$

mit: a_R = Ausfallwert für den Revisionsfall

a_S = Ausfallwert für den Störfall

Aus Gl (1) ist zu erkennen, dass die (n-1)-Bedingung maßgebend wird, sofern $a_R + a_S = 1,0$ ist. Abschnitt 4.2 des Merkblatts 216 enthält anzusetzende Ausfallwerte, die für beide vorgenannten Ausfallwerte zwischen 0 und 1 schwanken. Für den Störfall gilt folgende Vorgabe:

Verschlüsse, die alleine aus dem Wasserdruck, also ohne Fremdenergie geöffnet werden können: $a_S = 0$

Bei der Schleuse II muss die n-1 Regel demnach angewendet werden, weil in jedem Fall eine Bedienung erforderlich ist. Eine selbständige Öffnung, die alleine aus dem Wasserdruck, also ohne Fremdenergie und/oder ohne menschliches Handeln erfolgt, ist an der Schleuse II nicht vorgesehen. Oberhalb der Schleuse II ergeben sich bei der n-1 Betrachtung (die Klappe kann nicht abgesenkt werden) folgende Randbedingungen. Die Wehrkrone der Schleuse II liegt dann bei 27,11 m ü. NN. Sie kann bei größeren Zuflüssen auf 25,71 m ü. NN abgesenkt werden. In dem oben dargestellten Planausschnitt der Schleuse II sind für die verschiedenen Klappenstellungen Wasserstände und Abflüsse angegeben. Demnach ergibt sich bei liegender Klappe (OK= 25,71 m ü. NN) bei 51 m³/s Überströmung ein Wasserstand von 27,88 m ü. NN. Bei stehender Klappe (OK= 27,11 m ü. NN) stellt sich ein Wasserstand von 27,85 m ü. NN und 11 m³/s Abfluss ein.

Mit der Poleniformel $Q = \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} h^{\frac{3}{2}}$ haben wir die Abflüsse über die Wehrkrone überschläglich berechnet. Demnach ergibt sich für die in dem o. g. Plan angegebenen Wasserstands-Abflussbeziehungen ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,83$. Es ist allgemein anerkannt, dass z. B. bei einem breitkronigen Wehr etwa $\mu = 0,57$ angesetzt werden sollte. Daher werden sich auch bei liegender Klappe bereits nicht unwesentlich höhere Wasserstände bei der Schleuse II einstellen. Im Rahmen dieser Fragestellung wird die liegende Klappe zunächst nicht weiter betrachtet. Auch bei stehender Klappe halten wir $\mu = 0,83$ als zu hoch angesetzt, für diese qualitative Stellungnahme jedoch zunächst als hinreichend.

Aktuell wird von einem $HQ_{100} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgegangen. An der Schleuse II ist daher der Wasserstand zu ermitteln, bei dem sich in Summe der Abflüsse (Schleuse II bei stehender Klappe und GEHOBENE HASE) ein Abfluss von $126 \text{ m}^3/\text{s}$ ergibt.

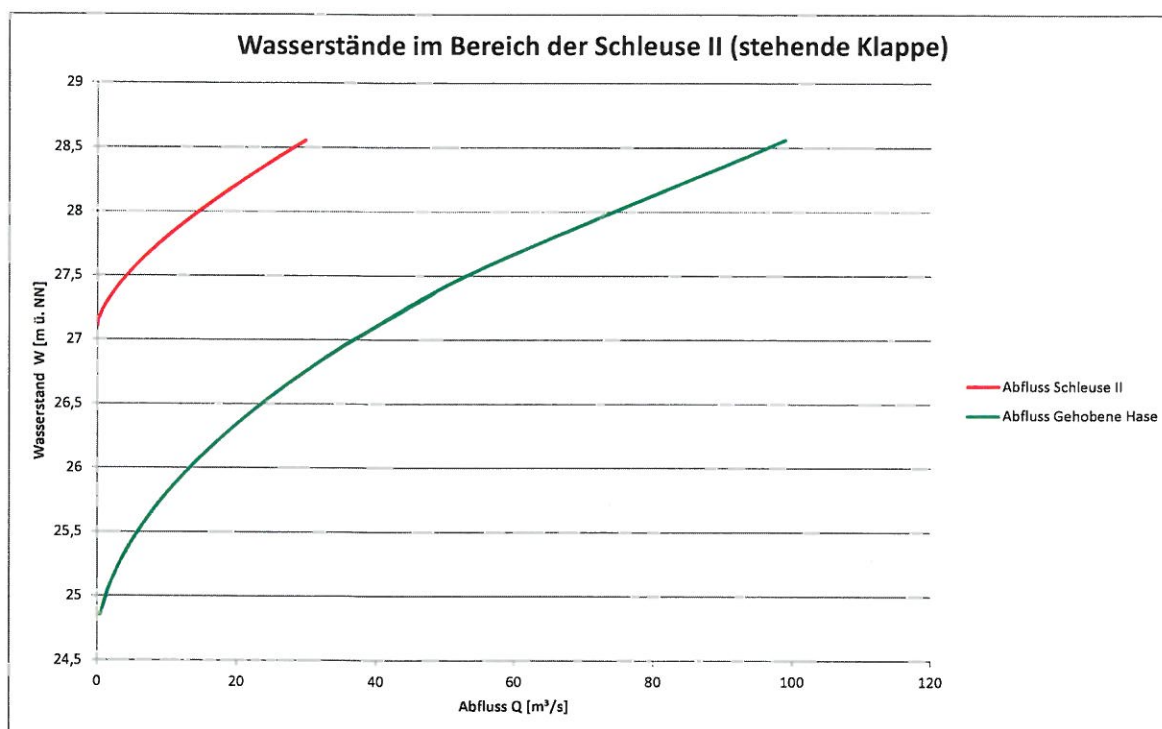


Abbildung 6-2: Wasserstandsabhängige Abflüsse in die GEHOBENE HASE und in die Wrau

Demnach werden dann ca. $100 \text{ m}^3/\text{s}$ in die GEHOBENE HASE eingeleitet. Der resultierende Wasserstand liegt dann rechnerisch bei $W = 28,56 \text{ m ü. NN}$, d. h. etwa einen Meter höher, als der bei der aktuellen Wasserspiegellagenberechnung angenommene Wasserstand von $27,55 \text{ m ü. NN}$ für einen Abfluss von $54 \text{ m}^3/\text{s}$.

7. BEWERTUNG DES HOCHWASSERRISIKOS

Laut Artikel 6 der HWRM-RL, umgesetzt im §74 des Gesetzes zur Neuregelung des Wasserrechts (WHG), waren bis spätestens zum 22.12.2013 flussgebietsbezogene Hochwassergefahrenkarten und Risikokarten für die Risikogebiete zu erstellen. Demnach erfassen die Hochwassergefahrenkarten die Gebiete, die bei folgenden Szenarien überflutet werden:

- a) Hochwasser **mit mittlerer Wahrscheinlichkeit** (HQ_{100}),
- b) Hochwasser **mit niedriger Wahrscheinlichkeit oder bei Extremereignissen** (HQ_{extrem}),
- c) soweit erforderlich, Hochwasser **mit hoher Wahrscheinlichkeit** ($HQ_{\text{häufig}}$).

Die Gefahrenkarten enthalten für jedes der o. g. Szenarien Angaben

- a) zum Ausmaß der Überflutungen,
- b) zur Wassertiefe oder ggf. zum Wasserstand.

Bei dem vorgelegten Antrag auf Planfeststellung wurde der Zufluss mit mittlerer Wahrscheinlichkeit (HQ_{100}) auf $126 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt. Tatsächlich wurde aber bereits seit 1988 ein Zufluss von $80 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht mehr überschritten. Dagegen kam es am Pegel Bersenbrück zwischen 1961 (Beginn der Aufzeichnungen) und 1987 zu entsprechenden Überschreitungen mit bis zu $HQ = 103 \text{ m}^3/\text{s}$ (1987). In Abschnitt 3 wurde aber nachgewiesen, dass auch $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ unter Berücksichtigung des heutigen HRB Alfhausen Rieste im gesamten Betrachtungszeitraum (1961 bis 2013) nicht überschritten worden wäre. Am Pegel Bramsche (oberhalb des HRB Alfhausen Rieste) wurde beim Hochwasser 2010 ein HQ von $128 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt. Dieser Hochwasserabfluss im August 2010 konnte problemlos in dem HRB Alfhausen Rieste zurückgehalten werden, so dass am Pegel Bersenbrück ein Abfluss von lediglich $HQ = 64,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt worden ist. Ohne die Berücksichtigung des HRB Alfhausen Rieste muss davon ausgegangen werden, dass es am Pegel Bersenbrück im August 2010 zu einem Abfluss von $> 140 \text{ m}^3/\text{s}$ gekommen wäre. Nachfolgend ist das im Antrag auf Planfeststellung enthaltende Diagramm mit den gemessenen Abflüssen und den entsprechenden Jährlichkeiten dargestellt.

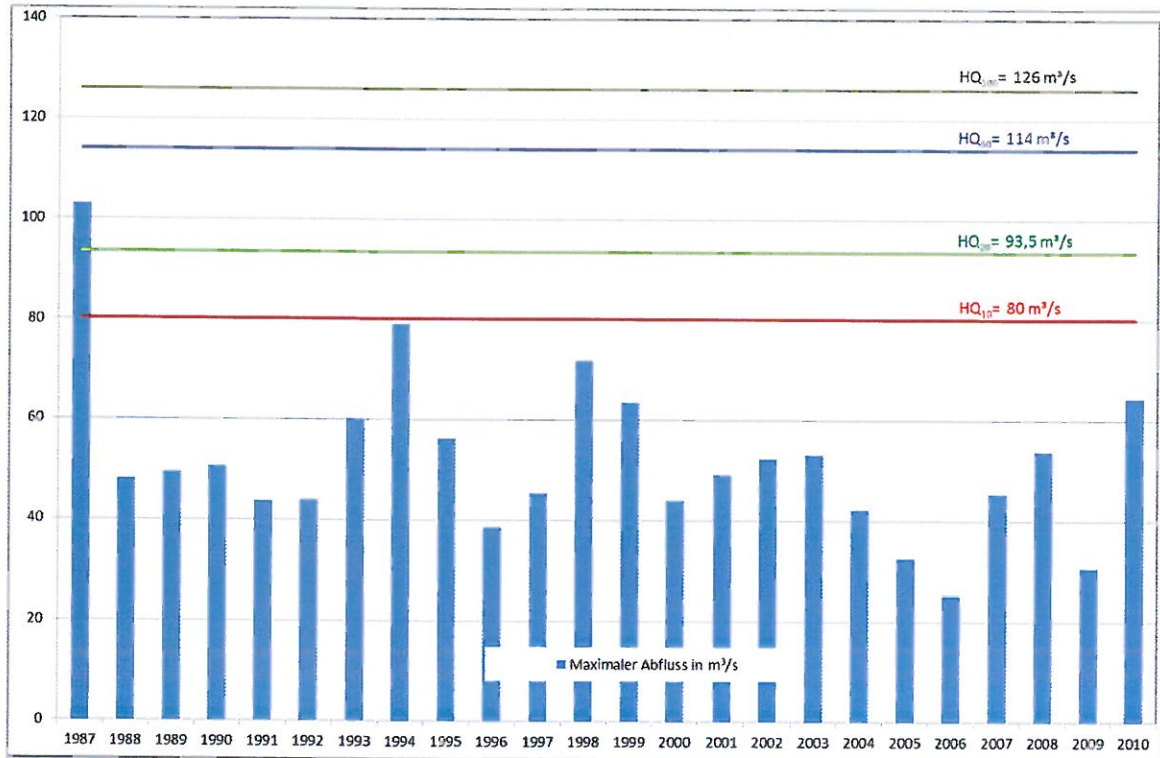


Abbildung 7-1: Maximale Hochwasserscheitelabflüsse zwischen 1987 und 2010

Die Grundlage für den Antrag auf Planfeststellung ist ein theoretischer Abfluss von $Q = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ für HQ_{100} . Dabei wird unterstellt, dass das HRB Alfhausen Rieste nicht vorhanden ist, mithin ist für das HRB Alfhausen Rieste bereits die n-1 Regel (siehe oben) angewandt worden. Für die Beurteilung der Hochwasserwahrscheinlichkeit ist die Berücksichtigung der n-1 Regel aus unserer Sicht jedoch nicht angebracht. Die Wirkung des HRB Alfhausen Rieste muss aus unserer Sicht bei der Ermittlung der Hochwasserwahrscheinlichkeit berücksichtigt werden, so dass sich zwangsläufig für ein HQ_{100} ein Abfluss von $Q < 80 \text{ m}^3/\text{s}$ (Pegel Bersenbrück) ergeben wird. Dies müsste bei Darstellung der Auswirkungen auf die betroffenen Flächen im Überschwemmungsgebiet berücksichtigt werden.

Bei den bisher dargestellten Auswirkungen für die betroffenen Anlieger ($HQ_{100} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$) handelt es sich aus unserer Sicht, eher um ein „Hochwasser mit niedriger Wahrscheinlichkeit“.

Es gibt vergleichbare Untersuchungen bei Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken. Dort werden die Auswirkungen von Hochwasserrückhalteräumen für den Unterlauf berücksichtigt. Die Hochwasserstatistik der unteren Lenne und der unteren Ruhr Staatliches Umweltamt Hagen Dezernat 53 / Windau Bearbeiter: Müllers (Stand: 02/00) veranschaulicht entsprechende Auswirkungen am Beispiel der Biggetalsperre.

Lenne – pegel	A) Altena			B) Altena			C) Altena			C) Hagen- Hohenlimburg		
	HQ _n [m³/s]	Hq _n [l/s/km²]	Hq _n / HQ ₁₀₀	HQ _n [m³/s]	Hq _n [l/s/km²]	Hq _n / HQ ₁₀₀	HQ _n [m³/s]	Hq _n [l/s/km²]	Hq _n / HQ ₁₀₀	HQ _n [m³/s]	Hq _n [l/s/km²]	Hq _n / HQ ₁₀₀
Wiederkehr- intervall (Jahre)												
5	333	280	0,61	295	248	0,67	378	318	0,55	412	313	0,55
10	385	324	0,70	336	282	0,77	451	379	0,66	488	371	0,66
25	451	379	0,82	381	320	0,87	544	457	0,79	588	447	0,79
50	499	419	0,91	411	345	0,94	615	517	0,90	666	506	0,90
100	547	460	1,00	438	368	1,00	687	577	1,00	742	564	1,00
Beobach- tungsreihe	1951 – 1966			1967 – 1995			1951 – 1966 + NA-Modell des RV ab 1967			1951 – 1966 + NA-Modell des RV ab 1967		
A ₆₀ [km²]	1190			1190			1190			1316		
Verteilungs- funktion	Gumbel			Pearson			Gumbel			Gumbel		
Bemerkung	Ohne Talsperrenbeeinflussung			mit Talsperrenbeeinflussung			Der Zeitraum ab 1967 ist durch ausgewählte ge- rechnete historische Hochwässer des NA-Modells RV (Variante ohne Talsperren) ergänzt.					

Tabelle 4: Extremwertstatistik Pegel Altena / Lenne, Pegel Hagen-Hohenlimburg / Lenne

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse zeigt, dass der Fall C) die höchsten Scheitelabflüsse liefert und somit maßgebend für die Festlegung der Abflussspenden wird.

Die Abflussminderung durch die Bigge-Talsperre läßt sich für den Bereich Altena folgendermaßen quantifizieren:

$$\text{mit } \frac{(C - B)}{C} \cdot 100 \text{ in [\%]}$$

ergibt sich für

$$Hq_5 \rightarrow 22,0 \%$$

$$Hq_{10} \rightarrow 25,5 \%$$

$$Hq_{25} \rightarrow 30,0 \%$$

$$Hq_{50} \rightarrow 33,2 \%$$

$$Hq_{100} \rightarrow 36,2 \%$$

Abbildung 7-2: Auswirkung von Hochwasserrückhalteräumen auf Bemessungsabflüsse

Bei der Berücksichtigung des verfügbaren Hochwasserrückhalteriums ergeben sich gegenüber dem Antrag auf Planfeststellung demnach zwangsläufig andere Beurteilungen der Hochwasserwahrscheinlichkeit im Planungsgebiet der Gehobenen Hase. Die Überschwemmungsgebiete ohne die Berücksichtigung des verfügbaren Hochwasserrückhalteriums sind in den folgenden Anlagen zum Antrags auf Planfeststellung dargestellt:

- Anlage5-1_LP-UESG_HQ100_Blatt_1 bis 4
- Anlage6-1_LP-UESG_HQ50_Blatt_1 bis 4
- Anlage7-1_LP-UESG_HQ20_Blatt_1 bis 4
- Anlage8-1_LP-UESG_HQ10_Blatt_1 bis 4

Mit Berücksichtigung des Hochwasserrückhalteriums des HRB Alfhausen Rieste sollte die nachfolgende Tabelle zugrunde gelegt werden:

Zufluss	Wahrscheinlichkeit	Abfluss Gehobene Hase	Abfluss Wrau	Entspricht ÜSG Planung gemäß	WSP GEHOBENE HASE gegenüber der Planung
80 m ³ /s mit und ohne Überlaufstrecken	häufig bis mittel (bis HQ ₁₀₀)	58 m ³ /s	22 m ³ /s	Anlage8-1	± 0,0m
126 m ³ /s ohne Überlaufstrecken	niedrig (>> HQ ₁₀₀)	80 m ³ /s	46 m ³ /s	Anlage6-1	0,4m bis 0,6m
126 m ³ /s mit Überlaufstrecken	niedrig (>> HQ ₁₀₀)	58 m ³ /s	68 m ³ /s	Anlage5-1	± 0,0m
126 m ³ /s ohne Überlaufstrecken n-1	niedrig (>> HQ ₁₀₀)	100 m ³ /s	26 m ³ /s	Anlage8-1	1,0m
126 m ³ /s mit Überlaufstrecken n-1	niedrig (>> HQ ₁₀₀)	70 m ³ /s	56 m ³ /s	Anlage6-1	0,2m bis 0,4m*)
126 m ³ /s x 1,3 = 164 m ³ /s ohne Überlaufstrecken	niedrig (HQ _{1.000})	100 m ³ /s	64 m ³ /s	Anlage5-1	1,0m
126 m ³ /s x 1,3 = 164 m ³ /s mit Überlaufstrecken	niedrig (HQ _{1.000})	70 m ³ /s	94 m ³ /s	größer Anlage5-1	0,2m bis 0,4m*)

Tabelle 7-1: Zuordnung von Wahrscheinlichkeiten und Abflüssen

Demnach ist die Wahrscheinlichkeit, dass die Überlaufstrecken überströmt werden niedrig (> HQ₁₀₀) und tritt nicht, wie bisher dargestellt bereits, bei HQ₁₀ ein. Die mit *) gekennzeichneten höheren Wasserspiegellagen für die Berücksichtigung von n-1 und BHQ₂ sind bereits in dem vorliegenden Antrag auf Planfeststellung berücksichtigt (vgl. Lastfall 3 in GEHOBENE HASE Baugrundbewertung und Machbarkeitsstudie unter Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse und der hydrodynamischen Randbedingungen für das Projekt Erneuerung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche an der Gehobenen Hase, Dr. Salveter GmbH, Dresden, 25.03.2013). Diese geringfügige Anpassung der Damm- und Deichhöhe ist dort möglich, weil die Höhe der vorhandenen Dämme- und Deiche in dem oberen Bereich von der Schleuse II bis zur geplanten Überlaufstrecke 2 durch die Planung nicht überschritten werden. Die Überlaufstrecke 2 ist erforderlich, weil unterhalb eine entsprechende weitere Überhöhung der vorhandenen Dämme grundsätzlich nicht möglich ist.

Die Leistungsfähigkeit der geplanten Überlaufstrecke 2 kann nicht weiter erhöht werden, weil dort das Gelände luftseitig am rechten Damm unmittelbar ansteht. Ein über 70 m³/s hinausgehender Abfluss bis zur Überlaufstrecke 2 ist demnach nicht möglich bzw. baulich nicht umsetzbar.

Grundsätzlich kann jedoch diskutiert werden, ob die n-1 Regel auf den festgelegten HQ₁₀₀ Abfluss von Q= 126 m³/s angewandt werden muss, oder ob die n-1 Regel auf Q= 80 m³/s angewandt werden sollte. Wie bereits oben argumentiert ist beim Ansatz von Q= 126 m³/s das HRB Alfhausen Rieste rechnerisch nicht vorhanden. Die Wahrscheinlichkeit, dass das HRB Alfhausen Rieste und die Schleuse II gleichzeitig versagen, ist vernachlässigbar klein und muss nicht zwingend berücksichtigt werden.

Unabhängig davon wird aber der BHQ₂ Abfluss (Q= 164 m³/s) maßgebend sein, d. h. das ohne eine Entlastungsmöglichkeit (Berücksichtigung von Überlaufstrecken) von einer bis zu einem Meter höheren Wasserspiegellage ausgegangen werden muss. Die Dämme und Deiche müssten für eine derart niedrige Wahrscheinlichkeit entsprechend um einem Meter überhöht werden.

Es muss demnach abgewogen werden, ob der n-1 Fall und der Bemessungsabfluss 2 (HQ_{1.000}) entweder durch die Herstellung der geplanten Überlaufstrecken oder durch eine entsprechende weitere Überhöhung der Dämme und Deiche ausgeschlossen werden kann.

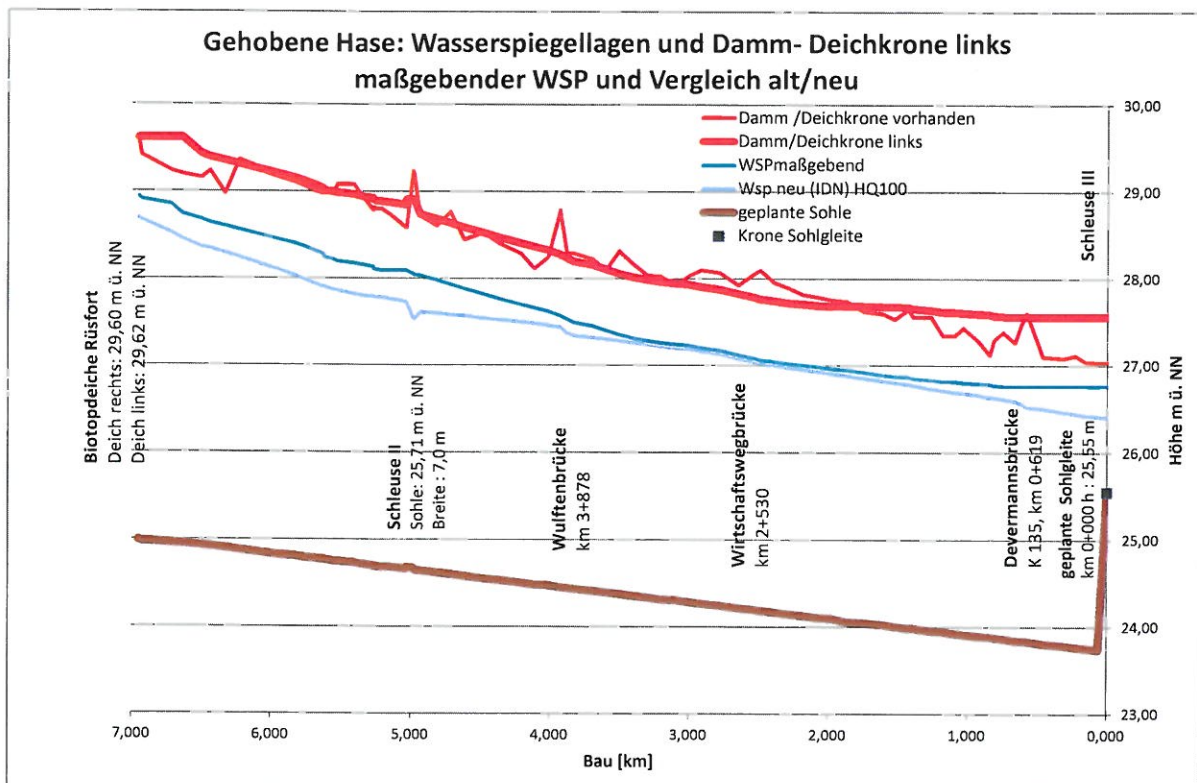


Abbildung 7-3: Vorhandene und geplante Damm- und Deichhöhen in Fließrichtung gesehen links bei Berücksichtigung von Überlaufstrecken

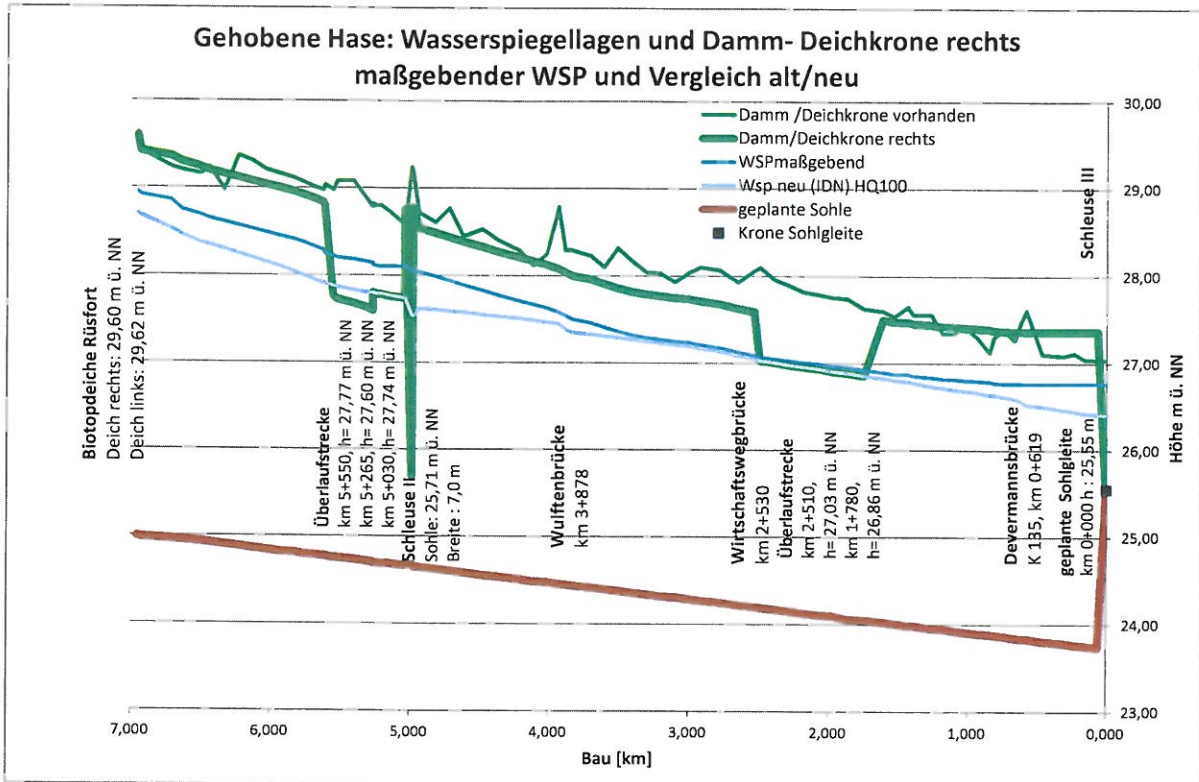


Abbildung 7-4: Vorhandene und geplante Damm- und Deichhöhen in Fließrichtung gesehen rechts bei Berücksichtigung von Überlaufstrecken

In den Abbildungen 7-3 und 7-4 sind die erforderlichen Damm- und Deichhöhen unter Berücksichtigung der Überlaufstrecken dargestellt.

Ohne die Berücksichtigung von Überlaufstrecken müssten die Höhen dieser Dämme und Deiche ausschließlich für Extremereignisse (BHQ₂ mit Q = 164 m³/s) nach oben angepasst werden. Oberhalb der Schleuse II wären etwa 0,7 m, zwischen der der Schleuse II und der geplanten Überlaufstrecke 2 wären etwa 0,7 m und unterhalb der geplanten Überlaufstrecke 2 wären etwa 1,0 m zu berücksichtigen. Das bedeutet, dass die Dämme und Deiche bei der vorgesehenen Böschungsneigung von 1:3 etwa 4,2 bis 6,0 m luftseitig breiter, als bisher geplant ausgebaut werden müssten. Damit ergibt sich ein zusätzlicher Flächenbedarf von etwa 67.500 m² bzw. 6,75 ha. In Abbildung 7-5 sind die Damm- und Deichhöhen ohne die Berücksichtigung der Überlaufstrecken dargestellt.

Begründung:

Die bisher geplanten Überlaufstrecken gewährleisten, dass es ab der Schleuse II grundsätzlich nicht zu höheren Abflüssen als 58 m³/s kommt. Wir haben bei Baukilometer 2,500 trotzdem bereits eine gewisse Sicherheit bis zur geplanten Überlaufstrecke 2 eingeplant. Die zusätzlich erforderliche Überhöhung zwischen der Schleuse II und Baukilometer 2,500 würde daher mit etwa 0,7 m etwas geringer ausfallen.

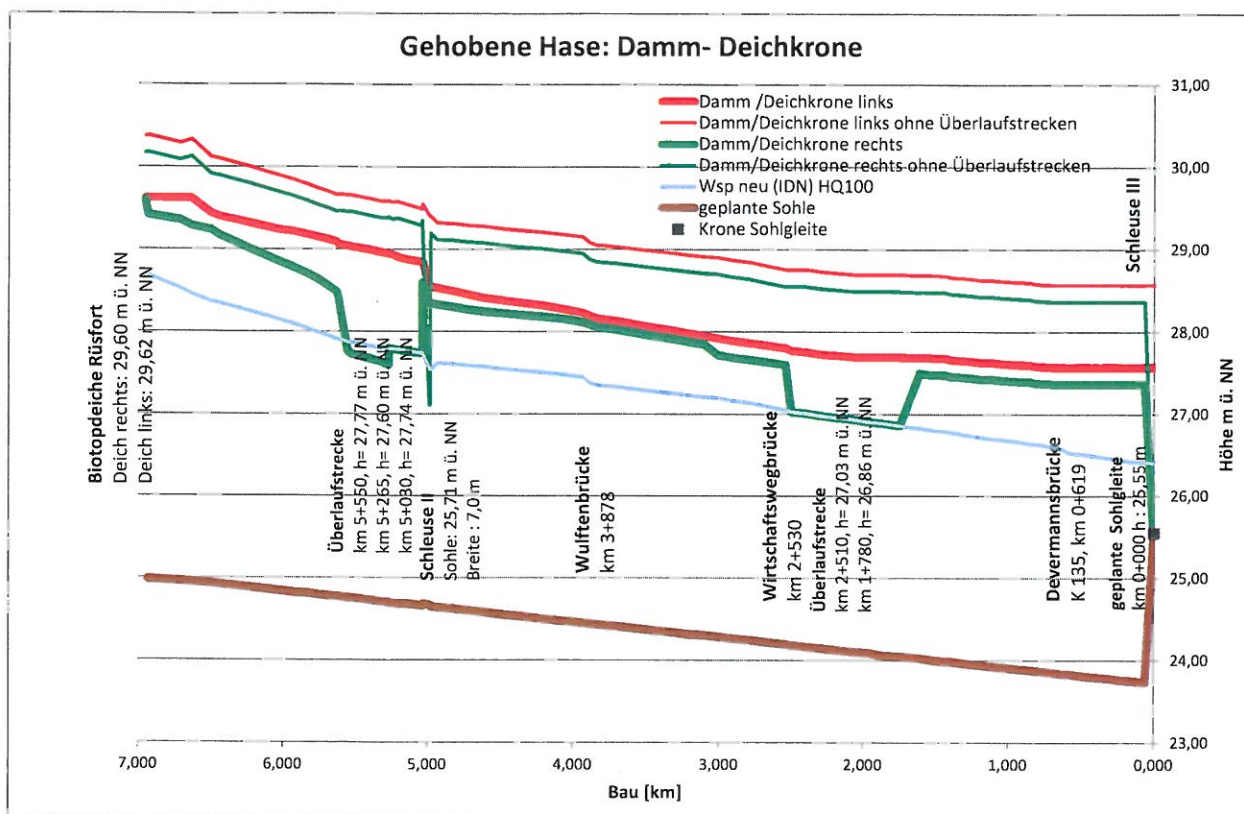


Abbildung 7-5: Geplante Damm- und Deichhöhen im Vergleich zu den erforderlichen Damm- und Deichhöhen ohne die Berücksichtigung von Überlaufstrecken

8. MACHBARKEIT EINER WEITEREN DAMM- UND DEICHERHÖHUNG

Die resultierenden Damm- und Deichhöhen ohne Berücksichtigung von Überlaufstrecken sind in der Abbildung 7-5 dargestellt. Aus dieser dann erforderlichen neuen Kronenhöhe der Dämme und Deiche ergeben sich zwangsläufig neue setzungserzeugende Lasten für den Untergrund. Der bisherige Ausbau besteht seit Jahrhunderten und ist auf einem häufig nicht tragfähigem Untergrund gegründet. Es kann aber unterstellt werden, dass dieser Untergrund für die vorhandenen Lasten konsolidiert ist.

In der Abbildung 8-1 sind die vorhandenen Damm- und Deichhöhen in Bezug auf die maßgebliche Wasserspiegellage unter Berücksichtigung der Überlaufstrecken (blau, dünn) und die maßgebende Wasserspiegellage (BHQ₂) ohne Berücksichtigung von Überlaufstrecken (blau, dick) dargestellt. Die Höhe des beidseitig angrenzenden luftseitigen Geländes ist ebenfalls dargestellt.

Demnach werden die Dämme bereits jetzt beim Ansatz von (BHQ₂) abschnittsweise überströmt und würden zwangsläufig versagen.

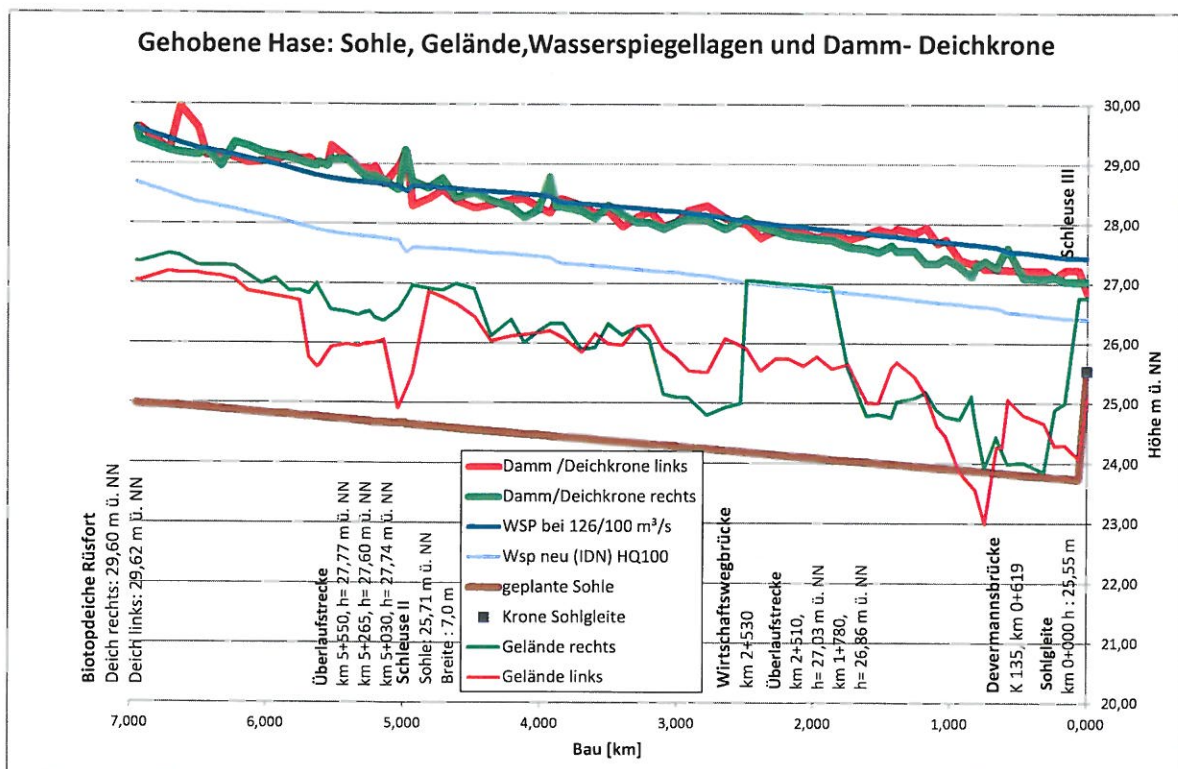


Abbildung 8-1: Vorhandenes luftseitiges Gelände und Damm- und Deichhöhen in Bezug auf die maßgebenden Wasserspiegellagen

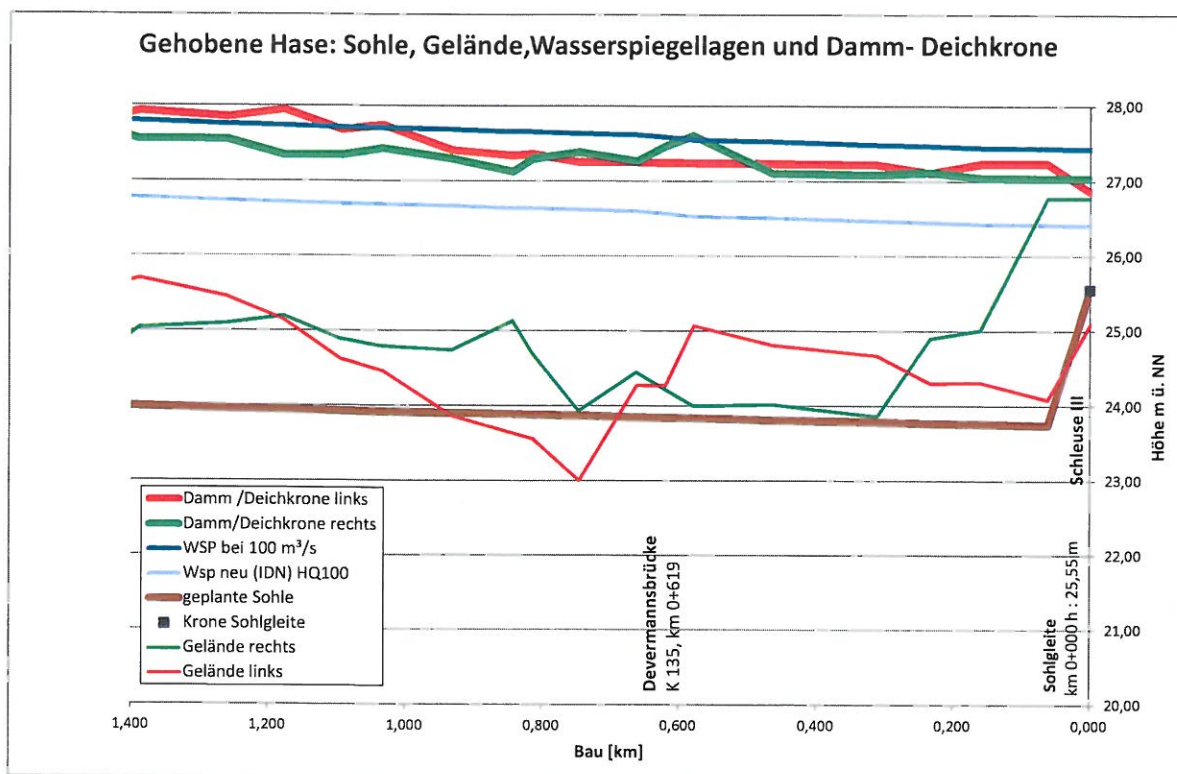


Abbildung 8-2: Vorhandenes luftseitiges Gelände und Damm- und Deichhöhen in Bezug auf die maßgebenden Wasserspiegellagen (besonders gefährteter Bereich: Bau km 0 bis 1,400)

Die teils seit Jahrhunderten bestehenden Dämme und Deiche können nicht ohne weiteres erhöht werden. Die Gründung ist insbesondere zwischen der Überlaufstrecke 2 und der heutigen Sohlgleite (früher Schützenhofwehr) dafür nicht geeignet. Die Sanierung der Dämme und Deiche zwischen der Schleuse II und der Sohlgleite am ehemaligen Schützenhofwehr muss daher auch nur oberhalb der Mittelwasserlinie bzw. luftseitig erfolgen. Sie kann nur oberhalb der Mittelwasserlinie bzw. luftseitig durchgeführt werden, weil die GEHOBENE HASE ansonsten während der Baumaßnahme entleert werden müsste und für eine Wasserableitung über die Sohlgleite bzw. zur Stadt Quakenbrück nicht zur Verfügung stehen würde. Während der gesamten Bauzeit müsste der gesamte Abfluss der Hase dann über die Wrau abgeleitet werden.

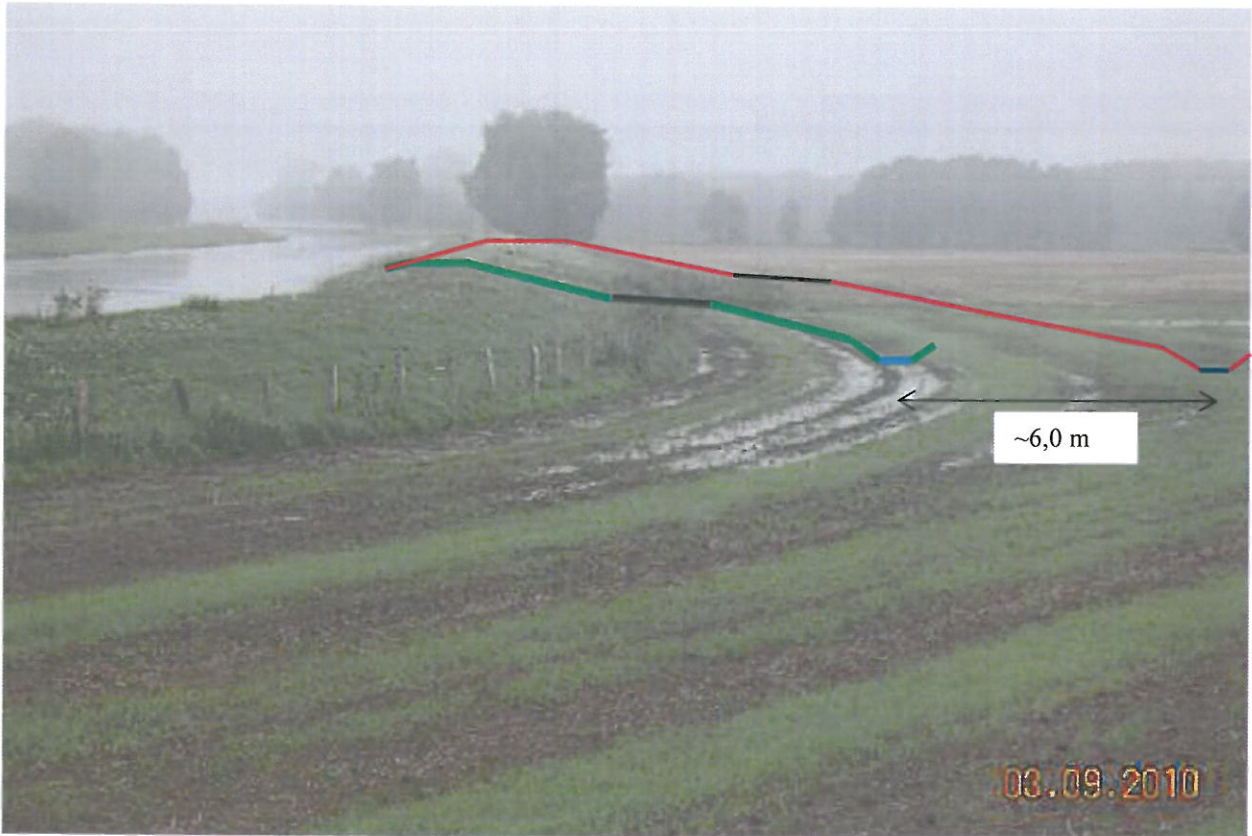


Abbildung 8-3: Erforderlicher Damm- und Deichausbau mit (grün) und ohne (rot) Überlaufstrecken

In Abbildung 8-3 ist das Bild des Deckblattes vom Antrag auf Planfeststellung dargestellt. Es verdeutlicht die vorliegende Situation. Am 03.09.2010 fand über die GEHOBENE HASE ein Abfluss von etwa $54 \text{ m}^3/\text{s}$ statt. Die Höhe der Wasserspiegellage lag dabei bereits weit oberhalb des angrenzenden Geländes, so dass die Felder vernässten. Es mag ohne weitere Berechnung auffallen, dass es bei einer um einen Meter höheren Wasserspiegellage zum Überströmen der Dämme gekommen wäre.

Die nachfolgenden Darstellungen von Querschnitten verdeutlichen diese besondere Situation durch den „gehobenen Wasserstand“ gegenüber dem angrenzenden Gelände.

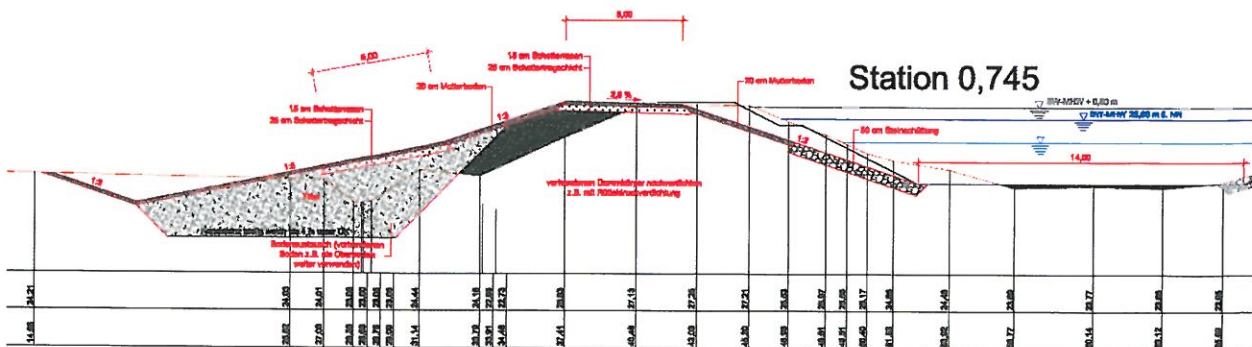


Abbildung 8-4: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase bei Bau km 0,745 links

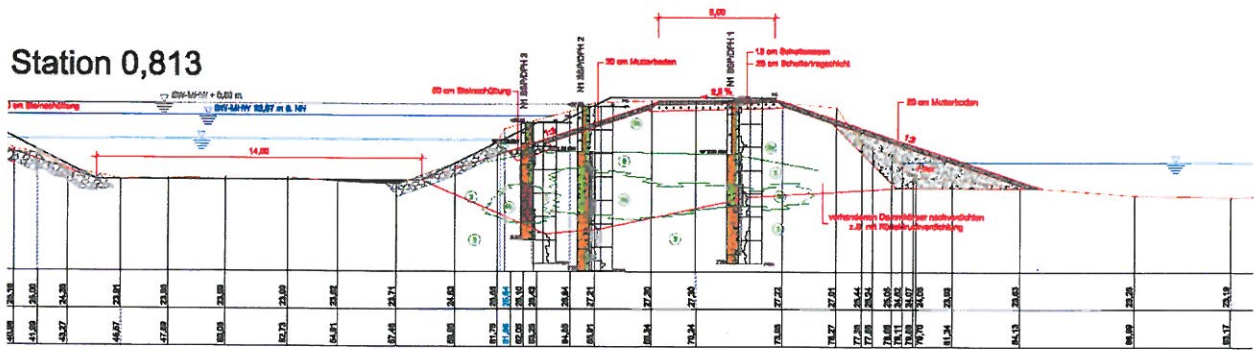


Abbildung 8-5: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase bei Bau km 0,813 rechts

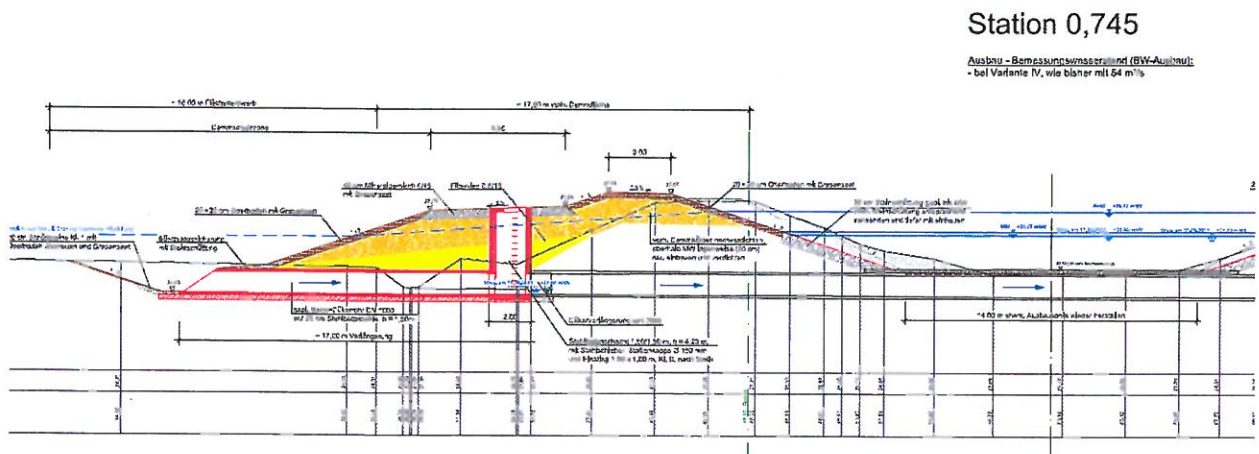


Abbildung 8-6: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase beim Düker, Bau km 0,745 links

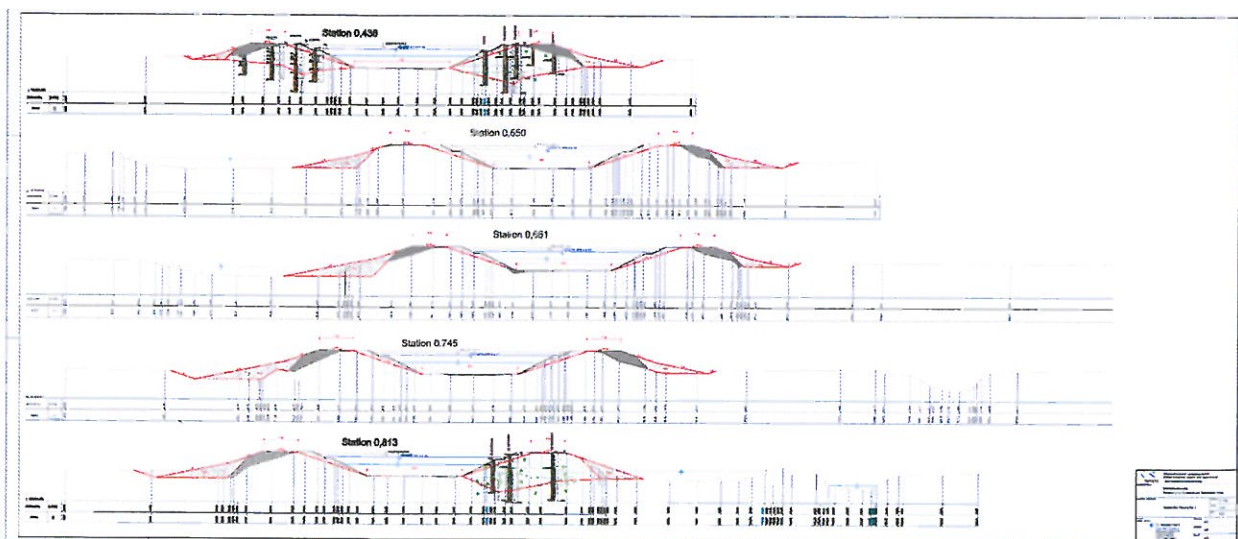


Abbildung 8-7: Wasserspiegellagen und Sohle der Gehobenen Hase bei verschiedenen Stationen

Ein Ausbau der Gehobenen Hase für den Bemessungswasserstand 2 ist bautechnisch nicht bzw. nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand realisierbar. Es muss neben den erheblichen Unsicherheiten beim vorliegenden Baugrund und den Besonderheiten bei der Wasserhaltung darüber hinaus davon ausgegangen werden, dass der Freibord von Brückenbauwerken (z. B. Devermannsbrücke) nicht ausreicht.

Die Herstellung der geplanten Überlaufstrecken ist daher ohne eine aus wirtschaftlichen bzw. technischen Gründen vertretbare Alternative erforderlich. Die Überlaufstrecken werden das Hochwasserrisiko der Wrau bei einem geeigneten Hochwassermanagement mit dem HRB Alfhausen Rieste nicht vergrößern.

Die Herstellung der Überlaufstrecken sollte aus unserer Sicht priorisiert werden. Unabhängig davon ist der geplante Ausbau der Dämme- und Deiche zwingend erforderlich.

9. ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNG

Die Stauanlage GEHOBENE HASE ist ein von Menschenhand geschaffenes Fließgewässer, bei dem die Wasserspiegellage angehoben wird. Sie ist daher nach DIN 19700 Teil 13 in Verbindung mit DIN 19712 zu bemessen. Der Abflussquerschnitt mit den vorhandenen Damm- und Deichhöhen begrenzt den zulässigen Abfluss zwischen der Schleuse II und der Sohlgleite am ehemaligen Schützenhofwehr auf einer Länge von 5 km auf $Q_{zul} = 54 \text{ m}^3/\text{s}$.

Mit dem Antrag auf Planfeststellung vom 14.10.2013 wurde der Bemessungszufluss 1 auf $BHQ_1 = 126 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt. Gleichzeitig muss die Anlagensicherheit auch beim Bemessungszufluss 2 mit $BHQ_1 \times 1,3 = BHQ_2 = 164 \text{ m}^3/\text{s}$ nachgewiesen werden. Demnach muss an der Schleuse II bei BHQ_1 ein Abfluss von $126 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 54 \text{ m}^3/\text{s} = 72 \text{ m}^3/\text{s}$ und beim BHQ_2 ein Abfluss von $164 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 54 \text{ m}^3/\text{s} = 110 \text{ m}^3/\text{s}$ in die Wrau (rechtsseitiges Überschemmungsgebiet) abgeschlagen werden.

Das BHQ_1 entspricht gemäß DIN 19700 Teil 13 einem HQ_{100} Abfluss. Der HQ_{100} Abfluss wird dabei im Antrag auf Planfeststellung vom 14.10.2013 auf Grundlage der Hochwasserstatistik (probabilistischer Ansatz) festgelegt. Dabei wird unterstellt, dass das im Oberlauf der Hase gelegene Hochwasserrückhaltebecken (HRB) Alfhausen Rieste nicht vorhanden bzw. nicht wirksam ist.

Eine Vielzahl der im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens vorgebrachten Einwendungen und Einsprüche basieren auf der Annahme, dass es durch die geplanten Überlaufstrecken häufig, d. h. mit hoher Wahrscheinlichkeit zu Überschwemmungen im rechtsseitigen Überschemmungsgebiet der Wrau kommt. Die Überlaufstrecken sollen die GEHOBENE HASE plangemäß ab rechnerisch $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ entlasten. Die Entlastung durch die Schleuse II beginnt dabei fast unverändert ab $58 \text{ m}^3/\text{s}$ (bisher bei $54 \text{ m}^3/\text{s}$). Die dem Antrag auf Planfeststellung vom 14.10.2013 beigelegten Überschwemmungsgebietskarten HQ_{10} , HQ_{20} , HQ_{50} und HQ_{100} basieren auf der Annahme, dass das HRB Alfhausen Rieste nicht vorhanden bzw. nicht wirksam ist. Dann wären die vorgebrachten Einwendungen und Einsprüche begründet bzw. berechtigt.

Bei der Ermittlung des HQ_{100} Abflusses wurde jedoch eine regionale Hochwasserstatistik (Regionalisierungsansatz) nicht zu Grunde gelegt. Mit dieser Stellungnahme wurde bewiesen, dass auch über ein HQ_{100} hinausgehende Zuflüsse am Pegel Bramsche mit einem geeigneten Hochwassermanagement durch das HRB Alfhausen Rieste seit Beginn der Pegelauzeichnungen auf einen Abfluss von $Q < 80 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Bersenbrück reduziert werden können bzw. konnten. Besonders deutlich wird dies bei der Betrachtung des Augusthochwassers 2010, bei dem am Pegel Bramsche ein Zufluss von $Q = 128 \text{ m}^3/\text{s}$ ($> HQ_{100}$) gemessen worden ist, der am Pegel Bersenbrück auf $Q = 64,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\ll HQ_{10} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$) reduziert worden ist.

Die Überlaufstrecken werden demnach voraussichtlich bei Hochwasserereignissen mit hoher und mit mittlerer Wahrscheinlichkeit nicht beansprucht. Erst bei außergewöhnlichen Ereignissen und Lastfallkombinationen sind die Überlaufstrecken für die Anlagensicherheit zwingend erforderlich. Dies sind u. a.:

- Am Pegel Bramsche liegt ein Zufluss von $Q > HQ_{10}$ vor, bei dem das HRB Alfhausen Rieste nicht wirksam ist, weil der Zuleiter aufgrund einer Revision verschlossen ist, weil das HRB wegen einem vorangegangenen Ereignis gefüllt ist, weil ein Hochwasserzufluss mit außergewöhnlich großer Abflussfülle vorliegt, weil das HRB durch Bedienungsfehler vorzeitig gefüllt worden ist oder weil das HRB außer Betrieb genommen wird. Diese Ursachen entsprechen dem n-1 Fall.

- Die Schleuse II kann nicht ab $Q = 58 \text{ m}^3/\text{s}$ vorentlasten, weil eine Verkläusung vorliegt, weil die Stauklappe wegen technischer Probleme nicht gelegt werden kann oder weil die Stauklappe nicht bei Hochwasser gelegt wird (Bedienungsfehler). Diese Ursachen entsprechen wiederum dem n-1 Fall.
- Dem Pegel Bramsche fließt ein außergewöhnlich großer Zufluss zu, bei dem der Zuleiter der HRB Alfhausen Rieste begrenzend wirkt (dem HRB können $80 \text{ m}^3/\text{s}$, bei größerer Einstauhöhe $65 \text{ m}^3/\text{s}$ zugeleitet werden). Dieser theoretische Zufluss entspricht mit etwa $160 \text{ m}^3/\text{s}$ einem $HQ_{1,000}$ bzw. einem Extremereignis (Probable Maximum Flood (PMF)).

Die vorgenannten Ursachen haben ein niedrige Eintrittswahrscheinlichkeit. Die Einwendungen und Einsprüche in Bezug auf die Überlaufstrecken sind daher aus unserer Sicht unbegründet.

Mit den geplanten Überlaufstrecken wird der erforderliche Ausbau der Dämme und Deiche minimiert. Der erforderliche Ausbau ist dennoch erheblich, weil die Dämme und Deiche hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Unterhaltung nicht den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.) entsprechen. Die a. a. R. d. T. sind für Flussdeiche (Hochwasserschutzanlagen, die bei Hochwasserabfluss temporär über binnenseitigem Gelände eingestaut sind, das Stauziel Z_s liegt permanent unter binnenseitigem Gelände) in der DIN 19712 beschrieben.

Für Stauhaltungsdämme (Stauhaltungsdämme sind beim Stauziel Z_s , das dem Mittelwasserabfluss entspricht, permanent über binnenseitigem Gelände eingestaut, unabhängig von ihren sonstigen Funktionen übernehmen sie damit auch Hochwasserschutzfunktion) sind diese a. a. R. d. T. in der DIN 19700 Teil 13 (in Verbindung mit DIN 19700-10 bzw. DIN 19700-11) beschrieben.

Mehrere Einwendungen und Einsprüche beziehen sich auf den Umfang der geplanten Dammbauten (Böschungsneigung 1:3 und luftseitige Dammvorteidigungswege). Die geplanten Geometrien entsprechen den oben benannten a. a. R. d. T.. Bereits im Rahmenplan der HASE (1961) wurde eine Abflachung der Damm- und Deichböschungen auf 1:5 gefordert, jedoch nicht umgesetzt.

Diese Einwendungen und Einsprüche sind daher aus unserer Sicht ebenfalls unbegründet. Bedingt durch die geplanten Überlaufstrecken und durch die bautechnischen Nachweise konnte der Umfang der Umbaumaßnahmen auf ein Minimum begrenzt werden.

Im Rahmen des Planfeststellungsverfahrens wurde auch diskutiert, ob ein Verzicht der Überlaufstrecken möglich sei. Die Überlaufstrecken sind nur für außergewöhnliche Hochwasserereignisse bzw. für außergewöhnliche Lastfallkombinationen erforderlich. Die Anlagensicherheit muss auch hierfür gewährleistet werden bzw. sein. Alternativ zu den Überlaufstrecken müsste die Schleuse II mit einer 2. Stauklappe erweitert werden (Die Schleuse II ist nicht hinreichend leistungsfähig und entspricht nicht der n-1 Regel). Sehr wahrscheinlich wäre dann ein vollständiger Ersatzneubau erforderlich. Die möglichen Überschemmungsgebiete im Bereich der Wrau wären auch beim Neubau der Schleuse II gegenüber der Lösung mit Überlaufstrecken unverändert.

Ohne die Schaffung einer zusätzlichen Entlastungsmöglichkeit (Schleuse II oder Überlaufstrecken) müssten die Dämme und Deiche um 0,7m bis 1,0m höher als bisher geplant ausgeführt werden. Unabhängig davon, dass die Dämme und Deiche dann um etwa 6 m breiter werden als bisher geplant, ist dies bautechnisch schwer umsetzbar:

- Zwischen Baukilometer 0,000 (Sohlgleite) und Baukilometer 2,500 (Wirtschaftswegbrücke) liegen sehr inhomogene Baugrundverhältnisse vor, die bei einer zusätzlichen Lastaufbringung schwer zu beherrschen sind.

- Die Brücke der K135 (Devermannsbrücke) hat einen vergleichsweise kleinen Freibord. Hier wäre ggf. ein Ersatzneubau erforderlich.
- Die Gewässersohle der GEHOBENEN HASE liegt teilweise höher als das luftseitige Gelände, auf größeren Abschnitten liegt der Mittelwasserstand höher als das luftseitige Gelände. Beim Neubau der Dämme und Deiche müsste das Wasser demnach vollständig abgelassen werden und für die Bauzeit über die Wrau abgeleitet werden.


Dieser zusätzliche Aufwand wäre ausschließlich für Abflüsse $> Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ erforderlich. Dieser Abfluss wird, wie oben nachgewiesen worden ist nur mit niedriger Wahrscheinlichkeit eintreten.

Einwendungen und Einsprüche, die den Verzicht auf die Überlaufstrecken fordern, halten wir daher für unbergründet.

Abschließend ist der Antrag auf Planfeststellung vom 14.10.2013 aus unserer Sicht und technischer Sicht hinreichend ausgewogen verfasst worden. Er berücksichtigt die a. a. R. d. T. unter Beachtung der zugehörigen Normen. Die GEHOBENE HASE stellt eine Besonderheit unter den Fließgewässern dar. Sie wurde vor Jahrhunderten hergestellt und wird seit Jahrhunderten betrieben. Der Nutzen der GEHOBENEN HASE, rechtfertigte seinerzeit offenbar auch das relativ häufige Versagen der Dämme und der Deiche. Bereits seit 1900 bzw. spätestens seit dem Rahmenplan von 1961 sollte dieses Defizit nachhaltig abgestellt werden. Umgesetzt wurden diese Forderungen aus verschiedenen Gründen jedoch bis heute nicht.

Der Antrag auf Planfeststellung vom 14.10.2013 ist dafür geeignet, dass die GEHOBENE HASE unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit, der a. a. R. d. T und einer durchführbaren Unterhaltung zeitgemäß umgebaut wird. Derzeit ist davon auszugehen, dass der Betrieb der Stauanlage nicht den a. a. R. d. T. entspricht und damit nicht sicher ist. Das betrifft einerseits den Zustand der Dämme- und Deiche und andererseits die Betriebsweise in Verbindung mit den Bemessungszuflüssen (der n-1 Fall und der Bemessungszufluss BHQ₂ wird zum Versagen der Dämme und Deiche führen).

20.08.2014


Dr. Ing. Gerrit Salveter

(Geschäftsführer Dr. Salveter GmbH)

Verteiler:

- NLWKN, Betriebsstelle Cloppenburg 2 x
- Dr. Salveter GmbH, Dresden, 1 x