

Erläuterungsbericht

**Genehmigungsantrag § 68 und § 70 WHG
– Planfeststellungsverfahren –
Neubau und Betrieb eines Hochwasser-
rückhaltebeckens an der Schelde**



Auftraggeber

Stadt Dillenburg

Essen, Juli 2016

Wir danken allen Beteiligten für die Hilfestellungen bei der Bearbeitung und die jederzeit freundliche und kooperative Zusammenarbeit.

Projektbearbeitung

Dipl.-Ing. Martin Dornseifer
Dipl.-Ing. Gunnar Schmalz

Redaktion

M.A. Geogr. Birgitt Charl

Das Titelbild zeigt den zukünftigen Beckenraum des HRBs.

Essen, Juli 2016

(Dipl.-Ing. Martin Dornseifer)

(Dipl.-Ing. Gunnar Schmalz)

© Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH
Kaiser-Otto-Platz 13
D-45276 Essen

Jegliche anderweitige, auch auszugsweise, Verwertung des Berichts, der Anlagen und ggf. mitgelieferter Projekt-Datenträger außerhalb der Grenzen des Urheberrechts ist ohne schriftliche Zustimmung des Auftraggebers unzulässig. Dies gilt insbesondere auch für Vervielfältigungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Projektnummer	P1396
Anzahl der Ausfertigungen	11
Ausfertigungsnummer	- 11
Auflage	1

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	IV
Tabellenverzeichnis	V
Anlagenverzeichnis	V
Abkürzungsverzeichnis	VI
Zusammenfassung	VII
1 Veranlassung und Einleitung	1
2 Allgemeines und Grundlagen	2
2.1 Lokale Gegebenheiten, Hochwasserereignisse und Gegenmaßnahmen.....	2
2.2 Hydrologie, Wasserwirtschaft, Ökologie	3
2.2.1 Wasserhaushalt des Einzugsgebiets und Ermittlung der Hochwasserbemessungsabflüsse	3
2.2.2 Erstellung des hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modells	5
2.2.2.1 Böden.....	5
2.2.2.2 Topografie	5
2.2.2.3 Landnutzung.....	6
2.2.3 Hochwasserrückhalt und Wirkungsräume	7
2.2.3.1 Ziel des Hochwasserrückhalts und Wirkung im Beckenraum	7
2.2.3.2 Wirkung im Unterwasser.....	9
2.2.3.3 Verbleibende Hochwassergefahr.....	10
2.2.4 Wasserwirtschaftliche Bemessung und Stauzielfestlegung	10
2.2.5 Hochwassersicherheit (Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2)	11
2.2.6 Hochwasserschutz (Hochwasserbemessungsfall 3).....	11
2.2.7 Freibordbemessung	11
2.2.7.1 Grundlagen.....	11
2.2.7.2 Streichlänge	12
2.2.7.3 Bemessungswind	13
2.2.7.4 Ausreifzeit	13
2.2.7.5 Wellenkennwerte und Wellenauflauf.....	13
2.2.7.6 Windstau	15
2.2.7.7 Sicherheitszuschlag.....	15
2.2.7.8 Berechnung Mindestfreibord.....	15
2.2.8 Wasserwirtschaftsplan	16
2.3 Systeme von Hochwasserrückhaltebecken	17
2.4 Ökologische Randbedingungen	17
2.5 Untergrund.....	20
2.5.1 Untersuchungsphase 1	20

2.5.2	Untersuchungsphase 2 und Nachweise EC 7	21
2.5.3	Empfehlungen des Bodengutachters.....	22
2.6	Varianten der Vorplanung und Wahl der Vorzugsvariante	23
3	Einteilung und Klassifizierung des Beckens	26
3.1	Klassifizierung, Lage und Einordnung des Beckens	26
4	Absperrbauwerk	29
4.1	Aufbau und Wegeführung	29
4.2	Trag- und Standsicherheitsnachweise.....	30
5	Einbauten und Technik	31
5.1	Allgemeine Betriebs- und Messeinrichtungen.....	32
5.2	Betriebsauslass und Grundablass	32
5.2.1	Betriebsauslass.....	32
5.2.2	Grundablass.....	34
5.3	Hochwasserentlastung	36
5.4	Nachweis der Leistungsfähigkeit der Absperrreinrichtungen.....	38
5.5	Restrisikobetrachtung.....	38
5.6	Grobrechen	39
5.7	Energieumwandlungsanlagen	39
5.8	Messeinrichtungen	39
5.9	Elektrische Anlagen.....	41
6	Betrieb	43
6.1	Allgemeines zum Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens	43
6.2	Betriebsvorschrift	43
6.3	Betriebstagebuch	44
6.4	Betriebspersonal	44
6.5	Probestau und Inbetriebnahme	44
6.6	Beckenüberwachung.....	44
6.6.1	Bauwerksüberwachung.....	44
6.6.2	Betriebsüberwachung	45
7	Kenndaten des Beckens	46
8	Kostenberechnung	47
9	Literaturverzeichnis	50

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Schadensbild an der Schelde 2006 (18.06.2006).....	1
Abbildung 2-1:	Teileinzugsgebiete im Schelde-Einzugsgebiet	4
Abbildung 2-2:	Digitales Geländemodell (DGM ₂₀) der Schelde; überhöhte Darstellung.....	6
Abbildung 2-3:	Landnutzung im Einzugsgebiet der Schelde und Beckenstandort HRB Schelde.....	7
Abbildung 2-4:	TIN des geplanten HBR Schelde mit Staulinie vor der Katasterkarte	8
Abbildung 2-5:	Beckeninhalt und Staufläche HRB Schelde.....	9
Abbildung 2-6:	Auszug aus: Hydrologischer Längsschnitt der Schelde	10
Abbildung 2-7:	Freibordanteile gemäß DVWK-Merkblatt.....	12
Abbildung 2-8:	Staulinie des HRBs Schelde und ermittelte Streichlängen.....	13
Abbildung 2-9:	Reste eines Sohlabsturzes im Beckenraum	19
Abbildung 2-10:	FFH-Schutzzone und Beckenstandort HRB Schelde.....	20
Abbildung 2-11:	Sondierstellen Voruntersuchung HRB Schelde	21
Abbildung 2-12:	Sondierstellen Hauptuntersuchung HRB Schelde	22
Abbildung 2-13:	Istzustand und Dammvarianten 1 bis 3 (v. l. o. n. r. u.) der Vorplanung; Blick gegen die Fließrichtung	23
Abbildung 2-14:	Dammvarianten der Vorplanung.....	24
Abbildung 2-15:	Vorzugsvariante HRB Schelde mit Staulinie.....	25
Abbildung 3-1:	Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004b).....	26
Abbildung 3-2:	Luftbild des Dammstandorts für das geplante HRB Schelde, © Google Earth	27
Abbildung 3-3:	Beckenraum geplantes HRB Schelde	28
Abbildung 4-1:	Aufbau Kronenweg.....	29
Abbildung 5-1:	Damm und Zuwegungen HRB Schelde.....	31
Abbildung 5-2:	Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses	34
Abbildung 5-3:	Leistungsfähigkeit des Grundablasses	35
Abbildung 5-4:	Grundablass mit Ökogerinne, Prinzipskizze (LUBW Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, 2007), erweitert	36
Abbildung 5-5:	Abflussmengen über die Hochwasserentlastung	37
Abbildung 5-6:	Einzelabflüsse und theoretisch möglicher Maximalabfluss	37
Abbildung 5-7:	Pegelhaus (Beispielfoto)	40
Abbildung 5-8:	Pegellatte mit Anprallschutz und Messrohr (Beispielfoto)	40
Abbildung 5-9:	Schrank für Messtechnik, hier mit Solarpanel (Beispielfoto)	41
Abbildung 6-1:	Drosselabfluss HRB Schelde für eine Anströmgeschwindigkeit des Grundablasses von 2,3 m/s.....	43

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Wiederkehrzeiten, Abflussmengen und Volumen des HRBs Schelde.....	5
Tabelle 2-2:	Freibordermittlung HWBF ₂ Schelde.....	16
Tabelle 2-3:	Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhen in unterschiedlichen Lastfällen	16
Tabelle 2-4:	Zu- und Abflüsse sowie Stauvolumina und Einstaudauern nach Jährlichkeit.....	16
Tabelle 5-1:	Parameter zur Berechnung des Abflusses durch den Betriebsauslass.....	33
Tabelle 5-2:	Parameter Berechnung Abfluss Grundablass.....	35
Tabelle 5-3:	Wasserspiegel und Abflüsse am Absperrbauwerk.....	38
Tabelle 7-1:	Kenndaten Vorzugsvariante HRB Schelde	46
Tabelle 8-1:	Kostenermittlung Herstellung und Betrieb HRB Schelde	47

Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Übersichtskarte
Anlage 2	Lageplan HRB Schelde
Anlage 3	Lageplan Maßnahmen
Anlage 4	Detailplan/Schnitte Auslaufbauwerk
Anlage 5	Schnitte Damm
Anlage 6	Schnitt Unterwasser
Anlage 7	Hydrologischer Längsschnitt
Anlage 8	Übersicht Flurstücke
Anlage 9	Berechnung Freibordhöhen

Abkürzungsverzeichnis

BA	Betriebsauslass
BHQ	Bemessungshochwasserabfluss
DLM	Digitales Landschaftsmodell
DPM	Mittelschwere Rammsondierung
DWD	Deutscher Wetterdienst
EC	Eurocode (Europäische Norm)
ELF	Elementarfläche
EZG	Einzugsgebiet
FFH	Flora-Fauna-Habitat
FK	Feldkapazität
GA	Grundablass
GIS	Geografisches Informationssystem
HGM	Hydrologisches Gebietsmodell
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
HWE	Hochwasserentlastung
HWBF	Hochwasserbemessungsfall
HWSK	Hochwasserschutzkonzept
KOSTRA	Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen
LF	Lastfall
NAM	Niederschlag-Abfluss-Modell
RKS	Rammkernsondierung
TIN	Triangulated Irregular Network, unregelmäßiges Dreiecksnetz
USV	Unabhängige Stromversorgung
UVP	Umweltverträglichkeitsprüfung
UVPG	Gesetz zur Umweltverträglichkeitsprüfung
WHG	Wasserhaushaltsgesetz
ZFL	Zeitflächenfunktion

Zusammenfassung

Die Stadt Dillenburg stellt gemäß § 68 WHG einen Antrag auf Planfeststellung für ein Hochwasserrückhaltebecken nördlich der Ortslage Oberscheld. Dazu soll in einem Taleinschnitt ein Damm errichtet werden, der das Wasser im Hochwasserfall aufstaut. Das so entstehende Becken mit einem Stauvolumen von ca. 69.000 m³ soll als Trockenbecken im Hauptschluss der Schelde errichtet werden. Es handelt sich damit gemäß der Größeneinordnung der DIN 19700 um ein mittleres Becken.

Die Hochwasserentlastung erfolgt über ein kombiniertes Bauwerk mit Grund-, Betriebsauslass und einer Hochwasserentlastung über eine Betonschwelle. Das Absperrbauwerk wird als homogener Erddamm mit wasserseitiger Dichtungsschicht (Zonendamm) ausgeführt und eine Höhe von ca. acht Metern aufweisen. Mit einer Böschungsneigung von 1 : 3 (luft- und wasserseitig) wird eine gute Einpassung des Bauwerks in die vorhandene Landschaft erzielt. Die Anbindung der Dammkrone (Betriebsweg) an das umgebende Gelände erfolgt mit nur kleinen Rampen, bestehende Wegeverbindungen werden nicht eingeschränkt.

Um den Stauraum effektiv zu nutzen und um kurze Füllzeiten mit schneller Entleerung nach einem Einstau zu gewährleisten, erfolgt der Abfluss aus dem Becken über steuerbare Schieber. So ist ein gezieltes Kappen des Hochwasserscheitels möglich. Dies führt neben einer optimierten Ausnutzung des Stauvolumens auch zu einer geringeren Dammhöhe als bei einem ungesteuerten Becken. Der Gewässerverlauf unterhalb des Beckenraumes ist so gestaltet, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit der Schelde in diesem Bereich über dem Drosselabfluss des HRBs (Schutzziel HQ_{100}) liegt.

Basis der Bemessung stellt ein detailliertes hydrologisches Gebietsmodell dar. Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Auslaufbauwerks ist für die geforderten Belastungsszenarien (BHQ_1 – BHQ_3) nachgewiesen. Die Anforderungen an das HRB ergeben sich aus der DIN 19700 (Teile 10 und 12). Dieser Erläuterungsbericht orientiert sich in der Gliederung an den in der Norm behandelten Inhalten.

Eine größtmögliche ökologische Durchgängigkeit des Gewässers wird dadurch gewährleistet, dass der Grundablass mit einem Ökogerinne naturnah gestaltet wird. Der Damm wird im Bereich des Auslaufbauwerks unterbrochen, um eine offene Führung des Gewässers durch das Absperrbauwerk zu ermöglichen.

Zusätzlich zur den hydrologischen und hydraulischen Betrachtungen wurden geotechnische und ökologische Fachgutachten erarbeitet, die ebenfalls Bestandteil der Antragsunterlagen sind.

1 Veranlassung und Einleitung

Die Region im Bereich des Lahn-Dill-Berglandes wurde am Abend des 17. September 2006 aufgrund schwerer Regenfälle von einem Hochwasser großen Ausmaßes betroffen. Die Schadensbilanz betroffener Privathaushalte und der öffentlichen Infrastruktur war erheblich, siehe Abbildung 1-1. Da es sich hierbei um ein regionales Starkregenereignis handelte, kann das Schadensumfeld in etwa östlich des Oberlaufs der Dill in den Gemeinden bzw. Gemarkungsbereichen „Östliches Haiger“, „Eschenburg“, „Dietzhölzthal“, „Angelburg“ und „Dillenburg“ angesiedelt werden.



Abbildung 1-1: Schadensbild an der Schelde 2006 (18.06.2006)

In Kooperation mit dem Regierungspräsidium wurde das Ingenieurbüro Hydrotec von der Stadt Dillenburg am 07. April 2009 beauftragt, ein Hochwasserschutzkonzept (HWSK) für die Schelde und ihre Nebengewässer zu erstellen (Hydrotec, 2010). Dazu gehören neben der Schelde auch der Eibach und die Tringensteiner Schelde, auch Irrschelde genannt. Im Rahmen der Erstellung dieses HWSKs wurde für das Einzugsgebiet ein Niederschlag-Abfluss-Modell (NAM) aufgestellt. Mit diesem hydrologischen Modell konnten lokale Gefahrenstellen genau identifiziert werden. Für die Gemeinde Dillenburg wurden neben kurzfristig umsetzbaren Schutzmaßnahmen auch solche Maßnahmen vorgeschlagen, die einen langfristigen Hochwasserschutz sicherstellen sollen.

Die durchgeführte Kosten-Nutzen-Analyse der vorgeschlagenen Maßnahmen zeigte eine hohe Effektivität. Die Stadt Dillenburg hat daher nun mit der schrittweisen Umsetzung der vorgeschlagenen Umbauten zum Hochwasserschutz begonnen.

Eine Maßnahme des erarbeiteten Konzepts stellt die Errichtung eines Hochwasserrückhaltebeckens an der Schelde nördlich der Ortslage von Oberscheld dar. Im Konzept handelte es sich um die Maßnahme mit der Bezeichnung „M13“ (siehe Anlage 1). Für dieses Becken wurden im Rahmen einer Vorplanung verschiedene Standorte und Höhen von Absperrdämmen in einer Variantenuntersuchung betrachtet. Für die Vorzugsvariante, die auf einen Vollstau bei einem hundertjährlichen Hochwasserereignis optimiert wurde, wird durch die Stadt Dillenburg ein Planfeststellungsverfahren gemäß § 68 Wasserhaushaltsgesetz (WHG) beim Regierungspräsidium in Gießen beantragt. Dieses Becken soll ein Retentionsvolumen von 69.000 m³ haben.

2 Allgemeines und Grundlagen

2.1 Lokale Gegebenheiten, Hochwasserereignisse und Gegenmaßnahmen

Die Analyse der vergangenen Hochwasserereignisse im Einzugsgebiet der Schelde zeigt, dass in der Vergangenheit häufiger Hochwasserereignisse mit erheblichen Schadensfolgen aufgetreten sind. In den Ortslagen befindet sich dichte Bebauung nahe am Gewässer oder innerhalb der Überflutungsflächen, teilweise auch in durch Hangabfluss gefährdeten Gebieten. Aufgrund dieser Erfahrungen ist das Hochwasserrisiko in den umliegenden Ortslagen als hoch einzuschätzen.

Die Betrachtungen im Rahmen des HWSK beinhalteten hydrologische Untersuchungen zur Bestimmung der maßgeblichen Hochwasserabflüsse und Wirkungsnachweise für die geplanten Maßnahmen sowie hydraulische und hydrodynamische Untersuchungen zur Berechnung der jeweiligen Hochwasserstände und Überflutungsflächen. Außerdem wurde die Leistungsfähigkeit von Verrohrungen untersucht und Untersuchungen zu vergangenen und künftig möglichen Schäden für den heutigen Gebiets- und Gewässerzustand angestellt, mögliche Schutzmaßnahmen entwickelt und diese in Bezug auf Wirksamkeit und Wirtschaftlichkeit untersucht.

Mit den vorgeschlagenen Maßnahmen lassen sich die Schäden im gesamten Einzugsgebiet (EZG) der Schelde bei einem HQ_{100} um etwa 2,7 Mio. € bzw. ca. 80 % reduzieren. Bei den kleineren Jährlichkeiten liegt die Schadensminderung zwischen 80 % und 96 %. Das Kosten-Nutzen-Verhältnis in Bezug auf die Schadenserwartung liegt bei 0,6 – 0,8 und zeigt, dass die Investitionen unter ökonomischen Gesichtspunkten sinnvoll sind.

Je nach Gefährdung und den örtlichen Verhältnissen entsprechend wurden erforderliche Maßnahmen zum Hochwasserschutz vorgeschlagen. Für den Hochwasserschutz kommen grundsätzlich drei verschiedene Maßnahmentypen in Frage:

- Rückhaltemaßnahmen (bspw. Flächenrückhalt, Auenrückhalt, technischer Rückhalt)
- Verbesserung der Abflussverhältnisse der beteiligten Gewässer (bspw. Beseitigung von Engpässen, Herstellung von höheren Leistungsfähigkeiten)
- Schadensmindernde Maßnahmen (bspw. Schutzmaßnahmen entlang der Gewässer, Objektschutz, Warnung der betroffenen Anwohner)

Bei diesen Maßnahmentypen wird zwischen kurz-, mittel- und langfristig umsetzbaren Maßnahmen unterschieden.

Die Wirksamkeit der vorgeschlagenen Rückhaltemaßnahmen wurde mit dem NAM untersucht, die Wirkung der abflussverbessernden Maßnahmen auf die Überflutungssituation mit hydraulischen bzw. hydrodynamischen Modellen.

Als kurzfristig umzusetzende Maßnahmen werden hauptsächlich Maßnahmen an der Schelde vorgeschlagen, mit denen die Leistungsfähigkeit der Verrohrungsabschnitte erhöht wird (M05 und M07 – M09 des HWSKs). Hiermit kann zwar kein Hochwasserschutz für seltene Hochwasser erreicht werden, aber es kann mit diesen schnell umzusetzenden und vergleichsweise preiswerten Maßnahmen eine Verminderung der Schäden für kleine Jährlichkeiten erreicht werden. Diese Maßnahmen befinden sich bereits in der Umsetzung oder sind bereits durchgeführt worden.

Mittelfristig soll das Schadenspotenzial durch gezielte Information der Bürger zu vorhandenen Gefahrenzonen sowie zu Gebieten mit möglichem Hangabfluss und den Möglichkeiten der Eigenvorsorge vermindert werden. Die Sicherung von natürlichen Retentionsräumen verhindert eine weitere Zunahme der Gefährdung.

Eine wesentliche Minderung der Hochwassergefahren ist aber nur durch den Bau einer überörtlichen Retentionsmaßnahme in Form eines Hochwasserrückhaltebeckens (HRB) erreichbar. Diese Maßnahme wird als langfristig umsetzbar eingestuft.

Im Rahmen der hydrologischen Untersuchungen des HWSKs wurde die Landnutzung auf Grundlage eines digitalen Landschaftsmodells (DLM) in einem geografischen Informationssystem (GIS) aufbereitet und zusammen mit den Teilgebieten und den Bodendaten zu sogenannten Elementarflächen (ELF) verschnitten.

Fast 95 % der Einzugsgebietsfläche sind mit Wald bewachsen (75 %) oder werden landwirtschaftlich genutzt (ca. 19 %). Lediglich ca. 6 % sind Siedlungsfläche.

Durch den hohen Waldanteil werden die Oberflächenabflüsse bei Starkregenereignissen bereits jetzt wirkungsvoll gedämpft. Eine Abkopplung von versiegelten Flächen hätte dementsprechend nur geringen Einfluss auf die Scheitelwerte der Hochwasserabflüsse.

Aufgrund des hohen Längsgefälles des Oberlaufs der Schelde bis zum Beckenstandort und der Geländeneigung der Vorländer wären Gewässeraufweitungen mit großen Erdbewegungen verbunden. Um im Gewässer ein adäquates Retentionsvolumen bzw. eine entsprechende Retentionswirkung herzustellen, herrscht jedoch ein deutlich größerer Flächenbedarf als beim Bau eines HRBs. Flächen- und Auenrückhalt sind daher im Untersuchungsraum keine geeigneten Alternativen, um den Hochwasserschutz bei hohen Jährlichkeiten zu gewährleisten.

Maßnahmen mit mobilen Schutzeinrichtungen, die erst kurz vor oder im Hochwasserfall aufgebaut werden, sind bei den sehr kurzen Fließzeiten im Einzugsgebiet der Schelde und der damit verbundenen sehr kurzen Vorwarnzeit generell nicht sinnvoll.

Des Weiteren sind größere Gewässerausbaumaßnahmen in den Ortslagen zur Verbesserung der Hochwasserableitung nur mit erheblichen Eingriffen in die bestehende Baustruktur denkbar und deswegen kaum realisierbar.

Die Errichtung eines HRBs stellt somit die effektivste Maßnahme zum Schutz der Ortslagen von Ober- und Niederscheld dar.

2.2 Hydrologie, Wasserwirtschaft, Ökologie

2.2.1 Wasserhaushalt des Einzugsgebiets und Ermittlung der Hochwasserbemessungsabflüsse

Die Schelde entspringt südlich der Ortschaft „Hirzenhain“ und fließt in südwestlicher Richtung nach „Oberscheld“, wo sich der Bach hinter einem verrohrten Abschnitt der „Tringensteiner Schelde“ mit diesem Fluss vereinigt. Im weiteren Verlauf mündet die Schelde in „Niederscheld“ in die Dill. Im Rahmen der Erstellung des HWSKs von 2010 ist das gesamte EZG der Schelde bis zur Mündung in die Dill in einem hydrologischen Gebietsmodell (HGM) abgebildet worden. Abbildung 2-1 zeigt die Lage der Teileinzugsgebiete des NAMs der Schelde und ihrer Nebengewässer.

Der Beckenstandort befindet sich im TG 65300, das oberhalb gelegene Einzugsgebiet weist eine Größe von 10,45 km² auf.

Das Einzugsgebiet der Schelde liegt etwa 4 km südlich von Dillenburg und ist Teil des Einzugsgebiets Nr. 258456 des Flächen- und Gewässerverzeichnisses Hessen. Die Einzugsgebietsfläche der Schelde beträgt insgesamt ca. 34,5 km².

Das Untersuchungsgebiet liegt zum überwiegenden Teil auf dem Gebiet der Stadt Dillenburg mit den Stadtteilen „Niederscheld“, „Oberscheld“ und „Eibach“. Kurze Abschnitte der Oberläufe der Bäche verlaufen im Lahn-Dill-Kreis.

Die Geländehöhen bewegen sich zwischen 230 m ü. NHN (Dillenburg) bis ca. 680 m ü. NHN in den oberen Bereichen der Einzugsgebiete. Die Talhänge der Gewässer sind weitgehend

bewaldet, während die Siedlungen in den Talauen liegen und Acker- und Wiesennutzung vorherrscht.

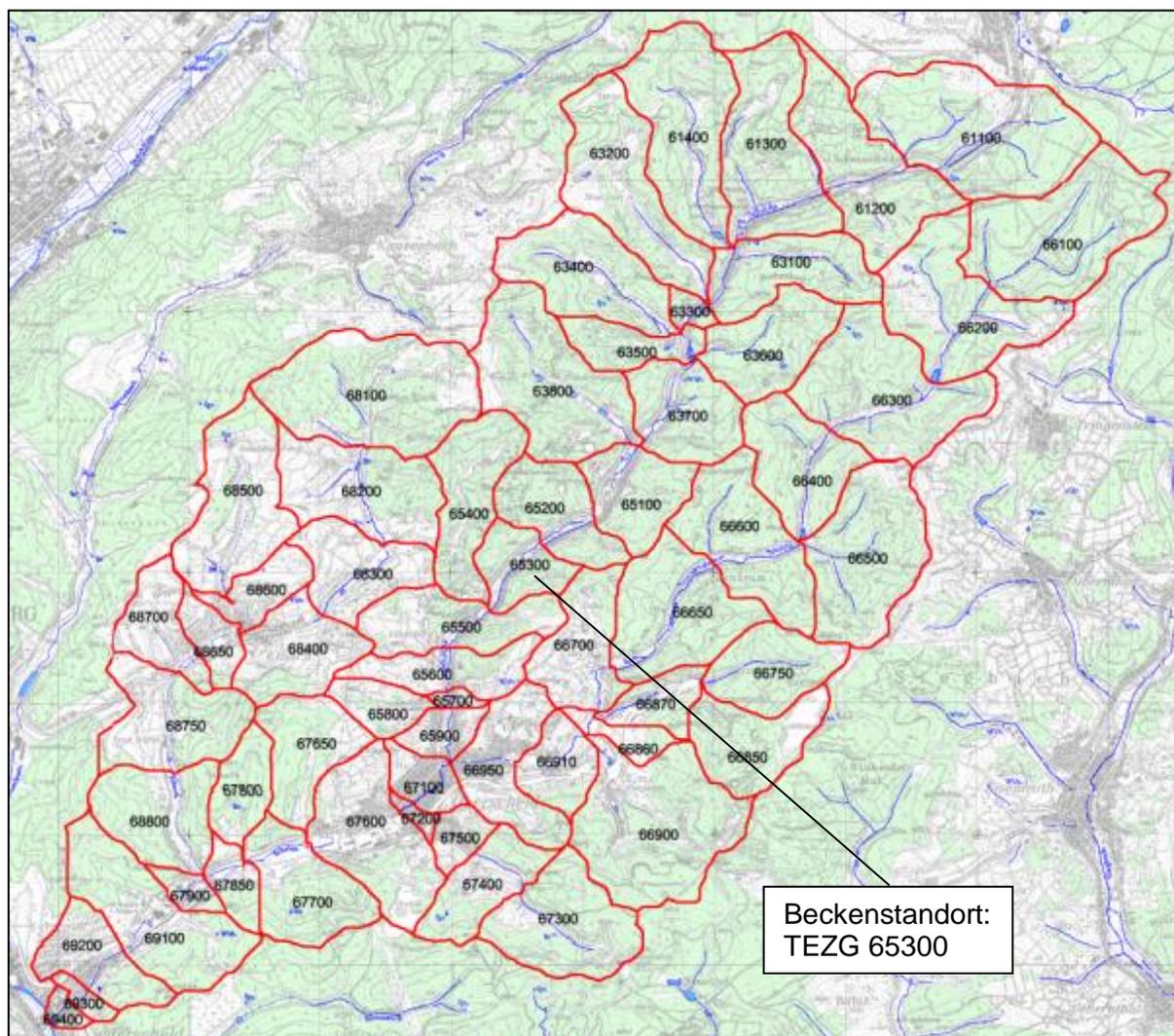


Abbildung 2-1: Teileinzugsgebiete im Schelde-Einzugsgebiet

Die Ermittlung der Hochwasserbemessungsabflüsse sowie der Wirkungsnachweis der geplanten Maßnahmen, mit denen das Rückhaltevermögen des Einzugsgebiets und das Abflussverhalten der Gewässer gezielt beeinflusst werden kann, erfolgte mit dem hauseigenen Simulationsprogramm NASIM.

Grundsätzlich können mit einem NAM im betrachteten Einzugsgebiet an allen Gewässerknoten die Abflüsse berechnet werden, wie sie sich als Folge von gemessenen oder synthetisch generierten Niederschlägen bei definierten Gebietsbedingungen ergeben.

Die Niederschlagsbelastung für das NAM Schelde wurde auf Basis der KOSTRA-Niederschläge (Mai-September) für die Wiederkehrzeiten $T = 1, 2, 5, 10, 20, 25, 50$ und 100 Jahren und den Belastungsdauern von 5 Minuten bis 72 Stunden gewählt. Zusätzlich wurden aus den KOSTRA-Grunddaten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) für $T = 200, 500, 1.000, 5.000, 10.000$ und 100.000 Jahren weitere Wiederkehrzeiten extrapoliert (DWD-Abteilung Hydrometeorologie, 2005).

Aufgrund der geringen Einzugsgebietsgröße der Schelde wurde keine Abminderung des Niederschlags vorgenommen. Als Anfangsbodenfeuchte wurde 50% der Feldkapazität (FK) gewählt, wie dies in etwa einem trockenen Boden im Sommer entspricht.

Als Ergebnis liegen für alle untersuchten Gebietsvarianten (Istzustand und Planzustände) und Wiederkehrzeiten an allen Gewässerknoten die Abflussdaten vor.

Tabelle 2-1: Wiederkehrzeiten, Abflussmengen und Volumen des HRBs Schelde

T_n Jahre	Zuflussmenge [m ³ /s]	Überlaufmenge [m ³ /s]	Volumen [m ³]
HQ ₅	2,2	0,0	517
HQ ₁₀	4,2	0,0	10.134
HQ ₂₀	6,3	0,0	23.095
HQ ₂₅	7,0	0,0	27.505
HQ ₅₀	10,1	0,0	47.908
HQ ₁₀₀	13,2	0,0	68.903
HQ ₂₀₀	16,4	4,7	73.218
HQ ₅₀₀	19,9	8,8	75.101
HQ _{5.000}	31,0	24,2	80.315
HQ _{10.000}	34,9	29,4	81.764

Für das Becken gelten folgende Bemessungsjährlichkeiten und -zuflüsse:

- $BHQ_1 = HQ_{500} = 19,9 \text{ m}^3/\text{s}$
- $BHQ_2 = HQ_{5.000} = 31,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- $BHQ_3 = HQ_{100} = 13,2 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{\max} = HQ_{10.000} = 34,9 \text{ m}^3/\text{s}$

2.2.2 Erstellung des hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modells

2.2.2.1 Böden

Im Einzugsgebiet der Schelde herrschen vornehmlich Braunerden (Böden aus lösslehmhaltigen Solifluktuionsdecken mit basischen Gesteinsanteilen vor; die Bodenart ist meist lehmiger Sand bis sandiger Schluff, skeletthaltig) mit teilweise nur geringer Mächtigkeit (< 1 m). Diese haben eine geringe bis mittlere nutzbare Wasserspeicherkapazität. Die gesättigte Wasserleitfähigkeit (kf-Wert) ist im Mittel gering (ca. 10 mm/h). In Gewässernähe finden sich in den obersten Bodenschichten meist Aueböden als schluffig-sandiger Lehm bis toniger Lehm mit ebenfalls geringer Wasserleitfähigkeit.

Der Boden im Einzugsgebiet eignet sich i. d. R. nicht für Versickerungsmaßnahmen von Niederschlagswasser der versiegelten Flächen.

2.2.2.2 Topografie

Das digitale Geländemodell (DGM₂₀, 20 x 20 m-Raster), mit dem die Zeitflächenfunktion (ZFL) für das NAM berechnet wurde, wurde vom Hessischen Landesamt für Bodenmanagement und Geoinformation bereitgestellt. In ArcGIS wurde das Einzugsgebiet für die weiteren Berechnungsschritte aufbereitet. Über die ZFL können im GIS Fließzeiten und -wege im für die Simulationsprogramme benötigten Übergabeformat TAPE20 ermittelt werden.

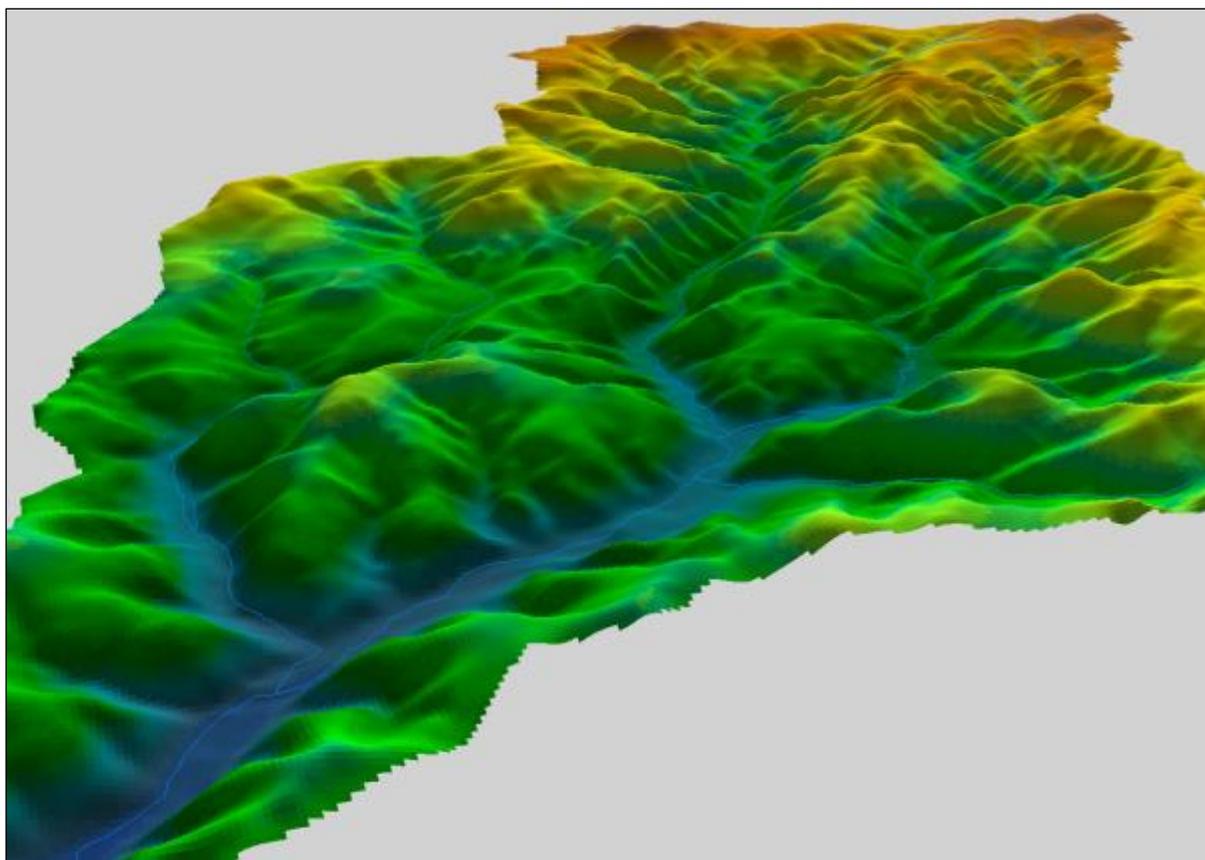


Abbildung 2-2: Digitales Geländemodell (DGM₂₀) der Schelde; überhöhte Darstellung

Das Einzugsgebiet der Schelde weist i. Allg. ein sehr hohes Gefälle auf. Das mittlere Gewässergefälle für die Schelde beträgt ca. 1,6 %, das mittlere Gebietsgefälle beträgt ca. 2,4 %. Über 6,0 % der Einzugsgebietsfläche weisen ein Gefälle von mehr als 2,0 % auf. Eine überhöhte 3D-Darstellung des EZGs der Schelde ist in Abbildung 2-2 zu sehen.

Das DGM₂₀ wurde nicht für die Ermittlung der Überschwemmungsflächen verwendet. Die Genauigkeit des DGM₂₀ liegt bei $\pm 1 - 3$ m und ist damit im bebauten Bereich für die Berechnung der Überschwemmungsflächen ungeeignet. Deshalb wurde aus den Querprofildaten ein DGM für die Schelde erzeugt, das durch Höhen von Schachtdeckeln aus dem Kanal-kataster ergänzt wurde, um ein genaueres Raster zu erstellen. Da die Höhenpunkte nur linienhaft aus den vermessenen Profilen vorliegen, ist zwischen den Linien von Ungenauigkeiten auszugehen.

Die Inhaltlinie des geplanten HRBs (siehe Abbildung 2-5) wurde aus Daten einer detaillierten terrestrischen Vermessung abgeleitet.

2.2.2.3 Landnutzung

Die Landnutzung wurde auf der Grundlage des ATKIS-Basis-DLM im GIS aufbereitet und zusammen mit den Teilgebieten und den Bodendaten zu Elementarflächen verschnitten.

Etwa 75 % der Einzugsgebietsfläche sind mit Wald bewachsen, ca. 16 % werden landwirtschaftlich als Grünland genutzt und ca. 6 % sind Siedlungsfläche. Ackerflächen machen nur 3 % der Gesamtfläche des EZGs aus, siehe Abbildung 2-3.

Der geplante Beckenstandort des HRBs Schelde ist mit einem roten Kreis markiert. Das oberhalb gelegene Einzugsgebiet ($A = 10,45$ km²) weist nur einen sehr geringen Anteil an versiegelten Flächen auf.



Abbildung 2-3: Landnutzung im Einzugsgebiet der Schelde und Beckenstandort HRB Schelde

2.2.3 Hochwasserrückhalt und Wirkungsräume

Die Festlegung der Stauziele erfolgt gemäß DIN 19700–10, 6.2 (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004a) und ist in den folgenden Kapiteln beschrieben. Die maßgeblichen jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeiten sind der DIN 19700–12 für ein mittleres Becken entnommen (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004b).

2.2.3.1 Ziel des Hochwasserrückhalts und Wirkung im Beckenraum

Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum ist für einen Hochwasserschutzgrad HQ_{100} als Hochwasserbemessungsfall 3 (HWBF₃) ausgelegt. Der Vollstau mit einem Volumen von etwa 69.000 m³ liegt bei einem Wasserspiegel von 293,84 m ü. NHN. Dieser WSP stellt damit auch die Höhe der Hochwasserentlastungsschwelle (HWE-Schwelle) dar. Bei Abflüssen größerer BHQ₃ wird Wasser gezielt über eine Betonschwelle abgeführt.

Im GIS wurde über die einzelnen Höhenpunkte des DGMs ein unregelmäßiges Dreiecksnetz (TIN) gebildet. Auf dieser Grundlage konnte der geplante Absperrdamm in seiner Lage und mit seinen Abmessungen (Kronenhöhe, Kronenbreite, Dammneigung) im Planzustand dargestellt werden.

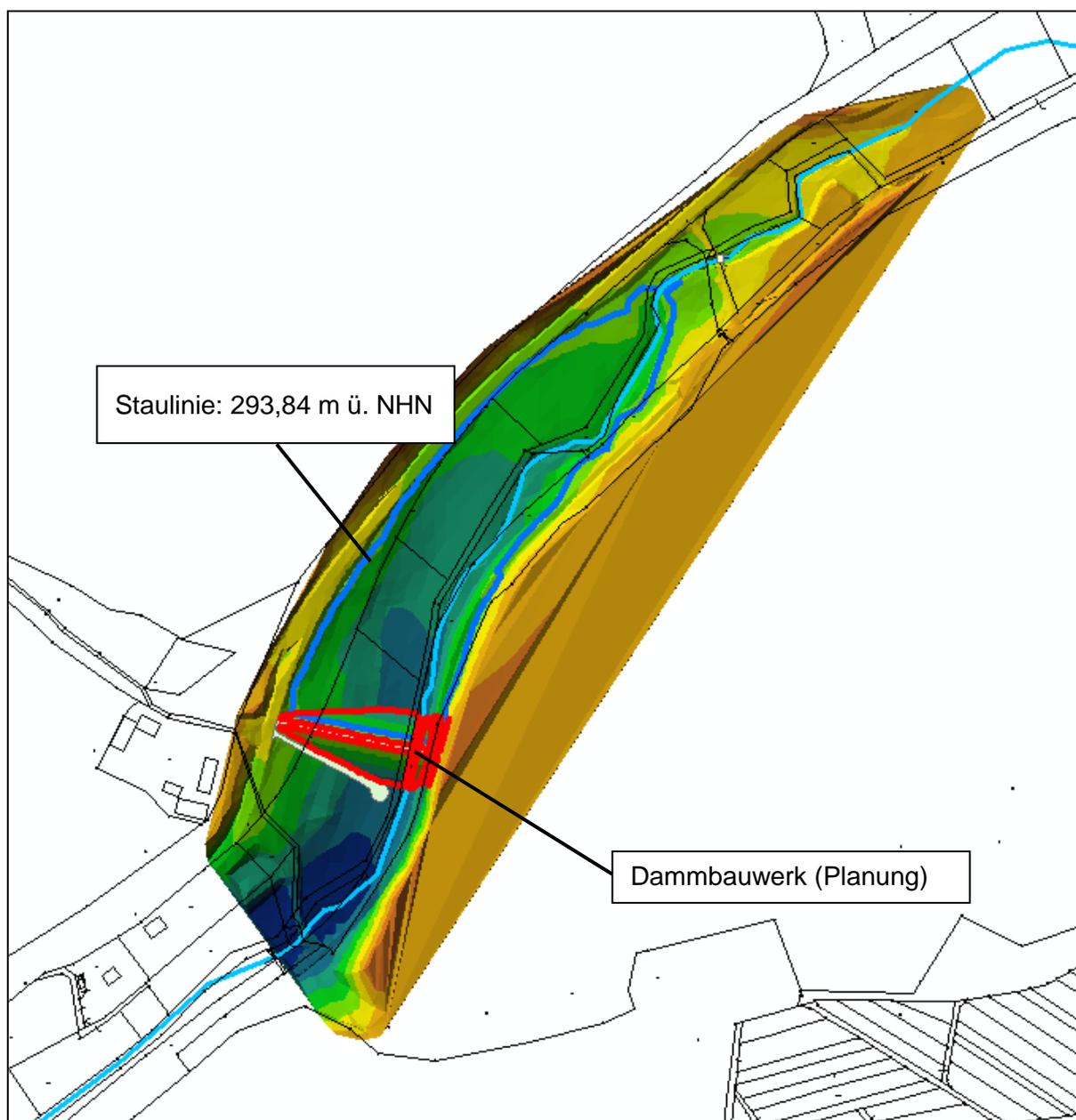


Abbildung 2-4: TIN des geplanten HBR Schelde mit Staulinie vor der Katasterkarte

Die Staulinie für den $HWBF_3$ ist in Abbildung 2-4 sowie in Anlage 2 und Anlage 3 abgebildet. Dieses Geländemodell wurde zur Ermittlung von Beckeninhalten und -volumen in Bezug zum Wasserspiegel verwendet.

Abbildung 2-5 zeigt das eingestaute Volumen und die zugehörige Stauoberfläche abhängig vom Wasserstand.

Die Einstauvolumina und die zugehörigen Einstauzeiten sind in Kapitel 2.2.8 näher erläutert. Durch den gesteuerten Auslauf des Beckens und den gewählten Drosselabfluss von $Q_{Drossel} = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ kommt es zu kurzen Einstauzeiten im Bereich von wenigen Stunden. Das erforderliche Stauvolumen und die überstaute Fläche werden dadurch minimiert. Nach einer kurzen Entleerungszeit steht das Rückhaltevolumen für ein erneutes Ereignis zur Verfügung. Selbst bei Ablauf eines extremen Hochwasserereignisses ($HQ_{10.000}$) ist je nach Situation im Unterwasser eine zügige Entleerung des Stauraums über das kombinierte Auslaufbauwerk möglich. In dieser Zeit gewährleistet die wasserseitige Dichtungsschicht, dass kaum Wasser in den Dammkörper einsickern kann. Dies trägt maßgeblich zur Standsicherheit des Absperrbauwerks bei, wie im geotechnischen Fachgutachten von SL-Geotechnik beschrieben.

Die nur kurze Belastung der im Beckenraum vorhandenen Vegetation ist ebenfalls ein Vorteil einer optimierten Beckensteuerung. Die Stautiefen und die Überstauzeit sind kleiner als bei einem ungesteuerten Becken. Dies wird im ökologischen Fachbeitrag des Büros AVENA detaillierter beschrieben.

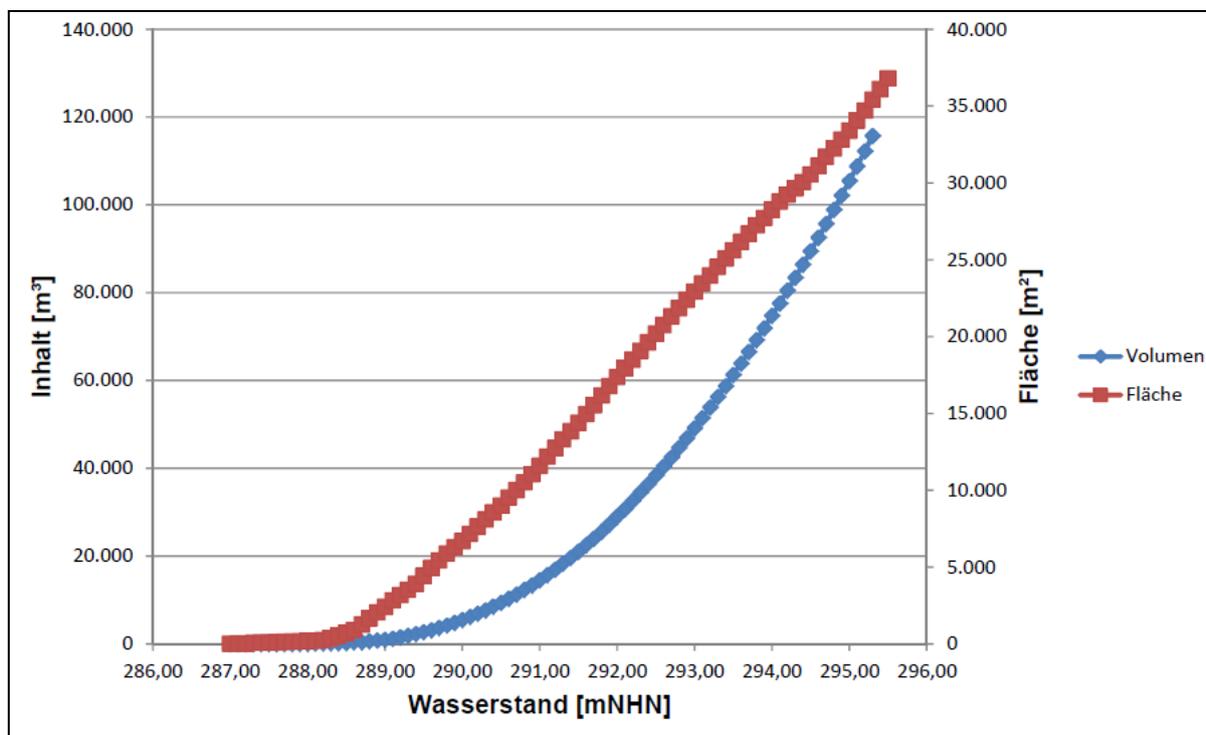


Abbildung 2-5: Beckeninhalt und Staufläche HRB Schelde

2.2.3.2 Wirkung im Unterwasser

Im HWSK wurde ermittelt, dass das Gerinne unterhalb des Beckens mit $4,0 \text{ m}^3/\text{s}$ nur etwa ein HQ_5 abführen kann (Hydrotec, 2010). Der Basisabfluss des Beckens wurde daher mit $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt. Der hydrologische Längsschnitt (Abbildung 2-6) zeigt die Wirkung des Beckens. Auch beim HQ_{100} fließen unterhalb des Beckens nicht mehr als $3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ab. Der Längsschnitt ist in Anlage 7 größer dargestellt.

dargestellt, s. Anlage 7. Die Abflüsse der einzelnen Jährlichkeiten steigen in Fließrichtung stufenförmig an. Sprünge nach oben ergeben sich durch einmündende Nebengewässer, das Becken senkt den Abfluss.

Um den Stauraum effektiv zu nutzen und um kurze Füllzeiten mit schneller Entleerung nach einem Einstau zu gewährleisten, erfolgt ein gesteuerter Abfluss aus dem Becken. Neben dem Grundablass steht dazu ein Betriebsauslass (Rechteckprofil mit Schieber) zur Verfügung. Die Hochwasserentlastung erfolgt über eine ausgerundete Betonschwelle, die sich ebenfalls in dem kombinierten Auslaufbauwerk ($b = 5,0$ m) aus Stahlbeton befindet.

Bei größeren Hochwasserereignissen ($> \text{BHQ}_3$) kommt es zur Überströmung der Betonschwelle der Hochwasserentlastung. Zur Berechnung des maximalen Wasserspiegels wurde der Abfluss gemäß Poleni (Bollrich & Preißler, 1992) ermittelt.

2.2.5 Hochwassersicherheit (Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2)

Im Hinblick auf die Hochwassersicherheit der Stauanlage werden zwei HWBF unterschieden:

Hochwasserbemessungsfall 1: Bemessung der Hochwasserentlastungsanlage

Es ist für die Bemessung der HWE ein Bemessungswasserzufluss $\text{BHQ}_1 = \text{HQ}_{500} = 19,9 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt worden.

Die Entlastung erfolgt dabei über eine Betonschwelle und den Betriebsauslass. Der Grundablass, der leistungsfähiger als der Betriebsauslass ist, wird beim hydraulischen Nachweis gemäß der (n-1)-Regel nicht zum Ansatz gebracht.

Hochwasserbemessungsfall 2: Nachweis bei Extremhochwasser

Für den Nachweis der Anlagensicherheit bei einem BHQ_2 wird ein Zufluss eines $\text{HQ}_{5.000} = 31,0 \text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt.

Ein BHQ_2 muss die Stauanlage ohne globales Versagen überstehen. Die Standsicherheit des Absperrbauwerks darf nicht gefährdet sein.

Die Entlastung erfolgt über die HWE, den Grundablass und den Betriebsauslass. Die (n-1)-Regel ist im HWBF₂ nicht anzuwenden, es werden beim Nachweis alle Auslässe angesetzt.

Restrisikobetrachtung: Nachweis bei Extremhochwasser $\text{HQ}_{10.000}$

Zusätzlich zu den HWBF₁ und HWBF₂ wird zur Beurteilung der Anlagensicherheit noch ein extremer Zufluss ($\text{HQ}_{10.000} = 34,9 \text{ m}^3/\text{s}$) als Belastung angesetzt.

Die Entlastung erfolgt, wie beim HWBF₂, über die HWE, den Grundablass und den Betriebsauslass. Die (n-1)-Regel ist nicht anzuwenden, es werden beim Nachweis alle Auslässe angesetzt.

2.2.6 Hochwasserschutz (Hochwasserbemessungsfall 3)

Der HWBF₃ dient der Bemessung des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteriums. Er entspricht mit dem HQ_{100} dem Hochwasserschutzgrad des zu schützenden Gebiets:

$$\text{BHQ}_3 = \text{HQ}_{100} = 13,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.2.7 Freibordbemessung

2.2.7.1 Grundlagen

Der Freibord ist der lotrechte Abstand zwischen der Krone des Absperrbauwerks und dem höchsten Stauziel (DIN 19700 Teil 10). Die Freibordhöhe f beinhaltet im Bemessungsfall den Wellenauflauf h_{Au} , den Windstau h_{Wi} und gegebenenfalls den Eisstau h_{Ei} und erforderliche Sicherheitszuschläge h_{Si} (siehe Abbildung 2-7). Die Ermittlung der erforderlichen Freiborde erfolgt gemäß dem DVWK-Merkblatt 246/1997 (ATV-DVWK, 2004).

Der notwendige Freibord errechnet sich demnach durch Addition der einzelnen Kompartimente:

$$f = h_{Au} + h_{Wi} + h_{Si} + (h_{Ei}) [m]$$

Im Regelfall schließen sich Einflüsse aus Eis und Einflüsse aus Wellenauflauf oder Windstau gegenseitig aus.

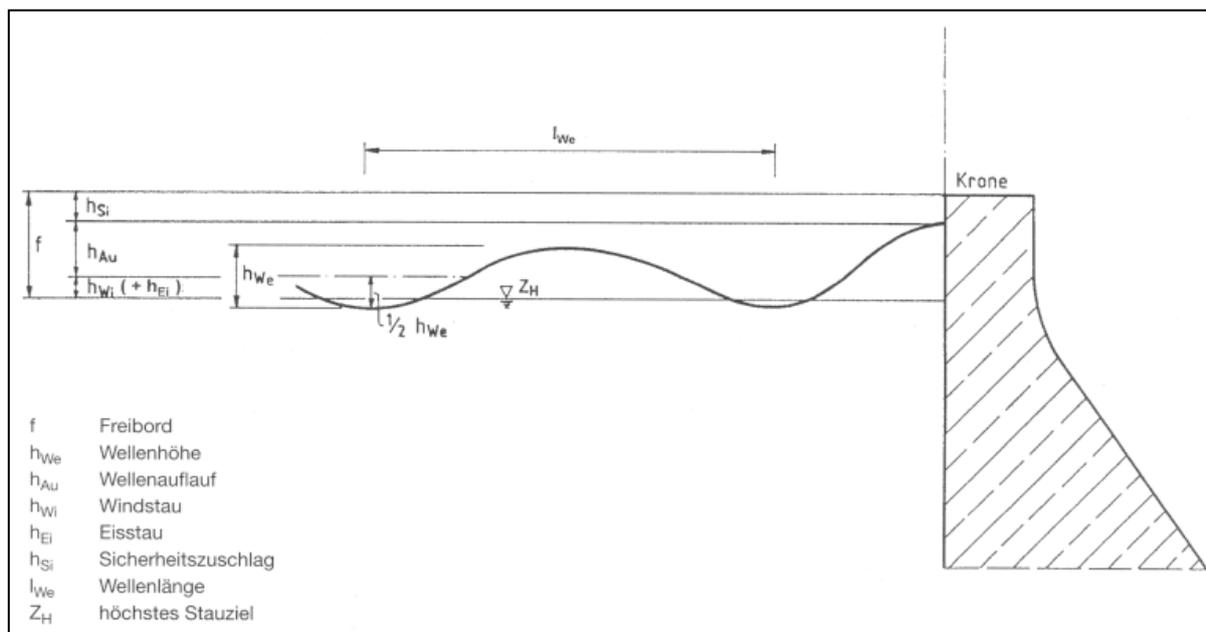


Abbildung 2-7: Freibordanteile gemäß DVWK-Merkblatt

In den folgenden Kapiteln werden zur Ermittlung von Wellenauflauf und des Windstaus zunächst die Eingangsgrößen für den maßgeblichen $HWBF_2$ ermittelt und abschließend die erforderliche Freibordhöhe berechnet. Verweise auf Tabellen und Formeln in diesem Kapitel beziehen sich, sofern nicht anders angegeben, auf das DVWK-Merkblatt 246/1997.

2.2.7.2 Streichlänge

Die Streichlänge S ist die horizontale Strecke in Windrichtung, auf der durch auf die Wasseroberfläche übertragene Windschubspannungen Wellen und Windstau erzeugt werden. Die Windrichtung senkrecht zum Absperrbauwerk ist als maßgebend anzusetzen, da sie den größten Wellenauflauf verursacht und seltene Windereignisse richtungsunabhängig sind.

Abbildung 2-8 zeigt die vier gewählten Sektoren der Staulinie im Vollstau mit den Winkelangaben und den zugehörigen Streichlängen. Demnach treten mit etwa 150 m die größten Streichlängen in Sektor 2 auf.

$$S_{\max} = 150 \text{ m} = 0,15 \text{ km}$$

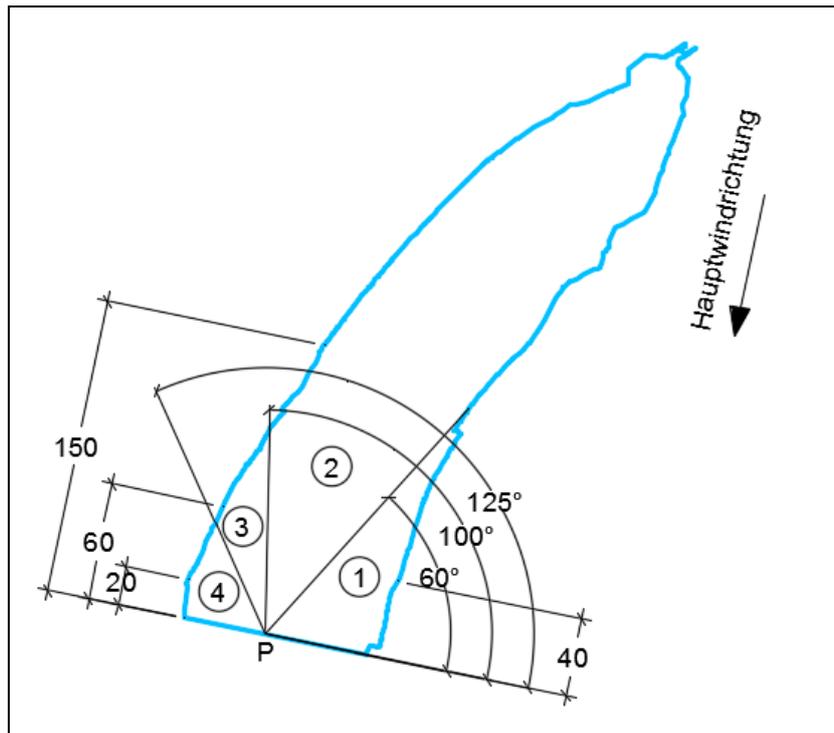


Abbildung 2-8: Staulinie des HRBs Schelde und ermittelte Streichlängen

2.2.7.3 Bemessungswind

Die Bemessungswindgeschwindigkeit w_{10} ist die auf das Absperrbauwerk einer Stauanlage gerichtete Windgeschwindigkeit in einer Höhe von 10 m über der Wasseroberfläche. Es wird angenommen, dass sie gleichzeitig mit dem maßgebenden Bemessungswasserstand eintritt.

Nach Beginn der Windeinwirkung auf eine Gewässeroberfläche wird der Seegang nach und nach angeregt, bis nach der Ausreifzeit t_{wi} die Wellenkennwerte nicht mehr zunehmen. Maßgebend wird die während der Ausreifzeit mit einer bestimmten Wiederholungszeitspanne zu erwartende mittlere Windgeschwindigkeit w_{10} betrachtet.

Für das Stundenmittel der Windgeschwindigkeiten werden die Tabellenwerte der Tabelle 1 für eine Wiederholungszeitspanne > 25 Jahre und eine „normale“ Lage des Talraums abgelesen und ein Wert gewählt:

$20 \leq w_{10} \leq 25$ [m/s] für eine Höhe von 200 m

$21 \leq w_{10} \leq 26$ [m/s] für eine Höhe von 400 m

→ Gewählt: $w_{10} = 21$ m/s

2.2.7.4 Ausreifzeit

Die Ausreifzeit t_{wi} wurde nach Formel 2 näherungsweise berechnet und ergibt sich zu

$$t_{wi} = 10 * S \text{ [min]}$$

→ $t_{wi} = 10 * 0,15 = 1,5$ [min]

2.2.7.5 Wellenkennwerte und Wellenauflauf

Die zu ermittelnden maßgebenden Wellenkennwerte sind

- die Wellenhöhe als mittlere Wellenhöhe h_{We}
- die Wellenperiode als mittlere Wellenperiode T_{We}
- die mittlere Wellenlänge l_{We}

Für die Ermittlung der Wellenkennwerte gibt es in der Literatur eine Vielzahl von Verfahren, die sich u. a. hinsichtlich der berücksichtigten Einflussgrößen und der Bedingungen, unter denen sie abgeleitet wurden, unterscheiden.

Dem Merkblatt liegt das Verfahren nach Krylov (Krylov, Strekalov, & Tsyplukhin, 1976) zugrunde, welches auch hier Verwendung fand. In die Ermittlung der einzelnen Berechnungsfaktoren fließen geometrische Aspekte und ein Rauheitsansatz für die Dammböschung ein. Mit der Gleichung 4 wurden die mittleren partiellen Wellenhöhen für die vier Sektoren ermittelt. Unter Verwendung der Spektralfaktoren a_i wurde aus den mittleren partiellen Wellenhöhen die mittlere Wellenhöhe h_{We} im zu untersuchenden Punkt P bestimmt.

$$h_{We,i} = \frac{w_{10}^2 * 0,16}{g} * \left\{ 1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{s_i^*}]^2} \right\} * \tanh \left\{ 0,625 * \frac{(d_i^*)^{0,8}}{1 - \frac{1}{[1 + 0,006 * \sqrt{s_i^*}]^2}} \right\}$$

Mit $d_i^* = \frac{g * d_i}{w_{10}^2}$

$$s_i^* = \frac{g * S_i}{w_{10}^2}$$

Aus den mittleren partiellen Wellenhöhen $h_{We,i}$ lässt sich h_{We} wie folgt berechnen:

$$h_{We} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (a_i * h_{We,i}^2)}$$

Die mittlere Wellenperiode wird berechnet zu:

$$T_{We} = \frac{6,2 * w_{10} * \pi}{g} * \left[\frac{g * h_{We}}{w_{10}^2} \right]^{0,625}$$

Die mittlere Wellenlänge l_{We} kann näherungsweise in Abhängigkeit von der mittleren Wellenperiode T_{We} und der Wassertiefe d am Absperrbauwerk iterativ bestimmt werden (Gleichung 8):

$$l_{We} \approx \frac{g * T_{We}^2}{2 * \pi} * \tanh \left(\frac{2 * \pi * d}{l_{We}} \right)$$

Wellen können entweder schwingen oder branden. Beide Arten des Wellenaufbaus sind zu bestimmen und in unterschiedlichen Lastfällen (LF) zu einem maximal benötigten Freibord zusammenzurechnen.

2.2.7.5.1 Schwingende Wellen

Für geneigte und/oder raue Wände mit Neigungen steiler als 1 : 0,2 lässt sich die Auflaufhöhe bei orthogonal anlaufenden, schwingenden Wellen nach (Wagner, 1974) bestimmen:

$$h_{Au,x \%} = \frac{0,5 * h_{We,x \%} * (\sqrt{2} * \cos \alpha + 1) * (1 + R)}{\frac{1}{\cos B} - 2 * \pi * \frac{h_{We}}{l_{We}} * (\sqrt{2} * \cos \alpha + \tan B) * \cot \alpha}$$

Mit $B = 1,11 * \cos \alpha$

$$R = k_D * d_R * \tanh \left[\frac{0,1 * \tan^2 \alpha}{\frac{h_{We}}{l_{We}}} \right]$$

Oberfläche der wasserseitigen Böschung: Rasen

→ $k_D * k_R = 0,8$; Tabelle 5

2.2.7.5.2 Brandende Wellen

Für den orthogonalen Wellenaufbau bei brandenden Wellen lässt sich die Auflaufhöhe aufgrund der Energiedissipation in der Brandungszone nur durch empirische Beziehungen angeben. Der Wellenaufbau wurde nach Formel 11 (Hunt, 1959) berechnet.

$$h_{Au,x\%} = k_D * k_R * k_x * \sqrt{h_{We} * l_{We}} * \tan \alpha$$

Oberfläche der wasserseitigen Böschung: Rasen

$$\rightarrow k_D * k_R = 0,8; \text{ Tabelle 5}$$

Dammneigung: 1 : 3

$$\rightarrow \alpha = 18,43^\circ$$

Es wurde bei der Berechnung der mittleren Wellenlänge l_{We} ein Umrechnungsfaktor von 2,4 (für Erddämme) bei einer einprozentigen Überschreitungswahrscheinlichkeit für die Wellenhöhe aus Tabelle 4 entnommen.

2.2.7.6 Windstau

Für den Windstau konnte pauschal ein Betrag von $h_{Wi} = 0,05$ m angesetzt werden, da die in der Tabelle 7 angegebenen Verhältnisse ($S < 1.500$ m, $d > 6$ m) vorliegen.

Der Windstau lässt sich ebenfalls mit der sog. Zuiderseeformel berechnen, nach der sich die Freibordhöhe wie folgt ergibt:

$$h_{Wi} = \frac{w_{10}^2 * S * \cos \beta}{4861110 * d}$$

Mit β = Winkel zwischen der maßgebenden Windrichtung und der angesetzten Streichlänge
 d = mittlere Wassertiefe

2.2.7.7 Sicherheitszuschlag

Der Sicherheitszuschlag h_{Si} im Freibord f soll Unwägbarkeiten abdecken und wurde bei der Berechnung der erforderlichen Freibordhöhe mit $h_{Si} = 0,5$ m berücksichtigt.

2.2.7.8 Berechnung Mindestfreibord

Der erforderliche Freibord setzt sich am Standort Schelde aus Wellenaufbau, Windstau und einem Sicherheitszuschlag zusammen. Auf einen Ansatz eines Eisstaus wurde verzichtet, da es sich um ein Trockenbecken handelt und die bisher aufgetretenen Hochwasserereignisse allesamt im Sommer auftraten, vgl. HWSK (Hydrotec, 2010). In Tabelle 2-2 ist die Berechnung der einzelnen Teilbeträge der Freibordhöhen für den HWBF₂ tabellarisch dargestellt. Größer zu sehen ist die Berechnung in Anlage 9.

Tabelle 2-3 zeigt das Ergebnis der Berechnung des Mindestfreibords in unterschiedlichen Lastfällen und die Prüfung, ob die geplanten Freibordhöhe ausreichend ist.

Tabelle 2-2: Freibordermittlung HWBF₂ Schelde

								Dammitte		
								5		
			⊖							
w₁₀ (s. Tab.1)	K_{hWe} (s. Tab.4)	Sektor	Winkel [°]	a_i*	a_i	S_i	S_i*	d_i*	h_{We,i}	a_i*h_{We,i}²
normale Lage			0	0,0000						
21	2,4	1			0,1955	40	0,8895	0,11119	0,0807	0,0013
300 m ü. NHN			60	0,1955						
α	β	2			0,4145	150	3,3356	0,11119	0,1551	0,0100
1 : 3			100	0,6100						
18,43	0	3			0,2340	60	1,3342	0,11119	0,0987	0,0023
			125	0,8440						
k_D * k_R (s. Tab.5)	k_X (s. Tab.6)	4			0,1560	20	0,4447	0,11119	0,0572	0,0005
			180	1,0000						
0,8	2,4									
d		Summe [m ²]								0,0140
a. d. Staumauer		h _{We} [m]								0,12
8,3		T _{We} [s]								1,02
		l _{We} [m]								1,62
		h _{We;1%} [m]								0,28
B	R	h _{Au;1%} [m] brandende Wellen								0,28
1,0137	0,121	h _{Au;1%} [m] schwingende Wellen								0,70
		h _{Wi} [m] pauschaler Ansatz								0,05
S_i max	h_{Si}	h _{Wi} [m] Zuiderseeformel								0,00
150	0,50									

Tabelle 2-3: Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhen in unterschiedlichen Lastfällen

Kompartiment	LF 1	LF 2	LF 3	LF 4
h _{Au;1%} [m] brandende Wellen	0,28	0,28		
h _{Au;1%} [m] schwingende Wellen			0,70	0,70
h _{Wi} [m] pauschaler Ansatz	0,05		0,05	
h _{Wi} [m] Zuiderseeformel		0,00		0,00
h _{Si} [m]	0,50	0,50	0,50	0,50
f _{gesamt} [m]	0,83	0,78	1,25	1,20
f _{vorhanden}	1,25	1,25	1,25	1,25
Prüfung	O.K.	O.K.	O.K.	O.K.

2.2.8 Wasserwirtschaftsplan

Bei HRB ist die Erstellung eines Wasserwirtschaftsplans in der Regel nur bei HRB mit Dauerstau und mit steuerbaren Auslässen erforderlich. Beim HRB Schelde handelt es sich um ein Trockenbecken ohne Dauerstau. Der Drosselabfluss Q_{Drossel} kann über regelbare Schütze am Betriebsauslass und am Grundablass gesteuert werden.

Tabelle 2-4 zeigt, dass bis zum Erreichen des Stauziels (Schutzgrad HQ₁₀₀ = BHQ₃) nur ein Basisabfluss von 2,0 m³ abgegeben wird.

Tabelle 2-4: Zu- und Abflüsse sowie Stauvolumina und Einstaudauern nach Jährlichkeit

Jährlichkeit [a]	Zufluss [m ³ /s]	Volumen [m ³]	Abfluss [m ³ /s]	Einstaudauer [h]
HQ ₅	2,2	517	2,0	0,9
HQ ₁₀	4,2	10.134	2,0	4,2
HQ ₂₀	6,3	23.095	2,0	6,8

Jährlichkeit [a]	Zufluss [m ³ /s]	Volumen [m ³]	Abfluss [m ³ /s]	Einstaudauer [h]
HQ ₂₅	7,0	27.505	2,0	7,6
HQ ₅₀	10,1	47.908	2,0	10,9
HQ ₁₀₀	13,2	68.903	2,0	14,2
HQ ₂₀₀	16,4	73.218	4,7	14,6
HQ ₅₀₀	19,9	75.101	8,8	14,9
HQ _{5.000}	31,0	80.315	24,2	15,6
HQ _{10.000}	34,9	81.764	29,4	15,7

Um eine größtmögliche ökologische Durchgängigkeit des Absperrbauwerks zu erreichen, ist bis zum Abfluss eines HQ₁₀ der Grundablass (Ökogerinne) vollständig geöffnet. Bei höheren Abflüssen wird der Grundablass geschlossen und die Abgabe aus dem Becken erfolgt gesteuert über den Betriebsauslass.

Für den abgestimmten Betrieb und die zentrale Steuerung werden die hydrologischen Verhältnisse im Gesamtgebiet und die Betriebsdaten der Einzelbecken zeitnah erfasst und verfügbar gehalten. Das vorliegende detaillierte Flussgebietsmodell kann als Grundlage für einen optimierten Betrieb verwendet werden.

Die im Beckenraum und im Unterwasser ermittelten Messwerte der Abfluss- und Wasserstandspegel werden online an einen Datenserver der Stadt Dillenburg übertragen. Neben einer Dokumentation von Einstauereignissen ist eine gezielte Überwachung und zentrale Steuerung der Drosselorgane möglich (vgl. Kapitel 5 und 6).

2.3 Systeme von Hochwasserrückhaltebecken

Gemäß DIN 19700-12 sind für die HWBF₁ und HWBF₂ bei Systemen von mehreren Hochwasserrückhaltebecken die Auswirkungen des Ausfalls der Retentionswirkung einer oberstrom liegenden Anlage zu bewerten.

Systeme bestehen aus mehreren HRB, die hydrologisch als Einheit mit dem Ziel zusammenwirken, auch bei unterschiedlichen Belastungen einen sich gegenseitig ergänzenden, flächenhaften optimalen Hochwasserschutz sicherzustellen.

Es gelten auch hier die im vorigen Kapitel angesprochenen Vorgaben zur Erfassung und Online-Bereitstellung der Betriebsdaten sowie der zentralen Steuerung der Drosselorgane.

Bei Beckensystemen können die oberstrom liegenden HRB die Bemessungsabflüsse durch ihre Retentionswirkung beeinflussen. Für den Standort Schelde ist oberhalb jedoch keine weitere Rückhaltung vorhanden oder geplant. Bei einer Umsetzung weiterer Maßnahmen aus dem Hochwasserschutzkonzept, kann die Wirkung des HRBs Schelde berücksichtigt werden. So wäre es möglich, bei der Ermittlung des BHQ₁ in einem Verbund das wirksamste Becken des Systems als nicht wirksam anzusetzen. Bei der Ermittlung des BHQ₂ könnten alle Becken angesetzt werden, um sowohl die Versagensrisiken während der Planung weiterer Becken zu berücksichtigen, als auch einen möglichst effektiven Hochwasserschutz zu erzielen.

2.4 Ökologische Randbedingungen

Es soll ein homogener Erddamm errichtet werden, der luft- und wasserseitig begrünt ist und sich mit seinen Böschungsneigungen von 1 : 3 gut in das Landschaftsbild einpasst.

Um die ökologische Durchgängigkeit des Gewässers am Beckenstandort zu gewährleisten, soll das kombinierte Auslaufbauwerk offen ausgeführt werden und mit einem Ökogerinne mit

naturraum-typischem Sohlsubstrat versehen werden. Ein Schnitt durch das Auslaufbauwerk ist in Anlage 4 zu finden.

Abbildung 2-10 zeigt, dass der gewählte Beckenstandort zwar außerhalb eines Flora-Fauna-Habitat-Gebiets (FFH-Gebiet) liegt, aber direkt an solch ein Gebiet grenzt. Besonders diese angrenzenden Bereiche sind zu schützen. Die dort vorhandenen, ökologisch wertvollen Strukturen, wie der gewässerbegleitende Gehölzsaum, sollen im Beckenraum weitestgehend erhalten bleiben. Damit der Eingriff in den Naturraum so gering wie möglich ausfällt, ist das Material zur Aufschüttung des Damms nicht aus dem Beckenraum zu entnehmen. Der Standort des Damms liegt auf landwirtschaftlich genutzter Fläche.

Zur Verbesserung der aquatischen Durchgängigkeit können zudem zwei im Beckenraum vorhandene, teilweise verfallene Sohlabstürze rückgebaut werden, siehe Abbildung 2-9. Dies kann entweder im Rahmen der Gewässerunterhaltung durch den Betrieb geschehen oder als in der Ausführungsplanung mit durchgeplant werden.

Eine ausführlichere Beschreibung des Istzustands und eine Bewertung der Auswirkung der Errichtung des Beckens auf die Ökologie sind im „Ökologischen Fachbeitrag“ des Büros AVENA enthalten.

Für eine solche Baumaßnahme ist grundsätzlich zu prüfen, ob eine Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) durchgeführt werden muss. Folgende Punkte sind zur Prüfung einer UVP-Pflicht für ein Vorhaben zu betrachten:

- die Merkmale des Bauvorhabens
- die Situation im Istzustand des betroffenen Gebiets
- die Auswirkungen des Vorhabens auf Schutzgüter im Planungsraum

Grundlage dafür bildet das Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG), hier insbesondere der § 3 zur Feststellung der UVP-Pflicht. Eine ausführliche Beschreibung des Istzustands und eine Bewertung der Auswirkungen eines Beckenbaus am gewählten Standort sind in der separaten Vorprüfung zur Umweltverträglichkeitsprüfung gemäß § 3 UVPG untersucht worden. Die Ergebnisse sind in den entsprechenden Fachbeiträgen des Büros AVENA enthalten.

Als Ergebnis dieser Untersuchung stehen keine oder nur sehr geringe Auswirkungen auf die betrachteten Schutzgüter an. Bauzeitlich unvermeidbare, nachteilige Auswirkungen auf nahezu alle Schutzgüter treten zwar auf, werden aber nach Abschluss der Bauarbeiten und wirksamer Umsetzung der vorgeschlagenen Kompensationsmaßnahmen in nahezu allen Fällen ausgeglichen. Das Vorhaben ist somit umweltverträglich.

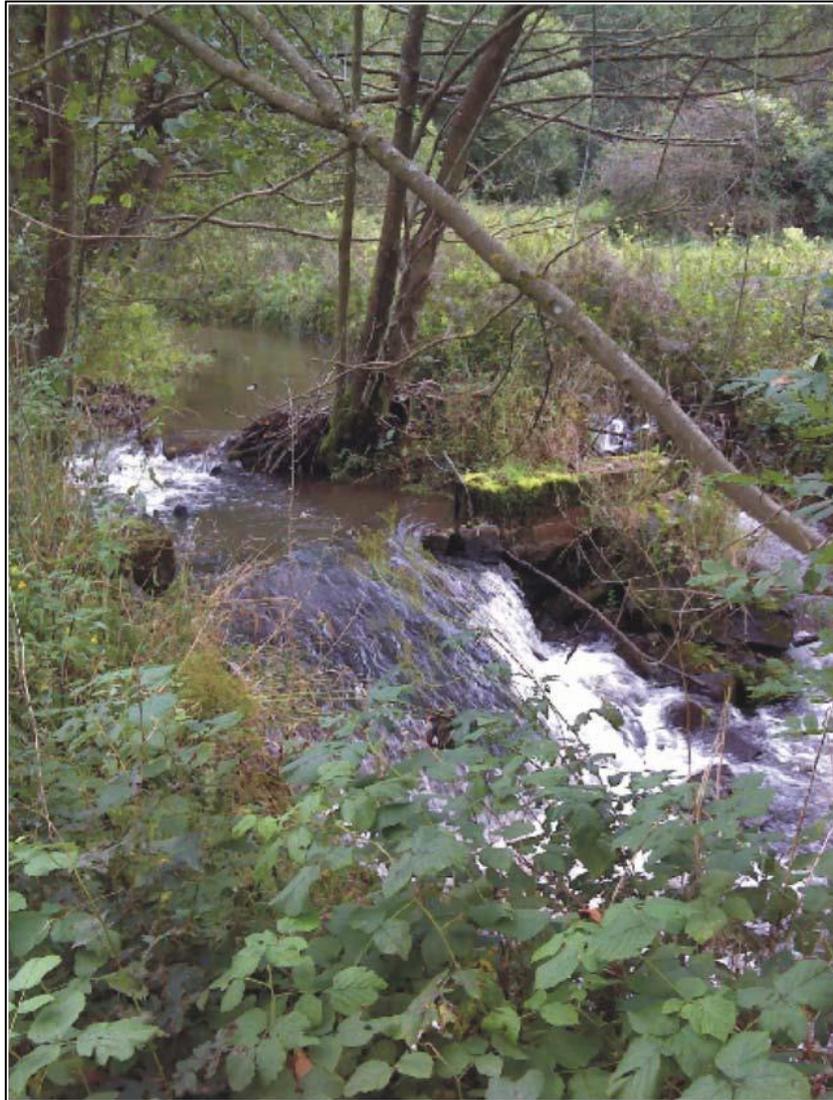


Abbildung 2-9: Reste eines Sohlabsturzes im Beckenraum

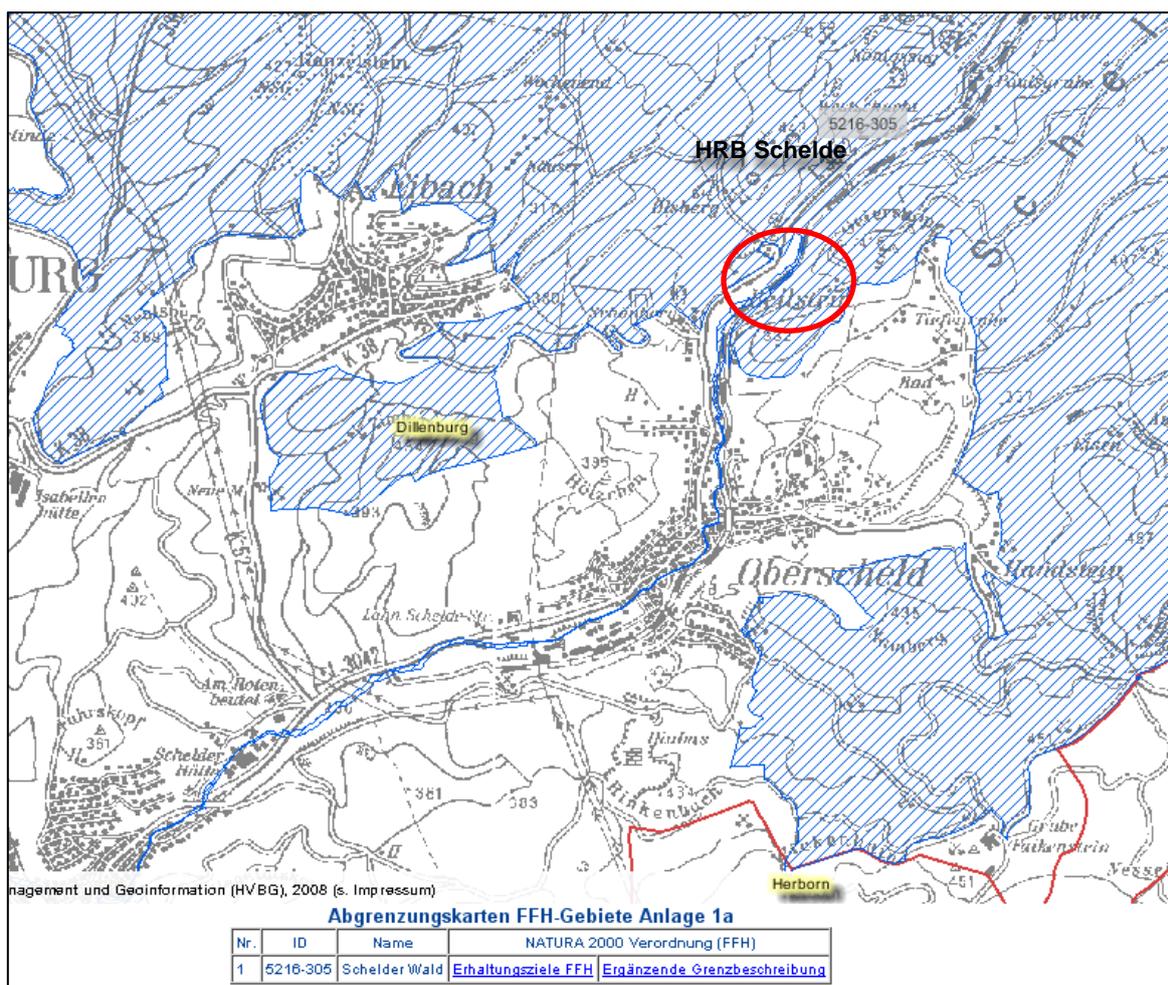


Abbildung 2-10: FFH-Schutzzone und Beckenstandort HRB Schelde

2.5 Untergrund

Im Rahmen der geotechnischen Hauptuntersuchung zum Dammbauprojekt Schelde wurden durch das Büro SL-Geotechnik, Gießen, Untersuchungen zum Baugrund des Damms durchgeführt. Die Unterlagen zur Untersuchung (Text und Anlagen) sind ebenfalls Teil der Antragsunterlagen.

2.5.1 Untersuchungsphase 1

Ziel der ersten Untersuchungsphase war die geotechnische/geohydraulische Erkundung der Untergrund- bzw. Grundwasserverhältnisse im Bereich der geplanten Dammaufstandsfläche sowie des luft- und wasserseitigen Beckenraums. Die Voruntersuchungen umfassten die Durchführung von neun Rammkernsondierungen (RKS), acht mittelschweren Rammsondierungen (DPM) sowie eine schichtorientierte Probennahme der anstehenden Erdstoffe.

Die Sondierstellen sind in Lage und Höhe aufgemessen und in Karten dargestellt worden. Einen Ausschnitt des Lageplans zeigt Abbildung 2-11.

An ausgewählten Bodenproben wurden bodenmechanische Laborversuche durchgeführt und folgende Parameter bestimmt:

- Wassergehalt
- Glühverlust
- Zustandsgrenzen
- Kornverteilung

Die geologische Basis wird im Bereich des Damms von unterkarbonischen, marinen Basalten und Basalttuffen gebildet. Oberflächennah ist der Basalt/Basalttuff i.d.R. stark verwittert bis zersetzt. Über den Verwitterungsprodukten liegen quartäre Terrassen- sowie Hangschuttablagerungen in größerer Mächtigkeit. Darüber liegen i.d.R. humose Auenlehme.

Im Bereich der Dammsohle wurden fast an allen Untersuchungspositionen (Ausnahmen: RKS 9, 10, 13) natürliche Lehme festgestellt. In RKS 9 und RKS 10 steht zuoberst der natürliche Hangschutthorizont an, in RKS 13 der Gleisschotter des Bahndamms. Die Sondierstellen wurden auf Grund- und Schichtenwasser untersucht.

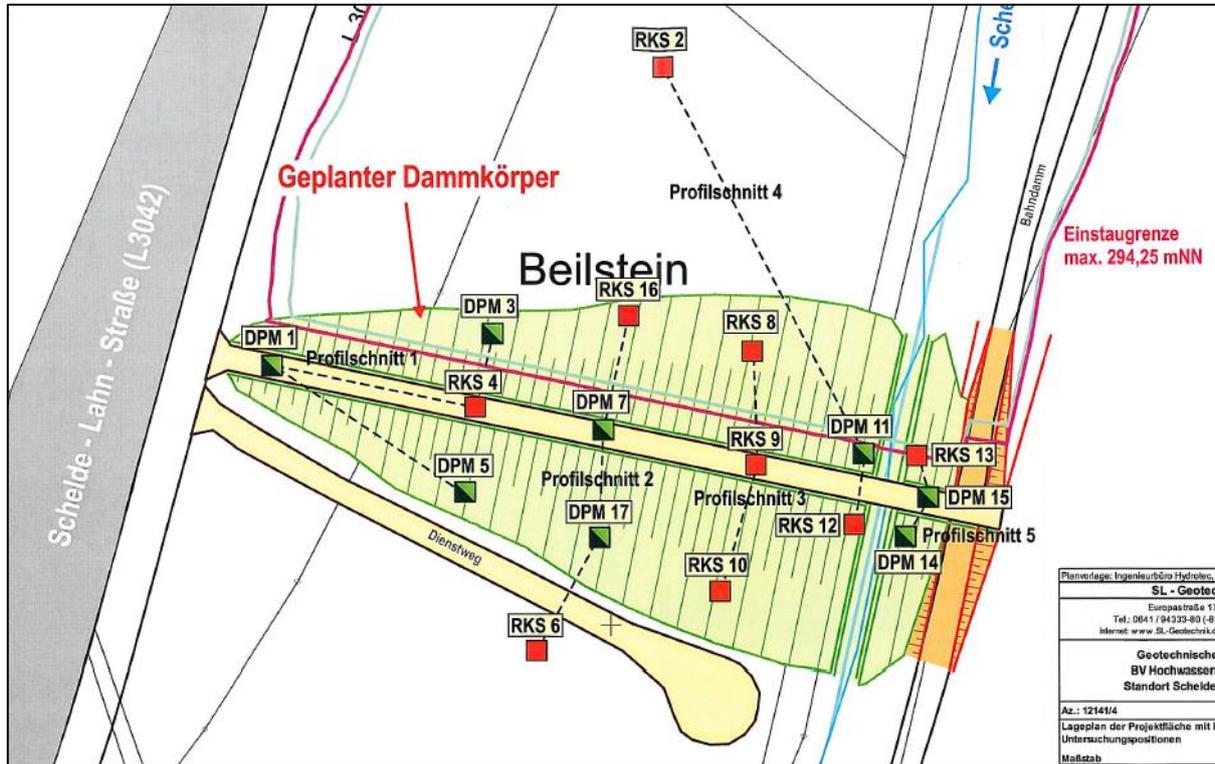


Abbildung 2-11: Sondierstellen Voruntersuchung HRB Schelde

2.5.2 Untersuchungsphase 2 und Nachweise EC 7

Die für die geotechnischen Standsicherheitsnachweise erforderlichen Informationen konnten aus den Sondiererergebnissen der Untersuchungsphase 1 nur überschlägig abgeleitet werden. Es wurden in einer zweiten Phase Zusatzerkundungen vorgenommen, um weiterführende Erkenntnisse zum Aufbau des Grundgebirges (Felsbeschaffenheit, Wasserwegsamkeit) und zur hydraulischen Durchlässigkeit der Deckschichten (Lehm und Hangschutt) zu gewinnen.

Dazu wurden neben vier Kernbohrungen (bis 15 m unter GOK), zwei weitere RKS, eine DPM, vier Versickerungstests, zwei Baggerschurfe und ergänzende bodenmechanische Versuche (u. a. Bestimmung der Scherfestigkeit und des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts, Ermittlung von Zustandsgrenzen) durchgeführt. Die Sondierstellen der Hauptuntersuchung wurden ebenfalls in Lage und Höhe aufgemessen und in Karten dargestellt, siehe Abbildung 2-12.

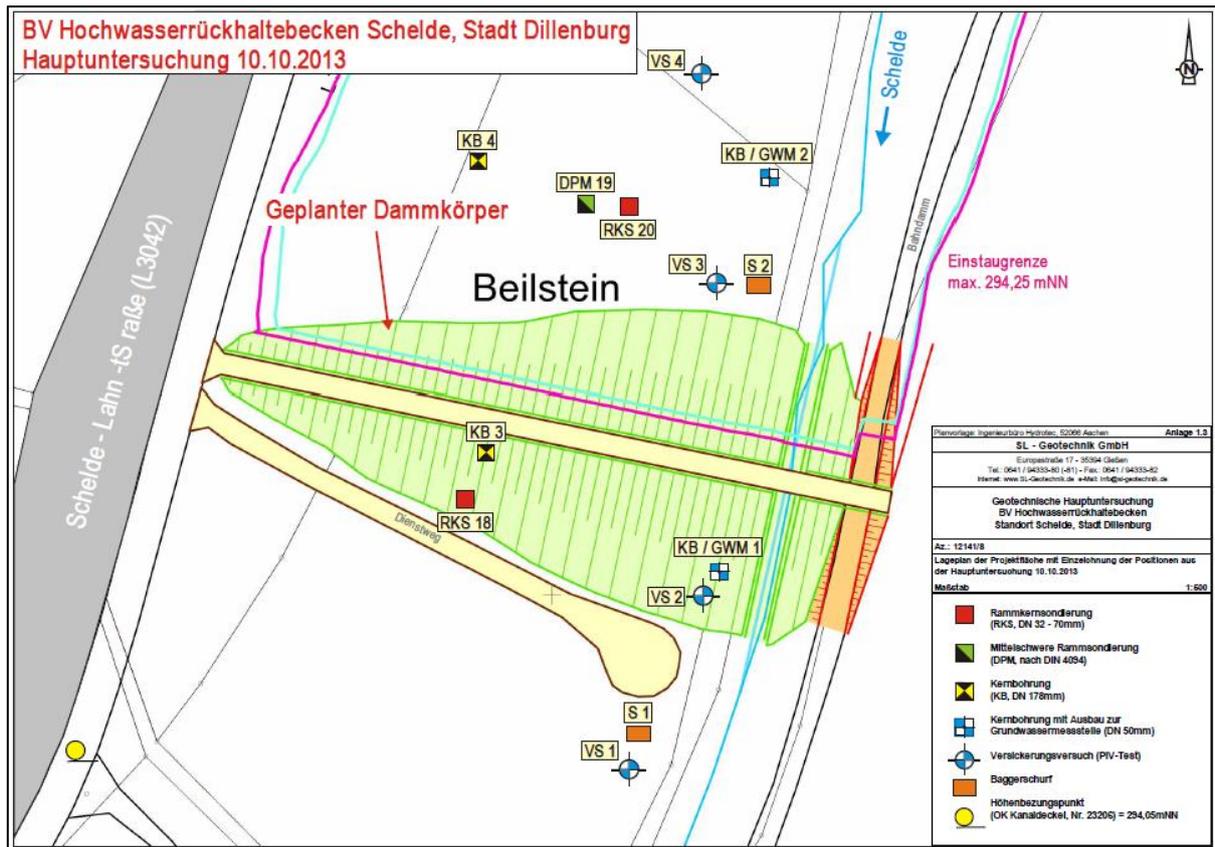


Abbildung 2-12: Sondierstellen Hauptuntersuchung HRB Schelde

Die notwendigen Berechnungen für die Gesamtstandsicherheit nach EC 7 konnten abschließend vorgenommen werden, siehe Kapitel 4.2. Abschließend wurden Empfehlungen zum Dammbau gegeben, die in gekürzter Form hier in Kapitel 4 zu finden sind. Detaillierte Vorgaben für den Dammbau sind in der noch ausstehenden Ausführungsplanung zu einem späteren Zeitpunkt zu definieren.

2.5.3 Empfehlungen des Bodengutachters

Für die weitere Planung und auch die Bauausführung ist grundsätzlich zu berücksichtigen, dass die nachfolgenden allgemeinen Ausführungsvorschläge Berücksichtigung finden, da diese grundlegender Bestandteil der in Kapitel 6.3 des Bodengutachtens geführten Nachweise sind.

- Im Bereich der Dammbasis ist der humose Oberboden abzuschleifen.
- Die Dammbasis ist durch Einfräsen von hydraulischen Bindemitteln (z. B. Kalkzementmischbinder) zu vergüten und dynamisch vorzuverdichten.
- Der Dammkörper ist aus homogenem, bindigem Material mit nur geringem Kiesanteil (Bodengruppen: TL, TM, TA, UL, UM, UA, SU*) zu errichten. Das Material ist durch Beigabe von hydraulischen Bindemitteln zu konditionieren.
- Die wasserseitig aufzubringende Dichtschürze ist aus Lehmmaterial (Fremdmaterial, ggf. mit Bentonit vergütet, $d = \text{mind. } 1,5 \text{ m}$) oder mittels Bentonitmatten/Folie aufzubauen.
- Luftseitig erhält der Damm am Dammfuß zur Absicherung für den Havariefall einen Dränkeil aus abgestuften Mineralschotter mit hinterlegtem Dränvlies.

2.6 Varianten der Vorplanung und Wahl der Vorzugsvariante

Im Rahmen der Vorplanung wurden am ausgewählten Beckenstandort drei Varianten mit unterschiedlicher Lage der Absperrdämme untersucht und bewertet, siehe Abbildung 2-13.

In Variante 1 wurde ein geschwungener Dammkörper mit einer Kronenhöhe von 294,00 m ü. NHN und einer Länge von 120 m betrachtet. Dieser Damm ist ca. 9,0 m hoch. In Variante 2 wurde ein Damm betrachtet, der etwas oberhalb des Damms von Variante 1 liegt. Dieser Damm ist ca. 105 m lang, die Krone liegt ebenfalls auf 294 m ü. NHN. Der Damm von Variante 2 ist ca. 7,0 m hoch. In der dritten Variante beträgt die Dammlänge 110 m. Die Höhe des Damms beträgt gut 8 m bei einer Lage der Kronenhöhe auf 296,00 m ü. NHN. Die Lage der Dämme im TIN ist in Abbildung 2-13 zu sehen.

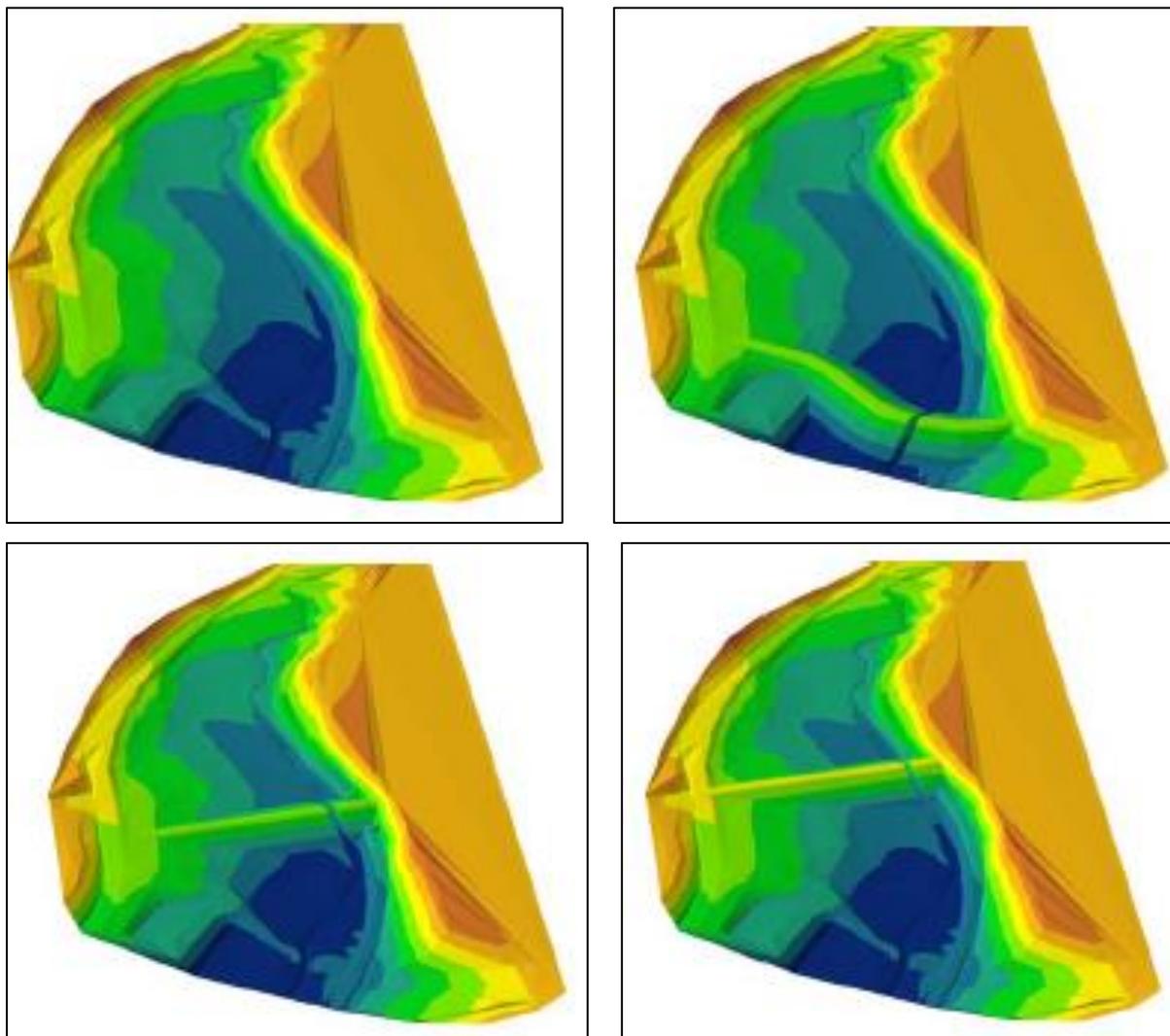


Abbildung 2-13: Istzustand und Dammvarianten 1 bis 3 (v. l. o. n. r. u.) der Vorplanung; Blick gegen die Fließrichtung

Für alle Dammvarianten wurde unter Berücksichtigung eines Freibords von 0,5 m das maximal aktivierbare Volumen und der resultierende Einstaubereich (maximale Stauffläche bei BHQ_2) ermittelt.

Während in Variante 1 ein Volumen von ca. 113.000 m³ aktiviert werden kann, kann in Variante 2 aufgrund des weiter oben liegenden Damms nur ein Volumen von 76.000 m³ eingestaut werden. In Variante 3 dagegen kann ein Volumen von ca. 122.000 m³ aktiviert werden. Damit steht genügend Retentionsraum zur Verfügung, um den Abfluss des HQ_{100} ausreichend drosseln zu können.

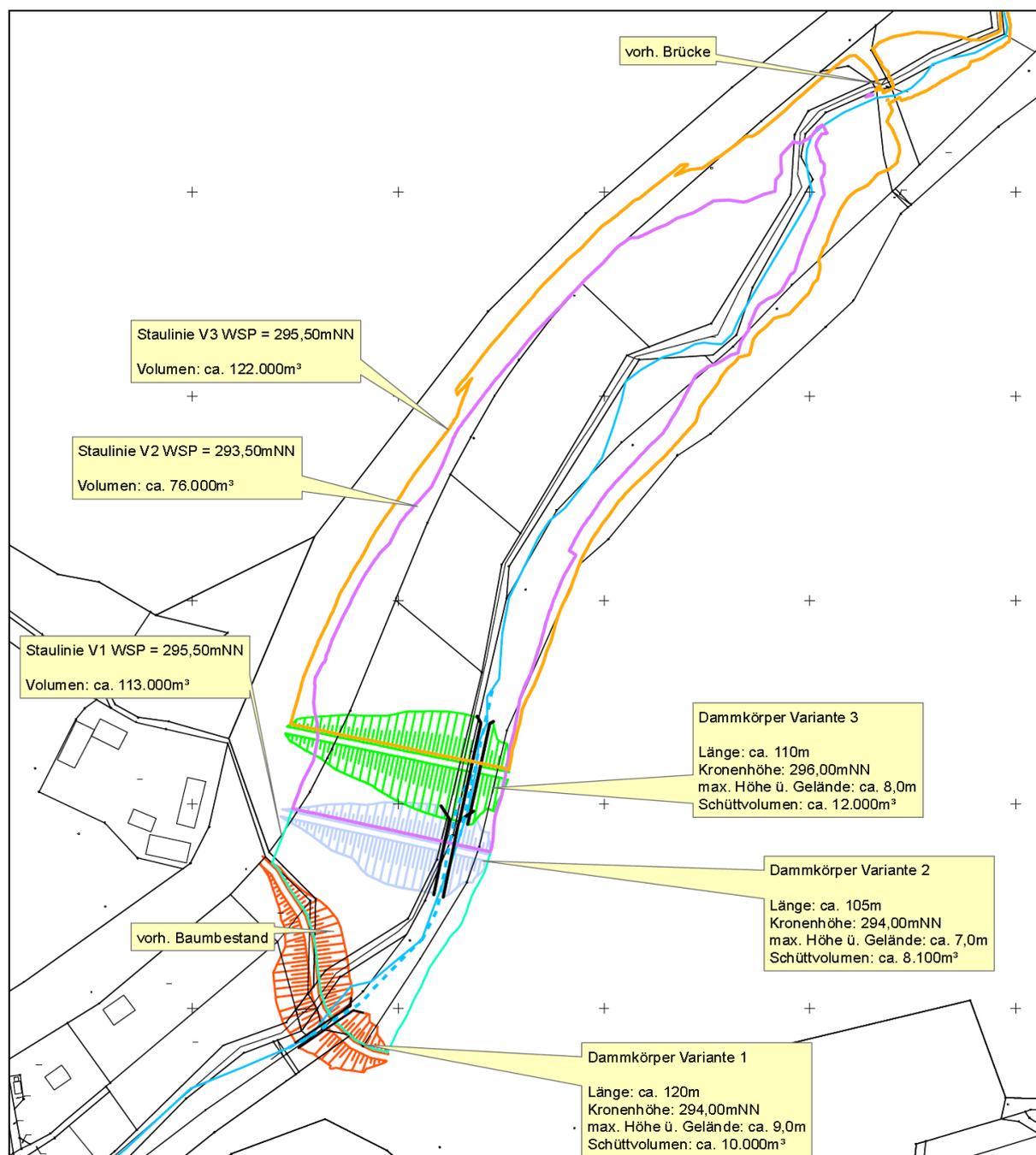


Abbildung 2-14: Dammvarianten der Vorplanung

Für die weiteren Planungsschritte der Entwurfs- und Genehmigungsplanung wurde aufgrund des größten aktivierbaren Volumens und dem geradlinigen Verlauf des Damms die Variante 3 als Vorzugsvariante gewählt. Zusätzlich soll der vorhandene Baumbestand, der im Bereich des Damms von Variante 1 liegt, geschützt werden.

Durch detailliertere Betrachtungen des benötigten Freibords sowie durch eine Optimierung des Drosselabflusses und die Dimensionierung des Auslaufbauwerks haben sich die Kennwerte des Beckens noch verändert. Die Angaben zu den finalen Beckenparametern sind in Tabelle 7-1 zu finden.

Die vergrößerte Freibordhöhe senkt den Wasserspiegel für den Vollstau, sodass das mögliche Retentionsvolumen geringer ausfällt als ursprünglich geplant. Ein Bild der Vorzugsvariante des Beckens inkl. der sich einstellenden Staulinien unter Berücksichtigung der aktuellen

Freibordhöhe ist in Abbildung 2-15 zu finden. Weitere Informationen zur Planung des Beckens sind in Kapitel 3 zu finden.

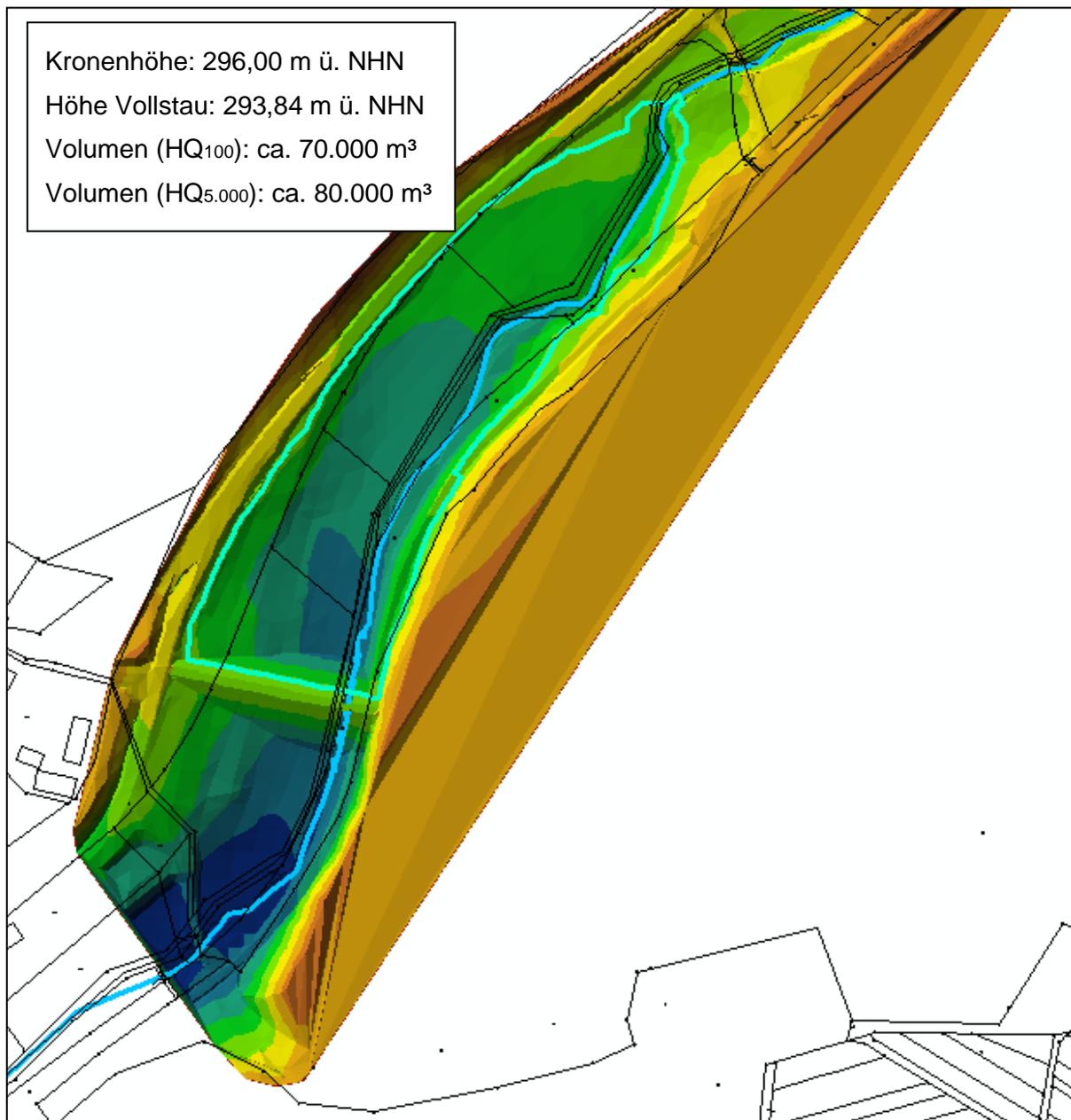


Abbildung 2-15: Vorzugsvariante HRB Schelde mit Staulinie

3 Einteilung und Klassifizierung des Beckens

3.1 Klassifizierung, Lage und Einordnung des Beckens

Gemäß Bild 1 der DIN 19700–Teil 12 handelt es sich bei dem Becken aufgrund der Höhe des Absperrdamms von 8,3 m um ein mittleres Hochwasserrückhaltebecken (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004b). Das Bild ist in Abbildung 3-1 dargestellt. Das Stauvolumen von ca. 69.000 m³ würde das Becken in die Kategorie „klein“ (bis 100.000 m³) einordnen, hier muss aber der ungünstigere Fall angesetzt werden. Es wird als Trockenbecken im Hauptschluss ausgeführt.

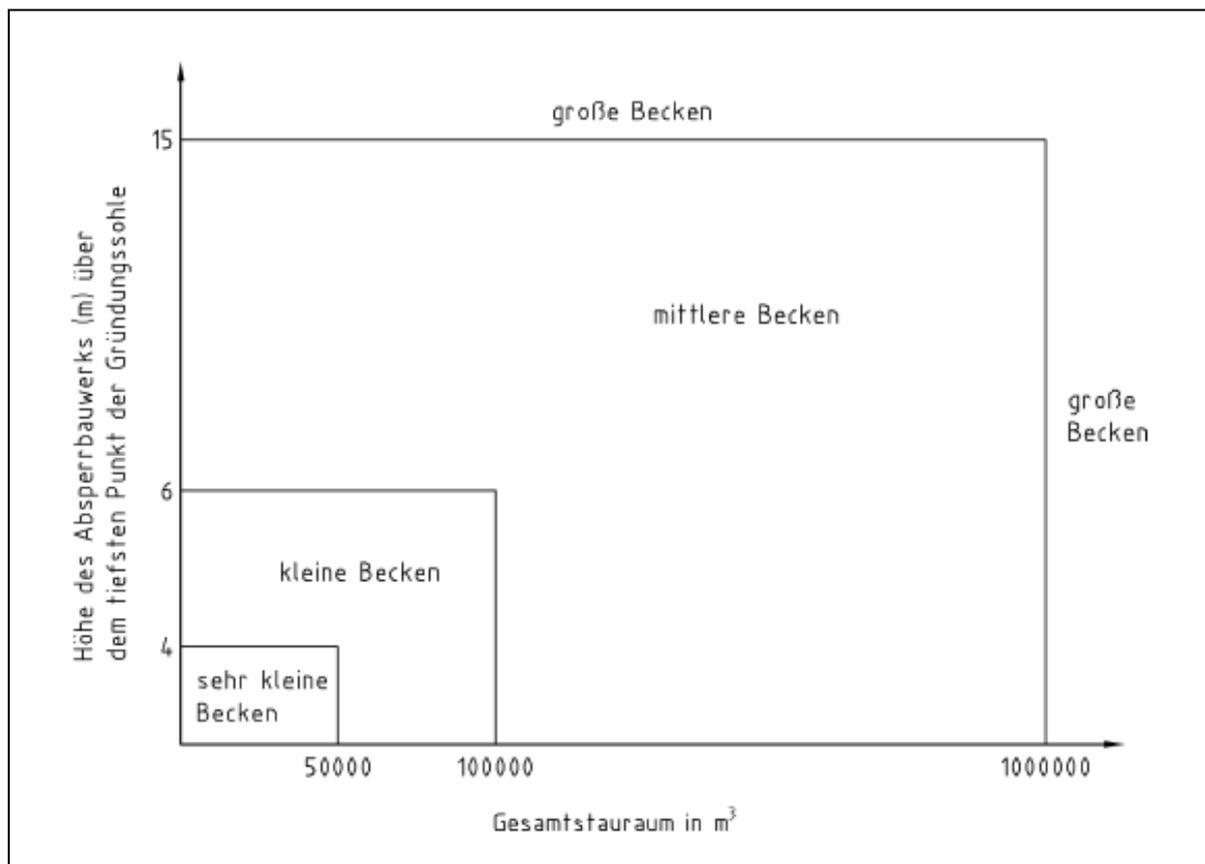


Abbildung 3-1: Klassifizierung von Hochwasserrückhaltebecken (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004b)

Das HRB wird als Trockenbecken im Hauptschluss des Gewässers betrieben. Der Abfluss aus dem Becken erfolgt über steuerbare Drosselorgane in einem kombinierten Auslaufbauwerk. Das Becken dient ausschließlich dem Hochwasserschutz.

Der Standort des Beckens befindet sich etwa 1,0 km nördlich der Ortslage von Oberscheld an der Einmündung der Straße „Grube Ölsberg“ in die „Schelde-Lahn-Straße“ (L3042). Die entsprechende Stelle ist in Abbildung 3-2 markiert.



Abbildung 3-2: Luftbild des Dammstandorts für das geplante HRB Schelde, © Google Earth

Der zu errichtende Absperrdamm soll im Südosten und Nordwesten höhengleich an das vorhandene Gelände anschließen, sodass eine Zufahrt zu den Betriebswegen mit möglichst kurzen/flachen Rampen erfolgen kann. Im Nordwesten ist eine Anbindung an die „Schelde-Lahn-Straße“ geplant.

Am Standort des Absperrdamms und im Stauraum befindet sich hauptsächlich landwirtschaftlich genutzte Fläche, siehe Abbildung 3-3.



Abbildung 3-3: Beckenraum geplantes HRB Schelde

4 Absperrbauwerk

4.1 Aufbau und Wegeführung

Das Absperrbauwerk wird als Zonendamm mit einer Oberflächendichtung (Außendichtung) ausgeführt. Der Damm besteht aus einem aus körnigem Material aufgebauten Stützkörper, der mit einem Dichtungselement für den Abbau des hydraulischen Potenzials versehen ist. Im luftseitigen Böschungsbereich wird ein Dränkeil aus durchlässigem Material, z. B. Kies, vorgesehen.

Zonendämme besitzen gegenüber den homogen aufgebauten Dämmen zwei Vorteile: Erstens können für den Stützkörper körnige Böden verwendet werden, die in der Regel aus bodenmechanischen Gründen weniger wasserempfindlich und leichter zu handhaben sind, wodurch größere Einbauleistungen erzielt werden können. Zweitens ermöglicht die größere Scherfestigkeit der körnigen Böden eine Ausbildung von steileren Böschungen und damit eine Verringerung des Dammvolumens.

Oberflächendichtungen sind anfälliger gegenüber Beschädigung, z. B. durch Wühltierbefall. Sie haben jedoch den Vorteil, dass der Stützkörper weitgehend frei von Sickerwasser gehalten wird. Die Oberflächendichtung wird nach der Dammschüttung eingebaut. Ein ungestörter Einbau und eine gute Verdichtung sind daher möglich. Die wasserseitig aufzubringende Dichtschürze ist aus Lehmmaterial (Fremdmaterial, ggf. mit Bentonit vergütet) oder mittels Bentonitmatten oder Folie aufzubauen. Sie ist mit einer Schichtdicke von mindestens 1,5 m auszuführen.

Die Wahl der flachen Dammneigung (beidseitig 1 : 3) bewirkt eine gute Einpassung ins Landschaftsbild und vereinfacht die Böschungsunterhaltung.

Die Kronenbreite des Damms beträgt 4,5 m. Der geplante Dammkronenweg, mit einer Konstruktionsbreite von 3,5 m und beidseitiger Bankette von 0,5 m soll als Unterhaltungsweg genutzt werden. Er wird nur im Nordwesten an die Schelde-Lahn-Straße angebunden, im Südwesten ist keine Anbindung vorgesehen. Eine Nutzung als Wirtschaftsweg für landwirtschaftlichen Verkehr ist daher aufgrund der fehlenden Durchgängigkeit nicht vorgesehen. Da es sich nicht um eine öffentliche Straße handelt, wird der Weg bis auf den Bereich des Auslaufbauwerks mit einer wassergebundenen Wegedecke ausgeführt und nicht asphaltiert. Abbildung 4-1 zeigt den Aufbau des Wegs.

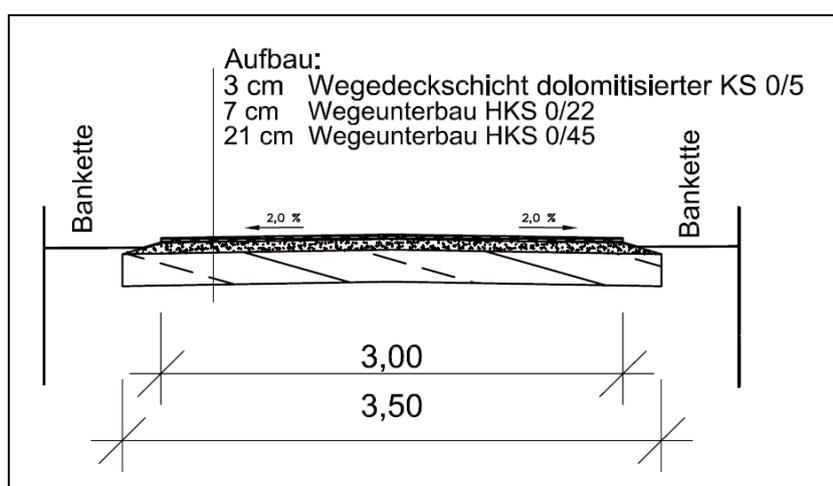


Abbildung 4-1: Aufbau Kronenweg

Ein weiterer Weg gleichen Aufbaus wird weiter südlich angelegt. Über ihn sind die Unterwasserbereiche des Auslaufbauwerks sowie der Dammfuß mit dem Dränkeil zu erreichen.

Die Böschungen des Damms werden nicht mit Bäumen bepflanzt. Der Damm wird durch regelmäßige Pflege von Großbewuchs freigehalten.

Jedes Massivbauwerk in einem Damm stellt einen Fremdkörper mit erhöhtem Schadensrisiko dar. Durch die Ableitung des Abflusses der Schelde über ein kombiniertes Bauwerk ist nur ein Massivbauwerk im Damm erforderlich. Aufgrund unterschiedlicher Steifigkeiten zwischen Dammkörper und Massivbauwerk besteht selbst bei sorgfältig ausgeführten Anschlüssen die Gefahr von Setzungsdifferenzen, die zu bevorzugten Sickerwegen für das aufgestaute Wasser führen können. An den Kontaktflächen zwischen Bauwerk und Dammschüttung besteht bei einer Durchströmung des Damms die Gefahr der Fugenerosion bzw. der rückschreitenden Erosion. Um hier ein hohes Maß an Sicherheit zu erzeugen, werden orthogonal zu den Seitenwänden des Auslaufbauwerks Sickerscheiben aus Beton erstellt, die auf jeder Seite 3,0 m in den Dammkörper eingebunden sind.

Die nach der Dammschüttung auftretenden Setzungen sind an mehreren Punkten an Damm und Auslaufbauwerk regelmäßig aufzumessen und zu bewerten.

4.2 Trag- und Standsicherheitsnachweise

Absperrbauwerk und Untergrund bilden eine Einheit. Zu betrachten ist hierbei der Bereich oberhalb und unterhalb des Dammbauwerks, insbesondere bezüglich Durchströmung und der Erosionsstabilität des Untergrunds. Die Beschaffenheit des Untergrunds, insbesondere die Durchlässigkeit, die Erosionsstabilität, die Scherfestigkeit und das Spannungs-Dehnungs-Verhalten, sind für die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes wesentlich.

Die natürliche Beckensohle ist grundsätzlich als hydraulisch gering durchlässig zu bewerten. Eine Abdichtung der Beckensohle kann aufgrund der nur sehr geringen Einstaudauer im Hochwasserfall entfallen.

Die Empfehlung des geotechnischen Fachgutachtens sind in Kapitel 2.5.3 bereits genannt, sämtliche erdstatischen Nachweise für Trag- und Standsicherheit des geplanten Damms konnten gem. EC 7 geführt werden und sind im geotechnischen Bericht zur zweiten Phase (Hauptuntersuchung) enthalten.

Im Rahmen der Bauausführung ist eine intensive fachbauliche Begleitung durch einen Bodengutachter erforderlich. Dabei sind regelmäßige Ortstermine und bodenmechanische Laborversuche sowie Geländeversuche zur Verdichtungskontrolle vorzusehen. Insbesondere ist das zum Einbau vorgesehene Bodenmaterial einem bodenmechanischen Eignungstest (Wassergehalt, Glühverlust, Konsistenzgrenzen, Proctorversuche, Eignung zur Bindemittelstabilisierung, etc.) zu unterziehen.

5 Einbauten und Technik

Der Einlaufbereich zu Grundablass und Betriebsauslass soll über eine Pfahlreihe vor dem Absperrdamm und über einen Rechen vor der Stauwand vor Beschädigungen und Verlegung geschützt werden.

Im Bereich des Unterwassers der Stauwand und der Aus- bzw. Ablässe ist die Sohle mittels in Magerbeton eingesetzter Wasserbausteine erosionsstabil auszubilden. Die Sicherung durch Wasserbausteine ist über eine kurze Nachbettsicherung an das vorhandene Gewässer sohlgleich anzuschließen.

Das Absperrbauwerk ist in verschiedenen Ansichten in Anlage 4 dargestellt.

Im Bereich des Damms ist der Gewässerverlauf auf einer möglichst kurzen Strecke an das Absperrbauwerk anzupassen, um den Eingriffsbereich klein zu halten.

Die Ermittlung der erforderlichen Freibordhöhe beim höchsten Wasserstand im Becken (BHQ₂) erfolgte gemäß der Teile 10 und 12 der DIN 19700 (Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004a; Deutsches Institut für Normung e. V. DIN, 2004b) und dem DVWK-Merkblatt 246/1997 (ATV-DVWK, 2004).

Die Steuerung des Beckenabflusses sowie die Ermittlung und Dokumentation des Einstaus soll über geeignete Messtechnik erfolgen. So soll ein Unterwasserpegel den jeweiligen Abfluss erfassen. Am Auslaufbauwerk wird zusätzlich der Wasserstand im Becken erfasst. Um zusätzliche künstliche Gewässerabschnitte für Pegelstrecken zu vermeiden, soll die Messtechnik für den Unterwasserpegel in einem regelmäßigen aber noch naturnahen Gerinneprofil installiert werden. Dies kann an einer bereits bestehenden Brücke knapp unterhalb des geplanten Beckens geschehen.

Zur Ermittlung von Abflüssen im Unterwasser können Drucksonden und Einperlsensoren als redundantes System verwendet werden. Der Wasserstand am Absperrbauwerk lässt sich zuverlässig über ein Messgerät mit Drucksonde erfassen. Zur optischen Kontrolle vor Ort ist im Zulaufbereich des Betriebsauslasses über die gesamte Höhe eine Pegellatte zu installieren.

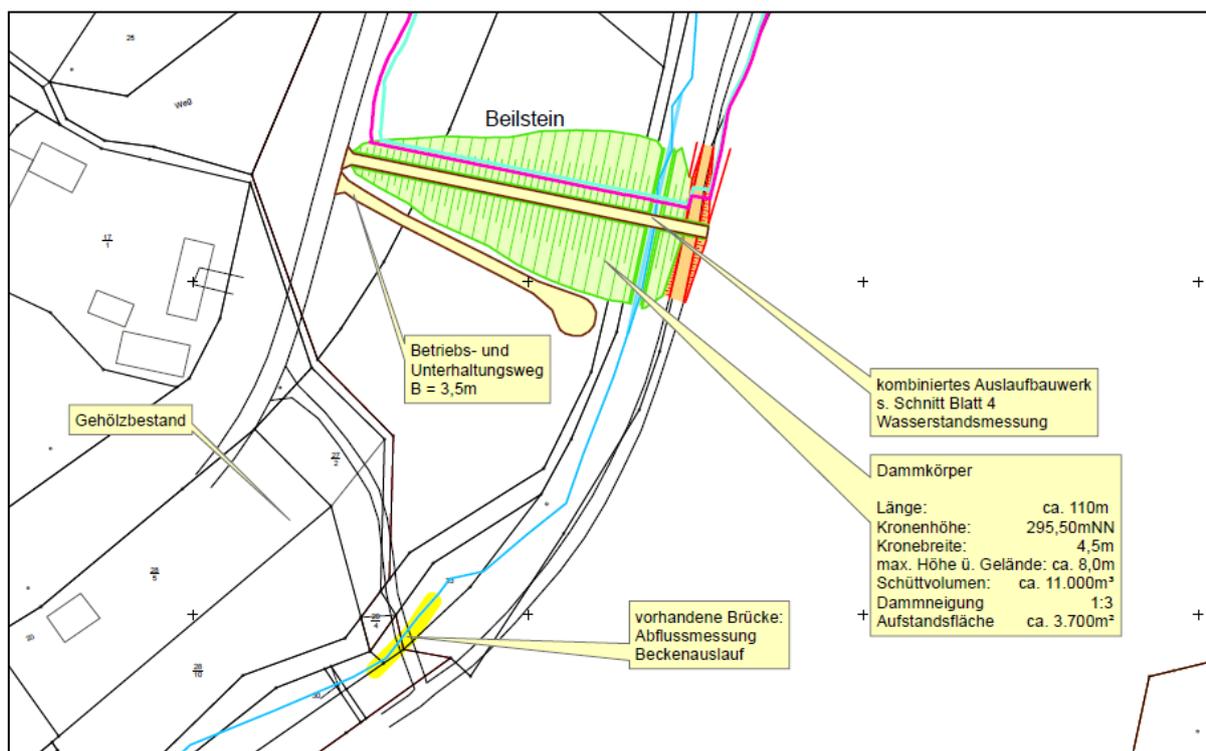


Abbildung 5-1: Damm und Zuwegungen HRB Schelde

Die Zuwegung des Damms zu Unterhaltungszwecken kann über einen Kronenweg und über einen weiteren Betriebsweg im Unterwasser von Süden erfolgen. Beide neu geplanten Wege sind von der „Schelde-Lahn-Straße“ zugänglich. Die Wegebeziehungen sind in Abbildung 5-1 abgebildet.

5.1 Allgemeine Betriebs- und Messeinrichtungen

Das Auslaufbauwerk und die Hochwasserentlastung müssen in der Lage sein, den Abfluss eines BHQ_2 ohne Versagen der Anlage abzuleiten.

In einem kombinierten Bauwerk sind alle Auslässe gebündelt:

- Hochwasserentlastungsanlage
- Grundablass (Ökogerinne)
- Betriebsauslass
- Anlage zur Energieumwandlung

Um die gezielte Abflusssteuerung zu ermöglichen, befinden sich im Bereich des Auslaufbauwerks und im Unterwasser des Damms Messeinrichtungen für Wasserstände und Abflüsse.

5.2 Betriebsauslass und Grundablass

Betriebsaus- und Grundablass sind Entnahmeanlagen mit beweglichen Verschlüssen (Schützen). Der Grundablass ist als tiefste Entnahmeanlage zur völligen Entleerung des Nutzraums errichtet. Eine weitere Funktion des Grundablasses ist die Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit. Er ist dazu mit einer naturähnlichen Sohle ausgestattet, die eine aquatische Durchgängigkeit ermöglicht. Man spricht hier von einem Ökogerinne.

Der Betriebsauslass wird zur gezielten Abführung eines Teils des Hochwassers (Regelabgabe) genutzt.

Zur Erhöhung der Betriebssicherheit schreibt die DIN 19700 bei mittleren Becken einen Bypass im Verschlussbereich vor, damit die (n-1)-Regel für Betriebsauslässe erfüllt ist. Zur Einhaltung der (n-1)-Regel müssen zwei Auslässe vorhanden sein und je nach Bemessungsfall ist beim Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit der leistungsstärkere Grundablass nicht mit anzusetzen.

Der Regelabfluss wird luftseitig im Freispiegelabfluss abgeführt und überschreitet nicht die Leistungsfähigkeit der unterhalb anschließenden Gewässerabschnitte. Hier ist die direkt unterhalb des Beckens anschließende Verrohrung maßgebend.

Im Normalbetrieb sind beide Auslässe geöffnet und der Abfluss erfolgt über das Ökogerinne im Grundablass. Bis zu einem HQ_{10} können die Abflüsse ungehindert den Beckenraum passieren. Dies hat nicht nur den Vorteil, dass Auenstrukturen oder gewässerbegleitende Gehölze durch den Betrieb des Beckens nicht negativ beeinflusst werden, sondern es steht auch bei höheren Abflüssen entsprechend Retentionsraum zur Verfügung, da keine Vorfüllung des Beckens besteht.

5.2.1 Betriebsauslass

Bei einem Einstau wird der Grundablass geschlossen, eine Abgabe erfolgt dann gesteuert über den Betriebsauslass. Dieser besteht aus einem Rechteckdurchlass mit einer Breite von 2,0 m und einer Höhe von 1,5 m in der Betonstauwand. Er liegt in Fließrichtung gesehen auf der rechten Gewässerseite. Die Sohlhöhe im Betriebsauslass beträgt 287,49 m ü. NHN. Der Betriebsauslass besitzt luftseitig ein bewegliches Stahlschütz als Drosselorgan. Im Auslaufbauwerk wird die Sohle vor und hinter dem Betriebsauslass mit in Magerbeton gesetzten Natursteinen erosionsstabil ausgeführt.

Der Abfluss wurde gemäß der Formel für den freien Ausfluss aus einer Schützöffnung (Rechteckquerschnitt, senkrechte Wand) ermittelt:

$$Q = \mu_A * a * b * \sqrt{2 * g * (h_o + \frac{v_0^2}{2 * g})}$$

Mit	a = 1,5 m	Öffnungshöhe
	b = 2,0 m	Öffnungsbreite
	h ₀ = variabel [m]	Wassertiefe vor Schütz
	g = 9,81 m/s ²	Erdbeschleunigung
	Sohlhöhe	287,49 mNHN

Der Abflussbeiwert μ berechnet sich dabei mit Hilfe des Kontraktionsbeiwerts ψ gemäß folgender Gleichung:

$$\mu = \frac{\psi}{\sqrt{1 + \frac{\psi * a}{h_o}}}$$

Für das senkrechte Schütz (Neigungswinkel $\alpha = 90^\circ$) kann der Einschnürungsbeiwert in Abhängigkeit von der Öffnungshöhe a und dem Oberwasserstand h₀ wie folgt ermittelt werden:

$$\psi_{90^\circ} = \frac{1}{1 + 0,64 * \sqrt{1 - \left(\frac{a}{h_o}\right)^2}}$$

Abbildung 5-2 zeigt die Berechnungsergebnisse zur Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses. Bei Erreichen des Vollstaus auf 293,84 m ü. NHN kann durch den Betriebsauslass maximal ein Abfluss von 20,5 m³/s fließen. Für die Einstauhöhen von BHQ 1 und 2 mit 294,01 m ü. NHN bzw. 294,25 m ü. NHN ergeben sich mögliche Abflüsse von 20,8 m³/s resp. 21,1 m³/s. Bei einer Einstauhöhe auf 295,50 m ü. NHN (Kronenhöhe) wurde die Berechnung mit einem Wert von 22,9 m³/s abgebrochen.

Im Hochwasserfall wird die Schütztafel gesteuert nach unten gefahren, um den Abfluss auf 2,0 m³/s zu regulieren und die anschließende Gewässerstrecke nicht zu überlasten.

Bei einem Vollstau (HQ₁₀₀) ist der Betriebsauslass auf eine Öffnungshöhe von 0,17 m zu schließen.

Tabelle 5-1: Parameter zur Berechnung des Abflusses durch den Betriebsauslass

	Wasserspiegel [m ü. NHN]	Wassertiefe h ₀ [m]	Öffnungshöhe a [m]	Kontraktionsbeiwert ψ [-]	Abflussbeiwert μ [-]	Abfluss Q _{BA} [m ³ /s]
BHQ ₁	294,01	6,52	1,50	0,6153	0,5784	20,8
BHQ ₂	294,25	6,76	1,50	0,6149	0,5792	21,1
BHQ ₃	293,84	6,35	0,17	0,6099	0,6042	2,0

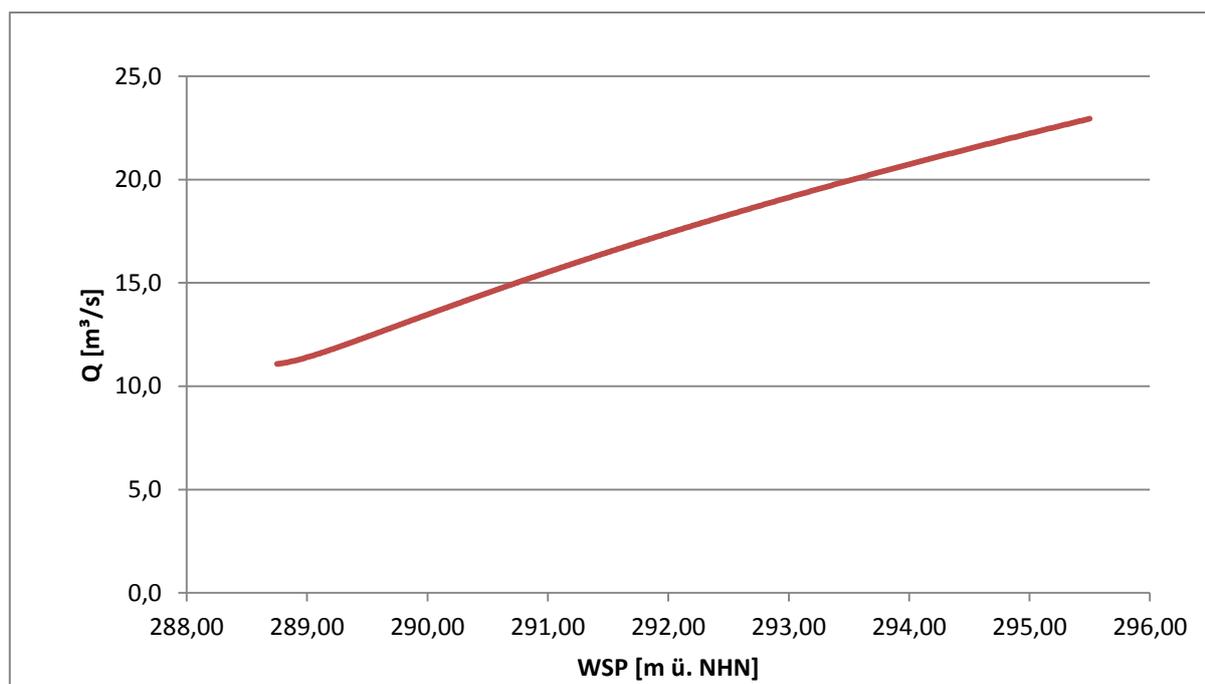


Abbildung 5-2: Leistungsfähigkeit des Betriebsauslasses

5.2.2 Grundablass

Der Grundablass wird als Rechteckdurchlass mit einer Breite von 2,5 m und einer Höhe von 1,0 m in der Betonstauwand ausgeführt. Er liegt in Fließrichtung gesehen auf der linken Gewässerseite. Die Sohlhöhe im Grundablass beträgt 287,19 m ü. NHN. Der Grundablass besitzt luftseitig ein bewegliches Stahlschütz als Drosselorgan.

Sind die Abflüsse aus Betriebsauslass und Grundablass im Verlauf des Damms unterhalb der Stauwand noch durch eine Leitwand baulich getrennt, vereinigen sich die Abflüsse aus beiden Öffnungen in der Nachbettsicherung wieder.

Der maximale Abfluss wurde ebenfalls gemäß der Formel für den freien Ausfluss aus einer Schützöffnung ermittelt:

mit:

$a = 1,0$ m	Öffnungshöhe
$b = 2,5$ m	Öffnungsbreite
$h_0 =$ variabel [m]	Wassertiefe vor Schütz
$g = 9,81$ m/s ²	Erdbeschleunigung
Sohlhöhe	287,19 mNHN

Damit können bei einem Wasserstand von 1,0 m bereits 8,8 m³/s abfließen.

Bei Erreichen der maximalen Einstauhöhe ZH_2 auf 294,25 m ü. NHN kann durch den Grundablass maximal ein Abfluss von 17,6 m³/s fließen. Auch hier wurde die Berechnung der Leistungsfähigkeit bei einem Wasserstand von 295,50 m ü. NHN und einer Leistungsfähigkeit von 19,1 m³/s abgebrochen, siehe Abbildung 5-3.

In der Praxis wird der Schieber des Grundablasses etwa bei Erreichen eines HQ_{10} (4,2 m³/s) geschlossen und der Ablauf aus dem Becken wird über den Betriebsauslass geregelt. Diese Regelung ist vorgesehen, um einerseits ein übermäßiges Ausspülen des Sohlmaterials des Ökogerinnes durch zu große Sohl Schubspannungen zu verhindern, andererseits ist der Durchlass groß genug, um die ökologische Belange zu berücksichtigen. Dazu gehört neben der Durchgängigkeit für aquatische Lebewesen auch eine Passiermöglichkeit für in der Luft

lebende Arten. Wanderkorridore bleiben so ebenso erhalten wie die häufigeren Überflutungen des kurzen Bereichs vor der Verrohrung. Eine solche Vorgehensweise ist aus ökologischen Aspekten durchweg positiv zu sehen.

Tabelle 5-2: Parameter Berechnung Abfluss Grundablass

	Wasserspiegel [m ü. NHN]	Wassertiefe h_0 [m]	Öffnungshöhe a [m]	Kontraktionsbeiwert ψ [-]	Abflussbeiwert μ [-]	Abfluss Q_{BA} [m ³ /s]
BHQ ₁	294,01	6,82	0,00	-	-	0,00
BHQ ₂	294,25	7,06	0,42	0,6103	0,5985	7,23
BHQ ₃	293,84	6,65	0,00	-	-	0,00
Q_{max}	294,25	7,06	1,00	0,6122	0,5872	17,6

Für Instandhaltungs- und Wartungsarbeiten ist eine Durchlasshöhe von 1,0 m sinnvoll.

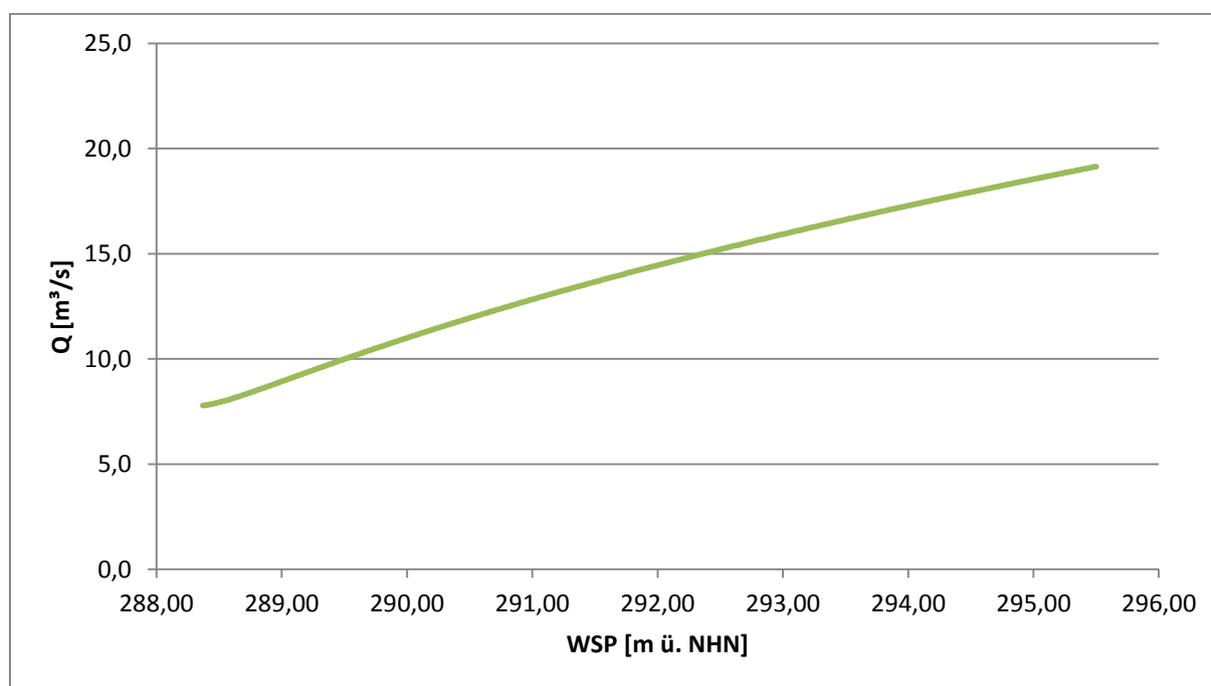


Abbildung 5-3: Leistungsfähigkeit des Grundablasses

Im Bereich des Durchlasses wird die Schütztafel in das vorhandene Ökogerinne eingelassen. Um ein Ausspülen des Materials zu verhindern, ist hier eine kurze, befestigte Schwelle (z. B. Beton, Edelstahl) vorgesehen, auf der das Schütz aufliegen kann, siehe Abbildung 5-4. Diese Schwelle liegt knapp unterhalb der Höhe des eigentlichen Gerinnes, sodass sich im Normalbetrieb hier kleine Substratpartikel ansammeln können und die Durchgängigkeit für Kleinstlebewesen aufrechterhalten. Wird der Schieber geschlossen, so wird i. d. R. auch das angesammelte Substrat ausgespült, sodass eine Abdichtung zwischen Schieber und Schwelle ermöglicht wird.

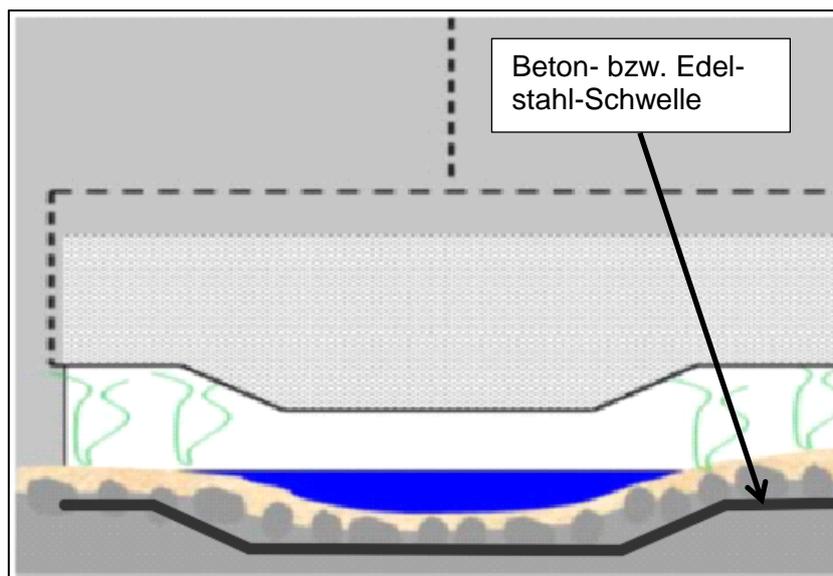


Abbildung 5-4: Grundablass mit Ökogerinne, Prinzipskizze (LUBW Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, 2007), erweitert

5.3 Hochwasserentlastung

Die Hochwasserentlastungsanlage ist eine vollständig abgerundete Betonschwelle mit einer Überfallbreite von 5,0 m. Die Schwelle liegt auf einer Höhe von 293,84 m ü. NHN (Stauziel Vollstau).

Aufgrund der breiten, vollständig abgerundeten Krone konnte in den hydraulischen Berechnungen ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,69$ angesetzt werden.

Die HWE ist hydraulisch überlastbar ausgebildet, d. h. der Abfluss erfolgt auch bei Überschreitung des BHQ_1 noch als vollkommener Überfall. Der Abfluss nimmt daher bei weiterem Anstieg des Wasserstands im Becken stark zu. Die Möglichkeit, auch bei sehr extremen Hochwasserereignissen ($> BHQ_2$) größeren Abflüsse abführen zu können, erhöht die Sicherheit gegen ein Versagen der Anlage.

In den hydraulischen Nachweisen wurden Abflüsse bis zu einem $HQ_{10.000}$ in Kombination aller Auslässe und der HWE betrachtet.

Die Berechnung der Abflüsse in Abhängigkeit von der Überstauhöhe wurde mit der Wehrformel von Poleni (Bollrich & Preißler, 1992) durchgeführt:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b * \sqrt{2 * g} * h^{\frac{3}{2}}$$

Mit:	$b = 5,0 \text{ m}$	Wehrbreite
	$h = \text{variabel [m]}$	Überfallhöhe
	$\mu = 0,69 \text{ [-]}$	Überfallbeiwert
	$g = 9,81 \text{ m/s}^2$	Erdbeschleunigung

Abbildung 5-5 zeigt den Abfluss mit steigendem Wasserstand im Becken und damit bei steigender Überfallhöhe, ausgehend vom Stauziel.

Beim Wasserspiegel ZH_1 (294,01 m ü. NHN) beträgt der Abfluss über die HWE $0,71 \text{ m}^3/\text{s}$, bei ZH_2 (294,25 m ü. NHN) werden $2,67 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeleitet. Sollte der Wasserstand bei größeren Zuflüssen weiter ansteigen, weist das Bauwerk Sicherheitsreserven auf. Höhere Wasserspiegel als 294,50 m ü. NHN sind hier nicht dargestellt, da der Grundablass noch Leis-

tungsreserven besitzt und zum Abfluss von extremen Hochwassern vollständig geöffnet werden kann.

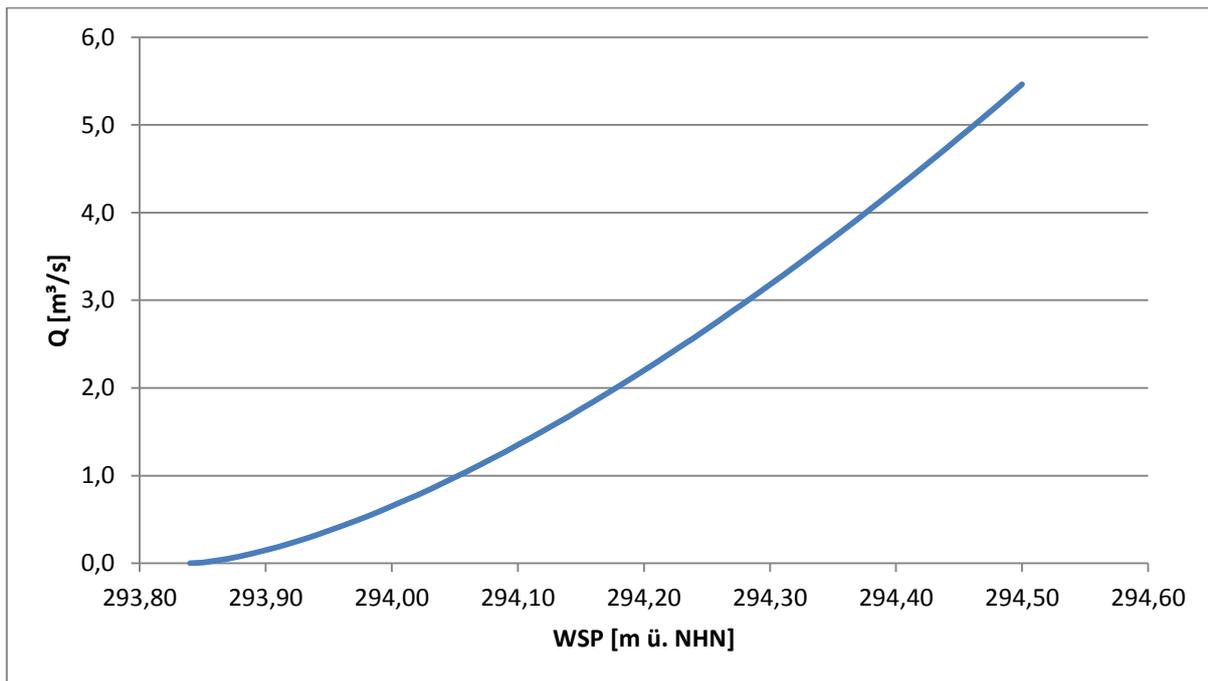


Abbildung 5-5: Abflussmengen über die Hochwasserentlastung

Die ermittelten Einzelabflüsse lassen sich zu einem maximalen theoretischen Abfluss aufsummieren, um die Reserven in der Leistungsfähigkeit bei extremen Hochwasserereignissen aufzuzeigen. Die Verlaufskurve dieser Summe zeigt Abbildung 5-6.

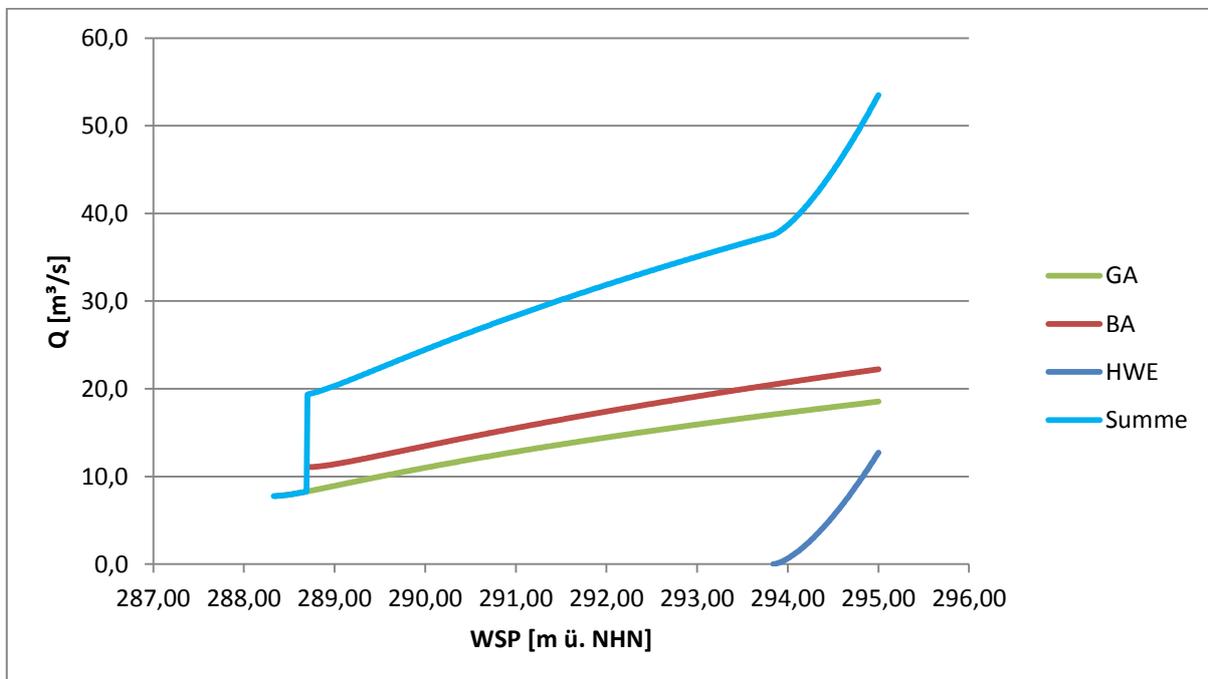


Abbildung 5-6: Einzelabflüsse und theoretisch möglicher Maximalabfluss

Auch ohne ein Anspringen der HWE können beim Vollstau bei voll geöffneten Drosselorganen bis zu 37,5 m³/s abfließen. Nach Anspringen der HWE steigt die Leistungsfähigkeit bei höchstem Stauziel auf 41,4 m³/s an. Diese Abflüsse liegen über einem $HQ_{5.000} = 31,0$ m³/s, dem BHQ_2 .

5.4 Nachweis der Leistungsfähigkeit der Absperrrichtungen

Für die Bemessungshochwasser können basierend auf dem maßgebenden Abfluss und des Wasserstands die sich einstellenden Abflüsse der Regeleinrichtungen und die Öffnungshöhen der Schieber berechnet werden. Hier ist es ausreichend, eine maximale Leistungsfähigkeit der Absperrrichtungen nachzuweisen, um zu zeigen, dass die Regelorgane die entsprechenden Wassermengen ableiten können.

BHQ₁ (HQ₅₀₀, 294,01 m ü. NHN, 19,9 m³/s):

Grundablass (GA): geschlossen

Betriebsauslass (BA): komplett geöffnet → 20,8 m³/s

HWE: Überstau von $h_{\bar{u}} = 0,17$ m → 0,7 m³/s

$$Q_{\text{gesamt}} = Q_{\text{BA}} + Q_{\text{HWE}} = 20,8 + 0,7 = 21,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

BHQ₂ (HQ_{5.000}, 294,25 m ü. NHN, 31,0 m³/s):

Grundablass (GA): komplett geöffnet → 17,6 m³/s, minimal 7,2 m³/s

Betriebsauslass (BA): komplett geöffnet → 21,1 m³/s

HWE: Überstau von $h_{\bar{u}} = 0,41$ m → 2,7 m³/s

$$Q_{\text{gesamt}} = Q_{\text{GA}} + Q_{\text{BA}} + Q_{\text{HWE}} = 17,6 + 21,1 + 2,7 = 41,4 \text{ m}^3/\text{s}$$

Regelabfluss bei Hochwasser bis BHQ₃/HQ₁₀₀ (5 m³/s):

Grundablass (GA): geschlossen

HWE: kein Überstau

Betriebsauslass (BA): min. 0,17 m geöffnet

$$Q_{\text{gesamt}} = Q_{\text{BA}} = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabelle 5-3: Wasserspiegel und Abflüsse am Absperrbauwerk

Höhe WSP [m ü. NHN]	$Q_{\text{GA,max}}$ [m ³ /s]	$Q_{\text{GA,ist}}$ [m ³ /s]	Q_{BA} [m ³ /s]	Q_{HWE} [m ³ /s]	Hinweis
293,84	17,1	0,0	2,0	0,0	ZV
294,01	17,3	0,0	20,8	0,7	ZH1
294,25	17,6	7,2	21,1	2,7	ZH2

5.5 Restrisikobetrachtung

Zur Bewertung eines Restrisikos des kombinierten Auslaufbauwerks wurde berechnet, welcher Abfluss maximal über die HWE abgeleitet werden kann, wenn z. B. alle beweglichen Verschlüsse versagen würden. Es wurde dabei von einem Wasserspiegel von 295,25 m ü. NHN ausgegangen. Bei diesem Wasserstand ist bis zur Kronenhöhe noch ein Freibord von 0,25 m vorhanden, d. h. der Sicherheitszuschlag von $h_{\text{Si}} = 0,5$ m des ermittelten Freibords wird in Anspruch genommen, vgl. Kapitel 2.2.7.

Es ergibt sich eine Überfallhöhe von 1,41 m (295,25 - 293,84 [m ü. NHN]). Daraus resultiert ein Abfluss von 17,06 m³/s, der leicht über einem HQ₂₀₀ = 16,4 m³/s liegt.

5.6 Grobrechen

Zum Schutz der Absperrorgane vor Schäden durch grobes Treibgut ist im Einlaufbereich zwischen den Flügeln am Beginn des Auslaufbauwerks die Errichtung eines Grobrechens geplant. Es handelt sich um eine Reihe von 10 Stahlrohrpfählen, die mit einer Neigung von etwa $5^\circ - 7^\circ$ und einem Achsabstand von 0,8 m eingebaut werden. Die Höhe der einzelnen Pfähle unter GOK variiert aufgrund des ansteigenden Geländes. Bei den äußeren Pfählen ist eine geringere Einbindetiefe ausreichend. Die Oberkante des Grobrechens liegt konstant bei 289,50 m ü. NHN und damit über den Öffnungen von Grundablass und Betriebsauslass. Eine zeichnerische Darstellung des Grobrechens ist in Anlage 4 enthalten.

Wenn es aus betrieblichen Gründen, z. B. nach einem Einstauereignis, eine Räumung des Rechens erforderlich wird, kann eine Anfahrt über den Kronenweg erfolgen.

5.7 Energieumwandlungsanlagen

Hinter der Stauwand (luftseitig) wird das Ökogerinne durch eine Leitwand ($h = 1,0$ m) vom Auslaufbereich des Betriebsauslasses abgetrennt. Dadurch werden die Sohlstrukturen im Bereich des Grundablasses bei Ableitungen von kleineren Hochwasserabflüssen geschützt, wenn in diesen Fällen der Grundablass geschlossen und nur der Betriebsauslass geöffnet ist. Bei Abflüssen, die größer als ein $BHQ_3 = HQ_{100}$ sind, wird Wasser auch über die HWE-Schwelle abgeführt. Im Hochwasserfall und bei größeren Abflüssen wird das Wasser über die gesamte Breite abgeführt.

Zur Energieumwandlung sind im luftseitigen Bereich des Auslaufbauwerks große Wasserbausteine angeordnet, die wie Störsteine wirken. Im Gerinne des Betriebsauslasses ist die Sohle befestigt (Natursteinsatz in Beton), die Störsteine sind hier mit eingebunden. An den Randbereichen des Ökogerinnes sind zur Stabilisierung ebenfalls Wasserbausteine vorhanden, die im Hochwasserfall auch ein raues Gewässerbett darstellen.

Die Umwandlung der Hochwasserentlastung und von Grundablass und Betriebsauslass sind somit baulich kombiniert.

Bei der Anbindung des neu zu erstellenden Gewässerverlaufs an das vorhandene Profil der Schelde und bei der Anpassung des Gewässerprofils zur Erhöhung der hydraulischen Leistungsfähigkeit sind an den Böschungsfüßen Steinschüttungen zum Erosionsschutz geplant, vergleichbar der Nachbettsicherung einer Sohlgleite.

5.8 Messeinrichtungen

Die Steuerung des Beckenabflusses sowie die Ermittlung und Dokumentation des Einstaus erfolgt wasserseitig über Messtechnik im Bereich des kombinierten Auslaufbauwerks. Ein Pegel im Unterwasser erfasst den jeweiligen Abfluss aus dem Becken. Am Auslaufbauwerk wird zusätzlich der Wasserstand erfasst.

Um weitere Umgestaltungen für Pegelstrecken am Gewässer zu vermeiden, wird die Messtechnik für den Unterwasserpegel in einem regelmäßigen aber noch naturnahen Gerinneprofil installiert. Die Unterbringung der Mess- und Meldetechnik erfolgt in einem Schaltschrank, der am Betriebsweg auf der Seite des Gewässers errichtet wird.

Alternativ kann die Messtechnik auch in einem Pegelhaus untergebracht werden, das erhöht errichtet werden muss, damit es außerhalb des Fließquerschnitts des BHQ_2 im rechten Vorland Platz findet. Ein solches Pegelhaus hat meist eine Grundfläche von etwa $3,5$ m * $3,5$ m und ist von Westen her über den Betriebsweg anfahrbar, siehe Anlage 3. Ein Beispiel für ein solches Pegelhaus zeigt Abbildung 5-7.

Der Auftraggeber entscheidet über die Notwendigkeit eines solchen Pegelhauses. Die Planung für einen solchen, standardisierten Bau kann in der Ausführungsplanung mit übernommen werden.



Abbildung 5-7: Pegelhaus (Beispielfoto)



Abbildung 5-8: Pegellatte mit Anprallschutz und Messrohr (Beispielfoto)

Zur Ermittlung von Abflüssen im Unterwasser wird als redundantes System sowohl eine Drucksonde als auch ein Einperlsensor verwendet. Der Wasserstand wird am Absperrbauwerk mit einer Drucksonde erfasst. Zur optischen Kontrolle vor Ort ist im Zulaufbereich des

Betriebsauslasses über die gesamte Höhe eine Pegellatte zu installieren. Die Pegellatte ist aufgrund der teilweise hohen Fließgeschwindigkeiten mit einem Anprallschutz zu versehen, siehe Abbildung 5-8.

Die Messeinrichtung zur Wasserstandserfassung im Bereich des Auslaufbauwerks des Beckens kann in einem Schaltschrank z. B. auch im Pegelhaus untergebracht werden.

Im Rahmen der geologischen Untersuchungen sind u. a. vier Rotationskernbohrungen bis 15,00 m u. GOK abgeteuft worden. Zwei dieser Kernbohrungen wurden zu Grundwassermessstellen (KB/GWM 1 und 2, jeweils DN 50) bis 9,5 m u. GOK bzw. 3,0 m u. GOK ausgebaut.

5.9 Elektrische Anlagen

Neben den Messeinrichtungen zählen auch die Antriebe zum Bewegen der Drosselschieber an Grundablass und Betriebsauslass zu den elektrischen Anlagen. Einen weiteren Teil der elektrischen Anlagen stellt die Beleuchtung im Bereich des Absperrbauwerks dar. Die Erschließung bzw. der Anschluss der Stromversorgung kann von Westen oder Norden her erfolgen. Für die Stromversorgung von gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken genügt für den Anschluss an das EVU-Netz eine Stichleitung. Ein zweiter Anschluss ist nicht erforderlich.

Der Stromanschluss, die Steuerungstechnik sowie die Fernmelde- und Fernwirktechnik werden in belüfteten und überflutungssicheren Freiluftschaltschränken installiert. Als Schutz der Schaltschränke gegen Sonneneinstrahlung (Überhitzungsgefahr der Schaltschränke) und gegen Vandalismus ist eine einfache Einhausung geplant. Zum Schutz vor unberechtigtem Zugriff sind geeignete Objektschutzmaßnahmen vorzusehen.

Die Messeinrichtung zur Wasserstandserfassung im Becken im Bereich Auslaufbauwerks kann in einem Schaltschrank untergebracht werden (s. Abbildung 5-9).



Abbildung 5-9: Schrank für Messtechnik, hier mit Solarpanel (Beispielfoto)

Zur Versorgung der Messeinrichtungen und der Steuerungseinheiten sollte eine USV-Anlage (Anlage mit unabhängiger Stromversorgung) vorgesehen werden, die parallel zur Netzversorgung in Betrieb ist. Damit erfolgt auch bei Netzausfall keine Stromunterbrechung. Die USV-Anlage ist auf eine Notbetriebsdauer von mindestens einer halben Stunde auszulegen. Die USV-Anlage versorgt hierbei die Speicherprogrammierbaren Steuerungen, die Fernwirk-Unterzentrale, die Messeinrichtungen für Becken- und Abflusspegel) sowie die Antriebe der Grundablass- und Betriebsauslassverschlüsse. Der Notbetrieb für die Antriebe der Verschlussorgane ist so auszulegen, dass bei Netzausfall der Betriebsauslass mindestens auf eine Sollstellung fährt und der Grundablass geschlossen werden kann. Damit wird bei Netzausfall ein Beckenbetrieb mindestens wie bei einem ungesteuerten Becken ermöglicht. Der Notbetrieb für die Antriebe der Verschlussorgane kann alternativ zur USV-Anlage über eine stationär aufgestellte Notstromanlage sichergestellt werden. Ergänzend hierzu sollte jeder Schieber auch mit einer Handkurbel manuell gesteuert werden können.

6 Betrieb

6.1 Allgemeines zum Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens

Alle Anlagen und Einrichtungen sind vom Betreiber jederzeit funktionsfähig zu erhalten. Für das Hochwasserrückhaltebecken werden eine Betriebsvorschrift und ein Betriebsplan aufgestellt, der die hochwasserbezogene Betriebsweise regelt.

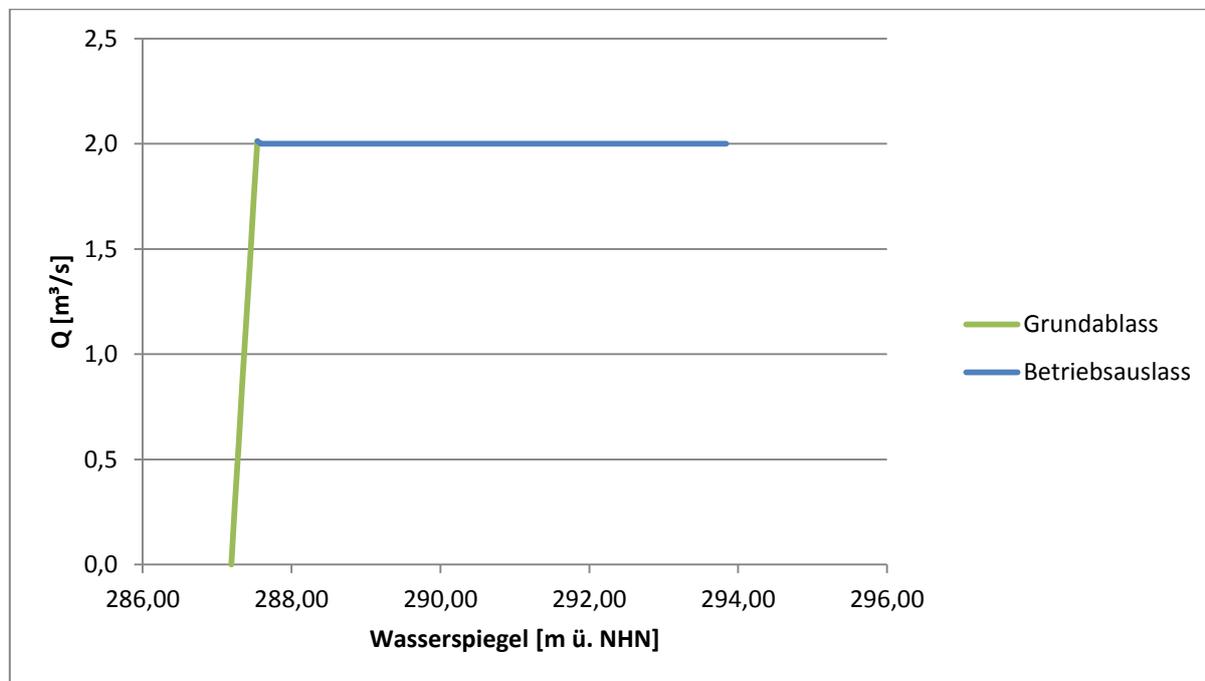


Abbildung 6-1: Drosselabfluss HRB Schelde für eine Anströmgeschwindigkeit des Grundablasses von 2,3 m/s

Der planmäßige Betrieb umfasst den Einstau und das Entleeren des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteriums bis zum BHQ_3 . Bei Abflussereignissen, die das Bemessungsereignis überschreiten ($> BHQ_3$), geht der planmäßige Betrieb in den außerplanmäßigen Betrieb über.

Bis zu einem Abfluss von 2,0 m³/s ist der Grundablass geöffnet, bei steigendem Wasserspiegel wird der Grundablass geschlossen und der Ablauf erfolgt über den zunächst komplett geöffneten Betriebsauslass.

Bis zum Erreichen des Vollstaus wird der Betriebsauslass immer weiter geschlossen, bis er nur noch eine Öffnungshöhe von 0,17 m aufweist. Dadurch ist eine konstante Ableitung von 2,0 m³/s gewährleistet, siehe Abbildung 6-1.

6.2 Betriebsvorschrift

Die Betriebsvorschrift muss mit Fertigstellung der Stauanlage auf Basis der tatsächlich erstellen Anlagen und Bauwerke (Bestandsvermessung) vorliegen. Nach DIN 19700–12 hat eine Betriebsvorschrift folgende Teile zu enthalten:

- Betriebsplan (Hochwassersteuerplan)
- Hochwassermelde- und Alarmpläne mit Anschriften- und Fernsprechverzeichnis, nach denen alle Informationen über den Eintritt des Einstaus, seinen (weiteren) Verlauf sowie über außergewöhnliche Betriebsfälle und Gefahren weiterzugeben sind
- Dienstanweisung für das Betriebspersonal

- Bedienungsanleitungen
- Wartungs- und Instandhaltungsanweisungen für alle Anlagenteile
- Überwachungsanleitung mit Auswertungsanweisungen

Anpassungen aufgrund von Betriebserfahrungen sollen parallel zur Erstellung des Sicherheitsberichts in der Betriebsvorschrift umgesetzt werden. Sicherheitsrelevante Veränderungen sind umgehend in der Betriebsvorschrift anzupassen.

6.3 Betriebstagebuch

Der Beckenbetrieb ist in einem Betriebstagebuch zu dokumentieren. Die in den hochwasserfreien Zeiten durchgeführten Instandhaltungsarbeiten sind ebenfalls im Betriebstagebuch festzuhalten.

Alle für den Anlagenbetrieb relevanten Ereignisse, Steuerungen, Messungen, Überwachungsdaten, Kontrollen und die dadurch gewonnenen Erkenntnisse sind lückenlos zu erfassen.

6.4 Betriebspersonal

Die Stadt Dillenburg als Anlagenbetreiber setzt für den Betrieb einen Betriebsleiter und einen Stauwärter ein und benennt sie der zuständigen Wasserbehörde. Der Stauwärter muss im Rahmen seiner Ausbildung das gesamte Aufgabenspektrum der Stauwärtertätigkeit (u. a. Betrieb, Steuerung, Inspektion, Instandhaltung) vermittelt bekommen haben.

6.5 Probestau und Inbetriebnahme

Vor Inbetriebnahme des HRBs sind alle Anlagen von der Genehmigungsbehörde abnehmen zu lassen und ein Probestau durchzuführen. Der Probestau ist vom Betreiber in Abstimmung mit der zuständigen Wasserbehörde zu planen und durchzuführen. Das beabsichtigte Probestauprogramm und die Betriebsvorschrift sind vom Betreiber aufzustellen und rechtzeitig vor dem Beginn des Probestaus mit der oberen Wasserbehörde abzustimmen. So sind auch die Teilnehmer beim Probestau vorab festzulegen.

Je nach Wasserführung ist unter Beachtung der Gewässerökologie ein Probestau bis drei Viertel des Vollstaus mit reduzierter Regelabgabe durchzuführen. Für einen Probestau von Hochwasserrückhaltebecken muss eine geeignete Wasserführung (nach Möglichkeit in der vegetationsarmen Zeit) abgewartet werden, da sonst die Einstaudauer beim Probestau zu groß ist.

Der Probestau ist durch ein Protokoll zu dokumentieren.

Mit den gewonnenen Erkenntnissen kann die Betriebsvorschrift fortgeschrieben werden. Danach erfolgt die wasserrechtliche Freigabe für den Normalbetrieb durch die Wasserbehörde.

6.6 Beckenüberwachung

6.6.1 Bauwerksüberwachung

Die Bauwerksüberwachung erfolgt durch den Stauwärter und den Betriebsleiter, zusätzlich findet regelmäßig eine Anlagenschau statt.

Folgende Messungen und Kontrollen sind durchzuführen und zu dokumentieren:

- Lage- und Höhenmessungen am Absperrbauwerk
- Sickerwasserbeobachtungen (optische Kontrolle am Auslaufbereich der Dränrohre)

- Grundwasserstandsmessungen luftseitig des Absperrbauwerks
- Zustandskontrollen aller Bauteile, der Ufer- und Beckenbereiche, insbesondere im Hinblick auf Wasseraustritte und Wühltierbefall
- Zustand und Funktionsfähigkeit aller maschinellen und elektrischen Anlagenteile

Mögliche Unregelmäßigkeiten am Staudamm, wie z. B. Setzungsmulden, Nassstellen, Bewuchsveränderungen und Risse, sind durch visuelle Kontrollen zu identifizieren. Zusammen mit den Messeinrichtungen ist eine Gesamtbeurteilung aller sicherheitsrelevanten Bauteile erforderlich. Zur Ermittlung und Beurteilung von Setzungen oder Verformungen werden an mehreren Punkten an Damm und Auslaufbauwerk regelmäßig die Lage und Höhe aufgemessen und bewertet.

Angaben zur Intensität der Messungen und Kontrollen sind in die Betriebsvorschrift (Kapitel 6.2) aufzunehmen.

6.6.2 Betriebsüberwachung

Folgende Elemente für Messungen und Kontrollen bei gesteuerten HRB sind zu installieren:

- Lattenpegel im Staubereich und im Unterwasser der Stauanlage
- Beckenpegel als automatischer Registrierpegel
- Abflusspegel als automatischer Registrierpegel
- Stellungsanzeige der Verschlussorgane an den Antrieben
- Niederschlagsmessgerät gem. Aufstellungsbedingungen des DWD
- Störmeldeeinrichtung

Es erfolgt eine Online-Meldung von Stauspiegel und Abflusspegel an eine HWS-Zentrale.

Es ist die Aufgabe des Betreibers, die Sicherheit der Anlage regelmäßig zu überprüfen. Die Ergebnisse der Bauwerks- und Betriebsüberwachung sind im Betriebstagebuch zu dokumentieren, fortlaufend auszuwerten und in einem Sicherheitsbericht zusammenzuführen.

Bei mittleren Becken ist der Sicherheitsbericht jährlich zu erstellen. Der Sicherheitsbericht wird schriftlich durch den Betriebsbeauftragten erstellt. Der Betreiber hat den Sicherheitsbericht aufzubewahren. Der Sicherheitsbericht ist der Wasserbehörde vorzulegen.

7 Kenndaten des Beckens

Tabelle 7-1: Kenndaten Vorzugsvariante HRB Schelde

Hydrologie

Einzugsgebietsgröße	10,45	km ²
Dauerstau I _D	-	m ³
Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I _{GHR}	ca. 69.000	m ³
Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I _{AHR1}	ca. 6.000	m ³
Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I _{AHR2}	ca. 11.000	m ³
Basisabgabe	2,0	m ³ /s

Zufluss-Spitzen nach Regionalisierung

BHQ ₁ = HQ ₅₀₀	19,9	m ³ /s
BHQ ₂ = HQ _{5.000}	31,0	m ³ /s
BHQ ₃ = HQ ₁₀₀	13,2	m ³ /s
Q _{max} = HQ _{10.000}	34,9	m ³ /s

Homogener Erddamm

Länge	110	m
Dammkronenhöhe	295,50	m ü. NHN
Kronenbreite	4,50	m
Höhe Absperrbauwerk über Gelände	8,31	m
Schüttvolumen	ca. 11.000	m ³
Dammneigung (beidseitig)	1 : 3	-
Aufstandsfläche	3.700	m ²
Stärke der Dichtungsschicht (wasserseitig)	1,5	m
Erforderliche Freibordhöhe	1,25	m

Grundablass

Sohlenhöhe Grundablass	287,19	m ü. NHN
Breite	2,5	m
Höhe	1,0	m

Betriebsauslass

Sohlenhöhe	287,49	m ü. NHN
Breite	2,0	m
Höhe	1,5	m

Hochwasserentlastung

Schwellenhöhe Hochwasserentlastung	293,84	m ü. NHN
Schwellenbreite	5,0	m

Stauziele

Vollstau Z _v	293,84	m ü. NHN
Hochwasserstauziel ZH ₁	294,01	m ü. NHN
Hochwasserstauziel ZH ₂	294,25	m ü. NHN
Stauoberfläche BHQ ₂	ca. 29.000	m ²
Stauoberfläche BHQ ₃	ca. 27.000	m ²

8 Kostenberechnung

Überschlägig sind die zu erwartenden Kosten für Bau und Betrieb des HRBs Schelde ermittelt worden. Sie sind in Tabelle 8-1 dargestellt.

Die Baukosten schlagen mit 1,4 Mio. € zu Buche, es fallen in 20 Jahren etwa 283.000 € an Betriebskosten an.

Tabelle 8-1: Kostenermittlung Herstellung und Betrieb HRB Schelde

Position	Leistung	Einheit	Menge	EP [€]	GP [€]
1	Baustelleneinrichtung				
1.01	Baustelle einrichten	psch	1	50.000 €	50.000 €
1.02	Baustelle räumen	psch	1	8.000 €	8.000 €
1.03	Verkehrssicherungsmaßnahmen	psch	1	10.000 €	10.000 €
1.04	SI-GE-KO-Leistungen	psch	1	7.500 €	7.500 €
1.05	Baustrasse Schotter (b = 3,50 m) Herstellung/Rückbau	m	225	32,00 €	7.200 €
1.06	Wasserhaltung herstellen und betreiben	psch	1	35.000 €	35.000 €
					117.700 €
2	Baufeld freimachen				
2.01	Strauchwerk roden	m ²	2000	7,00 €	14.000 €
2.02	Hindernisse (Weidezäune, o.ä.) aufnehmen und entsorgen	psch	1	20.000 €	20.000 €
2.03	Rückbau Sohlabstürze, Sohlverbau	Stck.	2	7.500 €	15.000 €
					49.000 €
3	Dambbauwerk				
3.01	Oberboden abtragen und abtransportieren	m ³	4400	7,00 €	30.800 €
3.02	Boden abtragen, abtransportieren und entsorgen	m ³	540	25,00 €	13.500 €
3.03	Planum herstellen	m ²	4000	1,00 €	4.000 €
3.04	Konditionierung der Dammbasis (hydr. Bindemittel)	m ²	3300	6,00 €	19.800 €
3.05	Dammfuß-Dränage (Mineralschotter)	m ³	370	25,00 €	9.250 €
3.06	Dränvlies	m ²	905	8,00 €	7.240 €
3.07	Dränrohr (DN200)	m	100	15,00 €	1.500 €
3.08	Boden für Dammschüttung liefern, konditionieren, lagenweise einbauen und verdichten	m ³	11000	25,00 €	275.000 €
3.09	Zulage für Konditionierungsmittel für Boden Dambbauwerk (Kalkzementbinder)	m ³	11000	2,00 €	22.000 €
3.10	Dichtboden (Dichtmaterial)	m ³	2100	37,00 €	77.700 €
3.11	Oberboden andecken inkl. Einsaat	m ²	4400	4,00 €	17.600 €
3.12	Rampen Querung Wirtschaftsweg	m ³	500	25,00 €	12.500 €
					490.890 €

Position	Leistung	Einheit	Menge	EP [€]	GP [€]
4	Auslaufbauwerk				
4.01	Sauberkeitsschicht (d = 10 cm)	m ²	300	12,00 €	3.600 €
4.02	Stahlbeton für Sohle	m ³	150	250 €	37.500 €
4.03	Stahlbeton für Wände (inkl. Flügel- und Leitwand)	m ³	320	400 €	128.000 €
4.04	Stahlbeton für Überbauten (Querung, Sickerscheiben)	m ³	25	550 €	13.750 €
4.05	Sohlsubstrat	m ³	40	17,00 €	680 €
4.06	Wasserbausteine (Störsteine)	t	35	65,00 €	2.275 €
4.07	Steinschüttung (Wasserbausteine für Steinsatz in Magerbeton) liefern und einbauen	m ³	60	85,00 €	5.100 €
4.08	Betriebsauslass inkl. Schieber und Antrieb	Stck	1	38.000 €	38.000 €
4.09	Grundablass inkl. Schieber und Antrieb	Stck	1	45.000 €	45.000 €
4.10	Grobrechen herstellen	Stck	1	20.000 €	20.000 €
4.11	Treppenanlagen, je ca. 80 Stufen	Stck	2	22.000 €	44.000 €
4.12	Geländer liefern und einbauen	m	160	300 €	48.000 €
4.13	Mess- und Regeltechnik	psch	1	50.000 €	50.000 €
4.14	Betonsanierung Brücke Messstrecke	psch	1	80.000 €	80.000 €
4.15	Anpassung Gewässerverlauf Messstrecke	psch	1	25.000 €	25.000 €
					540.905 €
5	Wege- und Straßenbau, Leitungen				
5.01	Betriebsweg herstellen	m ²	1100	85,00 €	93.500 €
5.02	Wirtschaftsweg ertüchtigen	m ²	250	10,00 €	2.500 €
5.03	Anschluss an vorh. Straßen/Wege (Asphalt)	m ²	200	111,00 €	22.200 €
5.04	Anschluss an vorh. Wirtschaftsweg	m ²	100	85,00 €	8.500 €
5.05	Elektrischer Anschluss herstellen	psch	1	30.000 €	30.000 €
5.06	Zufahrtssicherung (Sperrle, Beschilderung)	Stck	3	15.000 €	45.000 €
					201.700 €

Position	Leistung	Einheit	Menge	EP [€]	GP [€]
6	Baunebenkosten				
6.01	Für E+A-Maßnahmen	psch	1	6.200 €	6.200 €
6.02	Detailliertes ökologisches Fachgutachten (UVS, LBP)	psch	1	25.000 €	25.000 €
6.03	Detaillierte geologische Untersuchungen, geotechn. Nachweise	psch	1	35.000 €	35.000 €
6.04	Statik (Berechnungen, Nachweise)	psch	1	5.000 €	5.000 €
6.05	Ingenieurleistungen (Objektplanung)	Stck	1	60.000 €	60.000 €
6.06	Hochwasserschutzkonzept	psch	1	6.400 €	6.400 €
					137.600 €
7	Inbetriebnahme				
7.01	Beckenbuch	Stck	1	2.500 €	2.500 €
7.02	Probestau	Stck	1	5.000 €	5.000 €
					7.500 €
8	Betriebskosten				
8.01	Jährliche Sicherheitsüberprüfung	psch	20	2.500 €	50.000 €
8.02	Pflege und Monitoring E+A-Maßnahmen (jährlich)	psch	20	4.000 €	80.000 €
8.03	Höhen- und Lagemessung	Stck	5	1.500 €	7.500 €
8.04	Kleine Reparaturen/Instandhaltungsmaßnahmen	psch	1	5.000 €	5.000 €
				Betriebskosten für 20 Jahre	137.500 €

9 Literaturverzeichnis

- ATV-DVWK. (2004). *Freibordbemessung an Stauanlagen*. Bonn: Gas und Wasser.
- Bollrich, G., & Preißler, G. (1992). *Technische Hydromechanik, Band 1: Grundlagen*. Berlin: Verlag für Bauwesen.
- Deutsches Institut für Normung e. V. DIN. (2004a). *DIN 19700–10 Stauanlagen–Gemeinsame Festlegungen*. Berlin: Beuth Verlag.
- Deutsches Institut für Normung e. V. DIN. (2004b). *DIN 19700–12 Stauanlagen–Hochwasserrückhaltebecken*. Berlin: Beuth Verlag GmbH.
- DWD–Abteilung Hydrometeorologie. (2005). *KOSTRA-DWD-2000–Starkniederschlagshöhen für Deutschland (1951–2000)–Fortschreibungsbericht*. (H. Bartels, B. Dietzer, G. Malitz, F. M. Albrecht, & J. Guttenberger, Hrsg.) Offenbach.
- Hunt, I. (1959). Design of seawalls and breakwaters. (A. S. Engineers, Hrsg.) *Journal of the Waterways, Harbors, and Coastal Engineering Division: Proceedings of the American Society of Civil Engineers*(85), S. 123 ff.
- Hydrotec. (2010). *Hochwasserschutzplanung im Einzugsgebiet der Schelde*. Aachen.
- Krylov, J., Strekalov, S., & Tsyplukhin, V. (1976). *Vetrovye volny i ich vozdejstvie na sooruzenija (in Russisch: Windwellen und deren Wirkung auf Bauwerke)*. Leningrad: Gidrometeoisdat.
- LUBW Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg. (2007). *Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken*. Karlsruhe: Verlagsauslieferung der LUBW.
- Wagner, H. (1974). *Seebau und Küstenschutz 1*. Berlin: Verlag Technik.

Zusätzlich verwendete Literatur

- DVWK (1991): DVWK-Merkblatt 220: *Hydraulische Berechnung von Fließgewässern*
- Hessisches Ministerium für Umwelt, ländlichen Raum und Verbraucherschutz: *Anforderungen an das Erstellen von Hochwasserschutzkonzepten in Hessen* (aus: Praktikerseminar am 28./29. November 2005 in Feuchtwangen)
- Hessisches Ministerium für Umwelt, Landschaft und Forsten (1999): *Neue Wege im Hochwasserschutz*
- HGN Hydrologie GmbH im Auftrag des Regierungspräsidiums Gießen: *Retentionskataster Hessen* (Schelde, bearbeitet 2005)
- Regierungspräsidium Gießen, Abteilung Umwelt, *Verfahrensbuch Wasserrechtliche Planfeststellungs-/Plangenehmigungsverfahren*, Dezernat 41.2 – Oberirdische Gewässer/Hochwasserschutz -, Gießen, Januar 2011

Verwendete EDV-Programmsysteme

- | | |
|----------------------------|--|
| ArcGIS®, Version 10.3 | ESRI, Redlands (CA), USA |
| HYDRO_AS-2D, Version 2.2.2 | Dr. M. Nujić, Rosenheim/Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen |
| SMS, Version 10.1 | AQUAVEO, Provo (Utah), USA |
| Jabron, Version 6.8 | Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt mbH, Aachen |

Hydrotec

Erläuterungsbericht HRB Schelde

NASIM®, Version 3.8.1

Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt
mbH, Aachen

TimeView®, Version 2.4

Hydrotec Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt
mbH, Aachen