

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



# **Gehobene Hase**

**Baugrundbewertung und Machbarkeitsstudie unter  
Berücksichtigung der Baugrundverhältnisse und der  
hydrodynamischen Randbedingungen für das Projekt Erneuerung  
der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche an der Gehobenen Hase**

## **Auftraggeber**

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

## **Auftragnehmer**

Dr. Salveter GmbH  
Ingenieurbüro für Bauwesen  
Altwachwitz 2  
01326 Dresden

Dresden, 25.03.2013

<b>INHALT</b>	<b>SEITE</b>
<b>0. KURZFASSUNG .....</b>	<b>16</b>
<b>1. ALLGEMEINES .....</b>	<b>19</b>
1.1 Projekt .....	21
1.2 Aufgabenstellung / Auftrag .....	22
1.3 Quellen / Unterlagen .....	30
<b>2. VERANLASSUNG .....</b>	<b>32</b>
2.1 Hase / Stauanlage Gehobene Hase.....	32
2.2.1 Historie .....	38
2.2.2 Planung und Ausbau 1961 [U 6] .....	41
2.2.3 Ist- Zustand .....	42
2.2.4 Planung und Randbedingungen.....	43
<b>3. BEMESSUNGSWASSERSTÄNDE .....</b>	<b>45</b>
3.1 Überlaufstrecke am rechten Flussdeich zwischen Baukilometer 1+780 und 2+510 .....	47
3.2 Überlaufstrecken und Abschlag in die Wrau .....	50
3.2.1 Lastfall 1: HQ <sub>100</sub> .....	52
3.2.2 Lastfall 2: HQ <sub>100</sub> und Verlandung der Sohle .....	52
3.2.3 Lastfall 3: Zufluss > HQ <sub>100</sub> oder Ausfall Schleuse II (Abschlag Wrau).....	58
3.2.4 Lastfall 4: Eisstau .....	60
<b>4. FREIBORDERMITTLUNG .....</b>	<b>65</b>
4.1 Projektbezogene Überhöhungen wegen Senkungen und Setzungen.....	65
4.2 Querneigung der Wasserspiegellage in Flusskrümmungen.....	68
4.3 Überhöhung linker Stauhaltungsdamm/Flussdeich – rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich .....	70
<b>5. AUS- UND UMBAUPLANUNG .....</b>	<b>71</b>
5.1 Variante 1: Rütteldruckverdichtung .....	72
5.2 Variante 2: Dichtungen .....	84
5.2.1 Innendichtungen .....	84
5.2.2 Oberflächenabdichtung .....	86
5.3 Variante 3: Veränderung der Geometrie des Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörpers .....	87
5.4 Vorzugsvariante .....	89
5.4.1 Geeignete Stauhaltungsdamm/Flussdeichbaustoffe und Filter .....	97
5.4.2 Zulässige hydraulische Gradienten .....	99
5.4.3 Vorhandene mittlere hydraulische Gradienten .....	103
5.4.4 Geometrie des Filters .....	107
5.4.5 Vorhandene örtliche hydraulische Gradienten .....	113

5.5	Standsicherheitsnachweise .....	115
5.5.1	Berechnungsquerschnitte .....	115
5.5.2	Materialkennwerte Stauhaltungsdamm und Untergrund .....	115
5.5.3	Einwirkungen .....	118
5.5.4	Lastfälle .....	118
5.5.5	Tragwerksbedingungen und Bemessungssituationen .....	120
5.6	Tragsicherheitsnachweise .....	121
5.6.1	Allgemeines .....	121
5.6.2	Erdstatische Nachweise .....	121
5.6.3	Bemessungssituation I und II .....	122
5.6.4	Sickerströmungsberechnungen .....	122
5.6.5	Böschungsbruchsicherheit .....	122
5.6.6	Bemessungssituation III .....	123
5.7.	Bauablauf, Standsicherheit und Setzungen .....	126
5.7.1	Bauablauf .....	129
5.7.2	Standsicherheit .....	130
5.7.3	Setzungen .....	135
5.8.	Kosten .....	141
<b>6.</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNGEN .....</b>	<b>144</b>

## 6. ANHÄNGE

Anhang 1:	Sickerlinien- und Wassermengenberechnungen
Anhang 2:	Aufstandsflächen
Anhang 3:	Verdichtungsflächen/Volumen
Anhang 4:	Filterflächen/Volumen
Anhang 5:	vorhandene Uferbefestigungen/Steinschüttungen
Anhang 6:	vorläufige Kostenannahme
Anhang 7:	Höhe der Stauhaltungsdamm/Flussdeichkrone (Tabelle)
Anhang 8:	Böschungsbruchberechnungen mit Kennwerten aus [U23]
Anhang 9:	Böschungsbruchberechnungen mit Einbau von Geogittern

## 7. ANLAGEN

Anlage 1:	Übersichtslageplan
Anlage 1.1:	Lageplan Teil 1 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.2:	Lageplan Teil 2 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.3:	Lageplan Teil 3 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.4:	Lageplan Teil 4 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.5:	Lageplan Teil 5 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.6:	Lageplan Teil 6 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.7:	Lageplan Teil 7 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.8:	Lageplan Teil 8 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.9:	Lageplan Teil 9 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.10:	Lageplan Teil 10 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.11:	Lageplan Teil 11 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.12:	Lageplan Teil 12 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.13:	Lageplan Teil 13 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.14:	Lageplan Teil 14 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.15:	Lageplan Teil 15 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.16:	Lageplan Teil 16 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.17:	Lageplan Teil 17 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.18:	Lageplan Teil 18 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.19:	Lageplan Teil 19 (Bestandsaufnahme)
Anlage 1.20:	Lageplan Teil 20 (Bestandsaufnahme)
Anlage 2.1:	Übersichtsplan vorhandenes luftseitiges Gelände
Anlage 2.2:	Übersichtsplan Maßgebliche Wasserspiegellagen, Freibord und Stauhaltungsdamm-/Flussdeichkronen (Planung)

- Anlage 2.3.1: Diagramm Planungshöhen Lastfall 1:  $HQ_{100}$
- Anlage 2.3.2: Diagramm Planungshöhen Lastfall 2:  $HQ_{100}$  und  
Verlandung der Sohle
- Anlage 2.3.3: Diagramm Planungshöhen Lastfall 3: Zufluss  $> HQ_{100}$  oder  
Ausfall Schleuse II (Abschlag Wrau)
- Anlage 2.3.4: Diagramm Planungshöhen Lastfall 4: Eisstau
- Anlage 2.3.5: Vergleich alt / neu linker Stauhaltungsdamm / Flusssdeich
- Anlage 2.3.6: Vergleich alt / neu rechter Stauhaltungsdamm / Flusssdeich
- Anlage 2.4.1: Längsschnitt Planung
- Anlage 2.4.2: Längsschnitt Wrau mit Abschlag von Hase-Schleuse II
- Anlage 2.4.3: Lageplan HW-Messpunkte an Brücken
- Anlage 2.4.4: Querschnitt Gehobene Hase mit Überlauf und Längsschnitt  
HW-Ableiter zum Möllwiesenbach
  
- Anlage 3.1.1: Übersichtsplan mit hydraulischen Gradienten bei  
Mittelwasserabfluss
- Anlage 3.1.2: Übersichtsplan mit hydraulischen Gradienten bei  
Bemessungsabfluss
  
- Anlage 3.2.1: Regelprofil Station 0,550
- Anlage 3.2.2: Regelprofil Station 0,931
- Anlage 3.2.3: Regelprofil Station 2,277
- Anlage 3.2.4: Regelprofil Station 4,811
- Anlage 3.2.5: Regelprofil Station 5,930
  
- Anlage 3.3.1: Regelprofil Station 0,550 – Ausgangsspannungen  
45° Lastausbreitung
- Anlage 3.3.2: Regelprofil Station 0,550 – Ausgangsspannungen  
60° Lastausbreitung
- Anlage 3.3.3: Regelprofil Station 0,550 – Setzungserzeugende Spannungen  
45° Lastausbreitung
- Anlage 3.3.4: Regelprofil Station 0,550 – Setzungserzeugende Spannungen  
60° Lastausbreitung
- Anlage 3.3.5: Regelprofil Station 0,550 – Spannungsverhältnis  
45° Lastausbreitung
- Anlage 3.3.6: Regelprofil Station 0,550 – Spannungsverhältnis  
45° Lastausbreitung

Anlage 4	Ergebnisse der Böschungsbruchberechnungen
Anlage 4.1	luftseitige Böschung QP 0+311 rechts, Beckensand dicht
Anlage 4.1.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.1.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.1.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.1.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.1.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.1.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f= 10^{-4}$
Anlage 4.1.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.1.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.1.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.1.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f= 10^{-6}$
Anlage 4.1.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.1.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.1.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.1.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.1.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.1.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f= 10^{-6}$
Anlage 4.2	wasserseitige Böschung QP 0+311 rechts, Beckensand dicht
Anlage 4.2.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.2.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.2.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.2.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.2.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.2.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f= 10^{-4}$
Anlage 4.2.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.2.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.2.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.2.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f= 10^{-6}$
Anlage 4.2.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.2.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.2.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.2.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.2.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung

Anlage 4.2.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.3	luftseitige Böschung QP 0+311 rechts, Schluff
Anlage 4.2.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.3.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.3.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.3.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.3.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.3.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$
Anlage 4.3.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.3.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.3.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.3.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.3.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.3.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.3.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.3.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.3.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.3.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.4	wasserseitige Böschung QP 0+311 rechts, Schluff
Anlage 4.4.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.4.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.4.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.4.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.4.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.4.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$
Anlage 4.4.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.4.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.4.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.4.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.4.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.4.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.4.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.4.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände

Anlage 4.4.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.4.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.5	luftseitige Böschung QP 0+745 links, Beckensand dicht
Anlage 4.5.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.5.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.5.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.5.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.5.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.5.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$
Anlage 4.5.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.5.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.5.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.5.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.5.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.5.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.5.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.5.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.5.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.5.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.6	wasserseitige Böschung QP 0+745 links, Beckensand dicht
Anlage 4.6.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.6.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.6.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.6.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.6.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.6.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$
Anlage 4.6.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.6.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.6.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.6.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.6.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.6.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.6.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte

Anlage 4.6.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.6.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.6.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.7	luftseitige Böschung QP 0+745 links, Schluff
Anlage 4.7.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.7.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.7.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.7.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.7.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.7.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$
Anlage 4.7.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.7.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.7.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.7.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.7.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut
Anlage 4.7.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.7.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.7.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.7.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.7.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.8	wasserseitige Böschung QP 0+745 links, Schluff
Anlage 4.8.1	Fall 1.1-A, BS I, Höchstes Stauziel ZH 1
Anlage 4.8.2	Fall 2.1-A, BS II, Höchstes Stauziel ZH 2
Anlage 4.8.3	Fall 2.2-A, BS II, Schnelle Absenkung
Anlage 4.8.4	Fall 3.1-A, BS III, Kronenstau ZK
Anlage 4.8.5	Fall 1.1-B 2.1, BS II, ZH 1, Graben voll
Anlage 4.8.6	Fall 1.1-B 2.2, BS II, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$
Anlage 4.8.7	Fall 1.1-B 1, BS II, ZH 1, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.8.8	Fall 1.2-B, BS II, ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
Anlage 4.8.9	Fall 2.1-B 1.1, BS III, ZH 2, Graben voll
Anlage 4.8.10	Fall 2.1-B 1.2, BS III, ZH 2, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 4.8.11	Fall 2.1-B 1.3, BS III, ZH 2, Luftseite 0,5 m überstaut

Anlage 4.8.12	Fall 2.1-B 2, BS III, ZH 2, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.8.13	Fall 2.2-B 1, BS III, Absenkung, ungünstige Kennwerte
Anlage 4.8.14	Fall 2.3-B 1, BS III, Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
Anlage 4.8.15	Fall 1.1-C 2.1, BS III, ZH 1, homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
Anlage 4.8.16	Fall 1.1-C 2.2, BS III, ZH 1, Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$
Anlage 5	Sickerlinienberechnungen
Anlage 5.1	Sickerlinienberechnungen QP 0+745 links
Anlage 5.1a	MW Graben leer
Anlage 5.1b	BHQ Graben voll
Anlage 5.1c	BHQ Graben leer
Anlage 5.1d	BHQ Graben leer, Filter dicht
Anlage 5.1e	BHQ Graben voll, Filter dicht
Anlage 5.2	Sickerlinienberechnungen QP 0+311 rechts
Anlage 5.2a	MW Graben leer
Anlage 5.2b	BHQ Graben voll
Anlage 5.2c	BHQ Graben leer
Anlage 5.2d	BHQ Graben leer, Filter dicht
Anlage 5.22e	BHQ Graben voll, Filter dicht
Anlage 6	CD

## **ABBILDUNGEN, TABELLEN, BILDER**

### **Abbildungen**

- Abbildung 1-1:** Abgrenzung Stauhaltungsdamm – Flussdeich
- Abbildung 2.1-1:** Gelände in Bezug zum Mittelwasser (relativ): Mittelwasser über Gelände (DIN 19700-13), Mittelwasser unter Gelände (DIN 19712)
- Abbildung 2.1-2:** Gelände in Bezug zum Bemessungszufluss: 54 m<sup>3</sup>/s (relativ)
- Abbildung 2.1-3:** Gelände rechts in Bezug zu den Wasserständen MQ, BHQ und BHQ<sub>1</sub> (absolut): Fließrichtung links nach rechts
- Abbildung 2.1-4:** Gelände links in Bezug den Wasserständen MQ, BHQ und BHQ<sub>1</sub> (absolut): Fließrichtung links nach rechts
- Abbildung 2.1-5:** Empfohlene Stauhaltungsdammabsenkung rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich zwischen Bau km 1+743 und 2+490
- Abbildung 2.1-6:** Höhe der Sohle, ermittelt aus den Ergebnissen der Vermessung vom März/April 2011
- Abbildung 2.2.1-1:** Karte von General Mayor von Le Coq von 1805 zeigt die früheren Hasearme
- Abbildung 2.2.4-1:** Profil 80+273 Stauhaltungsdämme nach DIN 19700-13)
- Abbildung 3-1:** Gegenüberstellung der maßgebenden Wasserspiegellage und bisherige Annahmen
- Abbildung 3.1-1:** Gegenüberstellung der Wasserspiegellagen für Q = 70 m<sup>3</sup>/s mit und ohne Überlaufstrecke (Streichwehr)
- Abbildung 3.1-2:** Gegenüberstellung der Wasserspiegellagen für Q = 90 m<sup>3</sup>/s mit und ohne Überlaufstrecke (Streichwehr)
- Abbildung 3.2-1:** Vorhandener Abschlag in die Wrau mit Klappenstellung und geplante Überlaufstrecken
- Abbildung 3.2.1-1:** Planungshöhen Lastfall 1: HQ<sub>100</sub> (Diagramm)
- Abbildung 3.2.2-1:** Niezelwehr (Sachsen)
- Abbildung 3.2.2-2:** Fließgeschwindigkeiten auf Grundlage der aktuellen Wasserspiegellagenberechnungen
- Abbildung 3.2.2-3:** Verlandung der Sohle bei Fließgeschwindigkeiten von < 0,5 m/s
- Abbildung 3.2.2-4:** Reduzierter Einfluss der Verlandung bei Berücksichtigung der Überlaufstrecke
- Abbildung 3.2.2-5:** Planungshöhen Lastfall 2: HQ<sub>100</sub> und Verlandung der Sohle (Diagramm)
- Abbildung 3.2.3-1:** Draufsicht Wehrschleuse II, Abschlag in die Wrau
- Abbildung 3.2.3-2:** Planungshöhen Lastfall 3: Zufluss > HQ<sub>100</sub> oder Ausfall Schleuse II (Diagramm)
- Abbildung 3.2.4-1:** Ganglinien beim Eisstau auf der Weser (1987)

- Abbildung 3.2.4-2:** Ganglinien Ems und Weser im Frühjahr 1987
- Abbildung 3.2.4-3:** Planungshöhen Lastfall 4: Eisstau (Diagramm)
- Abbildung 4-1:** Bestandteile des Freibords
- Abbildung 4.1-1:** Vergleich alt/neu linker Stauhaltungsdamm/Flussdeich (Diagramm)
- Abbildung 4.1-2:** Vergleich alt/neu rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich (Diagramm)
- Abbildung 4.1-3:** organisch/bindige Böden im Untergrund
- Abbildung 4.1-4:** Baugrundgeologischer Längsschnitt Holozän / Weichsel Kaltzeit, Bau km 0+000 bis 1+400 [U 23]
- Abbildung 4.1-5:** Baugrundgeologischer Längsschnitt Holozän / Weichsel Kaltzeit, Bau km 5+000 bis 5+600 [U 23]
- Abbildung 4.2-1:** Gewässerabschnitt zwischen Baukilometer 3+096 und 3+400
- Abbildung 4.2-2:** Baukilometer 3+200 mit Auskolkung
- Abbildung 5.1-1:** Anwendungsgrenzen der Tiefenrüttelverfahren
- Abbildung 5.1-2:** Vergleich Körnungslinie Baugrund-Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung (Gehobene Hase)
- Abbildung 5.1-3:** Vorhandenes Körnungsband der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung (Gehobene Hase)
- Abbildung 5.1-4:** Prinzipskizze eines Tiefenrüttlers
- Abbildung 5.1-5:** Rütteldruckverdichtung
- Abbildung 5.1-6:** Umlagerung der Körner
- Abbildung 5.1-7:** Lagerungsdichte in Abhängigkeit vom Abstand zum Rüttelzentrum
- Abbildung 5.1-8:** Verdichtungsraster und Wirkungsfläche für unterschiedliche Gründungsvarianten
- Abbildung 5.1-9:** Verwendete Geräte
- Abbildung 5.1-10:** Ergebnis eines Proctorversuchs am Boden der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung, Bau km 5+500
- Abbildung 5.1-11:** Ergebnis eines Proctorversuchs am Boden am Boden der Dammaufstandsfläche (Gehobene Hase) Bau km 2,500
- Abbildung 5.1.-12:** Proctorversuch am Boden der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung, Bau km 0+311
- Abbildung 5.1.-13:** Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper ohne hinreichende Verdichtung (lockere Lagerung Bau km 0+931 und 1+032, Gehobene Hase)
- Abbildung 5.1.-14:** Volumen des locker gelagerten Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörpers (lockere Lagerung Bau km 0+000 und 6+500), Gehobene Hase
- Abbildung 5.2.1-1:** Rüttelschmalwand
- Abbildung 5.2.1-2:** Schematische Darstellung von Flügelrüttler und Herstellfolge
- Abbildung 5.2.1-3:** Flügelrüttler vor dem Eintauchen in den Boden, Freigelegter Kopf der Schmalwand

- Abbildung 5.4-1:** Sickerlinie und Potentiallinien bei vorhandenem Stützkörper und ergänzter Luftseite, Bau km 0+550 Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-2:** Wassermengen bei lockerem Untergrund und Stützkörper, Bau km 0+550 (0,22 l/lfm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-3:** Sickerlinie und Potentiallinien bei verdichtetem Stützkörper und ergänzter Luftseite, Bau km 0+550 Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-4:** Wassermengen bei verdichtetem Untergrund und Stützkörper, Bau km 0+550 (0,10 l/lfm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-5:** Sickerlinie und Potentiallinien beim Einbau einer Innendichtung und vorhandener Auelehmschicht, Bau km 0+550 Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-6:** Wassermengen beim Einbau einer Innendichtung und vorhandener Auelehmschicht, Bau km 0+550 (0,11 l/lfm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-7:** Sickerlinie und Potentiallinien beim Einbau einer Innendichtung und fehlender Auelehmschicht, Bau km 0+550 Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-8:** Wassermengen beim Einbau einer Innendichtung und fehlender Auelehmschicht, Bau km 0+550 (0,15 l/lfm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011
- Abbildung 5.4-9:** Exemplarisches Ergebnis eines Scherversuchs der Böden (Stützkörper und Untergrund Gehobene Hase)
- Abbildung 5.4-10:** Regelprofil, erstellt vom NLWKN Bau km 0+550 rechts Querschnitt: Planungsstand 12.03.2012
- Abbildung 5.4.1-1:** Filterregel nach Terzaghi
- Abbildung 5.4.1-2:** Geeigneter Filter nach Terzaghi
- Abbildung 5.4.2-1:** Erosionskanäle unter einem Flusssdeich (links) und unter einem Flusssperrwerk (schematisch)
- Abbildung 5.4.2-2:** Austrittsgradientenmethode
- Abbildung 5.4.2-3:** Aufbau der Modellversuche (oben: schematisch; unten: Beispiel eines Versuchsaufbaus ohne Spundwände)
- Abbildung 5.4.2-4:** Austrittsgradienten bei Beginn des Erosionsvorgangs
- Abbildung 5.4.2-5:** zulässige hydraulische Gradienten
- Abbildung 5.4.3-1:** mittlere hydraulische Gradienten beim Bemessungswasserstand (BHW = 54 m<sup>3</sup>/s und MW = 10 m<sup>3</sup>/s)
- Abbildung 5.4.3-2:** Stauhaltungsdamm/und Flusssdeichkronen in Bezug zu den Wasserspiegellagen
- Abbildung 5.4.3-3:** mittlere hydraulische Gradienten am rechten Stauhaltungsdamm/Flusssdeich für Bemessungsabfluss und für Mittelwasserabfluss
- Abbildung 5.4.3-4:** mittlere hydraulische Gradienten am linken Stauhaltungsdamm/Flusssdeich für Bemessungsabfluss und für Mittelwasserabfluss

- Abbildung 5.4.4-1:** Idealer Baugrund/Filteraufbau in Bezug auf die Vorhandene Situation
- Abbildung 5.4.4-2:** Potentialverteilung bei Mittelwasser ( $10 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Abbildung 5.4.4-3:** Wassermengen bei Mittelwasser ( $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ) =  $0,13 \text{ l/s}$  je Meter
- Abbildung 5.4.4-4:** Potentialverteilung beim Bemessungswasserstand ( $54 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Abbildung 5.4.4-5:** Wassermengen beim Bemessungswasserstand ( $54 \text{ m}^3/\text{s}$ ) =  $0,2 \text{ l/s}$  je Meter
- Abbildung 5.4.4-6:** Potentialverteilung beim Bemessungswasserstand 1 ( $70 \text{ m}^3/\text{s}$ )
- Abbildung 5.4.4-7:** Wassermengen beim Bemessungswasserstand 1 ( $70 \text{ m}^3/\text{s}$ ) =  $0,26 \text{ l/s}$  je Meter
- Abbildung 5.4.4-8:** Potentialverteilung beim Bemessungswasserstand 1 ( $70 \text{ m}^3/\text{s}$ ), voller Randgraben
- Abbildung 5.4.4-9:** Bau km 1+000: gemessene Sickerlinien im Stauhaltungsdammkörper (2010) [U 11]
- Abbildung 5.4.4-10:** Bau km 0+850: gemessene Sickerlinien im Stauhaltungsdammkörper (2010) [U 11]
- Abbildung 5.4.5-1:** Potentiale und Gradienten am Querschnitt 0+931 links bei BHQ, Filter gut durchlässig
- Abbildung 5.4.5-2:** Potentiale und Gradienten am Querschnitt 0+931 links bei BHQ, Filter wenig durchlässig
- Abbildung 5.4.5-3:** Potentiale und Gradienten am geplanten Querschnitt 0+931 links bei MW
- Abbildung 5.4.5-4:** Potentiale und Gradienten am geplanten Querschnitt 0+931 links bei BHQ
- Abbildung 5.7-1:** Baugrundgeologische Erkundungen am Stauhaltungsdammfuß der gehobenen Hase [U 23]
- Abbildung 5.7-2:** Verhältnis der Zusatzspannungen zu den Primärspannungen, Lastausbreitung  $60^\circ$ , s. a. Anlage 3.3.1 bis 3.3.6
- Abbildung 5.7.2-1:** Direkter Scherversuch, DIN 18137
- Abbildung 5.7.2-2:** Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+311 rechts mit Kennwerten aus [U23]
- Abbildung 5.7.2-3:** Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+745 links mit Kennwerten aus [U23]
- Abbildung 5.7.2-4:** Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+311 rechts bei BHQ1 mit Einbau von Geogittern
- Abbildung 5.7.2-5:** Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+311 rechts bei BHQ2 mit Einbau von Geogittern
- Abbildung 5.7.2-6:** Erforderliche Geogitter Bewehrung Querprofil 0+311 rechts
- Abbildung 5.7.3-1:** Ausgangsspannungen bei einer Lastausbreitung von  $60^\circ$
- Abbildung 5.7.3-2:** Zusatzspannungen bei einer Lastausbreitung von  $60^\circ$
- Abbildung 5.7.3-3:** Spannungsverhältnis bei einer Lastausbreitung von  $60^\circ$
- Abbildung 5.7.3-4:** Repräsentatives Ergebnis einer schweren Rammsondierung [U 23]

**Abbildung 5.8-1:** Kostenvergleich verschiedener Maßnahmen in Bayern (2004)

**Tabellen**

<b>Tabelle 1-1:</b>	Klassifizierung von Staustufen und jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit der anzusetzenden Bemessungshochwasserabflüsse gemäß DIN 19700-13
<b>Tabelle 1.2-1:</b>	Geotechnische Felduntersuchungen der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche
<b>Tabelle 2.1-1:</b>	Abflüsse der Hase [NLWKN 2008]
<b>Tabelle 2.1-2:</b>	Zusammenstellung der maßgebenden Wasserstände am Schützenhofwehr
<b>Tabelle 2.1-3:</b>	Iterativ ermittelte Klappenstellungen des Schützenhofwehres
<b>Tabelle 2.1-4:</b>	Gegenüberstellung von prognostizierten und gemessenen Zu- und Abflüssen (NLWKN)
<b>Tabelle 2.2.3-1:</b>	Ergebnisse der Dichtebestimmung nach DIN 18125 T2
<b>Tabelle 2.2.3-2:</b>	Ergebnisse der Scherversuche
<b>Tabelle 3-1:</b>	Zusammenstellung der maßgebenden Wasserstände am Schützenhofwehr
<b>Tabelle 3.1-1:</b>	Iterativ ermittelte Abflusshöhen am Streichwehr für $Q_{\text{oben}} = 70 \text{ m}^3/\text{s}$
<b>Tabelle 3.1-2:</b>	Iterativ ermittelte Abflusshöhen am Streichwehr für $Q_{\text{oben}} = 90 \text{ m}^3/\text{s}$
<b>Tabelle 3.2.2-1:</b>	Iterativ ermittelte Abflusshöhen am Streichwehr bei Verlandung
<b>Tabelle 5.5.2-1:</b>	Rechenwerte Wichte und Scherfestigkeit der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichbaustoffe und Untergrundschichten
<b>Tabelle 5.5.3-1:</b>	Lastfälle und Stauziele
<b>Tabelle 5.5.4-1:</b>	Einwirkungen und Lastfälle nach DIN 19700
<b>Tabelle 5.5.5-1:</b>	Berechnungsfälle und Bemessungssituationen
<b>Tabelle 5.6.6-1:</b>	Ergebnisse Böschungssicherheit QP 0 + 311 (0 + 550) rechts
<b>Tabelle 5.6.6-2:</b>	Ergebnisse Böschungssicherheit QP 0 + 745 (0 + 931) links
<b>Tabelle 5.7-1:</b>	Abgeschätzte charakteristische bodenmechanische Kennwerte für die angetroffene Schichtenfolge [U 23]
<b>Tabelle 5.7.2-1:</b>	Geogitter Secugrid R (PES/PET)

## **Bilder**

- Bild 3.2.2-1:** Sedimente im Bereich der Wehrkrone
- Bild 3.2.4-1:** Eisschollen auf einer Wehrkrone
- Bild 3.2.4-2:** Vereisung vor Wehrfeldern
- Bild 5.7.1-2:** Aufbau der Tragschicht mit Geogittern BAB A7 bei Füßen
- Bild 5.7.1-1:** Trasse für den Autobahnbau der BAB A7 bei Füßen
- Bild 5.7.1-3:** Tragfähigkeit der Tragschicht mit Geogittern BAB A7 bei Füßen

## 0. KURZFASSUNG

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

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

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

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

Als Grundlage für die Beurteilung der Standsicherheit wurden in 2010 auch geotechnische Untersuchungen an den Querschnitten der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche durchgeführt und die Krone der Absperrbauwerke neu vermessen. Dabei stellte sich heraus, dass es Defizite bei der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichgeometrie gibt (übersteile Böschungen u. a.) und dass die Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkörper über keine hinreichende Verdichtung verfügen. Vielfach konnten daher auch keine rechnerischen Standsicherheiten nachgewiesen werden.

Genügt ein Flussdeich bzw. ein Stauhaltungsdamm nicht den a. a. R. d. T., so muss dieser in Zuge eines Ausbaus ertüchtigt werden, was ein Genehmigungsverfahren nach sich zieht.

Als Grundlage für dieses Verfahren hat der NLWKN u. a. die vorliegende Machbarkeitsstudie in Auftrag gegeben. Im Rahmen dieser Machbarkeitsstudie werden neuere Vermessungsergebnisse (Frühjahr 2011 im Abstand von ca. 100 m) der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkonturen ausgewertet und hinsichtlich der Bemessungswasserstände bewertet. An ausgewählten Querschnitten wurden daneben weitere geotechnische Untersuchungen veranlasst. Mit insgesamt 35 Querschnitten (17 aus 2010 und 18 in 2011) ergibt sich nunmehr ein sehr guter Überblick über den vorhandenen Aufbau der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche. In 2012 wurden noch weitere geotechnische Untersuchungen im Bereich der geplanten luftseitigen Dammaufstandsfläche für eine geplanten Stauhaltungsdamm- und Flussdeichverbreiterung durchgeführt.

Die Machbarkeitsstudie enthält auch neue Regelquerschnitte und Planungshöhen der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche. Demnach sollen nunmehr zwei Überlaufstrecken am rechten Flussdeich gebaut werden.

Hiermit kann zum einen sichergestellt werden, dass größere Zuflüsse in das Überschwemmungsgebiet rechts der Gehobenen Hase abgeschlagen werden können (neuere Prognosen gehen von einer Zunahme der Abflüsse bei Hochwasser z. B. bei  $HQ_{100}$  von  $105 \text{ m}^3/\text{s}$  auf  $126 \text{ m}^3/\text{s}$  aus). Zum anderen ist hiermit die n-1 Regel bei Stauanlagen gewährleistet. Auch bei Ausfall von Anlagenteilen (z. B. Ausfall der Schleuse II bzw. Abschlag in die Wrau) muss demnach sichergestellt sein, dass die Stauhaltungsdämme beim Bemessungszufluss nicht überströmt werden.

In dem vorliegenden Abschlussbericht der Machbarkeitsstudie wurden daher die maßgeblichen Wasserspiegellagen unter Berücksichtigung der Entlastung durch die Überlaufstrecken bei

- **Lastfall 1:**  $HQ_{100}$ ,
- bei **Lastfall 2:**  $HQ_{100}$  und Verlandung der Sohle,
- bei **Lastfall 3:** Zufluss  $> HQ_{100}$  oder Ausfall Schleuse II (Abschlag Wrau) und
- bei **Lastfall 4:** Eisstau untersucht.

Abschließend werden die neuen Planungshöhen den Höhen des vorhandenen Ausbaus gegenübergestellt.

Im **1. und 2. Kapitel** sind die Grundlagen für die vorliegende Machbarkeitsstudie und für weitere Planungen zusammengestellt. Dabei werden die historischen Grundlagen zusammengefasst und ein Überblick zu den bisher geltenden Bemessungsgrundsätzen beschrieben (Planung 1961).

Aufgrund festgestellter Abweichungen zwischen den vor Ort bei Hochwasser gemessenen Wasserständen und den auf alten Vermessungsergebnissen beruhenden Ergebnissen von Wasserspiegellagenberechnungen ist im **3. Kapitel** eine Kalibrierung beschrieben. Hieraus ergeben sich die Bemessungswasserstände und die Festlegung der Ausbauhöhen für die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche.

In **Kapitel 4** ist eine Freibordermittlung im Sinne einer einheitlichen Bemessung der Stauhaltungsdämme nach DIN 19700-13 und der Flussdeiche nach DIN 19712 enthalten.

Das **Kapitel 5** umfasst eine Variantendiskussion mit abschließender Empfehlung, dass die Verbreiterung der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichaufstandsflächen erforderlich ist. Letztlich lässt sich (auch aus wirtschaftlichen Gründen) eine Verbreiterung der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichaufstandsflächen nicht vermeiden. Neuere Bauverfahren (Rütteldruckverdichtung, Schmalwand u. a.) stehen in keinem vertretbaren Kosten/Nutzenverhältnis. Die Kosten für die Sanierung werden voraussichtlich etwa **16,5 Mio. € brutto** betragen. Die erforderlichen Tragfähigkeitsnachweise nach **DIN 19700** wurden geführt. Hierbei ergaben sich besonders am luftseitigen Dammmfuß Defizite. Letztlich konnte die Standsicherheit der empfohlenen Variante unter Berücksichtigung von einer Bewehrung mit Geogittern nachgewiesen werden.

Das **Kapitel 6** fasst den Bericht zusammen und enthält Empfehlungen.

Die Konstruktion der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase beruht auf einer stetigen Durchsickerung. Bei den Stauhaltungsdämmen (Mittelwasserstand über dem luftseitigen Gelände) ständig, bei den Flussdeichen (Mittelwasserstand unter dem luftseitigen Gelände) nur bei Hochwasser.

Am luftseitigen Stauhaltungsdammfuß sind daher i. R. Seitengräben vorhanden, die das Sickerwasser aufnehmen und ableiten. Diese Seitengräben sind bei den Stauhaltungsdämmen immer, bei den Flussdeichen nur teilweise vorhanden. Bei Hochwasser wurden auf dem Vorland der Flussdeiche Vernässungen beobachtet. Auch hier sollten diese Seitengräben bei der Sanierung hergestellt werden.

Aufgrund neuerer Prognosen der Hochwasserzuflüsse ( $HQ_{100} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$  statt bisher teilweise verwendeter  $128 \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $140 \text{ m}^3/\text{s}$ ) und aufgrund der eingeschränkten Leistungsfähigkeit von Schleuse II kann sehr wahrscheinlich nicht sichergestellt werden, dass der Abfluss der Gehobenen Hase auf  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  begrenzt bleibt. Daher ist die Berücksichtigung von Überlaufstecken zwingend erforderlich. Anhand der vorliegenden Topografie wurden für die Überlaufstrecken geeignete Abschnitte ausgewiesen.

Im **Anhang 1** sind Ergebnisse von Sickerlinien und Sickerwassermengenberechnungen qualitativ für verschiedene Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkörper und Wasserstände dargestellt. Dabei wurde exemplarisch das Querprofil 0+550 rechts im Ausbauzustand gewählt. Ausgewertet wurden dabei 4 Fälle:

- **Fall 1:** Verbreiterung der Dammaufstandsflächen und eine Abflachung der wasser- und luftseitigen Böschung.
- **Fall 2:** Verbreiterung der Dammaufstandsflächen und eine Abflachung der wasser- und luftseitigen Böschung mit wasserseitiger Rütteldruckverdichtung.
- **Fall 3:** Verbreiterung der Dammaufstandsflächen und eine Abflachung der wasser- und luftseitigen Böschung mit vollständiger Verdichtung des Dammkörpers.
- **Fall 4:** Verbreiterung der Dammaufstandsflächen und eine Abflachung der wasser- und luftseitigen Böschung mit Innendichtung (Schmalwand)

Es wurden auch Untervarianten betrachtet, die nachfolgend bei der Bemessung der Filter beschrieben werden. Im Seitengraben ist für die Vorzugsvariante mit  $2,0 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$  bzw.  $0,2 \text{ l/s}$  Sickerwasser pro Meter Stauhaltungsdamm zu rechnen.

## 1. ALLGEMEINES

Gemäß DIN 19700-13 (2004) erfolgt eine Einstufung von Staustufen in drei Klassen in Abhängigkeit von der Fallhöhe bei Mittelwasserabfluss, sowie aufgrund des Gefährdungspotenzials bei Versagen eines Anlagenteils. Die Staustufenklasse hat Auswirkungen auf die anzusetzende Größe des Bemessungshochwassers und damit auf die Auslegung der Wehranlage für den Hochwasserfall, sowie auf die Wegeführung entlang des Stauhaltungsdammes.

Für Staustufen (Wehre, Fluss- und Ausleitungskraftwerke) ist die DIN 19700-13 maßgeblich. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat parallel im Jahr 2005 für Staustufen das „Merkblatt Standsicherheit von Stauhaltungsdämmen an Bundeswasserstraßen“ (MSD) publiziert, das vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Wohnungswesen für den Geschäftsbereich der Wasser und Schifffahrtsverwaltung des Bundes als allgemein anerkannte Regel der Technik eingeführt ist.

Seit 1954 besteht in der Normenreihe der DIN 19700 ein eigener Teil für Wehranlagen bzw. Staustufen. Eine Klassifizierung dieser Wasserbauwerke wurde jedoch erstmals in der Ausgabe von 2004 eingeführt. Hierbei wird die Einstufung gemäß Fallhöhe bei Mittelwasserabfluss in drei Klassen (Tabelle 1-1), sowie nach der Lage der Staustufe vorgenommen. Die Klassifizierung hat dabei ausschließlich auf die Festlegung des Bemessungshochwassers und auf die Ansprüche an die Wegeführung entlang von Stauhaltungsdämmen einen Einfluss. Kurz erwähnt wird, ohne Nennung einer Klasse, dass auf die (n-1)-Bedingung an „kleinen, einfeldrigen Wehren“ gegebenenfalls verzichtet werden kann.

Neben der Klassifizierung des Wasserkraftstandortes nach der Fallhöhe bei Mittelwasser, führt die Lage an einer Wasserstraße oder eine potenzielle Gefährdung von Siedlungen durch ein Versagen der Anlage automatisch zur Einstufung in die höchste Klasse 1.

Staufstufen sind planmäßig auf das Bemessungshochwasser 1 (BHQ<sub>1</sub>) unter Berücksichtigung der (n-1)-Bedingung auszulegen und müssen einem Extremhochwasser (BHQ<sub>2</sub>) ohne gravierende strukturelle Schäden widerstehen. Die Anforderungen an die Bemessungshochwasserabflüsse variieren je nach Staustufenklasse (Tabelle 1-1). Wehranlagen werden für das BHQ<sub>1</sub> je nach Fallhöhe auf das HQ<sub>20</sub>, HQ<sub>50</sub> bzw. HQ<sub>100</sub> bemessen (Tabelle 1-1).

Staufstufen bei denen eine Siedlung infolge Ausfalls eines Anlagenteils gefährdet ist oder die an einer Wasserstraße liegen, sind im BHQ<sub>1</sub>-Fall auf das HQ<sub>100</sub> auszulegen.

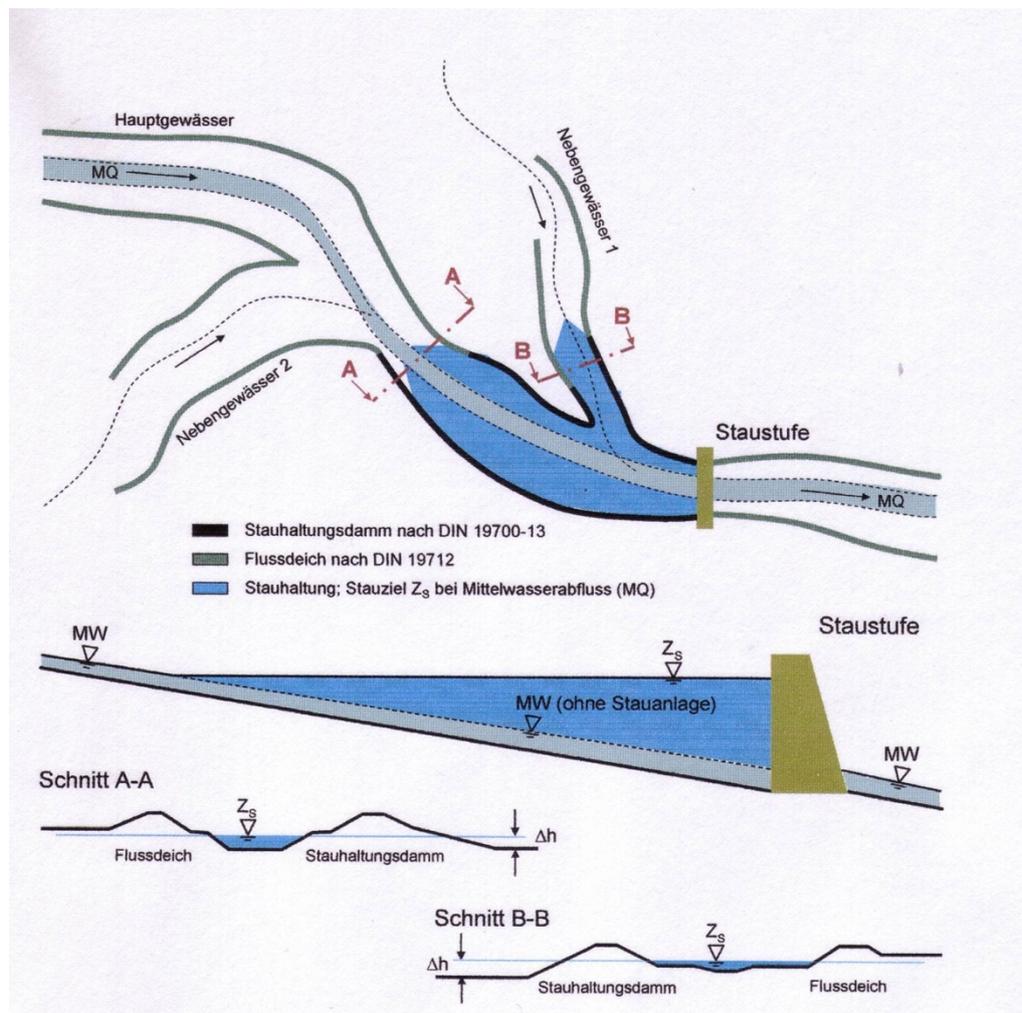
Klasse der Staustufe	Fallhöhe bei Mittelwasserabfluss	BHQ1	BHQ2
1	$h_f > 5 \text{ m}$	T = 100 a	T = 1.000 a
2	$3 \text{ m} < h_f \leq 5 \text{ m}$	T = 50 a	T = 100 a
3	$h_f \leq 3 \text{ m}$	T = 20 a	T = 50 a

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

Nachfolgend werden die Begriffe „Flussdeich“ und „Stauhaltungsdamm“ nach den folgenden Kriterien verwendet (Abbildung 1-1).

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

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



**Abbildung 1-1:** Abgrenzung Stauhaltungsdamm – Flussdeich

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

Unterschreiten die ermittelten Werte für den Freibord das Maß für den Mindestfreibord, ist bei Flussdeichen ein anlagenspezifischer Mindestfreibord zu wählen.

## 1.1 Projekt

Die Gehobene Hase ist ein künstlicher Wasserlauf (Staukanal) mit einer Länge von ca. 6,5 km. Zwischen Flusskilometer 79+200 und 85+700 ist der Niedersächsische Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz (NLWKN) für Unterhaltung und Betrieb verantwortlich. Die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche entsprechen nicht den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.) **[U 11]** und sollen saniert werden. Die Planung hierfür wird z. Zt. beim NLWKN erstellt. Der Planungsabschnitt beginnt bei Bau km 0,0 (Flusskilometer 79+200) und endet bei Bau km 6+500 (Flusskilometer 85+700).

Stauhaltungsdämme umschließen nach DIN 19700-13 (2004) den aufgestauten Fluss vom Wehr bis zur Stauwurzel beim Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_1$  ohne Seitengewässer außerhalb des Dauerstaus bei Mittelwasserabfluss. Eine eindeutige räumliche Abgrenzung im Sinne dieser Norm ist nicht möglich, wenn die Staulinie von Staustufen bei  $BHQ_1$  abschnittsweise im Bereich des Mittelwasserbettes liegt und eine Beaufschlagung der Stauhaltungsdämme erst bei selteneren Ereignissen auftritt. Dies betrifft insbesondere Staustufen mit abflussabhängiger Regelung der Wehrverschlüsse. Deren hydraulische Bemessung nach DIN 19700-13 bedeutet, dass die Stauwurzel bei  $BHQ_1$  gegenüber dem Normalstau  $Z_S$  häufig näher an das Stauwehr heranrückt. Aus Sicht der geforderten einheitlichen Bemessungsziele ist die Ungleichstellung von Stauhaltungsdämmen an Haupt- und rückgestauten Nebengewässern unbefriedigend. Letztlich sind mit der Einstufung zu Flussdeichen bzw. Stauhaltungsdämmen auch abweichende Nachweise und Lastfallkombinationen verbunden, die im Sinne eines integralen Ansatzes zur Bemessung aller Hochwasserschutz- und Stauanlagen eines Gewässerabschnittes nach abgestimmten Kriterien in Einklang zu bringen sind (systemischer Ansatz). Ziel ist eine am Schutzgrad des Gesamtsystems orientierte Nachweisführung, mit der die Normenforderungen der DIN 19712 und DIN 19700-13 harmonisiert werden und eine den anerkannten Regeln der Technik genügende Hochwassersicherheit der Schutzanlagen gewährleistet wird. Dies betrifft sowohl den Hochwasserschutzgrad als auch die geforderten Nachweise zur Anlagensicherheit.

Die Übergangsbereiche von Stauhaltungsdamm zum Flussdeich sollten stetig gestaltet werden und sind im Einzelfall technisch konstruktiv zu lösen. Dabei ist auch eine systemische Sicherheitsbetrachtung für das gesamte Flusssystem, an dem sich Stauhaltungsdamm- und Flussdeichstrecken befinden, mit zu berücksichtigen.

Das Abschlagwehr Quakenbrück soll durch eine feste Schwelle bzw. eine Sohlgleite ersetzt werden. Nach dem Umbau wird sich der Wasserstand in der Gehobenen Hase ungesteuert in Abhängigkeit vom Zufluss einstellen. Im frühen Planungsstadium hat die Hochschule Magdeburg die zu erwartenden Wasserspiegellagen berechnet **[U 10]**, aus denen u. a. zunächst die neuen Bemessungswasserstände für die SeitenStauhaltungsdämme der Gehobenen Hase abgeleitet wurden. Der Bemessungswasserstand ( $MHQ = 54,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ) wurde am Wehr Quakenbrück auf der sicheren Seite liegend mit 26,50 m ü. NN angenommen, an der Schleuse II mit 28,20 m ü. NN. In 2012 hat der Ingenieurdienst Nord abschließende Wasserspiegellagenberechnungen unter Verwendung der aktuellen Topografie durchgeführt **[U 21]**.

Aus den Ergebnissen von Wasserspiegellagenberechnungen **[U 10]** geht weiterhin hervor, dass die Schleuse II den heutigen Anforderungen (erhöhter Abfluss im Vergleich zum Baujahr) nicht

mehr genügt. Bereits beim **HQ<sub>100</sub>** (126 m<sup>3</sup>/s) können demnach über die Schleuse II nur 54 m<sup>3</sup>/s abgeschlagen werden. Daher fließen rechnerisch 72 m<sup>3</sup>/s über die Gehobene Hase ab.

Die Schleuse II soll nicht umgebaut werden. In den Planungen müssen daher auch Überlaufstrecken auf den rechten Flussdeichen berücksichtigt werden.

## 1.2 Aufgabenstellung / Auftrag

In 2010 wurden bereits 17 Stauhaltungsdammprofile mit Bohrsondierungen und schweren Rammsondierungen erkundet [**U 11**]. Dabei wurden zunächst die Stauhaltungsdämme (Mittelwasser über dem luftseitigen Gelände) untersucht. Das Betrachtungsgebiet der Gehobenen Hase umfasst ca. 3,25 km Stauhaltungsdämme und ca. 9,75 km Flussdeiche.

Es ist davon auszugehen, dass die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase gemäß DIN 4020 [**U 3**] allgemein in die Geotechnische Kategorie 3 einzuordnen sind. Demnach soll der Abstand von Aufschlüssen bei Hauptuntersuchungen nach DIN 4020 im Mittel nicht mehr als 100 m betragen.

Der NLWKN hat Anfang 2011 eine Vermessung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche (Querprofile alle 100 m) veranlasst. Ohne Berücksichtigung der örtlich verschiedenen Geometrien und Merkmale wären bei insgesamt 13,00 km Stauhaltungsdamm- und Flussdeichstrecke auch mindestens 130 geotechnische Profile für eine Hauptuntersuchung nach DIN 4020 erforderlich gewesen.

Bei genauerer Betrachtung sind jedoch einzelne Flussdeichabschnitte weniger stark, d. h. unterhalb der 2 Meter Wasserspiegellagendifferenz nach DIN 4020: 2003-09 Anhang A hydraulisch belastet. Daher werden der Abstand der Erkundungsprofile dort vergrößert.

Weitere Erkundungsprofile sollten daher anhand folgender Merkmale ausgewählt werden:

- Auffälligkeiten beim Augusthochwasser 2010 (starke Vorlandvernässung)
- Deformationen und Setzungen, entnommen aus den Vermessungsergebnissen
- Geplante Überlaufstrecken
- Große Druckunterschiede des Wassers (Stauhaltungsdämme) zwischen Wasser- und Luftseite

Mit der Auswahl von 18 weiteren Profilen konnte eine gute Basis für die Beurteilung der vorhandenen Stauhaltungsdamm/und Flussdeichkörper sowie des Untergrundes geschaffen werden.

Die Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH hat diese 18 Profile mit je 4 Bohrsondierungen und 3 Schweren Rammsondierungen erkundet und Bodenproben für die Bestimmung der bodenmechanischen Kennwerte entnommen [**U 13**].

Im Oktober 2012 wurden durch die RP Geolabor und Umweltservice GmbH an 18 Querschnitten insgesamt weitere 23 Aufschlussbohrungen (Rammkernsondierungen) am landseitigen Stauh-

tungsdammfuß bzw. an der landseitigen Grabenoberkante mit einer Tiefe von jeweils 9 m ausgeführt [U 23].

Profil	Stat.	Sondiert	Profile aufgetragen		DIN 19700-13 / DIN 19712 gemäß Abbildung 2.1-1
			BS / RKS	DPM / DPH	
1	km 0+062, links	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
			RKS 1	-	
2	km 0+160, links	X	RKS 2	-	Stauhaltungsdamm
3	km 0+230, rechts	X	RKS 3	-	Stauhaltungsdamm
4	km 0+233, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
5	km 0+311, links	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			RKS 4	-	
6	km 0+311, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
			RKS 4	-	
7	km 0+436, links	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			RKS 5	-	

Profil	Stat.	Sondiert	Profile aufgetragen		DIN 19700-13 / DIN 19712 gemäß Abbildung 2.1-1
			BS / RKS	DPM / DPH	
8	km 0+436, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
			RKS 5	-	
9	km 0+550, rechts	X	RKS 6	-	Stauhaltungsdamm
10	km 0+661, rechts	X	RKS 7	DPH 1	Stauhaltungsdamm
11	km 0+745, links	X	RKS 8	-	Stauhaltungsdamm
12	km 0+813, rechts	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
13	km 0+842, links	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	-	
			BS 3	-	
			BS 4	-	
			BS 5	-	
			BSP 1	DPM 1	
			BSP 2	DPM 2	
			BSP 3	DPM 3	
RKS 9	-				
14	km 0+931, links	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	DPM 4	
			RKS 10	-	
15	km 0+931, rechts	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	

Profil	Stat.	Sondiert	Profile aufgetragen		DIN 19700-13 / DIN 19712 gemäß Abbildung 2.1-1
			BS / RKS	DPM / DPH	
16	km 1+032, links	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	-	
			BS 3	-	
			BS 4	-	
			BS 5	-	
			BSP 1	DPM 1	
			BSP 2	DPM 2	
			BSP 3	DPM 3	
			RKS 11	-	
17	km 1+032, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	-	
			BS 3	-	
			BS 4	-	
			BS 5	-	
			BSP 1	DPM 1	
			BSP 2	DPM 2	
			BSP 3	DPM 3	
			RKS 11	-	
18	km 1+177, rechts	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
19	km 1+259, links	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
20	km 1+426, links	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			RKS 12	-	
21	km 1+426, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
			RKS 12	-	

Profil	Stat.	Sondiert	Profile aufgetragen		DIN 19700-13 / DIN 19712 gemäß Abbildung 2.1-1
			BS / RKS	DPM / DPH	
22	km 1+606, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
23	km 2+644, rechts	X	BS 1	-	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
24	km 2+777, rechts	X	RKS 13	-	Stauhaltungsdamm
25	km 2+911, links	X	RKS 14	DPH 2	Flussdeich
26	km 2+911, rechts	X	RKS 14	-	Stauhaltungsdamm
27	km 3+096, rechts	X	BS 1	DPM 1	Stauhaltungsdamm
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
28	km 4+111, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
29	km 4+354, links	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
30	km 4+811, links	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
31	km 4+811, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
32	km 4+928, links	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	

Profil	Stat.	Sondiert	Profile aufgetragen		DIN 19700-13 / DIN 19712 gemäß Abbildung 2.1-1
			BS / RKS	DPM / DPH	
33	km 4+928, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
34	km 5+033, links	X	BS 1	-	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
			RKS 15	-	
35	km 5+033, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
28	km 5+138, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			RKS 16	DPH 3	
29	km 5+238, links	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
30	km 5+238, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
31	km 5+322	X	RKS 17	-	Flussdeich
32	km 5+403, links	X	BS 1	-	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
33	km 5+403, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	

Profil	Stat.	Sondiert	Profile aufgetragen		DIN 19700-13 / DIN 19712 gemäß Abbildung 2.1-1
			BS / RKS	DPM / DPH	
34	km 5+626, links	X	BS 1	-	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
			RKS 18	-	
35	km 5+626, rechts	X	BS 1	-	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	
			BS 5	DPM 5	
36	km 6+437, rechts	X	BS 1	DPM 1	Flussdeich
			BS 2	DPM 2	
			BS 3	DPM 3	
			BS 4	-	

**Tabelle 1.2-1:** Geotechnische Felduntersuchungen der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche

Die Stationierung dieser Profile ist auch in Anlage 1.1 ff in Lageplänen dargestellt.

Wesentlich für die Beurteilung der Standsicherheit der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche ist daneben eine verlässliche Ermittlung der Einwirkungen (Bemessungswasserstände).

Aufgrund der Feststellungen nach der Vermessung der Stauhaltungsdämme musste die Hydraulik des Systems hierfür noch mal überprüft werden.

Anhand verlässlicher Bemessungswasserstände und nach Beurteilung der bodenmechanischen Eigenschaften des Systems Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper-Baugrund, sollten verschiedene Varianten für die Ertüchtigung diskutiert und mit Kosten hinterlegt werden.

Überlaufstrecken sind bei der Betrachtung zu berücksichtigen, weil außerhalb der Stauhaltung abfließendes Wasser nach DIN 19700-13 bei der Festlegung der Bemessungswasserstände berücksichtigt werden kann.

Im Jahr 2012 wurden ergänzende Wasserspiegellagenberechnungen durchgeführt und Regelprofile überarbeitet [U 21]. Die Ergebnisse dieser neuen Erkenntnisse haben wir am 10.04.2012 beim NLWKN in Cloppenburg erörtert. Die folgenden Fragen sollten demnach beantwortet werden:

1. In der o. g. Machbarkeitsstudie sind Zuschläge für eine mögliche Verlandung der Sohle enthalten. Sind diese Zuschläge auch in Bezug auf die zwischenzeitlich vorgelegten Ergebnisse von Wasserspiegellagenberechnungen weiter gültig? Kann dieser Zuschlag, wegen einer am rechten Flussdeich geplanten Überlaufstrecke, reduziert werden? Inwieweit wirken sich die Überlaufstrecken auf die Freibordzuschläge und BHK<sub>2</sub> Vorgaben aus?
2. Weitere Zuschläge zum Freibord sollen an die aktuellen Querprofile angepasst werden. Wo und in welcher Größenordnung sind Zuschläge infolge Sackung/Setzung zu erwarten? In welcher Größenordnung sind Zuschlägen bei Prallufeln zu erwarten?

Zwischenzeitlich wurden beim NLWKN noch weitere Unterlagen (u. a. im Staatsarchiv Oldenburg) recherchiert **[U 22]**. Demnach gab es in der Vergangenheit auch Flussdeichbrüche infolge von Eisstau. Mit dieser Ergänzung der Machbarkeitsstudie werden auch sinnvolle Ansätze auf die Bemessungswasserstände infolge von Eisstau betrachtet.

### **1.3 Quellen / Unterlagen**

- [U 1] DIN 19700-13, Ausgabe: 2004-07, Stauanlagen - Teil 13: Staustufen**
- [U 2] DIN 19712, Ausgabe: 1997-11, Flussdeiche**
- [U 3] DIN 4020, Ausgabe: 2003-09, Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke, DIN 1054, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, E DIN 4084: 2002-11, Baugrund - Geländebruchberechnungen**
- [U 4] DVWK-Merkblatt 247/1997, Titel: Bisam, Biber, Nutria Erkennungsmerkmale und Lebensweisen Gestaltung und Sicherung gefährdeter Ufer, Flussdeiche und Stauhaltungsdämme**
- [U 5] DVWK-Merkblatt 210/1986, Titel: Flussdeiche**
- [U 6] Gehobene Hase, Archivunterlagen NLWKN Cloppenburg, Topografische Karten, Längsschnitte, Querprofile**
- [U 7] Gehobene Hase, Arbeitsunterlagen, Zusammenfassungen von Herrn Kollhoff und Besprechungsergebnisse**
- [U 8] Auszug aus dem Beckenbuch HW-RHB Alfhausen-Rieste „Alfsee“**
- [U 9] Flussdeiche, Aufbau und Inhalte eines Flussdeichbuchs und eines Statusberichtes, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz, Baden Württemberg**
- [U 10] Ergebnisse von Wasserspiegellagenberechnungen der Hochschule Magdeburg 2010**
- [U 11] Gehobene Hase: Geotechnische Beratung und Überprüfung der Standsicherheit gemäß DIN 4020 , Ingenieurgemeinschaft Wasserbau (Dr. Spang GmbH / Dr. Salveter GmbH) im Auftrag des NLWKN, Dezember 2010**
- [U 12] Beispiele zur Flussdeichertüchtigung /-sanierung in Bayern, Diplomarbeit an der TU München, 2004, Martin Grassl**
- [U 13] Geotechnische Untersuchung / Baugrundbeurteilung Gehobene Hase, Dr. Spang GmbH, Witten 2011**
- [U 14] Untersuchungen zum zulässigen hydraulischen Gradienten, Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Leibniz Universität Hannover, 2005**
- [U 15] Merkblatt Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen (MAG), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 1993**
- [U 16] Heimat Archiv-Buch von Wolfgang Osthus „Gestatten: Mein Name ist Hase“, Sutton Verlag, 2010**
- [U 17] Merkblatt DWA-M 507 Flussdeiche an Fließgewässern, März 2011**

**[U 18] Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen (MAK), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)**

**[U 20] Auszüge aus Erfahrungen mit der Klassifizierung von Staustufen gemäß DIN 19700-13 Jörg Franke und Silke Wieprecht (Stuttgart) KW Korrespondenz Wasserwirtschaft 2009 (2) Nr. 1**

**[U 21] Übergebene Unterlagen (NLWKN)**

- Stauhaltungsdammerneuerung Gehobene Hase, Längsschnitt Planung, Ingenieur Dienst Nord, Oyten den 24.02.2012
- Regelprofile „an landwirtschaftlichen Nutzflächen“, 0+550, 0+931, 2+277, 4+811, 5+930“: 11 Profile, NLWKN 2012

**[U 22] Nachgereichte Unterlagen (NLWKN)**

- Gegenüberstellung von prognostizierten Zu- und Abflüssen (NLWKN), Stand 24.05.2012
- Vermerk über die Suche nach alten Genehmigungsunterlagen zur Gehobenen Hase (Großen Hase) zwischen Quakenbrück und Schleuse II, 22.05.2012 im Staatsarchiv Oldenburg, Staatsarchiv Osnabrück am 03.05.2012 und bei der Artländer Melioration am 12.12.2011

**[U 23] Baugrundgeologische Erkundung am Stauhaltungsdammfuß der Gehobene Hase, RPGeolabor und Umweltservice GmbH, Januar 2013**

**[U 24] Technische Hydromechanik 1, Band 1, Grundlagen: 5. Auflage, Gerhard Bollrich**

## 2. VERANLASSUNG

Die Gehobene Hase ist eine Stauanlage nach DIN 19700-13. Die Stauhaltungsdämme entsprechen nicht den a.a.R.d.T.. Daneben wird eine wesentliche Bedingung nach DIN 19700-13 nicht erfüllt. Beim  $BHQ_1 = HQ_{100}$  in Verbindung mit der n-1 Regel kann der schadlose Abfluss nicht nachgewiesen werden. Bei den einfeldrigen steuerbaren Klappenwehren muss von einem unzulässigen Heben des Wasserspiegels ausgegangen werden, der zur Überströmung der Stauhaltungsdämme führt.

Ein Versagen der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche auf dem ca. 6,95 km langen Betrachtungsabschnitt kann nicht ausgeschlossen werden. In der Machbarkeitsstudie 2011 wurden die erforderlichen Stauhaltungsdamm- und Flussdeichhöhen abgeschätzt. Zwischenzeitlich wurden Überlaufstrecken geplant. Die Wirkung dieser Überlaufstrecken hat Einfluss auf die maßgebenden Wasserspiegellagen und damit auf die erforderlichen Ausbauhöhen der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche.

Die vorliegende Machbarkeitsstudie berücksichtigt auch Auswirkungen infolge des geplanten Umbaus am Schützenhofwehr. Dieser Umbau ist jedoch nicht ursächlich für die erforderlichen, in diesem Bericht beschriebenen Maßnahmen.

### 2.1 Hase / Stauanlage Gehobene Hase

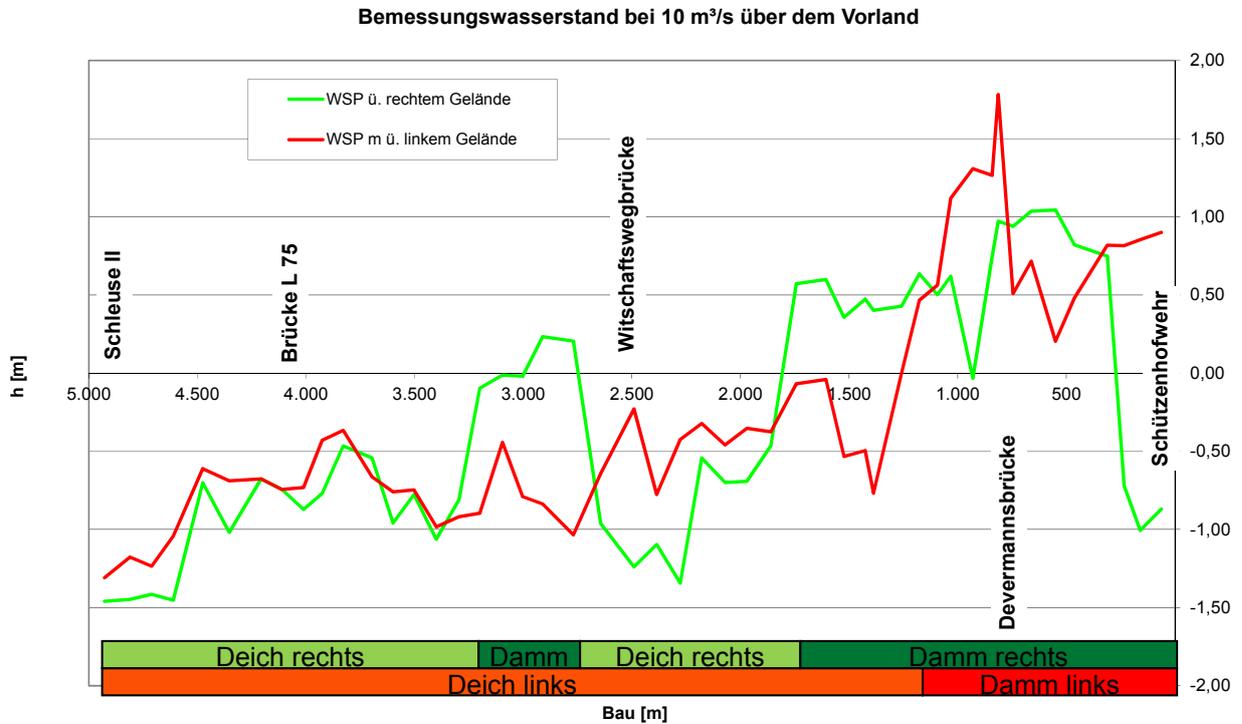
Die Hase ist ein 169 km langer rechter Nebenfluss der mittleren Ems. Bei Quakenbrück (Flusskilometer 79+200) wird dieser Fluss aufgestaut (**Gehobene Hase**). Über ein bewegliches Wehr (Schützenhofwehr) fällt das Wasser mehr als 3 Meter tief in die Überfallhase. Ein kleinerer Teil des zufließenden Wassers wird dort auch über die Schleuse III in die kleine Hase nach Quakenbrück geleitet. Das Schützenhofwehr soll zu einem festen Wehr mit anschließender Sohlgleite umgebaut werden. Die **Gehobene Hase** ist kanalartig ausgebaut und wird seitlich durch Stauhaltungsdämme bzw. Flussdeiche begrenzt.

Die Stauanlage Gehobene Hase wurde 1961 neu bemessen und in der Folge umgebaut. Nach dem wasserwirtschaftlichen Generalplan für das obere Hasegebiet vom 12.08.1963 sollten auch die wichtigsten Seitenvorfluter wie die Wrau für eine Abflussspende von  $HQ_{40}$  ausgebaut werden. Da über die Wrau auch erhebliche Hase-Hochwasserabflüsse größer  $54,4 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeführt werden sollen, sollte Unterhaltung der Wrau durch das Land übernommen werden (Hase-Organisationsvertrag von 1964). Die Wrau wurde aufgrund fehlender Mittel bisher nicht entsprechend ausgebaut und die Unterhaltung erfolgt weiterhin durch den Unterhaltungsverband 97. Bei einem Ausbau wäre auch die Unterhaltung vom Land zu übernehmen [U 7].

Mit der Planung für den Umbau der Stauanlage wurden statt der Flusskilometrierung Baukilometer eingeführt.

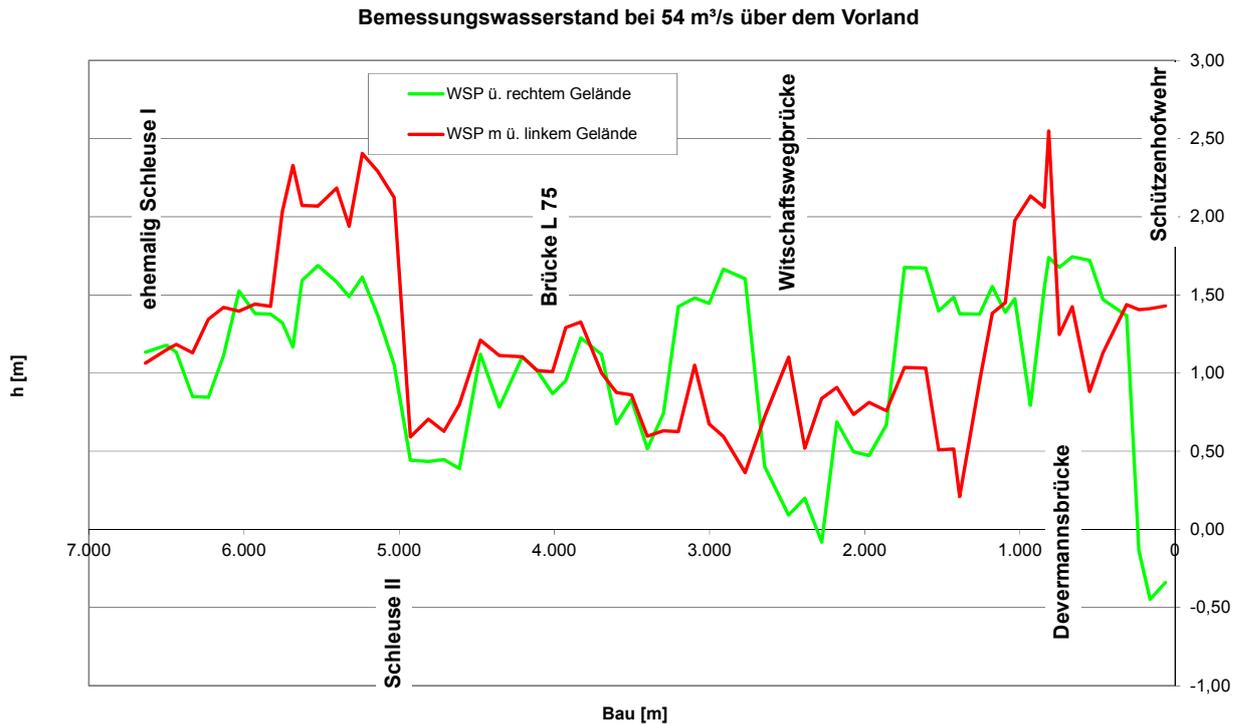
Der Baukilometer 0+000 liegt beim Schützenhofwehr, der Baukilometer 5+000 etwa bei Schleuse II. Das Ende des Planungsbereichs liegt etwa bei Baukilometer 6+950 (Biotopdeiche Rüsfort).

Entscheidend für die Beurteilung, ob Flussdeiche oder Stauhaltungsdämme zu bewerten sind, ist der Wasserstand bei Mittelwasserabfluss. Wenn dieser Wasserstand oberhalb des Vorlandes liegt, dann werden Stauhaltungsdämme bewertet, sonst Flussdeiche. Aus Abbildung 2.1-1 sind die Flussdeich- und Stauhaltungsdammabschnitte zu entnehmen.

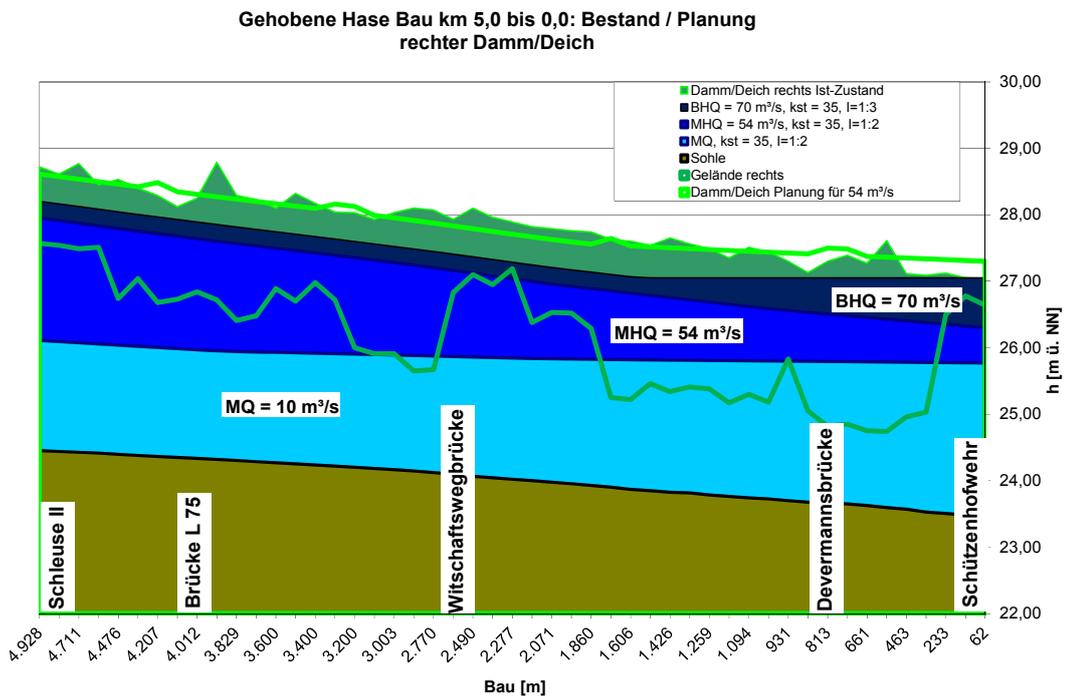


**Abbildung 2.1-1:** Gelände in Bezug zum Mittelwasser (relativ): Mittelwasser über Gelände (DIN 19700-13), Mittelwasser unter Gelände (DIN 19712)

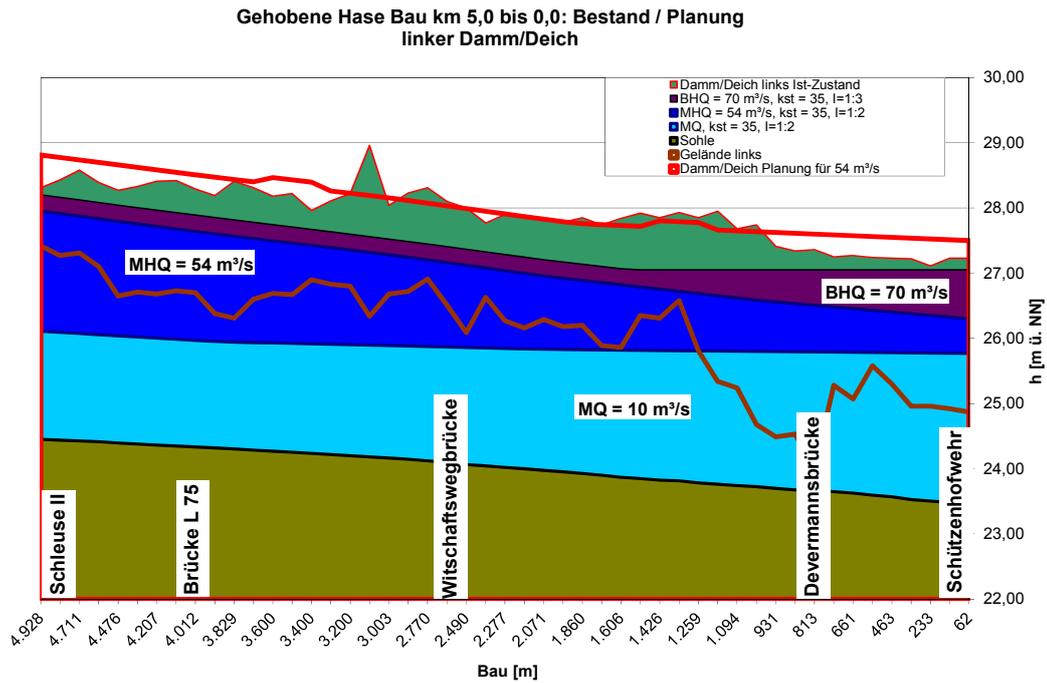
Die Abbildung 2.1-2 zeigt das Gefährdungspotential, wonach der Bemessungsabfluss  $BHQ_1 = HQ_{100}$ , durch die Schleuse II in Verbindung mit einer oberhalb der Schleuse II geplanten Überlaufstrecke für  $Bau$  km 0+000 bis 5+000 auf  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert wird. Am linken Stauhaltungsdamm/Flussdeich liegt dann bis zu 2,5 m Überstau vor. Der rechte Stauhaltungsdamm/Flussdeich wird dann gegenüber dem luftseitigen Gelände um bis zu 1,8 m eingestaut.



**Abbildung 2.1-2:** Gelände in Bezug zum Bemessungszufluss: 54 m³/s (relativ)

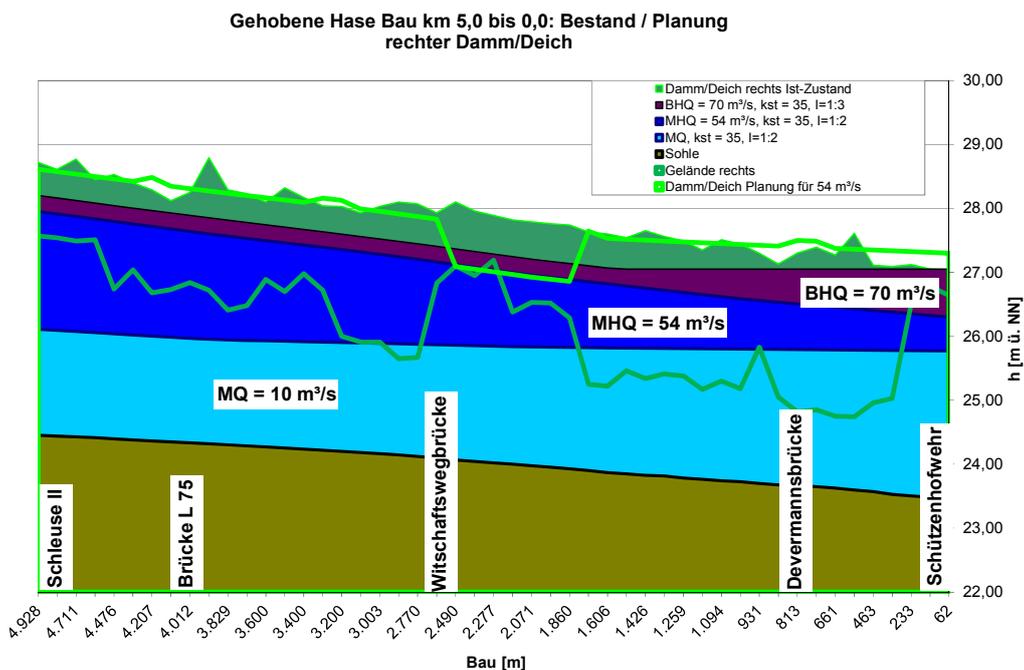


**Abbildung 2.1-3:** Gelände rechts in Bezug zu den Wasserständen MQ, BHQ und BHQ<sub>1</sub> (absolut): Fließrichtung links nach rechts



**Abbildung 2.1-4:** Gelände links in Bezug den Wasserständen MQ, BHQ und BHQ1 (absolut):  
 Fließrichtung links nach rechts

Nach Kalibrierung und Abschätzung der Wasserstände hatten wir den Ausbau des Abschnitts zwischen Bau Kilometer 0+000 und 5+000 gemäß Abbildung 2.1-3 und Abbildung 2.1-4 empfohlen. Wegen der Gefahr, dass eine Begrenzung des Abflusses auf 54 m<sup>3</sup>/s nicht mit hinreichender Sicherheit gewährleistet werden kann, hatten wir weiterhin die in Abbildung 2.1-5 dargestellte Überlaufstrecke am rechten Flussdeich empfohlen.



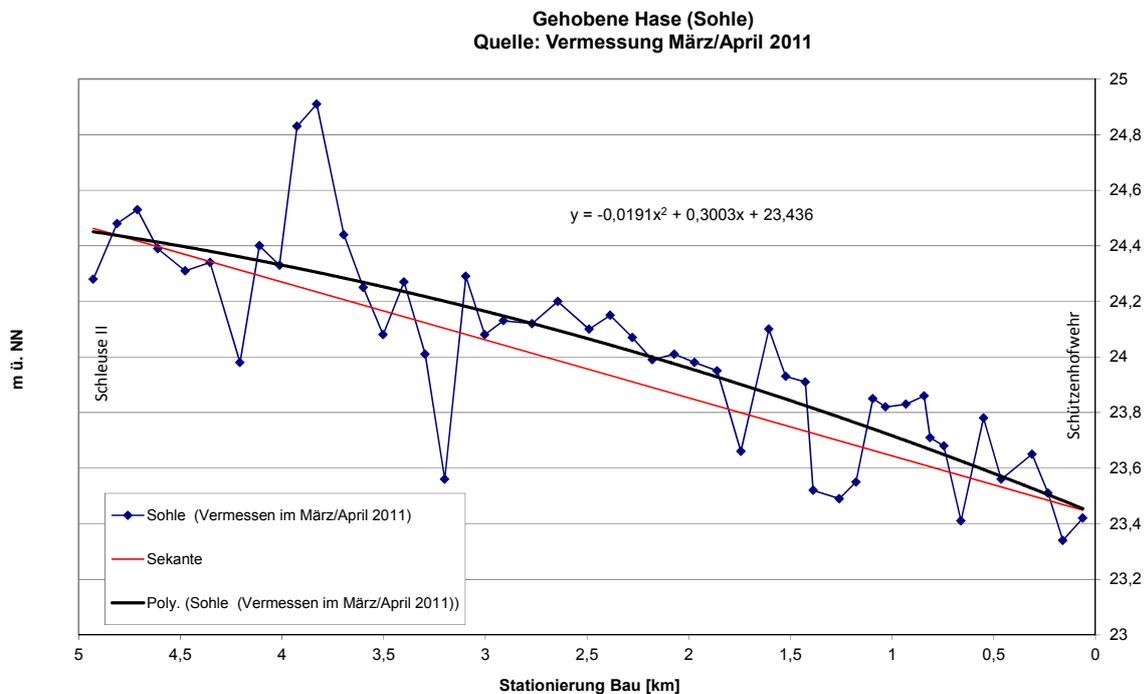
**Abbildung 2.1-5:** Empfohlene Stauhaltungsdammabsenkung rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich zwischen Bau km 1+743 und 2+490

Aus den aktuellen Vermessungsergebnissen geht hervor, dass die Sohle offenbar im Laufe der Zeit im unteren Bereich (Bau km 0+000 bis 1+500) erodiert ist. Das wird sehr wahrscheinlich durch den Betrieb der Fischbachklappe des Schützenhofwehres verursacht worden sein. Eine Begradigung der Sohle ist nicht vorgesehen. Während das vorhandene Gefälle in Richtung Schützenhofwehr zunimmt, wird bei der aktuellen Planung von einem einheitlichen Gefälle von  $i = 0,186 ‰$  (Wiederherstellung der Randbedingungen von 1961) ausgegangen.

Das Gefälle der vorhandenen Sohle ist im Mittel wie folgt:

- Bau km 0+000 und 1+000:  $0,28 ‰$ ,
- zwischen Bau km 1+000 und 2+000:  $0,24 ‰$ ,
- zwischen Bau km 2+000 und 3+000:  $0,20 ‰$ ,
- zwischen Bau km 3+000 und 4+000:  $0,17 ‰$  und
- zwischen Bau km 4+000 und 5+000:  $0,13 ‰$ .

Das vorhandene mittlere Gefälle zwischen Schützenhofwehr und Schleuse II beträgt  $0,205 ‰$



**Abbildung 2.1-6:** Höhe der Sohle, ermittelt aus den Ergebnissen der Vermessung vom März/April 2011

Die weiteren Randbedingungen sind:

Abfluss	Pegel Bersenbrück	Gehobene Hase	Überfallhase (über Schützenhofwehr)	Kleine Hase (über Wehrschleuse III)
	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]	[m³/s]
<b>MNQ</b>	2,47	2,53	1,28	1,25
<b>Q<sub>30</sub></b>	2,97	3,04	1,7	1,3
<b>MQ</b>	9,66	9,89	6,39	3,5
<b>Q<sub>330</sub></b>	20,00	20,5	17,0	3,5
<b>MHQ</b>	52,70	53,96	48,96	5,0

**Tabelle 2.1-1:** Abflüsse der Hase [NLWKN 2008]

Die Abflüsse gemäß Tabelle 2.1-1 und Wasserstände gemäß Tabelle 2.1-2 sind ggf. zwischenzeitlich wegen neuer Erkenntnisse angepasst worden.

Bemessungsfall	Oberwasser	Unterwasser	□h
	[mNN]	[mNN]	[m]
<b>MNW</b>	25,65	21,69	3,93
<b>W<sub>30</sub></b>	25,65	21,80	3,85
<b>MW</b>	25,65	22,29	3,36
<b>W<sub>330</sub></b>	25,65	23,04	2,61
<b>MHW</b>	26,50	25,01	1,49

**Tabelle 2.1-2:** Zusammenstellung der maßgebenden Wasserstände am Schützenhofwehr

Lastfall	Ereignis	Oberwasserstand (Soll) Schützenhofwehr [mNN]	ermittelte Klappenstellung [mNN]
<b>1<sub>ist</sub></b>	<b>MNQ</b>	25,65	25,40
<b>2<sub>ist</sub></b>	<b>Q<sub>30</sub></b>	25,65	25,40
<b>3<sub>ist</sub></b>	<b>MQ</b>	25,65	25,10
<b>4<sub>ist</sub></b>	<b>Q<sub>330</sub></b>	25,65	24,60
<b>5<sub>ist</sub></b>	<b>MHQ</b>	26,50	24,00 (gelegt)
<b>6<sub>ist</sub></b>	<b>HQ<sub>100</sub></b>	26,50	24,00 (gelegt)
<b>7<sub>ist</sub></b>	<b>HQ<sub>200</sub></b>	26,50	24,00 (gelegt)

**Tabelle 2.1-3:** Iterativ ermittelte Klappenstellungen des Schützenhofwehres

Beim geplanten Umbau des Schützenhofwehres sollen die Wasserstände des Stauziels von 25,65 m ü. NN bei Niedrig- und Mittelwasserabfluss weitgehend eingehalten werden.

In Tabelle 2.1-4 sind die aktuellen Zuflussprognosen, vorhandenen Messergebnissen und früheren Bemessungszuflüssen gegenübergestellt.

Maßgebende Hochwasserabflüsse und Wasserverteilungen in der Hase für Planungen - früher - heute								Stand: 24.05.2012
<b>Gewässerabschnitt</b>	ehem. Ausbau 1899-1911 für HHQ m³/s	<b>letzter Ausbau</b> 1958-62 für SoHQ m³/s	ÜSG-Berech nung 2004 HQ100 m³/s	HWgemesse 28.08.2010 HQ m³/s	HQ100 Prognose HSMagdeb.2007 HQ100 m³/s	HQ100 GBIII-HWSP NA-Modell 2010-12 HQ100 m³/s	<b>BHQ für neue Dämme 2013</b> HQ100 m³/s	Bemerkungen
Für Planung Dämme Gehobene Hase:								
Pegel Bersenbrück			116,86	~67	125	126,2		
Gehobene Hase oberh. Schleuse II	105 (-125)	<b>105</b>	118,16	~67	128 HSMag	125,3	<b>126</b>	
Gehobene Hase unterh. Schleuse II	60 (-75)	<b>54</b>	62,78	~57	73 , zul. 54	78 , zul. 54 (58?)	<b>54</b>	Profil nur für 54 m³/s
Überfallhase	40 (-55)	<b>54</b>	56,8	~55,5	54	54?	<b>54</b>	verlandet ?
Kleine Hase	20	<b>~5 -20?</b>	15,22	~1,5 ?	5	5	<b>5</b>	verlandet ?
Abschlag Wrau	45 (-80)	<b>&gt;51</b>	57,5	~10	55 bzw. 74	48 bzw. 71	<b>72</b>	bzw.+ Überlauf
Wrau incl. Möllwiesenbach/AlteHase	gesetzl. ÜSG	~10~15/ÜSG	69/ÜSG	11~12	ÜSG	ÜSG	ÜSG	vorh. ÜSG ~wie bisher
	(-)extremHW ~bordvoll							
<u>Entwicklung der Ausbau-Bemessungsabflüsse (BHQ):</u>								
1911 - HHQ = Höchstes bekanntes Hochwasser,								
1961 - SoHQ = Nach der Abflussspende Hq40 berechnetes Sommerhochwasser,								
ab ~ 1980 - HQ100 = 100-jährliche Hochwasserabflussmenge, welche nach den bisher gemessenen Hochwasserabflüssen statistisch berechnet einmal oder öfter in 100 Jahren auftreten kann. Der Wert ist nach Bedarf für Planungen neu zu berechnen und anzupassen.								
<u>Aufgestellt:</u>								
Kollhoff								

**Tabelle 2.1-4:** Gegenüberstellung von prognostizierten und gemessenen Zu- und Abflüssen (NLWKN)

## 2.2.1 Historie

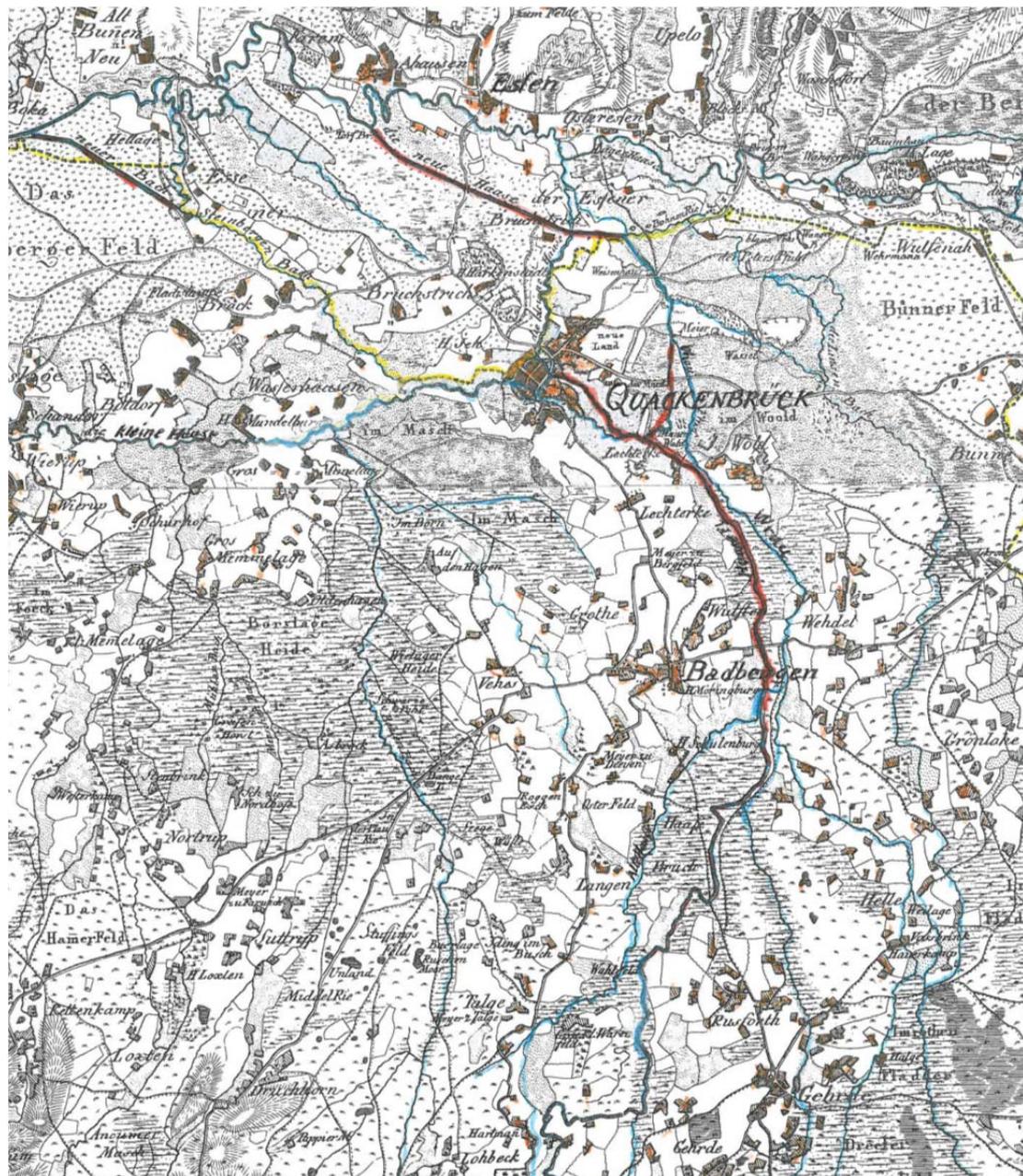
Im Heimat Archiv-Buch von Wolfgang Osthus „Gestatten: Mein Name ist Hase“, Sutton Verlag, 2010, sind folgende Zusammenhänge zur Entstehungsgeschichte und Bedeutung der Gehobenen Hase dokumentiert [U 16]. Nachfolgend sind Teile einer Zusammenfassung von Herrn Kollhoff (NLWKN) wiedergegeben [U 7]:

Die Hase im nördlichen Osnabrücker Land verzweigt sich in viele Arme und bildet so ein sogenanntes Binnendelta, ein besonderes Naturereignis und Relikt der letzten Eiszeit vor ca. 180.000 Jahren. Durch die Eiszeitgletscher wurden die Stauhaltungsdammer Berger und Ankumer Berge aufgeschoben. Nachdem das Eis geschmolzen war, blieb zunächst eine tiefe Mulde zurück, es entstand im heutigen Artland ein großer Binnensee, teils bis zu 60 m tief, der später durch Schwemmsande teilweise wieder aufgefüllt wurde. Aufgrund der Temperaturänderungen verlandete der See immer mehr. Es bildete sich eine Sumpflandschaft, durch die sich die Hase mit zahlreichen Armen schlängelte und sich dabei auch häufig neue Wege suchte.

Der historische Stadtplan von Quakenbrück zeigt um 1700 die Bedeutung der Mühlen und der fast die gesamte Stadt umfließenden Hasearme. Die „Große Mühle“ und „Kleine Mühle“ wurden schon 1235 im Gründungsjahr der Burg urkundlich erwähnt. Es folgten Korrekturen und Begrädnungen des Flusslaufes und es begann eine intensivere Nutzung zunächst in Form der Rieselwiesen. Die Gehobene Hase ist ein um 1200 bis 1300 von Mönchen künstlich höher angelegter Teilabschnitt der Hase zwischen Badbergen und Quakenbrück, um mehr Antriebskraft in den Mühlen zur Verfügung zu haben. Wie das Wort „Gehobene“ bereits ausdrückt, ist hier das Wasser in der Hase künstlich angehoben / aufgestaut durch die Wehrschleuse III und das Überfallwehr am unteren Ende der Gehobenen Hase östlich von Quakenbrück.

Die Wehrschleuse III in der Kleinen Hase befindet sich etwa 2 km südöstlich des Stadtzentrums von Quakenbrück. Die Gehobene Hase wurde in früheren Jahrhunderten zunächst mit Flussdeichen versehen, die nach Hochwasser immer wieder erhöht wurden.

Die immer wiederkehrenden Überschwemmungen, z.T. mehrmals jährlich, z.B. insbesondere 1614, 1622, 1624, 1628 und 1717 verursachten auch ständige Streitereien zwischen den Anliegern aus Bersenbrück und Quakenbrück sowie den Quakenbrücker und den Essener Anliegern. Bei Hochwasser wollte niemand das viele Wasser, dagegen bei Niedrigwasser möglichst viel davon bekommen. Erste Einigungsversuche im 18. Jahrhundert brachten aber keine Erfolge, ebenso wie der Groß-Arkenstedter Vertrag von 1781.



- frühere Staatsgrenze zwischen Preußen und Oldenburg im Jahre 1805
- alte Hasearme vor 1805
- neue künstliche Hasearme vor 1805

**Abbildung 2.2.1-1:** Karte von General Mayor von Le Coq von 1805 zeigt die früheren Hasearme

Bereits im Jahr 1683 wurde der Überfall im Flussdeich der Gehobenen Hase zum ebenfalls künstlichen Hasearm Überfallhase aus starken Eichenbohlen angelegt. Er sollte die Hochwassermassen der Hase um die Stadt Quakenbrück herum leiten.

In Chroniken wird davon berichtet, dass Bürger aus Quakenbrück und dem angrenzenden Essen/Oldenburg sich gegenseitig in Nachtaktionen die eigentlich zum Hochwasserschutz gebauten Flussdeiche durchstießen. Auch damals wie heute ging es um die Wasserverteilung, Verantwortung und die Finanzierung der notwendigen Baumaßnahmen.

Die Alte Hase fließt heute von Bersenbrück kommend westlich von der Gehobenen Hase und kreuzt die Gehobene Hase an der Wehrschleuse II in Badbergen-Wuften durch einen Düker. Östlich von der Gehobenen Hase fließt die Alte Hase in der heutigen Wrau (eigentliches Hasetal) weiter Richtung Essen/Odenburg.

Durch die zunehmende Kultivierung von Wiesenflächen zu Ackerland, das heute oft bis zum Gewässerufer reicht, hat die Landschaft erneut ihr Gesicht verändert. Zu dem veränderten Erscheinungsbild tragen auch die sogenannten Flussdeiche der Gehobenen Hase bei, die die angrenzenden Flächen vor Hochwasser schützen sollen. Im unteren Gewässerabschnitt, wo das Wasser dauerhaft aufgestaut ist, sind die Flussdeiche gemäß DIN 19700-13 als Stauhaltungsdämme zu bezeichnen.

Demnach befinden sich die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase bereits seit Jahrhunderten auf der heutigen Trasse. Der sehr inhomogene Untergrund wird daher sehr wahrscheinlich bei bindigen Böden für die heutigen Lasten konsolidiert sein. Aus den Baugrunduntersuchungen geht hervor, dass die nicht bindigen Böden locker bis sehr locker gelagert sind. Bei der Herstellung waren offensichtlich die technischen Mittel begrenzt, so dass es sich um Schüttungen ohne Verdichtung handelt. Diese lockere Lagerung wurde letztlich nicht durch die seit Jahrhunderten einwirkenden Lasten verbessert.

Insgesamt sind/waren die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase offensichtlich für den „Normalbetrieb“ geeignet. Bis zum Ausbau 1961 jedoch nicht für den Schutz vor Hochwasser. Aus heutiger Sicht ist auch der Ausbau von 1961 nicht mehr hinreichend für den Schutz vor Hochwasser. Einerseits wurden die prognostizierten Hochwasserabflüsse erhöht, zum anderen wurde die Anlage nicht wie geplant ausgebaut (Böschungsneigungen von 1:5) und es hat seit 1961 mehrere Umbauten gegeben, bei denen das Gesamtsystem verändert worden ist.

Es wird jedoch auch zweckmäßig sein, dass die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche hinsichtlich Ihrer Durchlässigkeit nicht grundlegend verändert werden. Einerseits scheint „es ja seit Jahrhunderten zu funktionieren“, andererseits würden sich die Grundwasserverhältnisse im Umfeld der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche verändern. Die Auswirkungen einer Grundwasserflurveränderung auf den Untergrund und auf die Flora und Fauna lassen sich schwer abschätzen.

Ein Rückbau der Gehobenen Hase (Rückverlegung in Altarme) hätte Wasserstandsabsenkungen zur Folge. Damit verbunden wären Grundwasserabsenkungen, die u. a. städtebauliche Belange und Bauwerksgründungen/Pfahlgründungen negativ beeinflussen würden.

Die Niedrig- und Mittelwasserstände in der Gehobenen Hase liegen im unteren Teilabschnitt höher als das angrenzende Gelände. Bei einer Absenkung würden die Hasearme in der Stadt trocken fallen.

Die Flussdeiche und Stauhaltungsdämme an der Gehobenen Hase erfüllen auch heute noch wichtige Hochwasserschutzfunktionen und die Sicherstellung des Frischwasserzuflusses in die verschiedenen Hasearme in die Stadt Quakenbrück.

Falls die Stauhaltungsdämme an der Gehobenen Hase nicht entsprechend den heutigen Hochwasserschutzanforderungen ertüchtigt, d. h. erhöht und verbreitert werden können / sollen, ist eine andere Wasserverteilung z. B. an der Wehrschleuse II und höherer Abschlag mit Ausbau der Wrau erforderlich.

## **2.2.2 Planung und Ausbau 1961 [U 6]**

Der Regelquerschnitt ist nicht einheitlich. Oberhalb der Schleuse II ist die Sohle 16 m breit, unterhalb bis zum Schützenhofwehr beträgt die Sohlbreite 14 m. Abschnittsweise wurde auch wasserseitig eine Berme geplant.

Aus dem Entwurf für den Ausbau der Gehobenen Hase vom Überfall in Quakenbrück bis zum Flutableiter an Schleuse II vom 28.02.1961 ist zu entnehmen, dass an der Gehobenen Hase zum Schutz der Ortslage Badbergen und der wertvollen Ländereien nach dem Entwurf vom 1. Juni 1899 beiderseits Flussdeiche angelegt wurden, die bis 60 m<sup>3</sup>/s abführen sollten. Die oberhalb der Schleuse II bis Kreilingsbrücke ebenfalls eingedeichte Strecke leistet bis zu 105 m<sup>3</sup>/s. Davon sollen 45 m<sup>3</sup>/s bei Schleuse II zur Wrau abgeschlagen werden.

Nach erneuten Hochwässern und dem Stauhaltungsdammbruch 1946, das Badbergen überschwemmte, wurde ein neuer Rahmenplan der Hase mit neuen Berechnungen aufgestellt. Hier nach wurde die Gehobene Hase zwischen Schleuse II und Quakenbrück für einen Sommerhochwasserabfluss von 54,43 m<sup>3</sup>/s bemessen. Aufgrund der vielen Flussdeichbrüche des Jahres 1946 sollten die landseitigen Flussdeichböschungen von 1:2 auf 1:5 verstärkt werden. Da der Überfall und die anschließende Strecke der Überfallhase nicht mehr als 54,4 m<sup>3</sup>/s leisten können, müssen alle Hochwässer, die diese Abflussmenge überschreiten, zur Wrau abgeleitet werden.

Der Abfluss von 54,43 m<sup>3</sup>/s sollte gemäß hydraulischer Berechnung 1961 bei einer Höhe von 3,40 m und einheitlichem Gefälle von 0,186 ‰ abgeführt werden. Die Sohlbreite ist 14 m, die Böschungsneigung wasserseitig etwa 1:2, bei 3,4 m Wasserstand beträgt der Fließquerschnitt damit etwa 70 m<sup>2</sup>. Die Fließgeschwindigkeit beträgt demnach beim Bemessungsabfluss etwa  $54\text{m}^3/\text{s} / 70\text{m}^2 = 0,77\text{ m/s}$ . Die wasserseitigen Böschungen sollten zum Teil mit einer Steinschüttung stabilisiert werden.

### 2.2.3 Ist- Zustand

Der 2010 vorgefundene Zustand ist in [U 11] beschrieben. Es wurden bereits Sofortmaßnahmen ausgeführt:

- Bereits unmittelbar, d. h. in der vegetationsfreien Zeit wurden sämtliche Bäume und Buschwerk einschließlich eines etwa zunächst 1 m breiten Schutzstreifens am luftseitigen Stauhaltungsdammfuß gefällt.
- Nach einer vollständigen Grasmahd der Stauhaltungsdämme und der Seitengräben wurden die Stauhaltungsdämme hinsichtlich weiterer Schwachstellen begutachtet.
- Die Grasnarbe wurde bei Fehlstellen ergänzt.

Bereits in [U 11] wurde festgestellt, dass die Lagerungsdichte im Untergrund und der Stützkörpers der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche weit unter den Werten liegt, die in den einschlägigen Normen für einen Neubau von Stauhaltungsdämmen und Flussdeichen zu Grunde gelegt werden (Tabelle 2.2.3-1 und 2.2.3-2).

Probe	Schicht	Tiefe [m]	Feuchtdichte $\rho_f$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Trockendichte $\rho_d$ [g/cm <sup>3</sup> ]	Bodenart nach DIN 4022
BSP1N	1	0,0 – 0,8	1,817	1,551	fS, ms*, u, h
BSP2N2	2a	1,7 – 2,5	1,813	1,625	fS, mS, u', h'
BSP2N1	2b	1,0 – 1,9	1,901	1,468	fS, ms, u, h
BSP3N4	3	1,5 – 2,0	1,990	1,661	mS, fs, u', h'
BSP3N1	4a	2,6 – 3,6	1,894	1,282	fS, ms, u, h*
BSP1N5	4b	4,6 – 5,0	1,227	0,479	H, u, s
BSP2N1	3	4,6 – 6,1	1,846	1,523	mS, fs, gs'

**Tabelle 2.2.3-1:** Ergebnisse der Dichtebestimmung nach DIN 18125 T2

Mischprobe	Schicht	Tiefe [m]	Reibungswinkel $\Phi'$ [Grad]	Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Bodenart nach DIN 4022
MP 1	1	0,0 – 0,8	24,6	20,9	fS, ms*, u, h
MP 2	2a	0,7 – 2,6	32,0	0,0	fS, mS, u', h'
MP 3	2b	0,7 – 2,0	26,2	19,3	fS, ms, u, h
MP 4	3	1,1 – 2,2	32,5	0,0	mS, fs, u', h'
MP 5	4a	2,3 – 5,4	22,6	30,1	fS, ms, u, h*
MP 7	3	4,3 – 6,6	32,0	0,0	mS, fs, gs'

**Tabelle 2.2.3-2:** Ergebnisse der Scherversuche

Seit dem Ausbau in 1961 wurde einiges baulich verändert. Die Schleuse I wurde zu einer Sohlgleite umgebaut, Brücken wurden neu gebaut (im Bereich der L75 gibt es daher eine Sohlauflaufweite von 14 m auf 16 m).

Durch den Betrieb des Schützenhofwehrs gibt es Kolkbildungen und offensichtlich Sohlvertiefungen, so dass der Scheitel des Dükers oberhalb der „Devermannbrücke“ frei liegt. Bei Unterhaltungsmaßnahmen an der Schleuse II wurden Sohlbefestigungen ausgeführt.

## 2.2.4 Planung und Randbedingungen

Die 1961 aufgestellten Randbedingungen sollen soweit möglich nicht verändert werden. Es ist jedoch sicherzustellen, dass erhöhte prognostizierte Abflüsse sicher abgeführt werden können, wobei die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche nicht versagen dürfen.

Zwischen den Biotopdeichen Rüsfort und dem Schützenhofwehr liegen definitionsgemäß Stauhaltungsdämme und Flussdeiche.

Das Schutzziel für die **Flussdeiche (DIN 19712)** ist wegen der Ortslage Quakenbrück und anderer Siedlungen **HQ<sub>100</sub>**. Bei den Stauhaltungsdämmen ergibt sich der Bemessungsabfluss (BHQ) anhand der „Klasse der Staustufe“. Am Abschlag zur Wrau und am Schützenhofwehr liegen Fallhöhen > 3 m vor. Auch nach dem Umbau des Schützenhofwehres ist die Fallhöhe weiterhin größer als 3 m. Demnach ergibt sich zunächst die Klasse 2. Unabhängig davon ist nach DIN 19700-13 jedoch maßgebend, welche Objekte geschützt werden müssen. Da bei einem Stauhaltungsdammversagen Siedlungen betroffen wären und mit Quakenbrück auch ein maßgeblicher Wirtschaftsstandort, wird hier die **Klasse 1** maßgebend sein.

Der **Freibord** der Flussdeiche muss also grundsätzlich mindestens 50 cm (Flussdeiche der Klasse DK-III bis 3,00 m Flussdeichhöhe) gegenüber dem Bemessungswasserstand betragen (**DIN 19712**) Flussdeiche. Bei den Stauhaltungsdämmen errechnet sich der Freibord nach verschiedenen Kriterien (**DIN 19700-13**). Der erforderliche Freibord der Stauhaltungsdämme kann daher größer als 50 cm sein.



### 3. BEMESSUNGSWASSERSTÄNDE

Zum Zeitpunkt unserer Beauftragung lagen bereits Ergebnisse von Wasserspiegellagenberechnungen vor. Diese Berechnungen wurden in Zusammenhang mit dem geplanten Umbau des Schützenhofwehres zur Sohlgleite erstellt. Als Topografie wurden dabei Querprofile verwendet, die 1961 aufgenommen worden sind und teilweise 2003 bis 2009 ergänzt worden sind. Während unserer Berichtserstellung wurde eine aktuelle Vermessung durchgeführt. Die berechneten Wasserspiegellagen wurden mit gemessenen Wasserständen verglichen, wobei sich größere Differenzen ergaben.

Die Untersuchungen mit einem physikalischen Modell waren zunächst auf die lokalen Fragestellungen im Bereich des Schützenhofwehres beschränkt. In [U 10] wurden ergänzende hydraulische Berechnungen für das Oberwasser des Schützenhofwehres durchgeführt. Hierzu wurde die Gehobene Hase oberhalb des Schützenhofwehres in einem 2D-numerischen Strömungsmodell nachgebildet. In das Modellgebiet wurden die ca. 5 km oberhalb des Schützenhofwehres liegende Wehrschleuse II, wie auch das Schützenhofwehr und die Wehrschleuse III einbezogen.

Als maßgebliche Lastfälle wurden in [U 10] die Abflüsse MNQ, Q<sub>30</sub>, MQ, Q<sub>330</sub>, MHQ, HQ<sub>100</sub> sowie HQ<sub>200</sub> jeweils für den Ist- und den Planungszustand untersucht.

Die maßgeblichen Wasserstände am Schützenhofwehr sind in Tabelle 3-1 zusammengestellt. Die Oberwasserstände am Schützenhofwehr werden durch die Wehrklappe des Schützenhofwehres bis zu einem Abfluss von rd. 20 m<sup>3</sup>/s auf das Stauziel von 25,65 m ü. NN einreguliert. Bei weiter steigenden Abflüssen steigt der Wasserstand im Oberwasser bis auf 26,50 m ü. NN an. Dabei beträgt der Abfluss in der Gehobenen Hase rd. 54 m<sup>3</sup>/s.

Bemessungsfall	Oberwasser	Unterwasser	Δh
	[m ü. NN]	[m ü. NN]	[m]
MNW	25,65	21,69	3,93
W <sub>30</sub>	25,65	21,80	3,85
MW	25,65	22,29	3,36
W <sub>330</sub>	25,65	23,04	2,61
MHW	26,50	25,01	1,49

**Tabelle 3-1:** Zusammenstellung der maßgebenden Wasserstände am Schützenhofwehr

Neben den oben betrachteten Abflussereignissen wurden in [U 10] auch Berechnungen für die Extremereignisse HQ<sub>100</sub> und HQ<sub>200</sub> durchgeführt.

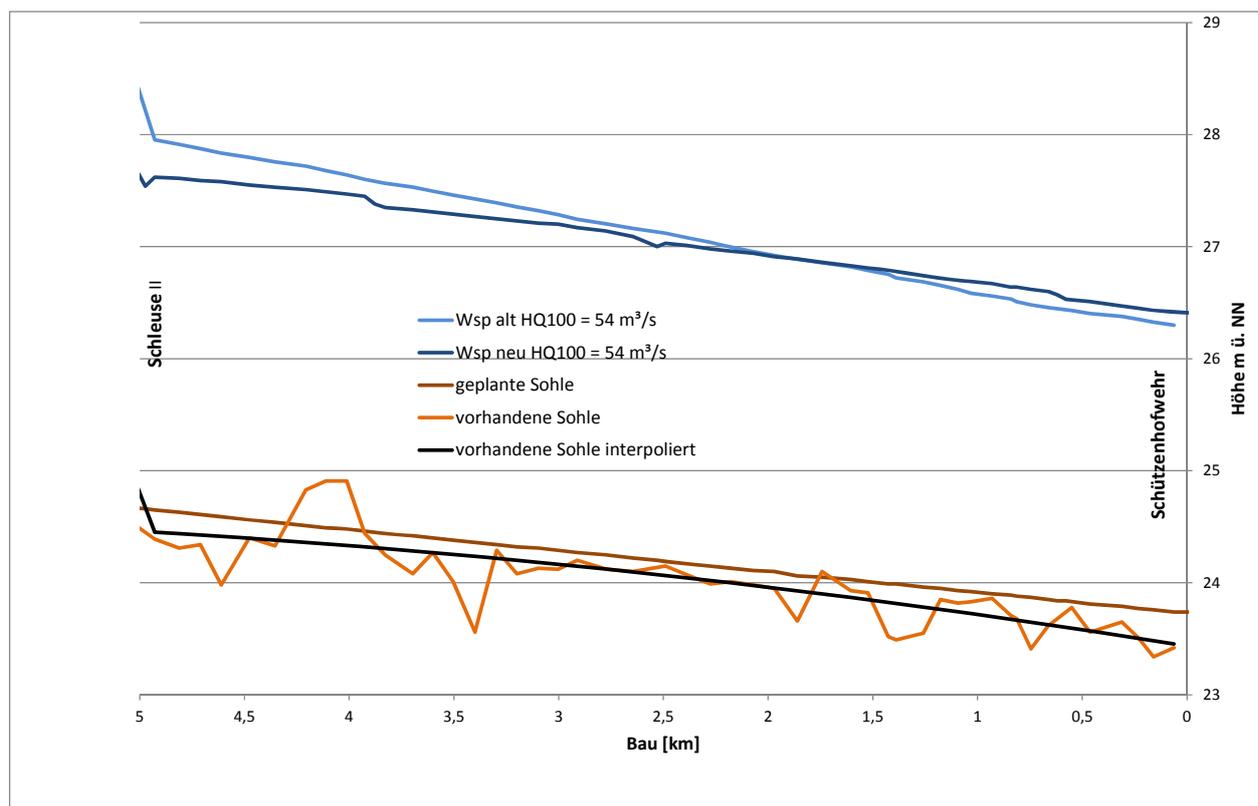
Das numerische Modell der Hase wurde für den Gewässerabschnitt von Fluss-km 84,300 (Bau km 5+10) bis Fluss-km 79,200 (Bau km 0+00) erstellt. Der Zulauftrand wurde ca. 300 m oberhalb der Wehrschleuse II angeordnet, um den Abschlag in die Wrau ohne Beeinflussung durch die Zulauftrandbedingung simulieren zu können. Für die Gehobene Hase wurde der landseitige Flussdeichfuß als seitliche Modellgrenze festgelegt.

Der Abfluss in der Gehobenen Hase beträgt beim  $HQ_{100}$  rd.  $73 \text{ m}^3/\text{s}$ , der über die Wrau abgeschlagene Abflussanteil rd.  $55 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Der Abfluss in der Gehobenen Hase beträgt beim  $HQ_{200}$  rd.  $101 \text{ m}^3/\text{s}$ , der über die Wrau abgeschlagene Abflussanteil rd.  $65 \text{ m}^3/\text{s}$ . Maßgeblich für den stark angestiegenen Abflussanteil in der Hase ist das Abschlagsbauwerk in der Wrau. Die Bauwerksgeometrie der Wehrschleuse II bestimmt maßgeblich die Abflussaufteilung zwischen Hase und Wrau.

Nach der Auswertung der Vermessung aus dem Jahr 2011 und dem Vergleich mit Wasserstandsbeobachtungen beim Hochwasser im Herbst 2010, stellten sich größere Abweichungen zu den Berechnungsergebnissen heraus. Beim Schützenhofwehr waren die Wasserstände demnach ca. 30 cm kleiner und in Richtung Schleuse II ca. 30 cm größer als berechnet. Auf die eingeschränkte Leistungsfähigkeit der Schleuse II wurde in [U 10] bereits hingewiesen.

In Abbildung 3-1 ist die maßgebende Wasserspiegellage (Wsp neu) als Ergebnis der aktuellen Wasserspiegellagenberechnungen [U 21] (**Stauhaltungsdammerneuerung Gehobene Hase, Längsschnitt Planung, Ingenieur Dienst Nord, Oyten den 24.02.2012**) der Abschätzung (Wsp alt) aus der Machbarkeitsstudie 2011 gegenübergestellt.



**Abbildung 3-1:** Gegenüberstellung der maßgebenden Wasserspiegellage und bisherige Annahmen

Demnach ergeben sich vom Schützenhofwehr bis ca. Bau km 1+700 etwas höhere Wasserstände, ab Bau km 1+700 liegt die Wasserspiegellage unter den Werten aus unserer Abschätzung. Die neuen Berechnungen gehen offensichtlich von einer Begradigung (Anhebung der Sohle) aus. Während wir bei der Interpolation von einer ausgeglichenen Massenbilanz ausgegangen sind, wäre für die geplante Sohle eine Auffüllung von etwa  $15.000 \text{ m}^3$  erforderlich.

Die Berechnungsergebnisse aus [U 21] liegen jedoch auf der „sicheren Seite“. Der angenommene Abflussquerschnitt ist im unteren Abschnitt kleiner, als der tatsächlich vorhandene Abflussquerschnitt. Mögliche Verlandungen können hier daher auch zunächst hingenommen werden (Kap 3.2.2.).

Aus [U 10] geht weiterhin hervor, dass beim Betrieb des vorhandenen Schützenhofwehres (Fischbauchklappe) soweit angehoben wird, dass ein hinreichender Freibord nicht mehr vorhanden ist. Bei  $HQ_{200}$  werden die Stauhaltungsdämme bereits überströmt. Die Berechnungsergebnisse des Ingenieurdienstes Nord aus 2012 [U 21] basieren auf der Randbedingung eines umgebauten Schützehofwehres (Sohlgleite). Dabei wurde die 1961 geplante Sohle der Gehobenen Hase zu Grunde gelegt. Aktuell stimmt die 1961 geplante Sohle jedoch nicht überall mit den 2011 gemessenen Werten überein. Es ist aber davon auszugehen, dass sich mit der festen Wehrschwelle am Schützenhofwehr eine Anhebung der Sohle mit Sedimenten einstellt.

### 3.1 Überlaufstrecke am rechten Flussdeich zwischen Baukilometer 1+780 und 2+510

Die Überlaufstrecke am rechten Flussdeich, zwischen Baukilometer 1+780 und 2+510 soll vergleichbar mit einem Streichwehr sicherstellen, dass am Ende dieser Strecke ein bestimmter Abfluss nicht überschritten wird. Die Überlaufstrecke ist mit einer Länge von etwa 730 m sehr leistungsfähig.

Die Überlaufstrecke bietet sich hier an, weil

- das luftseitige Gelände dort in etwa auf Höhe der berechneten Wasserspiegellage für den Bemessungsabfluss  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt
- und weil das rechtsseitige Gelände Überschwemmungsgebiet und extensiv bewirtschaftetes Dauergrünland ist.

Die Überlaufstrecke ist erforderlich, weil

- im Sinne der n-1 Regel nicht abschließend sicher gestellt werden kann, dass der Abfluss bei Schleuse II auf  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert werden kann (Bedienungsfehler, Ausfall der Antriebe und Verkläusung mit Treibgut bzw. Eis)
- bei der Betrachtung von **Probable Maximum Flood** (PMF) eine Überlastung der Stauhaltungsdämme/Flussdeiche hiermit ausgeschlossen werden kann.

Die Leistung der Überlaufstrecke wurde dabei nach *Bollrich, Technische Hydromechanik 1* [U 24] für Streichwehre abgeschätzt.

Bei der Gehobenen Hase liegen die Voraussetzungen für den Fall a [U 24] (strömender Abfluss ohne Fließwechsel) vor. Wir haben zunächst zwei Lastfälle untersucht:

- Der Zufluss ab Schleuse II beträgt  $70 \text{ m}^3/\text{s}$ , d. h. es fließen zusätzlich  $16 \text{ m}^3/\text{s}$  zu,
- der Zufluss ab Schleuse II beträgt  $90 \text{ m}^3/\text{s}$ , d. h. es fließen zusätzlich  $36 \text{ m}^3/\text{s}$  zu.

In den Tabellen 3.1-1 und 3.1-2 sind die Ergebnisse der iterativen Berechnung dargestellt. Demnach müsste die Überlaufstrecke etwa 7 cm tiefer als die Wasserspiegellage beim Bemessungsabfluss liegen, wenn 70 m³/s zufließen und etwa 14 cm tiefer liegen, wenn 90 m³/s zufließen (siehe Fall a: Bollrich [U 24]). Die Überlaufstrecke soll jedoch erst ab dem Bemessungsabfluss von 54 m³/s entlasten, d. h. bei der entsprechenden Wasserspiegellage. Eine Reduzierung auf 54 m³/s ist demnach auch mit der Überlaufstrecke nicht möglich. Beim Zufluss von 70 m³/s werden dann rechnerisch etwa 56 m³/s unterhalb der Überlaufstrecke abfließen (bei einem Zufluss von 90 m³/s werden etwa 58 m³/s weitergeleitet). Unabhängig davon ist bei den Erdbautoleranzen ( $\pm 5$  cm) eine derart exakte Höhe nicht herstellbar, bzw. dauerhaft nicht zu gewährleisten. Daher wird es herstellungsbedingt bereits Abweichungen zwischen den rechnerischen- und dem tatsächlichen Abflüssen geben.

Q unten	54,00	m³/s	
Q oben	70,00	m³/s	
Q diff.	16,00	m³/s	
h unten	2,81	m	
h 2	0,07	m	
h 1	0,04	m	
hm	0,06	m	
hm/hm+w	0,02		
vu	0,86	m/s	0,04115
vo	1,13	m/s	0,07196
h1 neu	0,04	m	
$\mu$ breite Krone	0,58		
Länge Streichwehr l	746,97	m³/s	
Fr	0,22		
Q Kontrolle	16,00	m³/s	

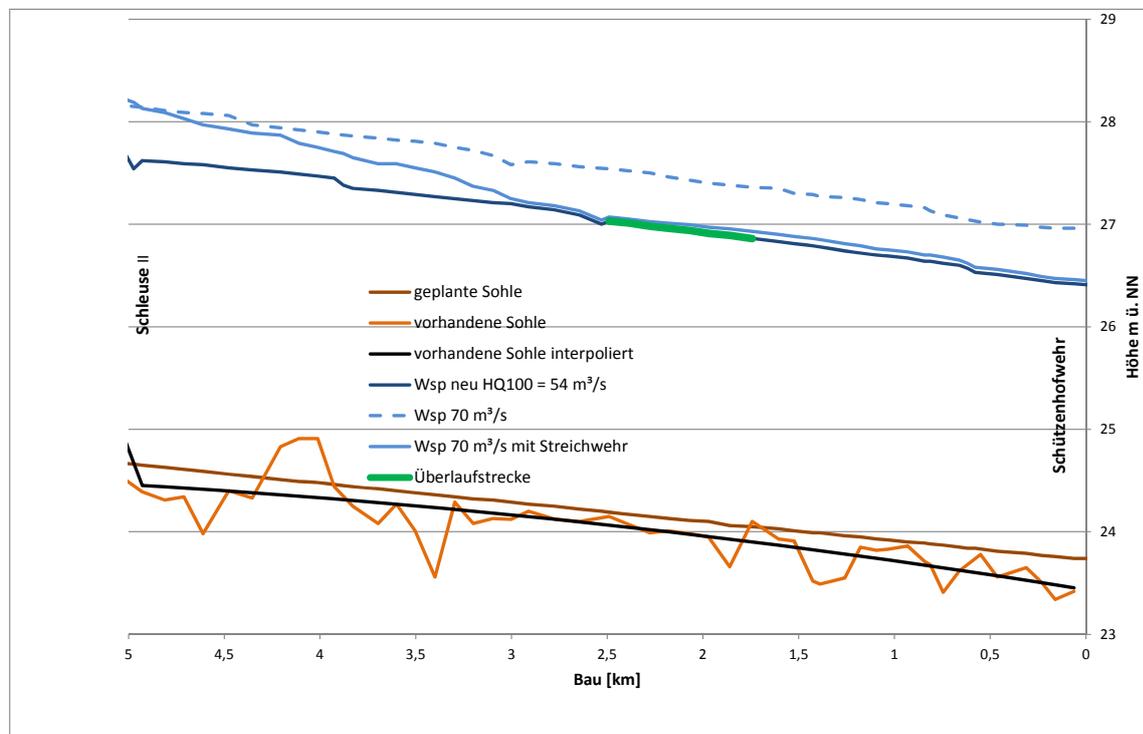
**Tabelle 3.1-1:** Iterativ ermittelte Abflusshöhen am Streichwehr für Q oben = 70 m³/s

Q unten	54,00	m <sup>3</sup> /s	
Q oben	90,00	m <sup>3</sup> /s	
Q diff.	36,00	m <sup>3</sup> /s	
h unten	2,81	m	
h 2	0,14	m	
h 1	0,06	m	
hm	0,10	m	
hm/hm+w	0,03		
vu	0,86	m/s	0,04115
vo	1,47	m/s	0,12077
h1 neu	0,06	m	
μ breite Krone	0,577		
Länge Streichwehr I	750,16	m	
Fr	0,28		
Q Kontrolle	35,85	m <sup>3</sup> /s	

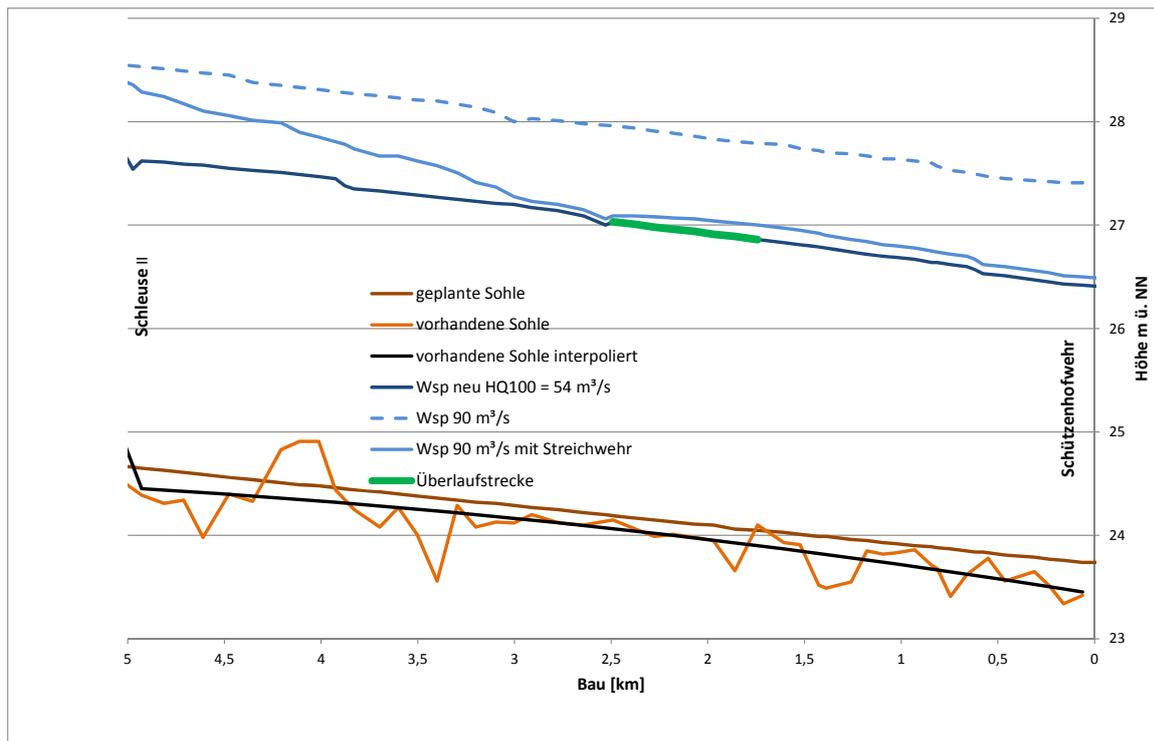
**Tabelle 3.1-2:** Iterativ ermittelte Abflusshöhen am Streichwehr für Q oben = 90 m<sup>3</sup>/s

Mit dem vorhandenen Trapezprofil steigt der Abflussquerschnitt überproportional an. Daher können die Berechnungsergebnisse der Tabellen 3.1-1 und 3.1-2 als „auf der sicheren Seite liegend“ betrachtet werden.

In Abbildung 3.1-1 und 3.1-2 sind die abgeschätzten Wasserspiegellagen für Q = 70 m<sup>3</sup>/s und 90 m<sup>3</sup>/s (mit und ohne Überlaufstrecke) dem berechneten Bemessungsabfluss gegenübergestellt.



**Abbildung 3.1-1:** Gegenüberstellung der Wasserspiegellagen für Q = 70 m<sup>3</sup>/s mit und ohne Überlaufstrecke (Streichwehr)



**Abbildung 3.1-2:** Gegenüberstellung der Wasserspiegellagen für  $Q = 90 \text{ m}^3/\text{s}$  mit und ohne Überlaufstrecke (Streichwehr)

Mit der geplanten Überlaufstrecke am rechten Flussdeich, kann die Wasserspiegellage bei über den Bemessungswasserabfluss hinausgehenden Abflüssen erheblich abgesenkt werden. Das gilt besonders für den Abschnitt von Baukilometer 0+000 bis 2+500.

Am Anfang der Überlaufstrecke wird die Fließgeschwindigkeit bei diesen erhöhten Abflüssen dabei erhöht, so dass auch für den Abschnitt von Baukilometer 2+500 bis 5+000 durch den beschleunigten Abfluss eine Absenkung der Wasserspiegellage eintritt. Diese Absenkung zwischen Baukilometer 2+500 und 5+000 ist zunächst nur abgeschätzt.

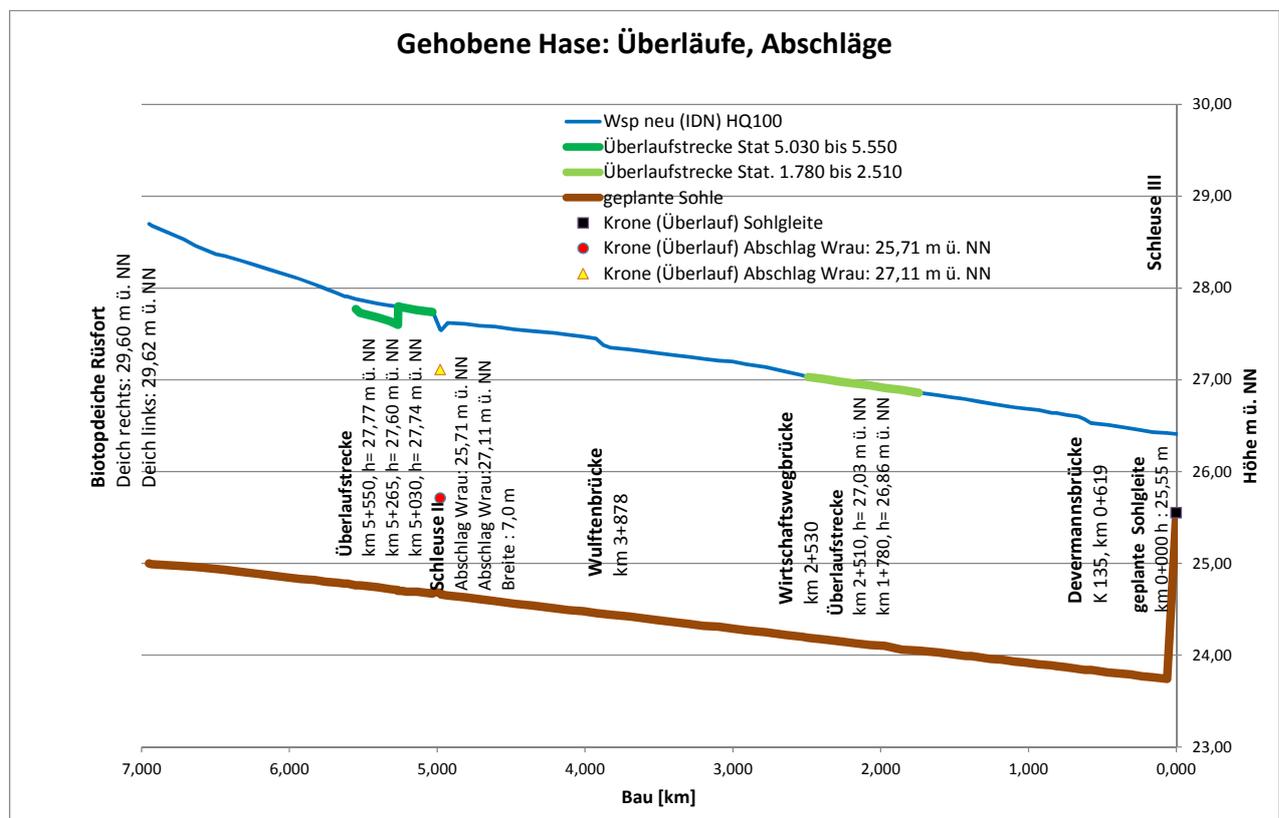
### 3.2 Überlaufstrecken und Abschlag in die Wrau

Unterhalb der Schleuse II soll der Abfluss auf  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  begrenzt werden. Hierfür ist der Abschlag in die Wrau nur begrenzt geeignet, weil dieser Abschlag erheblich durch das Unterwasser beeinflusst wird und damit ein unvollkommener Überfall stattfindet. Nach neusten Erkenntnissen beträgt der Bemessungszufluss in das System Gehobene Hase bei Baukilometer 6+950  $HQ_{100} = 126 \text{ m}^3/\text{s}$  (Tabelle 2.1-4). Bis zur Schleuse II müssen demnach  $126 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 0,54 = 72 \text{ m}^3/\text{s}$  in die Wrau (Überschwemmungsgebiet) abgeschlagen werden.

Hierfür steht zunächst die geplante Überlaufstrecke zwischen Baukilometer 5+030 bis 5+550 mit einer Länge von 520 m zur Verfügung. Die Wasserspiegellage  $HQ_{100}$  wird jedoch nur zwischen Baukilometer 5+265 bis 5+550, d. h. auf 285 m Länge entlastet. Die Differenz zwischen der Überlaufkronen und der Wasserspiegellage  $HQ_{100}$  beträgt hier im Mittel 15,5 cm.

Nach der Poleni Formel ergibt sich damit eine Entlastung über ein breitkroniges Wehr von 0,1 m<sup>3</sup>/s m, d. h. von 28,5 m<sup>3</sup>/s.

Bis zur Schleuse II verbleiben demnach noch etwa 100 m<sup>3</sup>/s (97,5 m<sup>3</sup>/s). Etwa 45 m<sup>3</sup>/s müssen demnach über die Schleuse II bei einem Wasserstand von 27,55 m ü. NN abgeschlagen werden. Bei liegender Klappe und vollkommendem Abfluss ergibt sich bei einer Überfallhöhe von 27,55 m ü. NN  $\cdot$  25,71 m ü. NN = 1,84 m nach der Poleni Formel ein Abfluss von 4,7 m<sup>3</sup>/s m, d. h. bei 7 m Breite von etwa 33 m<sup>3</sup>/s. Im Idealfall (vollkommener Abfluss beim Abschlag in die Wrau) werden demnach etwa 66 m<sup>3</sup>/s durch die Schleuse II geleitet. Bei etwa 10 cm höherem Wasserstand vor der Schleuse II wird die Leistung des Abschlags und der Überlaufstrecke erhöht. Es ist jedoch hierdurch ebenfalls mit einer erhöhten Abgabe bei der Schleuse II zu rechnen.



**Abbildung 3.2-1:** Vorhandener Abschlag in die Wrau mit Klappenstellung und geplante Überlaufstrecken

Neben der reinen Wasserspiegellage für HQ<sub>100</sub> müssen für die Freibordermittlung weitere Faktoren berücksichtigt werden. Hierfür wurden die folgenden Lastfälle untersucht:

- **Lastfall 1:** HQ<sub>100</sub>,
- bei **Lastfall 2:** HQ<sub>100</sub> und Verlandung der Sohle,
- bei **Lastfall 3:** Zufluss > HQ<sub>100</sub> oder Ausfall Schleuse II (Abschlag Wrau) und
- bei **Lastfall 4:** Eisstau.

In Abbildung 3.2-1 ist nicht die maßgebende Wasserspiegellage dargestellt. Diese Wasserspiegellage ergibt sich erst, wenn die n-1 Regel (Ausfall Schleuse II) und weitere mögliche Faktoren berücksichtigt sind. Als Maßgebend wird dann das jeweilige Maximum der nachfolgenden Lastfälle angesehen.

### 3.2.1 Lastfall 1: HQ<sub>100</sub>

Unter Verwendung der Wasserspiegellage aus [U21] ergeben sich die in Abbildung 3.2.1-1 dargestellten Bezüge zu den geplanten Stauhaltungsdamm- und Flussdeichhöhen.

Es ergeben sich demnach hinreichend große Differenzen zwischen der rechnerischen Wasserspiegellage und der Höhe der Flussdeich- und Stauhaltungsdammkronen. Die Planungshöhen werden maßgeblich von den nachfolgenden Lastfällen bestimmt.

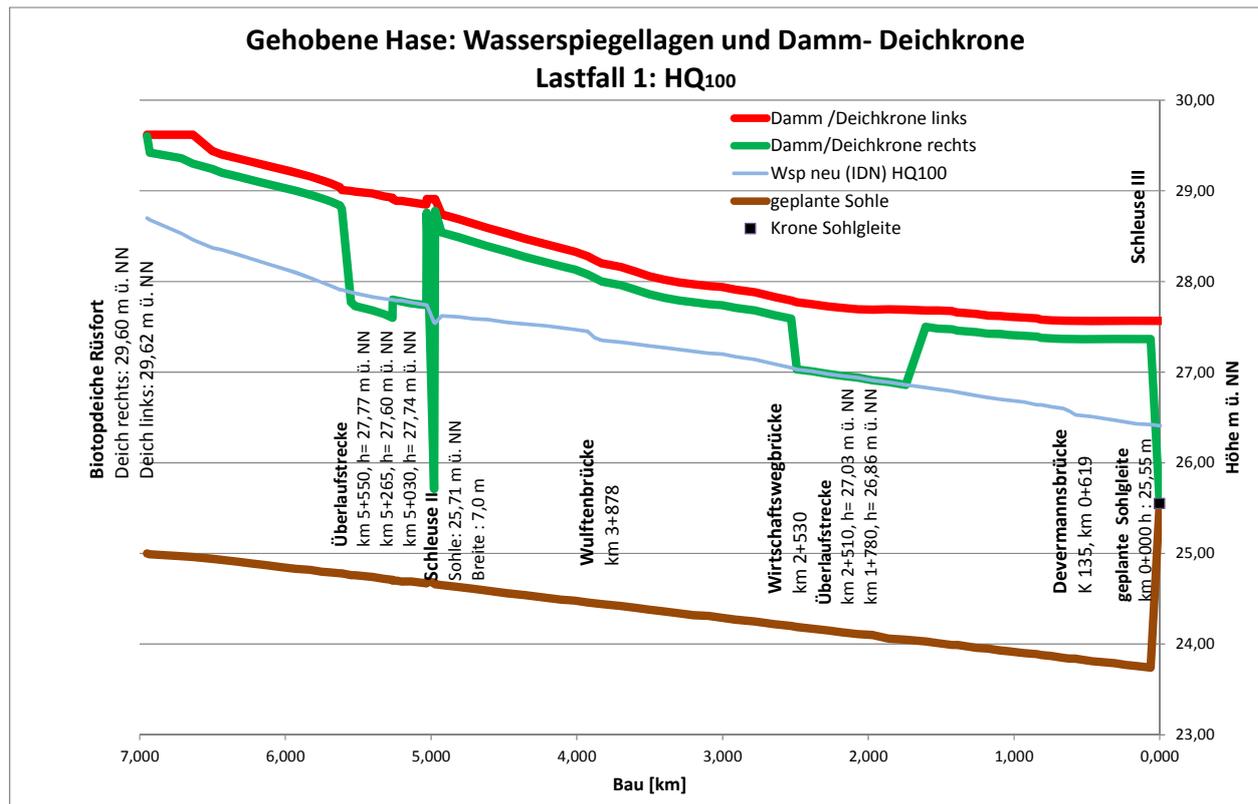


Abbildung 3.2.1-1: Planungshöhen Lastfall 1: HQ<sub>100</sub> (Diagramm)

### 3.2.2 Lastfall 2: HQ<sub>100</sub> und Verlandung der Sohle

Der Umbau einer Stauanlage bzw. von Teilen einer Stauanlage kann zu Veränderungen der Gewässerdynamik führen. Aus den aktuellen Vermessungsergebnissen geht hervor, dass z. B. im Bereich der Brücke L75 eine höhere Gewässersohle vorliegt (mögliche Anlandungen wegen kleinerer Fließgeschwindigkeit), weil die Gewässersohle dort beim Brückenneubau von 14 auf 16 m verbreitert worden ist.

Alten Plänen ist zu entnehmen, dass das Gefälle der Gehobenen Hase früher einheitlich  $I = 0,186 ‰$  betragen hat. Heute nimmt es in Richtung Schützenhofwehr auf bis zu  $0,25 ‰$  zu. Es ist nicht auszuschließen, dass der Betrieb und die Stellungen der Klappe am Schützenhofwehr im unteren Bereich zu Erosionen in der Sohle geführt hat.

Demnach ist der Einfluss des geplanten Umbaus zu einer festen Wehrkrone hinsichtlich der Gewässerdynamik (besonders bei kleineren Abflüssen) in Bezug auf Verlandungen zu überprüfen.

Aus einem vergleichbaren Projekt sind uns entsprechende Verlandungen bekannt. Es ist jedoch einschränkend zu erwähnen, dass dort das Gefälle des Gewässers wesentlich größer ist.

Das historische Wehr (Abbildung 3.2.2-1) mit einer Höhe von 11 m über der Unterwassersohle hat eine 34 m breite Überlaufkrone. Der Abfluss bei  $HQ_{100}$  beträgt etwa  $80 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Niedrig- und Mittelwasserabflüsse sind mit  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  etwas kleiner als beim Schützenhofwehr. Das Gefälle des Gewässers ist mit etwa 1 % erheblich größer als bei der Gehobenen Hase.

Beim Niezelwehr ist es im Laufe der Zeit zu Verlandungen bis etwa in Höhe der Überlaufkrone gekommen, die bis etwa 500 m Strom aufwärts zur Stauwurzel reichen. Lediglich durch einem Triebkanal für eine Turbine wird das Sediment im linken Bereich der Wehrkrone etwas abgesenkt.

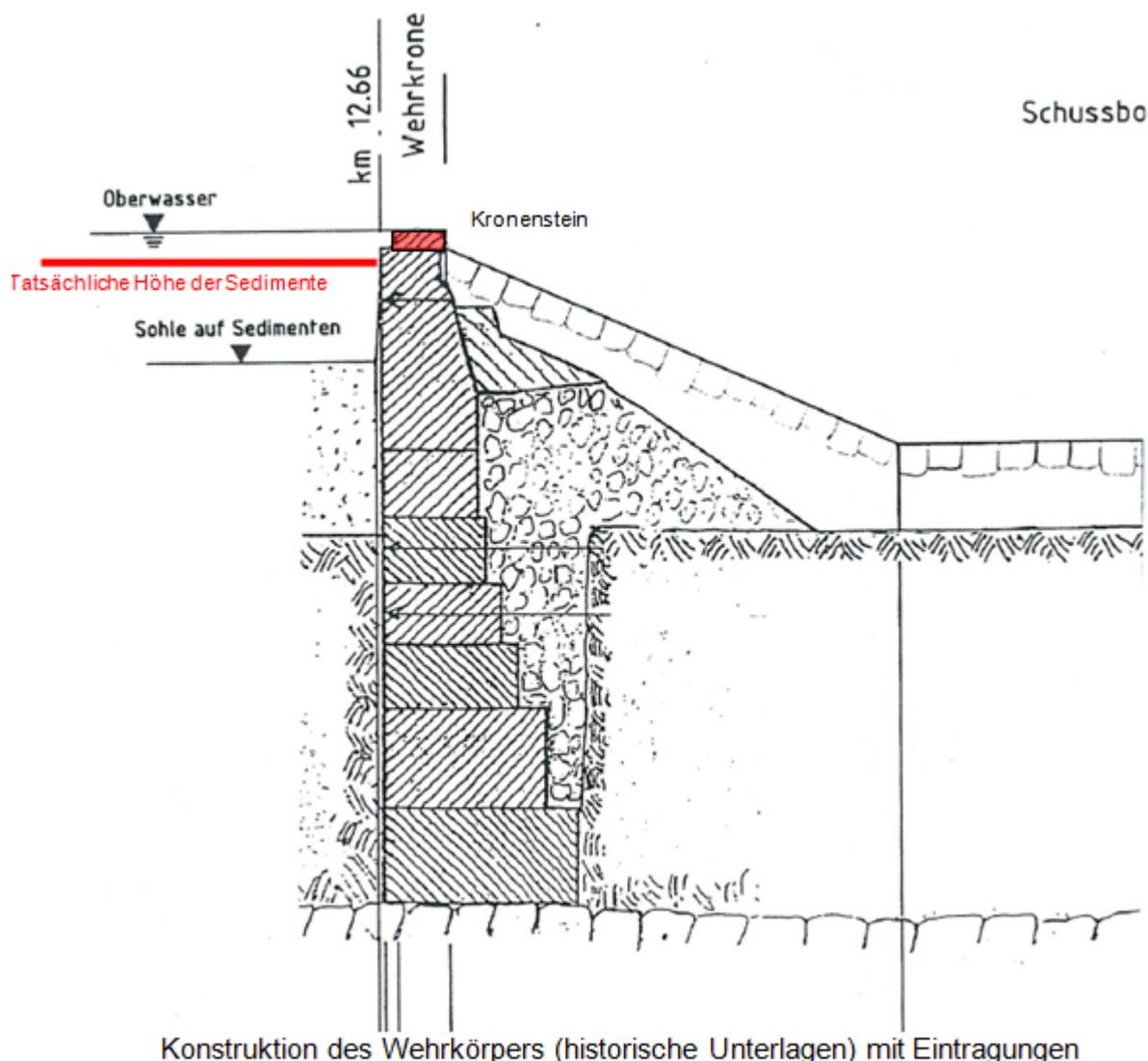


Abbildung 3.2.2-1: Niezelwehr (Sachsen)



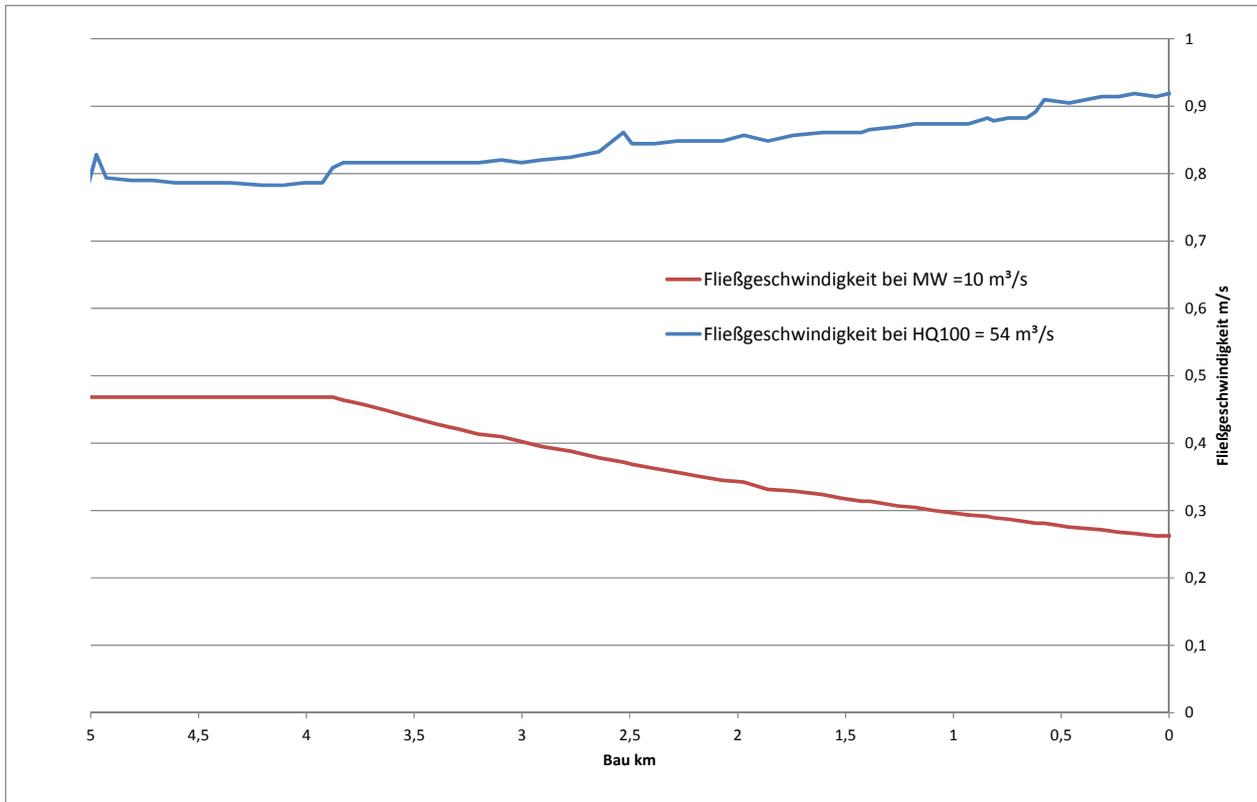
**Bild 3.2.2-1:** Sedimente im Bereich der Wehrkrone

Der Mittelwasserabfluss der gehobenen Hase liegt bei knapp  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die Stauwurzel liegt dann oberhalb von Baukilometer 3+000. Oberhalb der Stauwurzel findet dann im Wesentlichen gleichförmiger Abfluss statt, d. h. es herrscht Kräftegleichgewicht zwischen Schleppspannungen und Erosionsbeginn bei kritischer Schleppspannung. Die Fließgeschwindigkeiten bei etwa 1,2 m Wasserhöhe sind knapp  $0,5 \text{ m/s}$ . Damit scheint hier die Sohle stabil zu sein. Infolge des Aufstaus in Richtung Schützenhofwehr nimmt der Fließquerschnitt dann zu, so dass bei Mittelwasserabfluss am Schützenhofwehr nur noch eine Fließgeschwindigkeit von etwa  $0,25 \text{ m/s}$  vorhanden ist.

Aus der Literatur sind für kolloidale Lehme kritische Fließgeschwindigkeiten von  $v_{\text{krit}} = 0,4 \text{ m/s}$  bis  $0,6 \text{ m/s}$  bekannt. Lockerer Schlamm bzw. lockerer Lehm bzw. Schluff haben dagegen kritische Fließgeschwindigkeiten von  $v_{\text{krit}} = 0,1 \text{ m/s}$  bis  $0,2 \text{ m/s}$ .

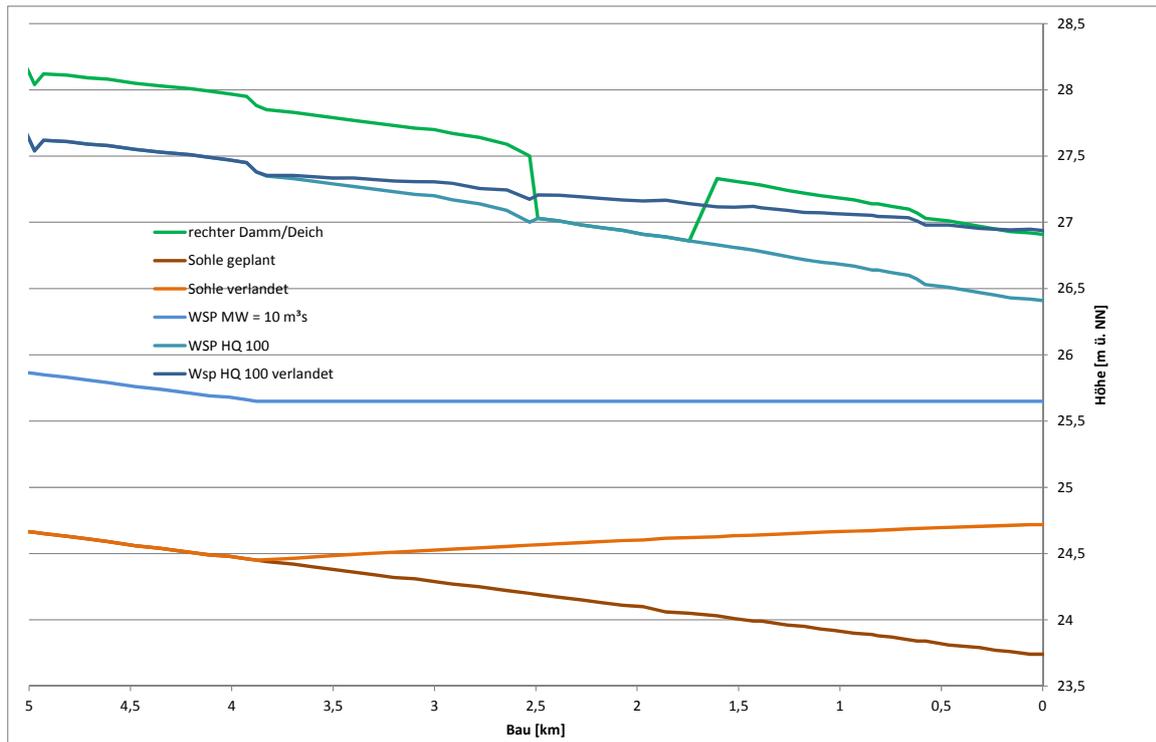
Eine Verlandung kann nicht völlig ausgeschlossen werden, insbesondere bei kleineren Abflüssen, wo im Staubereich Geschwindigkeiten von  $< 0,2 \text{ m/s}$  vorliegen. Die Sedimentfracht ist dann aber auch sehr viel kleiner, als bei Hochwasserabfluss mit Fließgeschwindigkeiten bis etwa  $1,0 \text{ m/s}$ .

Dennoch sollte die Gewässerdynamik in Hinblick auf den geplanten Umbau des Schützenhofwehres noch näher untersucht werden.



**Abbildung 3.2.2-2:** Fließgeschwindigkeiten auf Grundlage der aktuellen Wasserspiegellagenberechnungen

Wenn man davon ausgeht, dass bei Fließgeschwindigkeiten von  $< 0,5$  m automatisch eine Verlandung eintritt und diese Verlandung auch bei größeren Abflüssen nicht wieder „verschleppt“ wird, dann darf der Abflussquerschnitt nicht kleiner als  $21,12 \text{ m}^2$  werden. Diese Annahme ist wegen der o. g. Argumente jedoch noch sehr hypothetisch.



**Abbildung 3.2.2-3:** Verlandung der Sohle bei Fließgeschwindigkeiten von < 0,5 m/s

Mit  $Q = v \times A$  und  $A = b \times h + 3 h^2$  beim Trapezquerschnitt mit  $i = 1:3$  würde sich dann Gleichgewicht mit der in Abbildung 15 dargestellten Sohle einstellen.

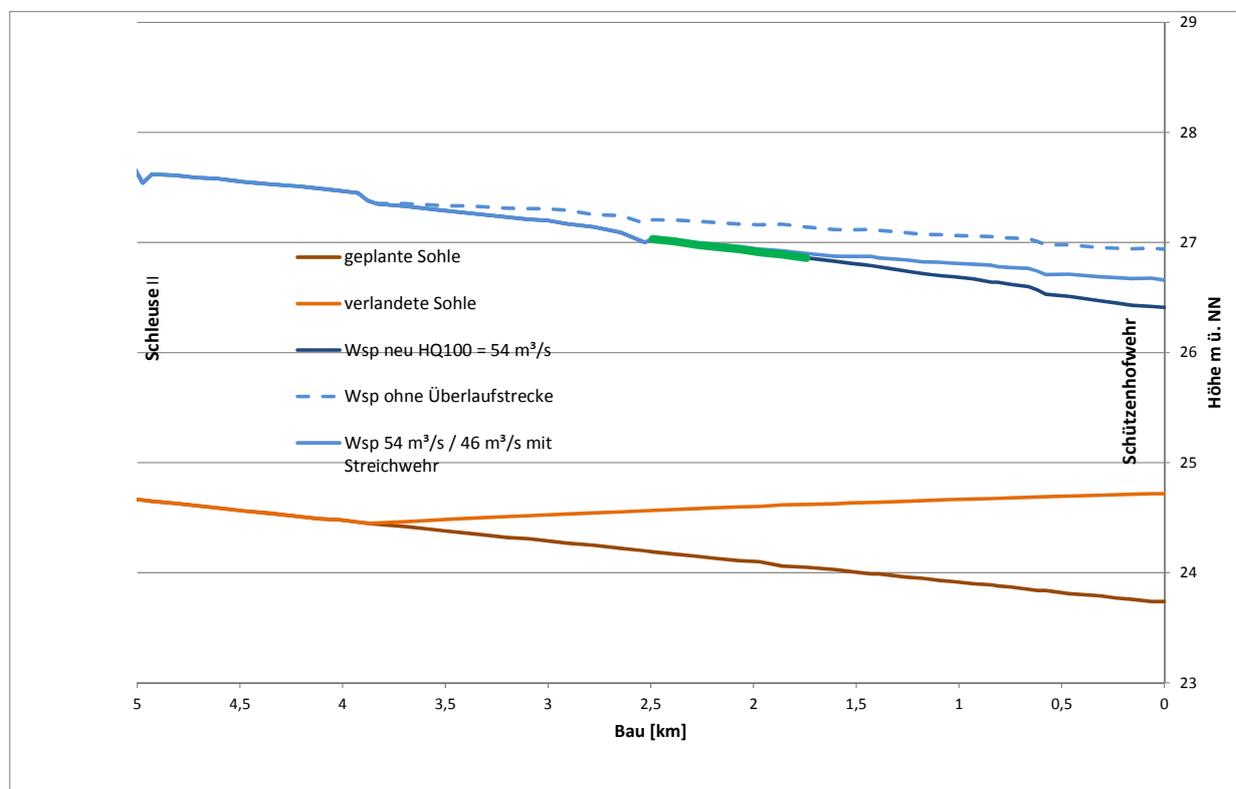
Bei Hochwasser wäre der verbleibende Querschnitt dann kleiner, so dass es zu höheren Wasserständen kommen kann und eine entsprechende Überhöhung gerechtfertigt ist.

Die Abbildung 3.2.2-3 berücksichtigt die geplante Überlaufstrecke am rechten Flussdeich zwischen Baukilometer 1+780 und 2+510 nicht. Setzt man hier voraus, dass die in Abbildung 3.2.2-3 dargestellte Verlandung im Bereich der Überlaufstrecke vorhanden ist, dann reduziert sich dort der Abflussquerschnitt, das Wasser läuft dort bereits bei Abflüssen < 54 m³/s über. Wenn der Querschnitt erst unterhalb der Überlaufstrecke verlandet ist, dann reduziert sich im Bereich der Überlaufstrecke die Fließgeschwindigkeit und es ist ebenfalls mit einer Entlastung bei < 54 m³/s zu rechnen.

Q unten	46,32	m <sup>3</sup> /s	
Q oben	54,00	m <sup>3</sup> /s	
Q diff.	7,68	m <sup>3</sup> /s	
h unten	2,28	m	
h 2	0,04	m	
h 1	0,03	m	
hm	0,03	m	
hm/hm+w	0,02		
vu	0,84	m/s	0,0392
vo	0,99	m/s	0,0549
h1 neu	0,03	m	
μ breite Krone	0,58		
Länge Streichwehr I	744,64	m	
Fr	0,19		
Q Kontrolle	7,70	m <sup>3</sup> /s	

**Tabelle 3.2.2-1:** Iterativ ermittelte Abflusshöhen am Streichwehr bei Verlandung

In Tabelle 3.2.2-1 ist die Berechnung für das Streichwehr (Überlaufstrecke) unter der Annahme, dass der Abflussquerschnitt im Bereich der Überlaufstrecke gemäß Abbildung 3.2.2-3 verlandet ist, dargestellt. Unterhalb der Überlaufstrecke wären dann nur noch etwa 46 m<sup>3</sup>/s abflusswirksam, die Differenz zum Bemessungsabfluss wird abgeschlagen.



**Abbildung 3.2.2-4:** Reduzierter Einfluss der Verlandung bei Berücksichtigung der Überlaufstrecke

Aus Abbildung 3.2.2-4 geht hervor, dass eine mögliche Verlandung die Wasserspiegellage infolge der Überlaufstrecke nur unterhalb der Überlaufstrecke beeinflusst. In Abbildung 3.2.2-5 (Anlage 2.3.2) ist die Wasserspiegellage infolge Verlandung in Bezug zu den Planungshöhen dargestellt.

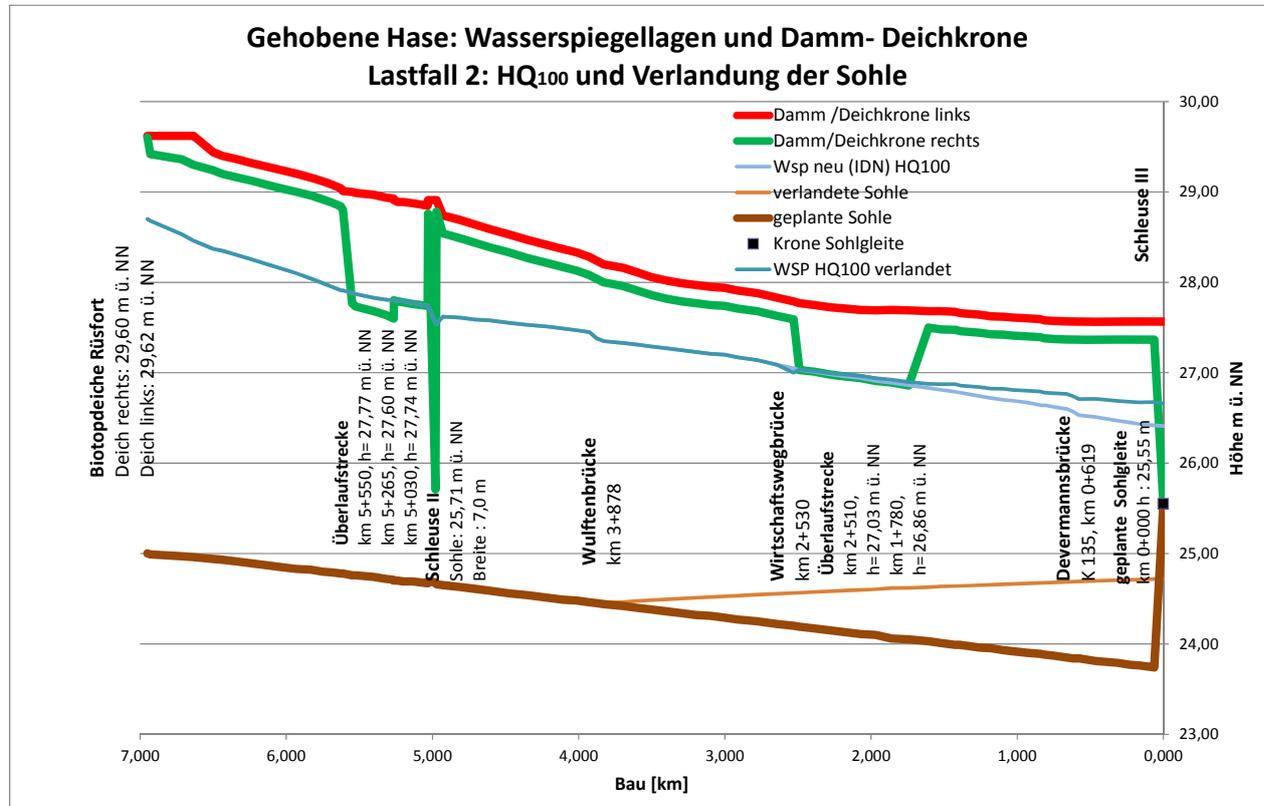


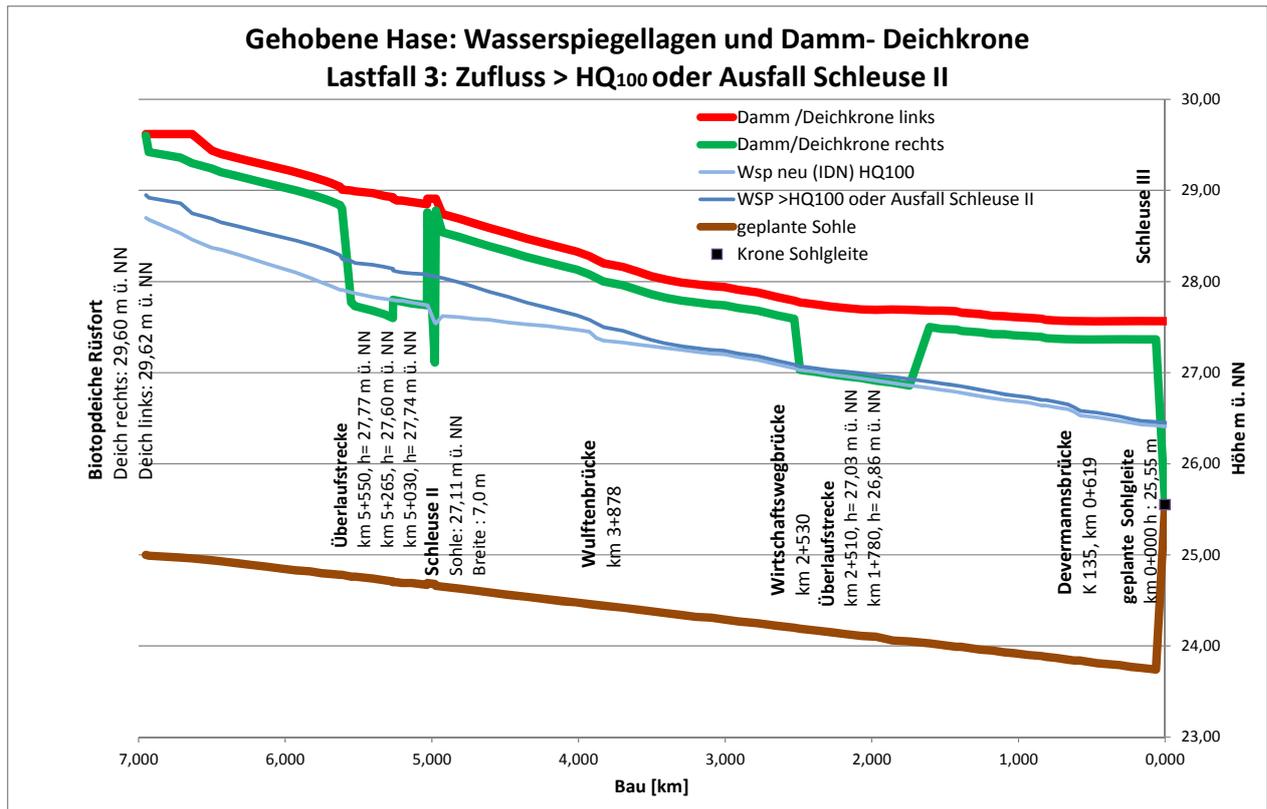
Abbildung 3.2.2-5: Planungshöhen Lastfall 2: HQ<sub>100</sub> und Verlandung der Sohle (Diagramm)

### 3.2.3 Lastfall 3: Zufluss > HQ<sub>100</sub> oder Ausfall Schleuse II (Abschlag Wrau)

Bereits beim Abfluss des HQ<sub>100</sub> (126 m<sup>3</sup>/s) gibt es Unsicherheiten wegen der Leistungsfähigkeit beim Abschlag in die Wrau. Daneben ist nicht auszuschließen, dass die Klappe für den Abschlag in die Wrau infolge von „Technikausfall“ oder von „Bedienungsfehlern“ nicht auf 25,71 m ü. NN gelegt werden kann, sondern in der Stellung 27,11 m ü. NN verbleibt (Abbildung 3.2.3-1).

Weiterhin sind die Flussdeiche beim Biotopausbau Rüsfort in Bezug auf das System Gehobene Hase relativ hoch. Theoretisch wäre also ein Zufluss von > 126 m<sup>3</sup>/s möglich.





**Abbildung 3.2.3-2:** Planungshöhen Lastfall 3: Zufluss > HQ<sub>100</sub> oder Ausfall Schleuse II (Diagramm)

Weil die tatsächliche Leistungsfähigkeit der Überlaufstrecke zwischen Baukilometer 5+030 und 5+550 und dem Abschlag in die Wrau bei Schleuse II infolge Unterwassereinfluss nur mit erheblichen Unsicherheiten ermittelt werden kann, halten wir die in Abbildung 3.2.3-2 dargestellte Wasserspiegellage für Lastfall 3 für gerechtfertigt. Dabei ist der Wasserstand bei Schleuse II mit etwa 40 cm über der Wasserspiegellage für HQ<sub>100</sub>, auf der sicheren Seite liegend, angenommen.

### 3.2.4 Lastfall 4: Eisstau

Bisher nicht berücksichtigt ist der „Eisstau“. Anfang 2012 war die Wasserfläche der Gehobenen Hase zugefroren. Der Winter war jedoch geprägt durch „trockene Fröste“. Es kam zu keiner höheren Schneelage, so dass es zu keinen größeren Abflüssen infolge Schneeschmelze kam. Aus Recherchen des NLWKN [U5] geht hervor, dass es früher Flussdeichbrüche infolge von Eisstau in Verbindung mit nachfolgendem Hochwasserabfluss durch Schneeschmelze gegeben hat.

Auszug aus [U 22]:

*...“ In Archivakten von 1940 -1961 ist aufgeführt, dass in den Jahren 1946, 1947, 1948 und 1960 Hochwässer zu großen Überschwemmungen führten.*

*Ergänzende Anmerkung: Ein Zeitzeuge aus Badbergen (Anlieger Scheper, süd-westlich von Schleuse II gelegene Hofstelle Hasekamp) hat mir berichtet, dass 1946 der westliche Deich in Höhe der Schleuse I gebrochen ist.*

*Außerdem sei am 1.2.1947 ein weiterer Deichbruch in Höhe seiner Hofstelle aufgrund von Eisschollenaufstau oberhalb Schleuse II entstanden. Die Eisschollen und Hasewasser waren zunächst höher als die Deiche aufgestaut und hatten anschließend den Deich überströmt mit der Folge, dass der Deich gebrochen ist.*

*Beide Überschwemmungen waren an seiner Hofstelle höhengleich gewesen. Die HW-Markierung am Stallgebäude haben wir am 08.05.2012 eingemessen auf +28,08 m NN (~50 cm über dortigem Gelände).*

*Der Bemessungswasserspiegel lag dort (740 m oberhalb von Schleuse II) 1961 bei +28,19 m NN. Die Deichhöhen liegen dort heute bei + 29,10 m NN. Daraus ist zu erkennen, dass auch Eisstauzuschläge bei der Freibordbemessung an der Gehobenen Hase zu berücksichtigen sind“...*

An der Schleuse II können sich Eisschollen an den Pfeilern stauen. An der neuen Überlaufkrone der geplanten Sohlgleite kann sich ebenfalls Eis infolge der kleinen Fließgeschwindigkeiten stauen. Neben den Berichten in [U 22] und den Beobachtungen aus dem Winter 2011/2012, liegen keine weiteren Informationen hinsichtlich Eisstau bzw. Eisgang für die Gehobene Hase vor.

Von der Weser bzw. von der Ems ist jedoch bekannt, dass es 1987 erhebliche Probleme infolge Eisstau gegeben hat. Die nachfolgenden Abbildungen und Bilder entstammen dem Bildarchiv der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes.



**Bild 3.2.4-1:** Eisschollen auf einer Wehrkrone



**Bild 3.2.4-2:** Vereisung vor Wehrfeldern

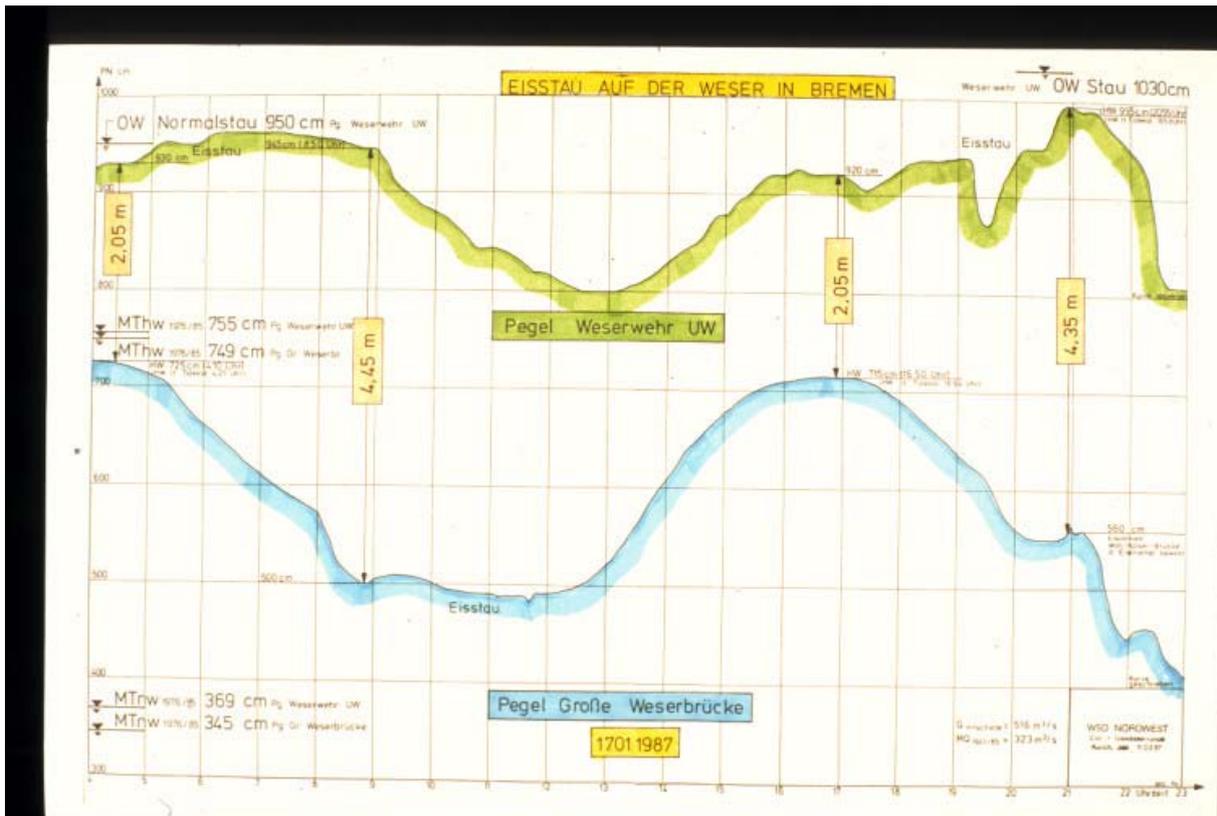


Abbildung 3.2.4-1: Ganglinien beim Eisstau auf der Weser (1987)

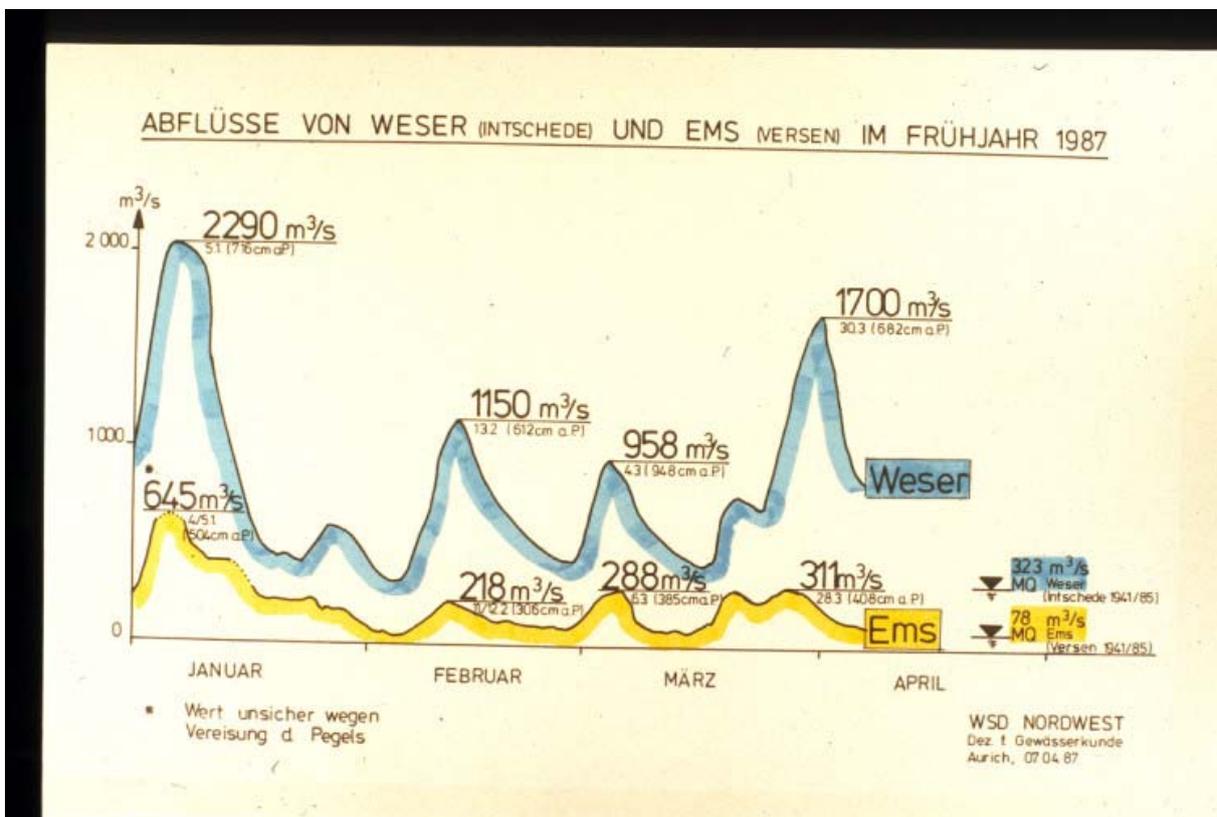


Abbildung 3.2.4-2: Ganglinien Ems und Weser im Frühjahr 1987

Demnach ist ein Eisstau auf der Gehobenen Hase nicht auszuschließen. Wir halten eine qualitative Berücksichtigung des Eisstaus bei der Wasserspiegellage gemäß Abbildung 3.2.4-3 für gerechtfertigt.

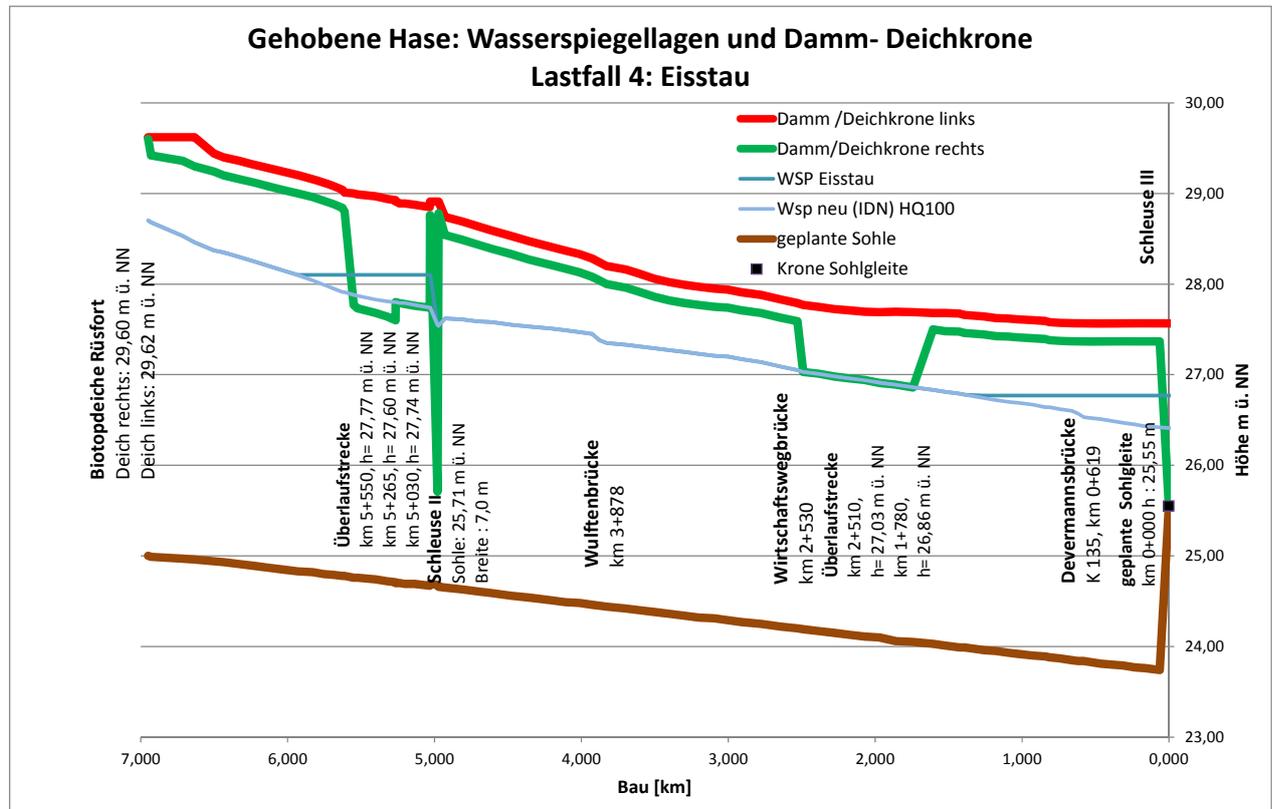
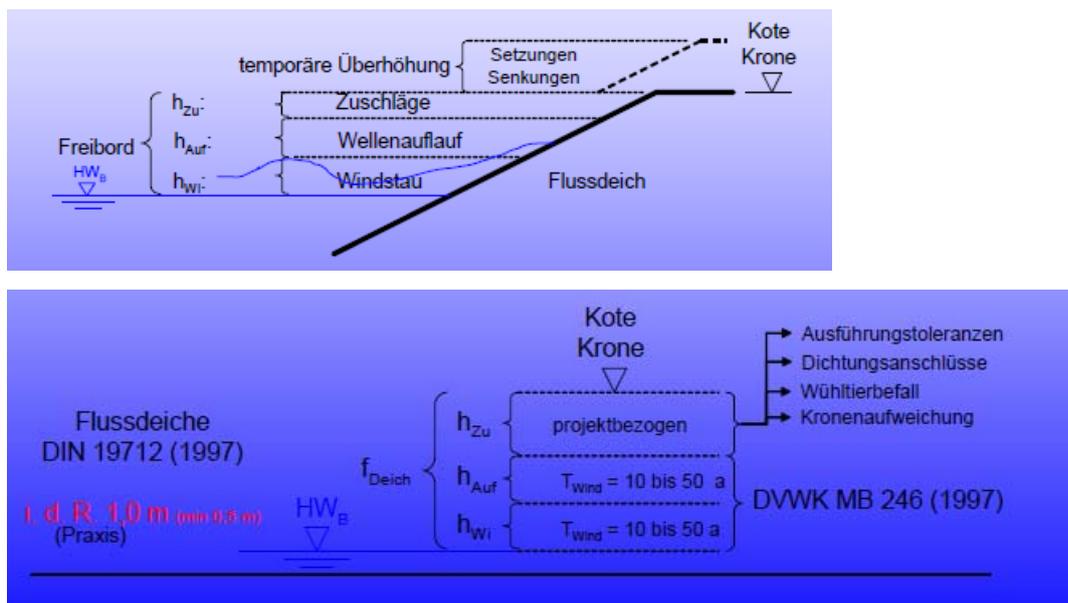


Abbildung 3.2.4-3: Planungshöhen Lastfall 4: Eisstau (Diagramm)

## 4. FREIBORDERMITTLUNG

„Der Freibord ist der vertikale Abstand zwischen der Flussdeichkrone und dem Bemessungshochwasserstand. Er setzt sich aus Windstau, Wellenauflaufhöhe und gegebenenfalls Zuschlägen zusammen.“ (DIN 19712 (1997))

Der Freibordnachweis kann entfallen, wenn Wellenauflauf und Windstau keine dem Mindestfreibord überschreitende Größe erwarten lassen. Dies ist z. B. bei Hauptstreichlängen unter 100 m und Wassertiefen unter 5 m sowie wasserseitigen Böschungsneigungen von 1:3 und flacher der Fall.



**Abbildung 4-1:** Bestandteile des Freibords

Beim Bemessungsabfluss stellt sich die größte Streichlänge senkrecht zu den Stauhaltungs-dämmen/Flussdeichen bei einer Tiefe von 3 m mit  $14 \text{ m} + 6 \times 3 \text{ m} = 32 \text{ m}$  ein. Die wasserseitigen Böschungsneigungen sind 1:3. Demnach ist der Mindestfreibord  $f_{\text{Flussdeich/Stauhaltungsdamm}} = 0,50 \text{ m}$  maßgebend.

Wenn der Wind senkrecht zu Fließrichtung (Hauptwindrichtung Nordwest/West) einwirkt und damit die Fließgeschwindigkeit reduziert wird, dann sind wiederum die Überlaufstrecken am rechten Flussdeich entlastend.

### 4.1 Projektbezogene Überhöhungen wegen Senkungen und Setzungen

Die Flussdeiche und Stauhaltungsdämme werden nicht wesentlich höher ausgebaut, als die vorhandenen Stauhaltungsdämme und Flussdeiche (Abbildung 4.1-1 und 4.1-2). Damit ergeben sich in Stauhaltungsdamm- und Flussdeichachse keine weiteren setzungswirksamen Lasten. Landseitig werden sie jedoch verstärkt, was mit einer größeren Lasteintragung verbunden ist (Kap 5.7.3).

Diese Lasteintragung strahlt über Lastausbreitung auch in die vorhandene Stauhaltungsdammachse aus. Grundsätzlich ist daher von Setzungen auszugehen.

In 2011 haben wir das Vorland qualitativ sondiert. Neben Abschnitten mit nur etwa 1,2 m tiefreichenden lockeren Sanden, haben wir auch Abschnitte mit bis zu vier und mehr Meter mächtigen, organisch bindigen Böden festgestellt.

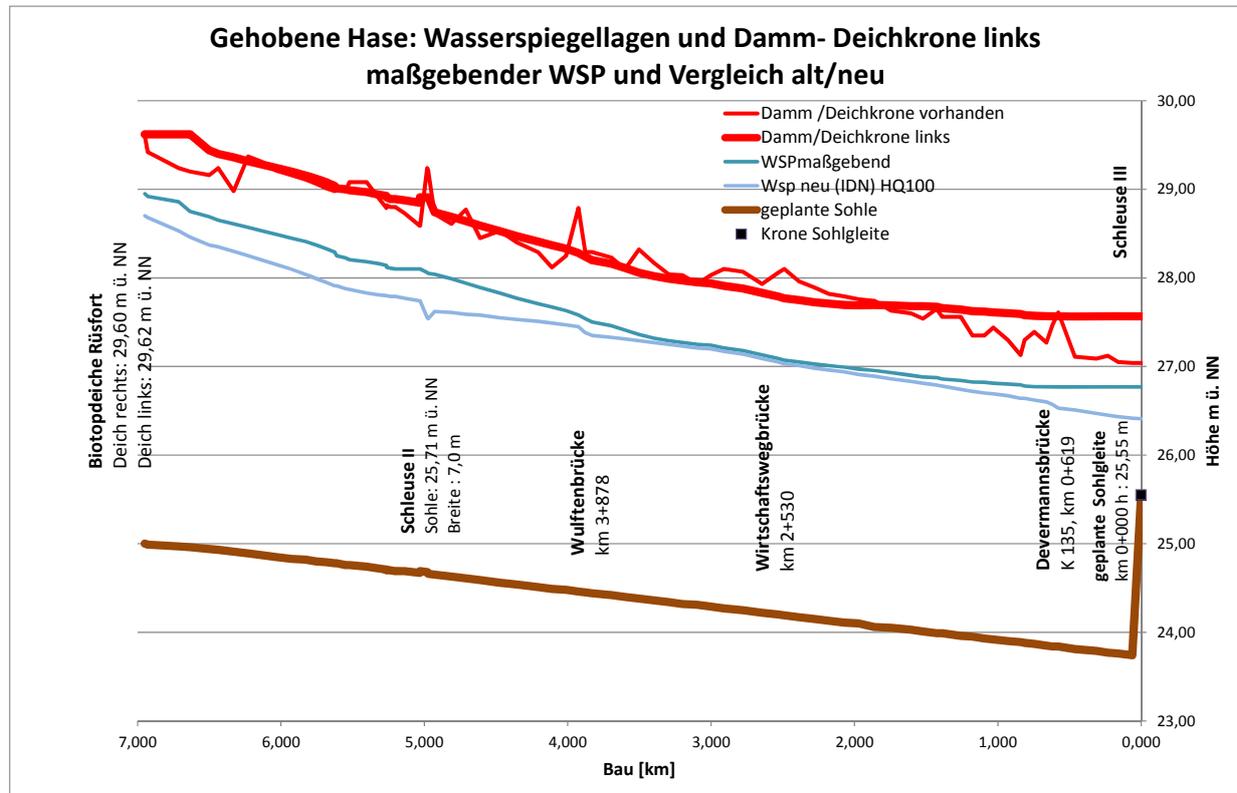


Abbildung 4.1-1: Vergleich alt/neu linker Stauhaltungsdamm/Flussdeich (Diagramm)

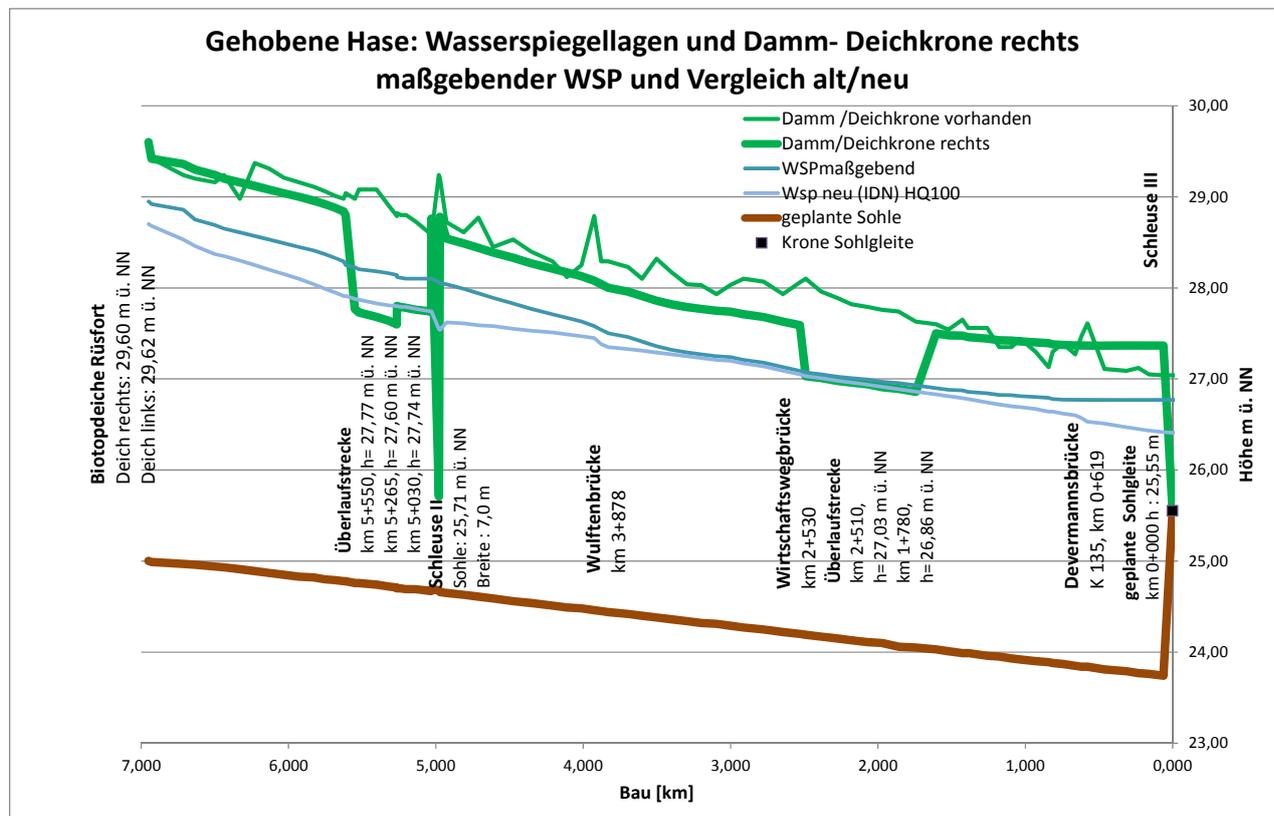
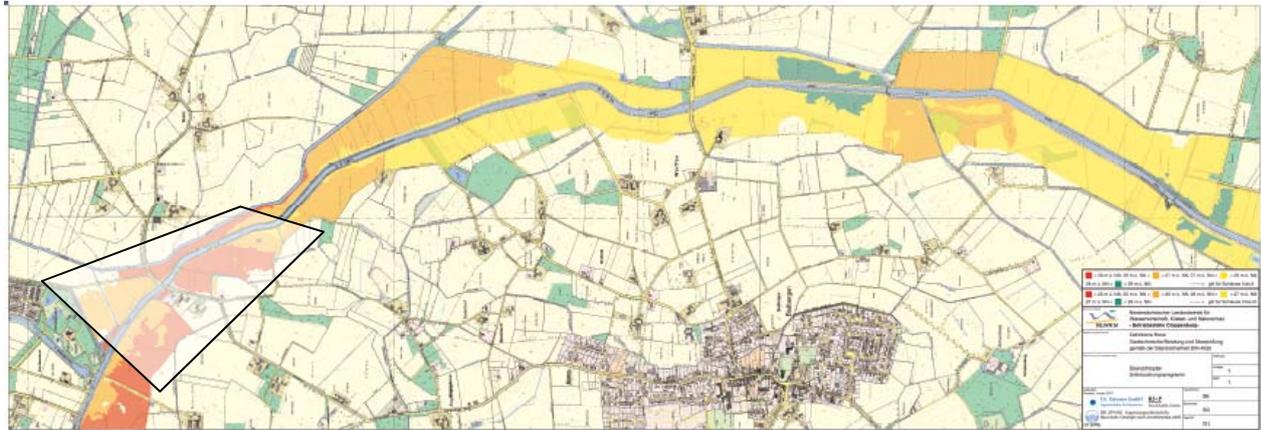


Abbildung 4.1-2: Vergleich alt/neu rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich (Diagramm)

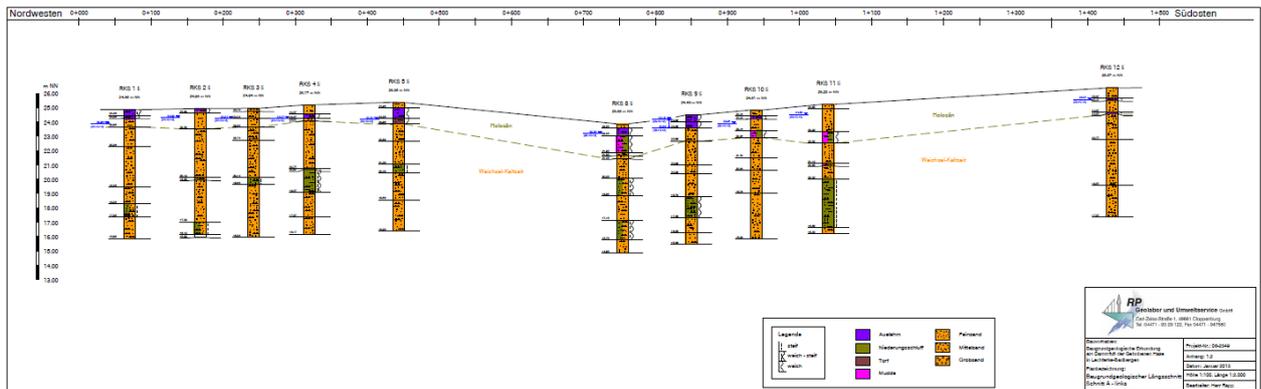
Während die locker gelagerten Sande mit der Lastaufbringung in Verbindung mit den Verdichtungsenergien sehr wahrscheinlich als Sackungen schon mit der Baumaßnahme realisiert werden, ist bei den bindigen Böden mit einer Setzung durch Konsolidierung zu rechnen. Hier ist eine Überhöhung zwingend erforderlich.

In Abbildung 4-1-3 ist der Bereich mit vermuteten bindigen Böden in der Dammaufstandsfläche dargestellt.



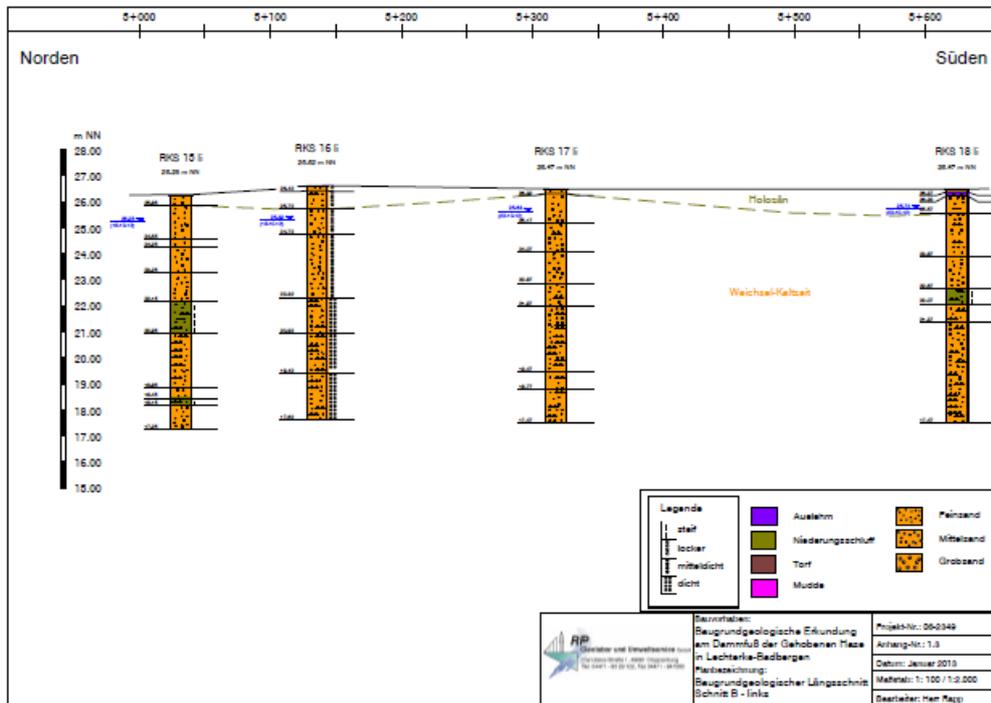
**Abbildung 4.1-3:** organisch/bindige Böden im Untergrund

Eine weitere Eingrenzung dieser Annahmen wurde mit dem Bericht „zur baugrundgeologischen Erkundung am Stauhaltungsdammfuß der Gehobenen Hase von km 0,000 bis km 5,626 in Badbergen-Lechterke, RPGeolabor und Umweltservice GmbH, Cloppenburg vom 18.01.2013“ [U 23] vorgenommen. Demnach sind diese Weichschichten (Holozän) zwischen Bau km 0+000 und 0+400 etwa einen Meter mächtig. Zwischen Bau km 0+400 bis Bau km 1+400 ist der Holozän dann erwartungsgemäß etwa 2,5 m stark.



**Abbildung 4.1-4:** Baugrundgeologischer Längsschnitt Holozän / Weichsel Kaltzeit, Bau km 0+000 bis 1+400 [U 23]

Direkt oberhalb der Schleuse II (Bau km 5+000) hatten wir weitere baupraktisch relevante Weichschichten erwartet. Hier liegen jedoch nur Mächtigkeiten von etwa 0,5 m vor (Abbildung 4.1-5).



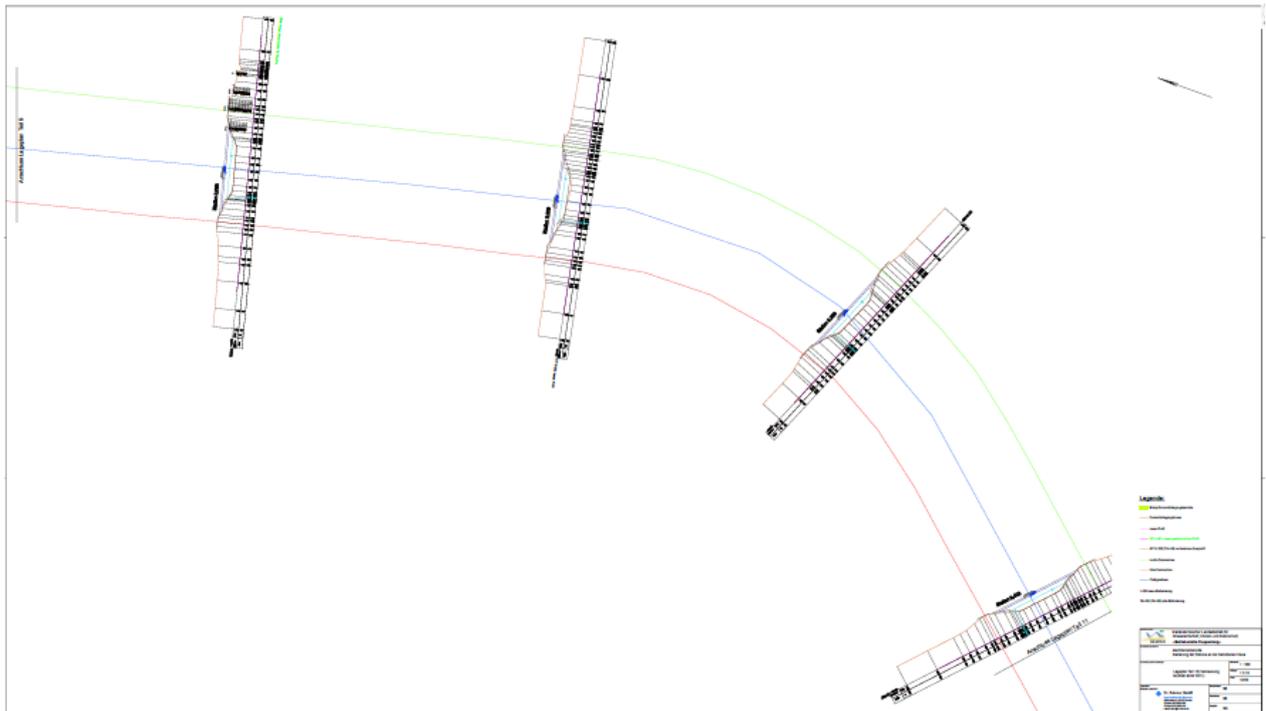
**Abbildung 4.1-5:** Baugrundgeologischer Längsschnitt Holozän / Weichsel Kaltzeit, Bau km 5+000 bis 5+600 [U 23]

In den nachfolgenden Kapiteln stellen diese Baugrundaufschlüsse mit dazugehörigen Laborergebnissen die Grundlage für Tragfähigkeitsberechnungen dar.

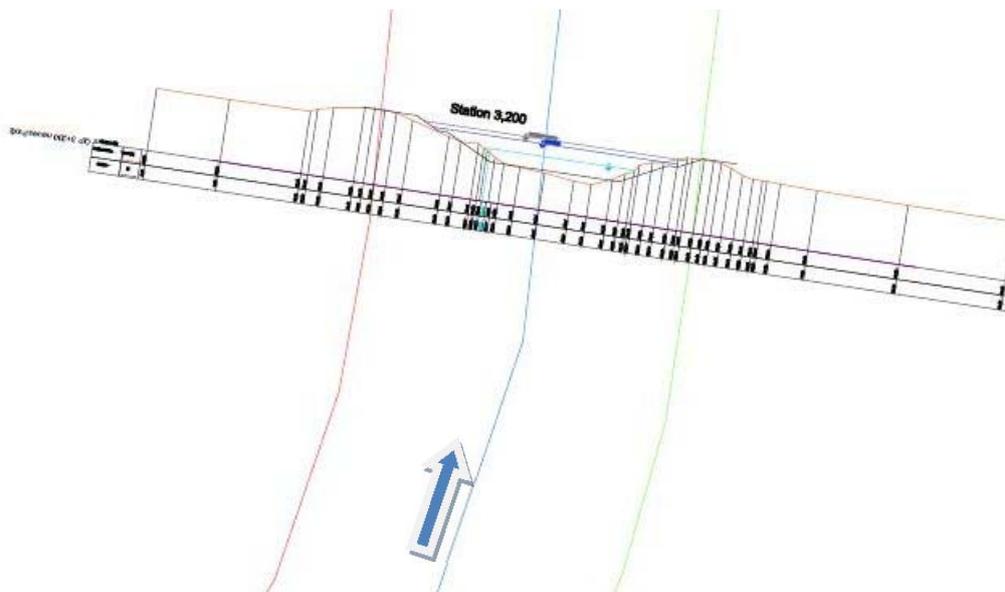
## 4.2 Querneigung der Wasserspiegellage in Flusskrümmungen

Die Fließgeschwindigkeiten liegen im Hochwasserfall bei etwa 1,0 m/s. Damit kann im Pralluferbereich ein erhöhter Wasserstand entstehen. Eine sich in starken Flusskrümmungen durch die Zentrifugalkraft einstellende Querneigung der Wasserstände, lässt sich mit einem eindimensionalen Modell prinzipiell nicht abbilden. Im Rahmen der hier vorgenommenen Berechnungen wurde zudem darauf verzichtet, pauschalierte, auf empirischen Ansätzen basierende Formeln zum Ansatz zu bringen, um nachträglich eine solche Querneigung abzuschätzen. Es wird bei der Bestimmung der Wasserspiegellagen somit grundsätzlich von horizontalen Wasserspiegeln, wie sie aus der eindimensionalen, mathematischen Abflussmodellierung hervorgehen, ausgegangen.

Geht man davon aus, dass die Fließgeschwindigkeit im Pralluferbereich zunimmt, wird sich der Fließquerschnitt dort durch Erosionen und Auskolkungen anpassen. Damit werden die Zentrifugalkräfte sich sehr wahrscheinlich mit den nach innen gerichteten Druckkräften ausgleichen und der höhere Wasserspiegel in Form der Auskolkung realisiert. In Abbildung 4.2-1 ist der Gewässerabschnitt zwischen Baukilometer 3+096 und 3+400 dargestellt.



**Abbildung 4.2-1:** Gewässerabschnitt zwischen Baukilometer 3+096 und 3+400



**Abbildung 4.2-2:** Baukilometer 3+200 mit Auskolkung

Aus den Ergebnissen der aktuellen Wasserspiegellagenberechnung sind keine Veränderungen der Wasserspiegellage in den Flusskrümmungen zu erkennen. Wir empfehlen dennoch wegen der verbleibenden Unsicherheiten einen pauschalen Aufschlag der Wasserspiegellage im Krümmungsbereich von 10 cm zu berücksichtigen.

### 4.3 Überhöhung linker Stauhaltungsdamm/Flussdeich – rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich

Es gibt Hinweise darauf, dass der linke Stauhaltungsdamm/Flussdeich höher, als der rechte Stauhaltungsdamm/Flussdeich ist. Wir empfehlen diese Überhöhung beizubehalten. Wir begründen diese Überhöhung mit der Tatsache, dass beim Überströmen bzw. Versagen des linken Stauhaltungsdamms mehrere Siedlungen betroffen wären und das Vorland des linken Stauhaltungsdamms keine Vorflut hat. Das Vorland des rechten Stauhaltungsdamms ist dagegen bereits Überschwemmungsgebiet und hat mit der Wrau bzw. der Hase eine Vorflut über die das Hochwasser abfließen kann.

In der DIN 19700-13 ergibt sich für eine Stauanlage, bei der einzelne Anlagenteile versagen und damit Siedlungen betroffen sind die Klasse 1. Damit gilt für den linken Stauhaltungsdamm eine Bemessung für  $BHQ_1 = HQ_{100}$  für  $BHQ_2 = HQ_{1.000}$ . Im Sinne einheitlicher Bemessungsverfahren sollen diese Bemessungsansätze auch bei den Flussdeichabschnitten angewendet werden.

Für den rechten Stauhaltungsdamm könnte dagegen wegen des Überschwemmungsgebietes die Klasse 2 mit dem  $BHQ_2 = HQ_{100}$  angesetzt werden. Demnach ergeben sich theoretisch zwei, für den rechten Stauhaltungsdamm/Flussdeich und den linken Stauhaltungsdamm/Flussdeich unterschiedliche maßgebende Wasserspiegellagen.

- Rechter Stauhaltungsdamm/Flussdeich Wasserspiegellage für  $HQ_{100} = 54 \text{ m}^3/\text{s}$  unter Berücksichtigung von Verlandungen, der Überlaufstrecke und von Prallufeln.
- Linker Stauhaltungsdamm/Flussdeich Wasserspiegellage für  $HQ_{1.000} = ? \text{ m}^3/\text{s} = BHQ$  unter Berücksichtigung von Verlandungen, der Überlaufstrecke und von Prallufeln. Gewählt:  $BHQ = 70 \text{ m}^3/\text{s}$  für den Fall, dass wegen der n-1 Regel an der Schleuse II und der weiter oben gelegenen Überlaufstrecke nicht auf  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert werden kann.
- Für beide Stauhaltungsdämme/Flussdeiche soll gelten, dass bei **Probable Maximum Flood** (PMF), gewählt  $PMF = 90 \text{ m}^3/\text{s}$  innerhalb der Ausbauhöhe unter Berücksichtigung des Freibords abgeführt werden können.

Die maßgebenden Wasserspiegellagen werden wesentlich beeinflusst, durch die am rechten Flussdeich geplanten Überlaufstrecken. Die maßgebende rechnerische Wasserspiegellage oberhalb von Baukilometer 2+500 basiert auf der Annahme eines Zuflusses  $> HQ_{100} = 54 \text{ m}^3/\text{s}$ . Per Definition sind dort jedoch keine Stauhaltungsdämme, sondern Flussdeiche vorhanden, so dass eine Bemessung gemäß DIN 19700 Teil 13 hier nicht erforderlich wäre. Zur Gewährleistung des besonderen Schutzbedürfnisses auf der linken Seite, sollte statt der rechnerischen Wasserspiegellage ein pauschaler projektbezogener Zuschlag von 20 cm bei der Freibordermittlung berücksichtigt werden.

## 5. AUS- UND UMBAUPLANUNG

Am Anfang einer Planung wird der Zustand des Flussdeiches betrachtet. Hierbei ist die Frage von besonderer Bedeutung, ob der Flussdeich in seinem jetzigen Zustand den allgemein anerkannten Regeln der Technik (a. a. R. d. T.) entspricht. Die Zustandserfassungen in 2010 [U 11], die aktuellen Vermessungen und die ergänzenden geotechnischen Untersuchungen in 2011 [U 13] belegen eindeutig, dass die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche in ihrem jetzigen Zustand nicht den a. a. R. d. T. entsprechen.

Diese Zustandserfassung zieht nicht nur technische Fragen nach sich (muss der Flussdeich aufgehört, verstärkt, verbreitert, mit einer Dichtung versehen oder neu aufgebaut werden?), sondern sie hat auch rechtliche Konsequenzen. Denn genügt der Flussdeich in seinem derzeitigen Zustand den a. a. R. d. T., so kann dieser im Zuge einer Unterhaltungsmaßnahme saniert werden, d. h. die Maßnahmen können ohne aufwendiges und zeitintensives Genehmigungsverfahren ausgeschrieben und ausgeführt werden. Genügt der Flussdeich nicht den a. a. R. d. T., so muss dieser entweder in Zuge eines Ausbaus ertüchtigt werden, was ein Genehmigungsverfahren nach sich zieht. In besonders dringenden Fällen, wenn Schäden oder Mängel ein sofortiges Handeln bedürfen, kann auch eine Sofortmaßnahme durchgeführt werden, um einen sofortigen Schutz wieder herzustellen. Nach dieser Sofortmaßnahme kann der Flussdeich später so ertüchtigt werden, dass er den a. a. R. d. T. entspricht.

Falls ein Flussdeich den veränderten Anforderungen nicht mehr entspricht oder Mängel aufweist und nun Mittel dafür aufgewandt werden sollen den Flussdeich zu ertüchtigen, kann die Planung drei unterschiedlichen Ertüchtigungsansätzen folgen:

### a. Veränderungen der Lage des Flussdeiches und Modellierung des Vorlandes:

Um den Fließquerschnitt zu vergrößern und so eine größere Menge Wasser abführen zu können, kann die Lage der Flussdeichachse in das Flussdeichhinterland verschoben werden. Durch diese Maßnahme werden zusätzliche Retentionsräume geschaffen und eine bessere Einbindung in das Landschaftsbild kann durch eine geschwungene Linienführung und unterschiedliche Böschungsneigungen erfolgen. Auch eine Modellierung der Vorländer kann einen ähnlichen Effekt haben. Oft sind diese sehr stark mit Gehölzen bewachsen, welche durch ihr Verlegen im Hochwasserfall die Vorländer abflussunwirksam machen. Durch die Rodung der Gehölze kann die Abflusswirksamkeit der Vorländer wieder hergestellt werden.

### b. Veränderung des Aufbaus des Untergrundes und des Flussdeichkörpers:

Veränderungen am Aufbau können sehr vielfältig sein. Sie umfassen Dichtungen, Filtersysteme, Drainagen. Durch sie kann die Standsicherheit und die Durchlässigkeit des Flussdeichkörpers und des Untergrundes positiv beeinflusst werden. Durch die unveränderte Lage und Geometrie kann dieser Ansatz bei beengten Platzverhältnissen Beachtung finden.

### c. Veränderung der Geometrie des Flussdeichkörpers selbst:

Die Standsicherheit des Flussdeichkörpers kann auch durch die Änderung der Geometrie verbessert werden. Dies geschieht in erster Linie durch das Abflachen der Böschungen. Andere Maßnahmen können das Errichten von Bermen und Erosions- und Auflastfiltern sein. Die Hochwassersicherheit kann eine Aufhöhung des Flussdeichkörpers verbessern.

Diese Ansätze sollen nicht so verstanden werden, dass man die Wahl zwischen dem einen oder anderen hat, vielmehr ist es so, dass in den meisten Fällen Kombinationslösungen aus mehreren Ansätzen zur Ausführung kommen. Dennoch können vorab grundsätzliche Richtungen eingeschlagen werden. Diese Richtungen sind abhängig von den Randbedingungen, welche durch das Gewässer und das Flussdeichhinterland vorgegeben werden. Es sollte immer versucht werden ein technisch sinnvolles, dauerhaftes und wirtschaftliches Konzept zu wählen.

Den a. a. R. d. T. entsprechend werden reine **Erdbaulösungen** (Neubau, in situ Verdichtung, Verbreiterung und Erhöhung) durchgeführt. Wenn aufgrund beengter Platzverhältnisse und z. B. langem Einstau mit diesen Erdbaulösungen keine technisch-wirtschaftliche Lösung möglich ist, werden auch **Oberflächenabdichtungen (Lehm oder Tondichtungsbahn)** oder **Innendichtungen** (MIP-Wand, FMI-Wand, Spundwand) eingesetzt.

## 5.1 Variante 1: Rütteldruckverdichtung

Zur Verbesserung unzureichender oder ungleichmäßiger Lagerungsdichte steht eine Vielzahl von Bodenverbesserungsmaßnahmen zur Verfügung, die eine Erhöhung der Tragfähigkeit des Baugrunds bewirken sollen. Die Umsetzung kann entweder durch Austausch, Verfestigen oder Verdichten des Bodenmaterials erfolgen.

Verdichtungsmaßnahmen bewirken eine Verringerung des Porenraums. Daraus resultiert eine höhere Lagerungsdichte, die auch die Wasserdurchlässigkeit des anstehenden Bodens verringert. Es kommen sowohl statische als auch dynamische Verdichtungsverfahren zum Einsatz.

Die dynamische Bodenverdichtung durch Tiefenrüttler ist eines der am längsten angewendeten Verfahren. Dabei wird ein länglicher, vibrierender Stahlzylinder in den Boden eingefahren, der den ihn umgebenden Boden verdichtet. Die Interaktion zwischen Rüttler und Boden, sowie der dadurch bedingte Verdichtungsprozess, sind noch nicht erschöpfend untersucht worden. Aus diesem Grund existieren bisher nur empirische Ansätze zur Bemessung von Tiefenrüttelverfahren.

Unter dem Begriff der Tiefenverdichtung fallen generell alle Verfahren, die sich zur Verdichtung des Bodens ab einer Tiefe von über 2,0 m eignen. Dazu zählen beispielsweise auch die an der Oberfläche praktizierte dynamische Intensivverdichtung, die Sprengverdichtung sowie Verdichtungspfähle. Bei den dynamischen Verfahren der Bodenverbesserung durch Tiefenverdichtung existieren im Wesentlichen zwei Methoden, die sich seit ihrer Entwicklung in den 1930er Jahren bewährt haben: die Rütteldruckverdichtung (RDV) und die Rüttelstopfverdichtung (RSV).

Die DIN EN 14731 (08/2003) fasst beide Verfahrensweisen unter dem Begriff „Vibroverdichtung“ zusammen. Während das Rüttelstopfverfahren überwiegend in bindigen Böden genutzt wird, beschränkt sich die Anwendung des Rütteldruckverfahrens auf nichtbindige Böden.

Eine Alternative bei der dynamischen Tiefenverdichtung stellt das so genannte MRC-Verfahren (Müller Resonance Compaction) dar. Im Gegensatz zum RSV und RDV, bei denen die Bewegungen des Rüttlers in horizontaler Richtung erfolgen, werden beim MRC-Verfahren die Schwingungen des Erregers vertikal ausgeführt.

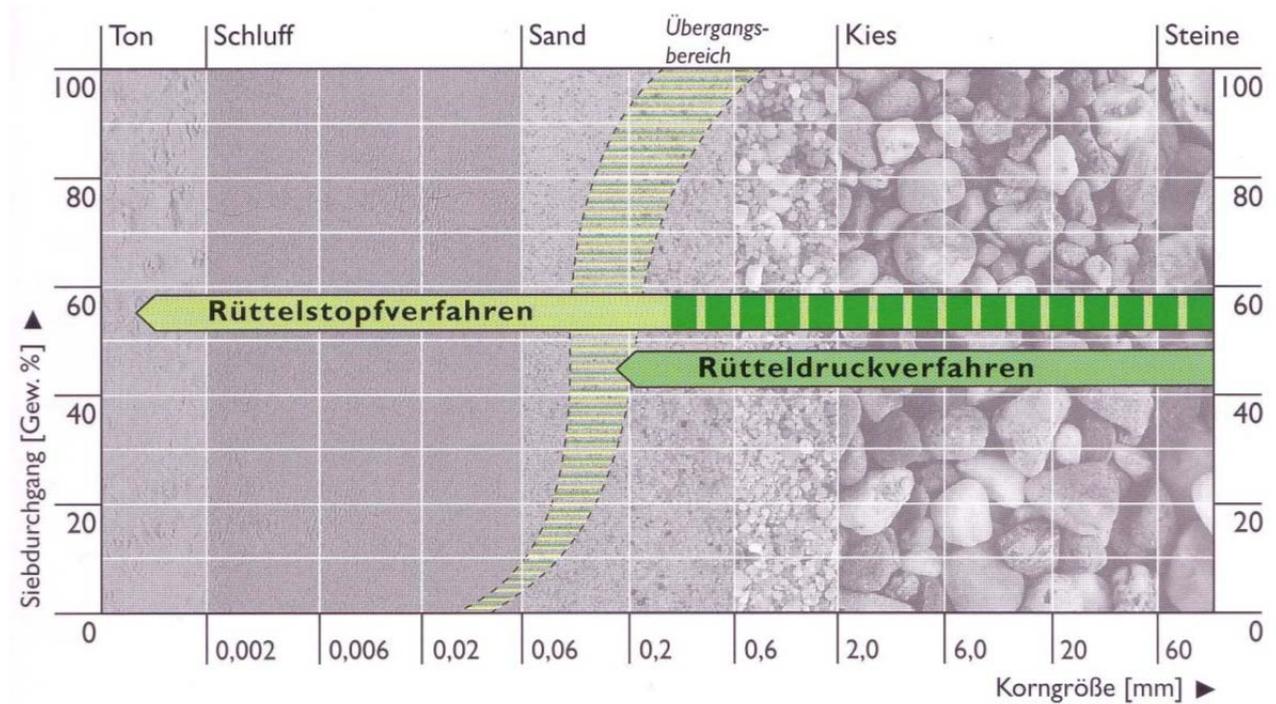


Abbildung 5.1-1: Anwendungsgrenzen der Tiefenrüttelverfahren

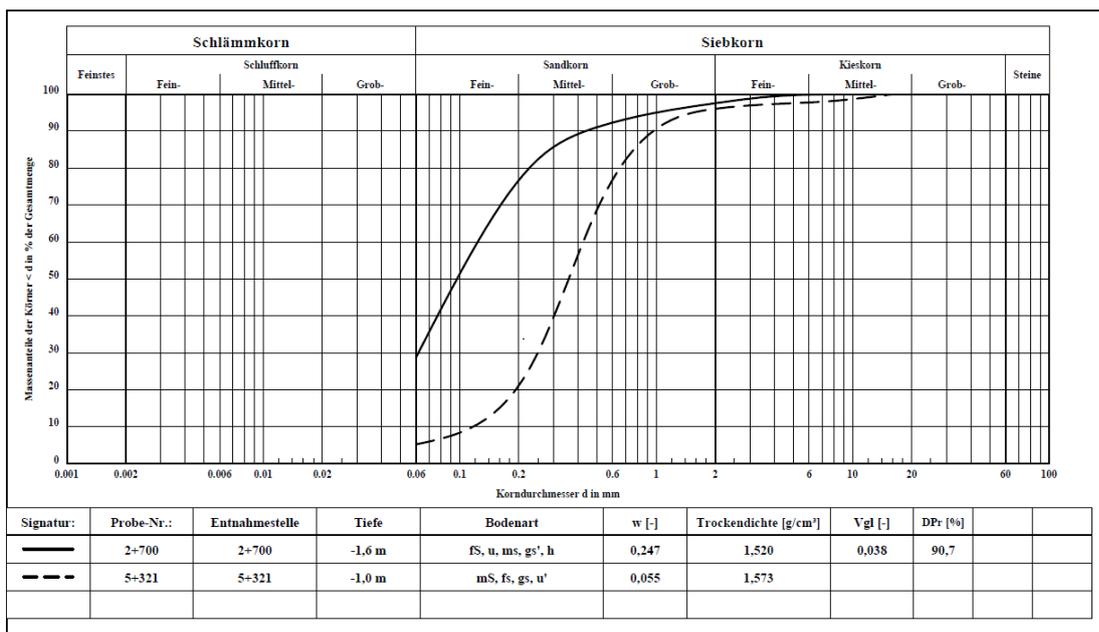
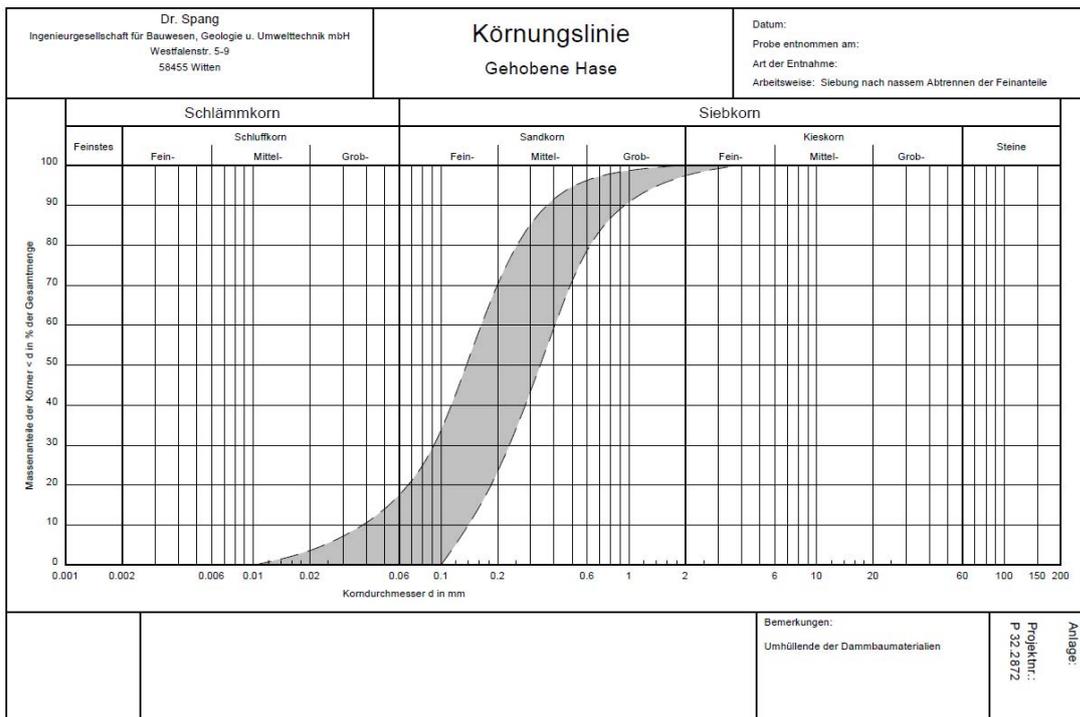


Abbildung 5.1-2: Vergleich Körnungslinie Baugrund-Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung (Gehobene Hase)

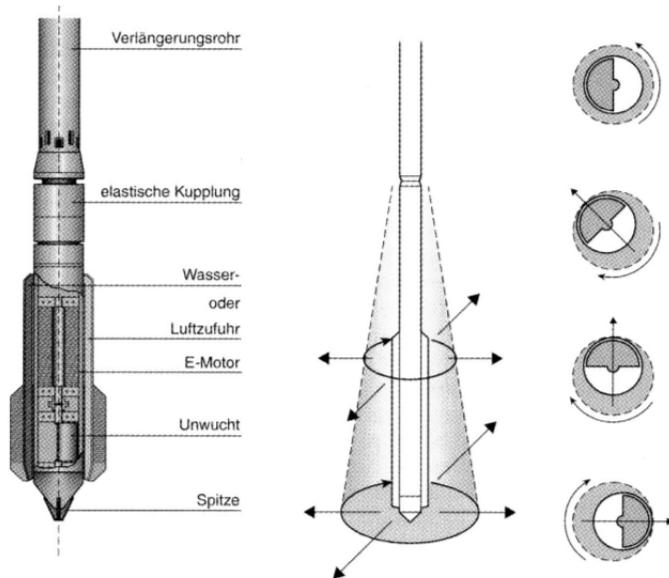


**Abbildung 5.1-3:** Vorhandenes Körnungsband der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichschüttung (Gehobene Hase)

Abbildung 5.1-1 zeigt die Anwendungsgrenzen der Tiefenrüttelverfahren. Während die Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttungen (Abbildung 5.1.-3 und Abbildung 5.1-2 gestrichelte Linie) über eine Körnungslinie verfügen, die mit diesem Verfahren verdichtungsfähig sind, können die Böden unter den Stauhaltungsdamm/Flussdeichaufstandsflächen hiermit nicht bzw. nur ungenügend verdichtet werden (Abbildung 5.1.-2, durchgehende Linie).

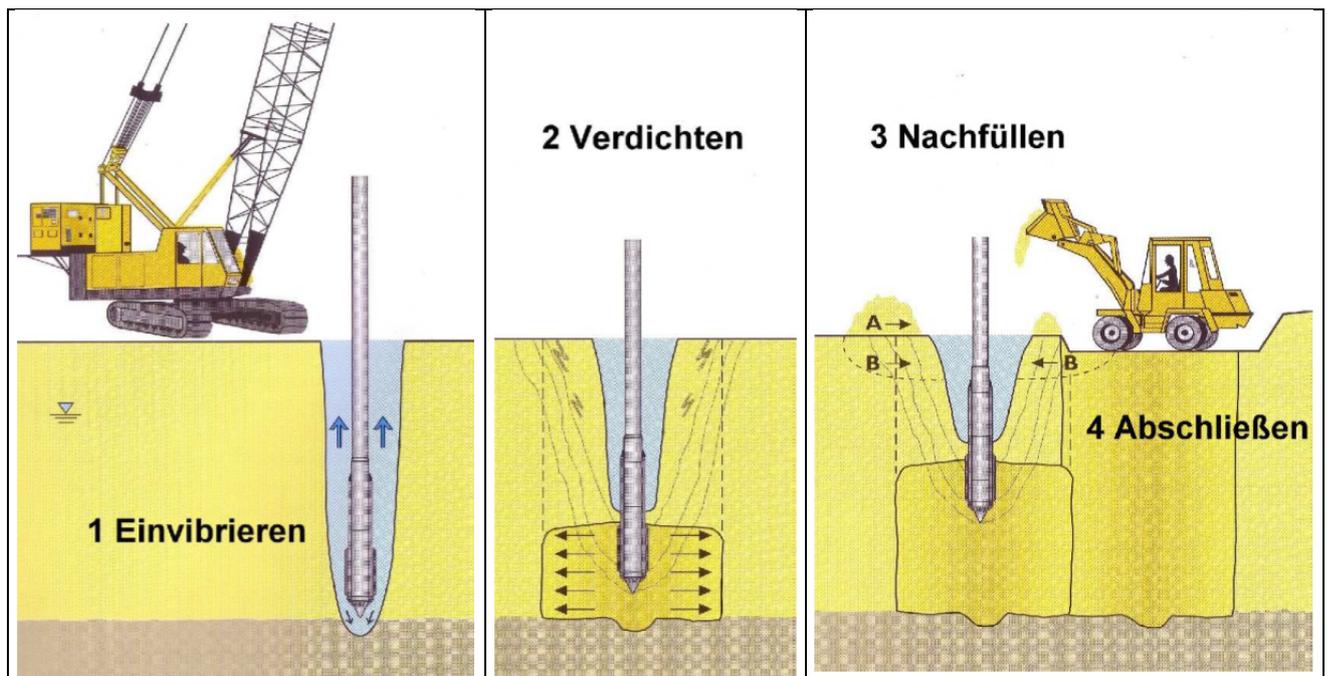
Der Anwendungsbereich der Rütteldruckverdichtung erstreckt sich im Allgemeinen auf Kiese und Sande mit einem Feinkornanteil unter 25 % und einem Tonanteil kleiner als 5 %. Das Verfahren kann sowohl über als auch unterhalb des Grundwasserspiegels angewendet werden. Wirtschaftlich kann in einer Tiefe zwischen 3 m und 25 m gearbeitet werden.

Das Herzstück des zur Verdichtung notwendigen Geräts ist der Tiefenrüttler (vergleiche Abbildung 5.1-4), dessen Gehäuse aus einem torpedoförmigen Stahlzylinder mit etwa 0,25 m bis 0,42 m Durchmesser und 2,7 m bis 4,4 m Länge besteht. Je nach Art und Größe des Rüttlers variiert das Gewicht von 800 kg bis zu 2600 kg. Der Rüttler wird über eine Kupplung mit dem Verlängerungsrohr verbunden, das an einem entsprechenden Trägergerät hängt. Zum Erreichen der Ziel-tiefe kann das aufgesetzte Rohr verlängert werden.



**Abbildung 5.1-4:** Prinzipskizze eines Tiefenrüttlers

Das Verfahren der Rütteldruckverdichtung lässt sich grob in vier Arbeitsschritte gliedern, die die Abbildung 5.1-5 wiedergibt und die im Folgenden beschrieben sind:



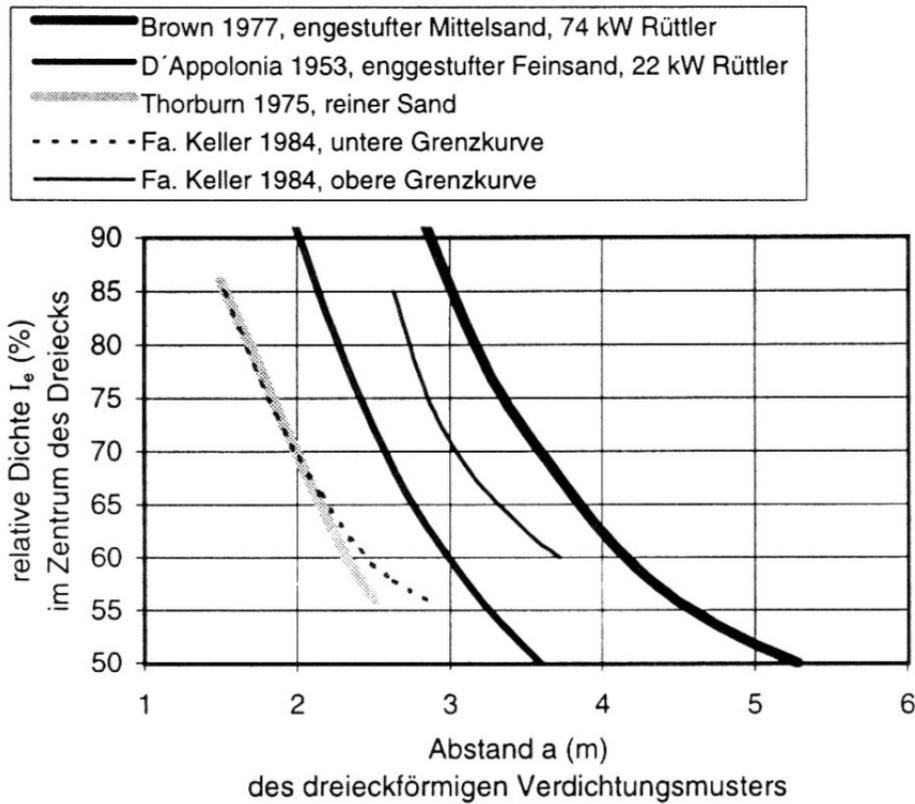
**Abbildung 5.1-5:** Rütteldruckverdichtung

### Ein vibrieren

Der Rüttler dringt unter ständigem Vibrieren mit einer Sinkgeschwindigkeit von 1 bis 2 m/min bis zur geplanten Tiefe in den Boden ein. Allein durch sein Eigengewicht und das der Aufsatzrohre wird der Versenkprozess sichergestellt, der durch die Spülkraft des an der Rüttlerspitze austretenden Mediums, Wasser oder Luft, beschleunigt werden kann. Der Spülfluss wird nach dem Erreichen der Endtiefe reduziert und im Bereich der Rüttlerschulter für den Verdichtungsprozess umgelenkt.

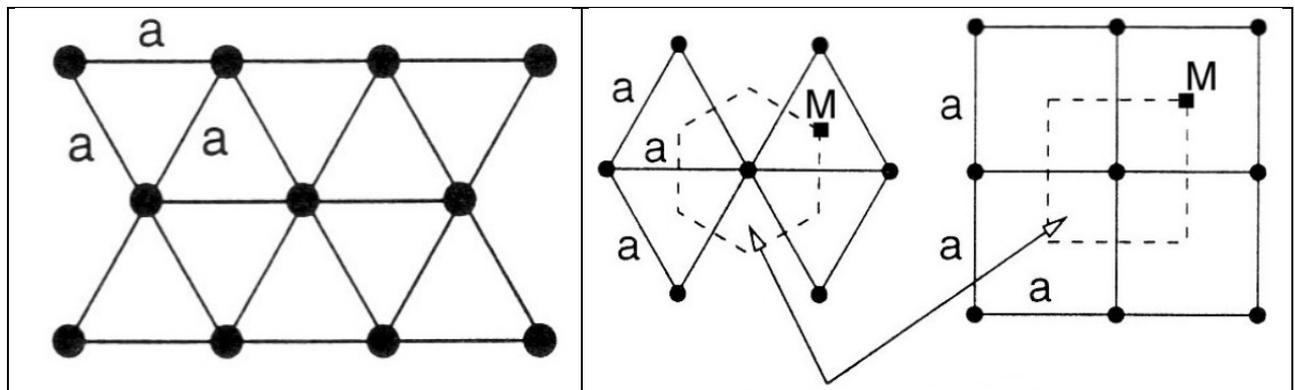


Die Reichweite der von einem Punkt aus erfolgten Verdichtung hängt neben der Bodenart, der geforderten Lagerungsdichte, dem benutzten Gerätetyp, sowie dessen Betriebsparametern von weiteren Faktoren ab. Empirische Werte bezüglich der Reichweite der Verdichtungswirkung sind in Abbildung 5.1.-7 angegeben. Übliche Abschätzungen des Wirkungsradius liegen zwischen 1,5 m und 3,0 m.



**Abbildung 5.1-7:** Lagerungsdichte in Abhängigkeit vom Abstand zum Rüttelzentrum

Durch geschickte Anordnung der einzelnen Verdichtungspunkte lassen sich Flächen beliebigen Ausmaßes effizient verdichten. Typische Rasteranordnungen sind links und rechts in Abbildung 5.1-8 dargestellt. Für Einzelfundamente werden häufig rechteckige oder quadratische Raster verwendet, wohingegen bei großflächigen Gründungen sich das Raster aus gleichseitigen Dreiecken zusammensetzt.



**Abbildung 5.1-8:** Verdichtungs raster und Wirkungsfläche für unterschiedliche Gründungsvarianten

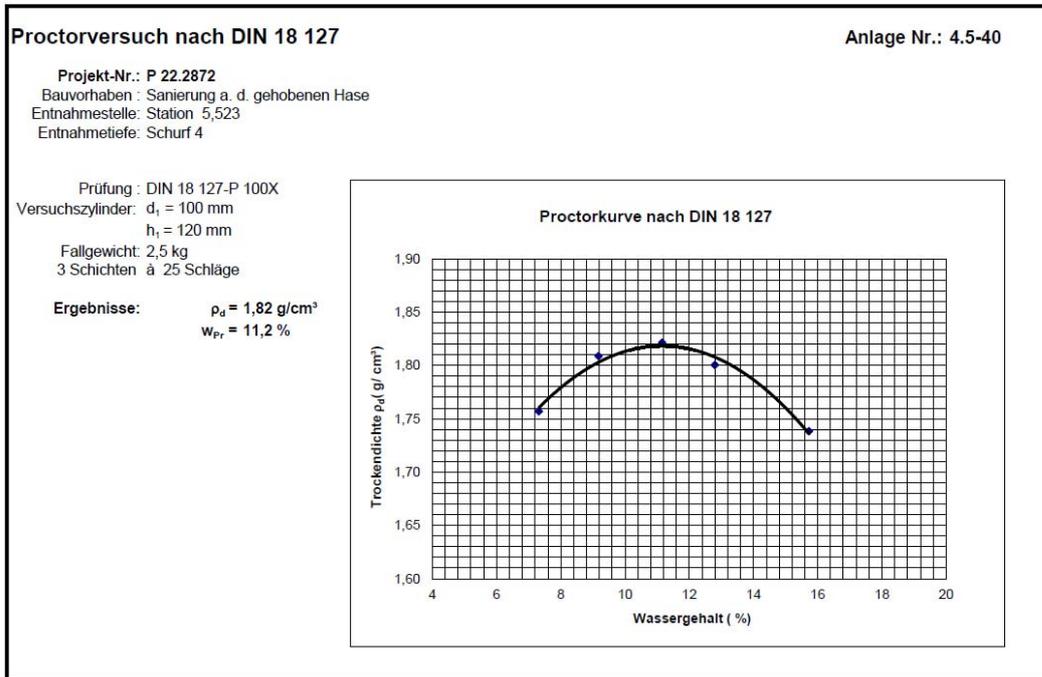
Versuche von POTEUR (1971) und D'APPOLONIA (1953) haben gezeigt, dass die Verdichtungserhöhung im Mittelpunkt M eines jeweiligen Dreiecks bzw. Quadrates, der Summe aus den einzelnen Verdichtungserhöhungen im Abstand r jedes Verdichtungspunktes entspricht. Der Abstand r beschreibt hierbei die Strecke vom Rüttelzentrum (Verdichtungspunkt) zum Mittelpunkt M der Rasterfigur und ergibt sich wie folgt:

Dreieck:  $r = 3a$ , Quadrat:  $r = 2a$

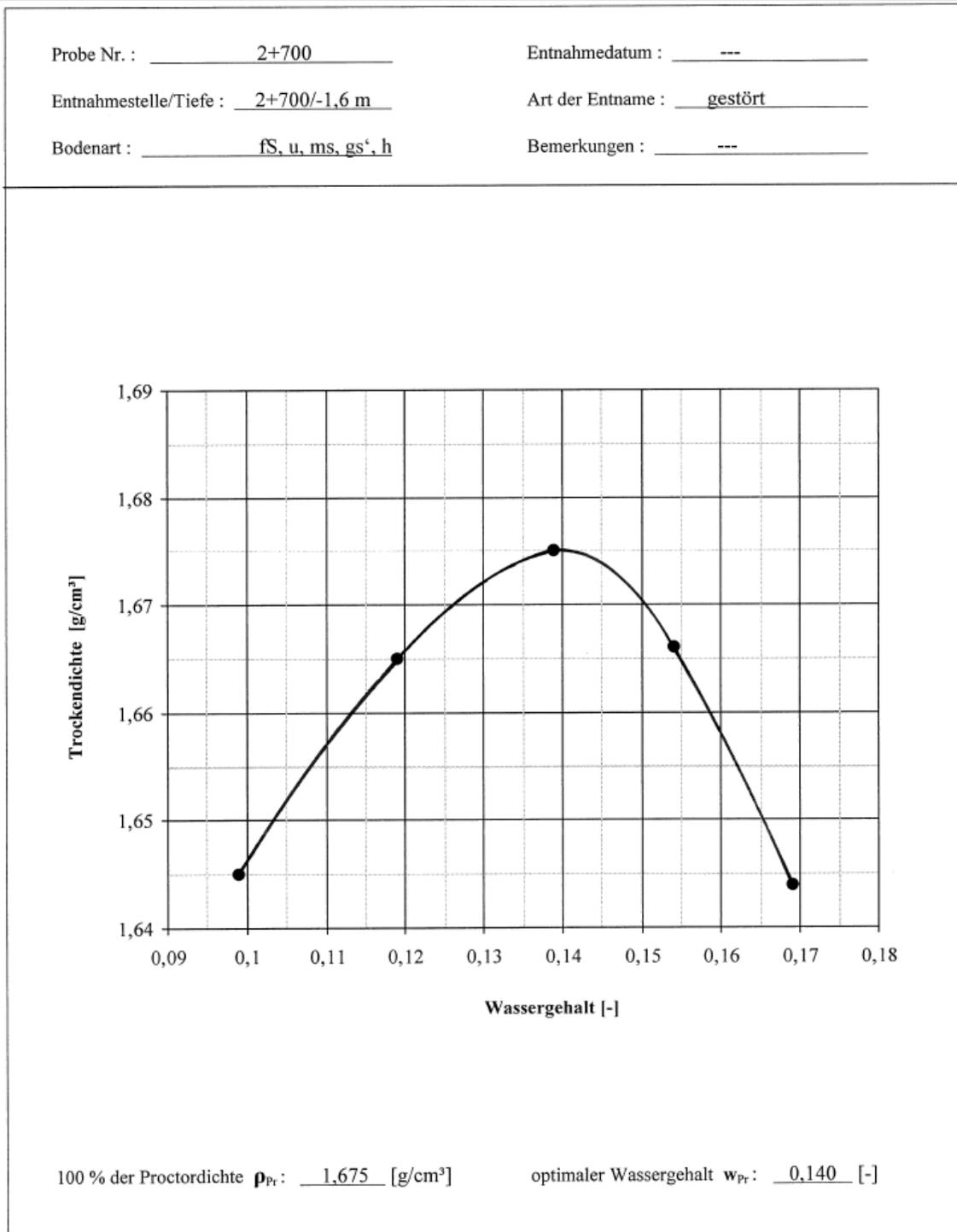
Anhand einer Proberüttlung kann die Verdichtungswirkung eines Einzelrüttlers in verschiedenen Entfernungen vom Rüttelzentrum ermittelt, die Erhöhung bezüglich der anfänglichen Lagerungsdichte im Abstand r abgegriffen und mit der Anzahl der umliegenden Rüttelpunkte (beim Dreieck 3, beim Quadrat 4) multipliziert werden. Die Tatsache, dass Böden mit zunehmender Dichte immer schlechter zu verdichten sind, wird bei dieser einfachen Abschätzung vernachlässigt. Bei guter Verdichtung können Lasten mit Flächenpressungen von bis zu  $1 \text{ MN/m}^2$  in den verbesserten Baugrund abgetragen werden.

Gerät		Bauer		Keller				Vibroflotation		
		TR13	TR85	M	S	A	L	V10	V23	V42
Länge	m	3.13	4.20	3.30	3.00	4.35	3.10	2.73	3.57	4.08
Durchmesser	mm	300	420	290	400	290	320	250	350	378
Gewicht	kg	1000	2090	1600	2450	1900	1815	820	2200	2600
Leistung	kW	105	210	50	120	50	100	70	130	175
Drehzahl	U/min	3250	1800	3000	1800	2000	3600	3600	1800	1500
Amplitude	mm	3	11	3.6	9	6.9	2.7	5	11.5	21
Schlagkraft	kN	150	330	150	220	160	201	150	300	472
Leistung: Nennleistung des Motors Amplitude: Einseitiger Ausschlag der Rüttlerspitze, Schwingung in Luft Drehzahl: Umdrehungen der Unwucht pro Minute Schlagkraft: Fliehkraft der Unwucht bei der angegebenen Drehzahl Durchmesser: Durchmesser des Rüttlers Länge: Länge von der Spitze bis einschließlich Kupplung (näherungsweise)										

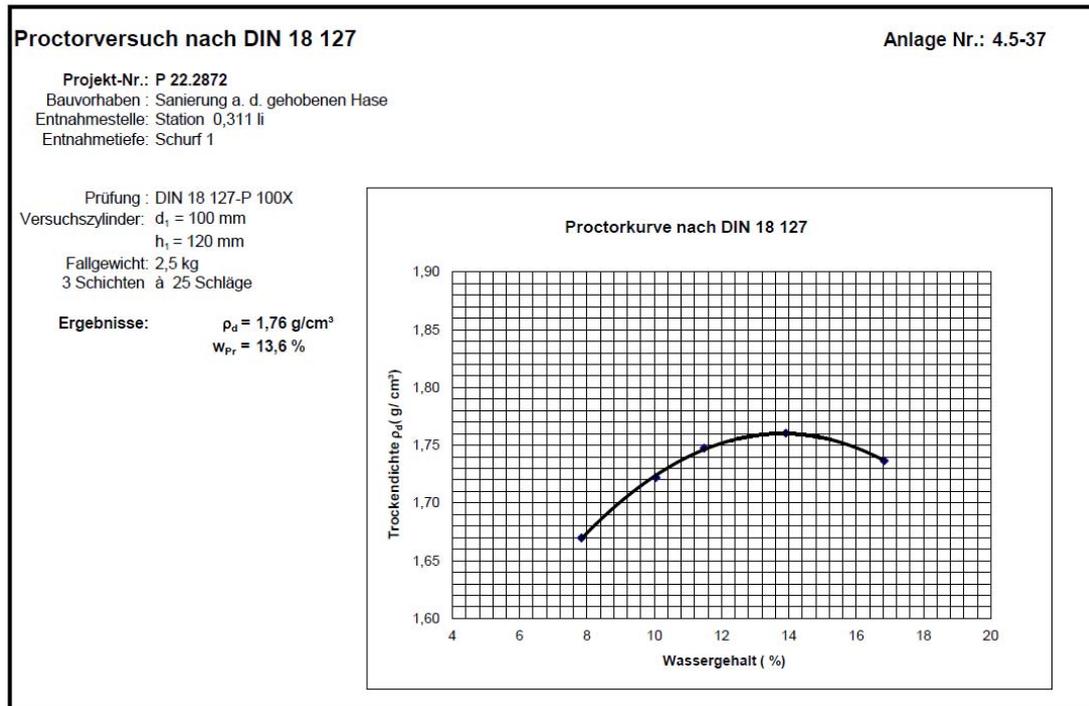
**Abbildung 5.1-9:** Verwendete Geräte



**Abbildung 5.1-10:** Ergebnis eines Proctorversuchs am Boden der Stauhaltungs-  
damm/Flussdeichschüttung, Bau km 5+500



**Abbildung 5.1-11:** Ergebnis eines Proctorversuchs am Boden am Boden der Dammaufstandsfläche (Gehobene Hase) Bau km 2,500

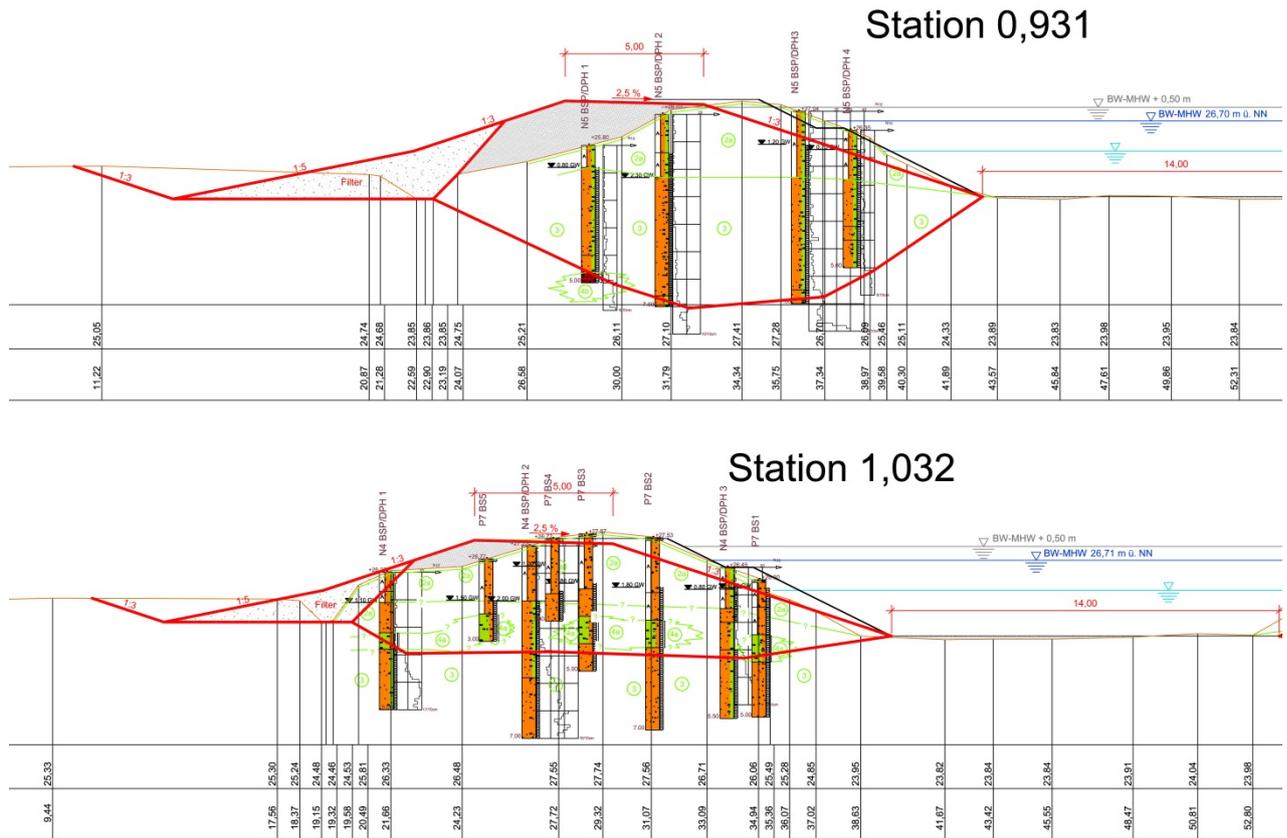


**Abbildung 5.1.-12:** Proctorversuch am Boden der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung, Bau km 0+311

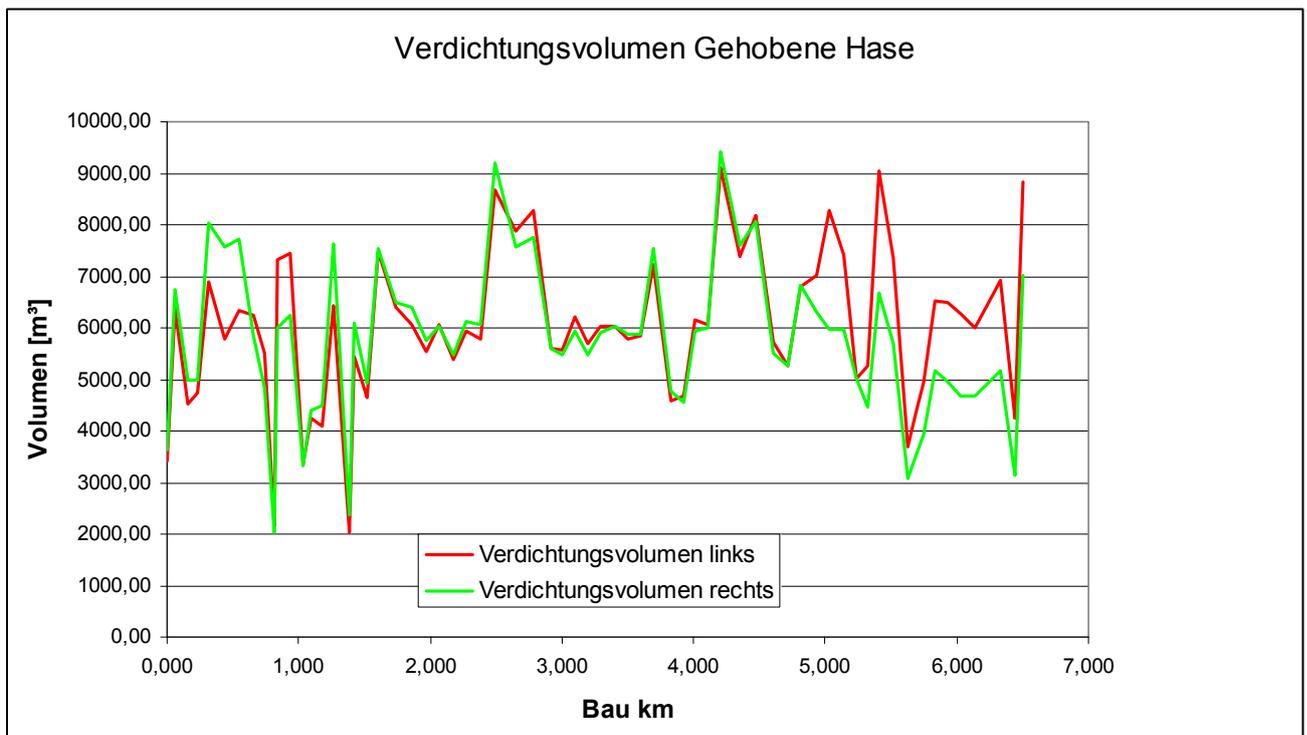
Die Proctorversuche an den anstehenden Böden der Gehobenen Hase (Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttungen und Untergrund) haben gezeigt, dass für die Verdichtung des Untergrundes von ursprünglich 1,520 g/cm<sup>3</sup> (Abbildung 5.1-2) auf 100% Lagerungsdichte (Abbildung 5.1.-11 1,675 g / cm<sup>3</sup>) rd. 10% Verdichtungspotential zur Verfügung stehen. Aufgrund der enggestuften Körnungslinie verbleibt dann immer noch ein erheblicher Porenraum.

Bei der Stauhaltungsdammschüttung liegt in situ eine Trockendichte von 1,573 g/cm<sup>3</sup> bei Bau km 5+321 vor. Dort ist das Verdichtungspotential auf 100% Proctordichte mit 1,820 g/cm<sup>3</sup> (Abbildung 5.1-10) etwas höher als bei den Böden der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung bzw. dem Untergrund bei Bau km 0+311, Abbildung 5.1-12 (Trockendichte bei 100% Proctor= 1,76 g/cm<sup>3</sup>).

Mit der Rütteldruckverdichtung kann die Lagerungsdichte der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche verbessert werden. Weil die verdichtungsfähigen Böden (Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung) relativ oberflächennah anstehen (Abbildung 5.1-13), ist diese Methode jedoch sehr wahrscheinlich nicht wirtschaftlich. Unterhalb der Dammaufstandsfläche stehen Böden an, deren Lagerungsdichte sich auch technisch nicht, bzw. nur eingeschränkt mit der Rütteldruckverdichtung verbessern lässt. Eine Verbesserung der bodenmechanischen Eigenschaften von bindigen und organischen Böden ist mit diesem Verfahren nicht möglich



**Abbildung 5.1.-13:** Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper ohne hinreichende Verdichtung (lockere Lagerung Bau km 0+931 und 1+032, Gehobene Hase: Planungsstand 2011



**Abbildung 5.1.-14:** Volumen des locker gelagerten Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörpers (lockere Lagerung Bau km 0+000 und 6+500), Gehobene Hase

Insgesamt wären an der Gehobene Hase etwa 800.000 m<sup>3</sup> locker gelagerte Böden zu verdichten (Abbildung 5.1-14), wenn der Stauhaltungsdamm/Flussdeichaufbau einem Neubau gleichend ertüchtigt werden sollte. In den a. a. R. d. T. wird für entsprechende Flussdeiche bzw. Stauhaltungsdämme eine mitteldichte bis dichte Lagerung gefordert. Ungeachtet der eingeschränkten Verdichtungsfähigkeit wären dann mit dem Rütteldruckverfahren an den Stauhaltungsdämmen der Gehobenen Hase beim Ansatz von 12,50 €/m<sup>3</sup> verdichteter Boden, Kosten von etwa **10 Mio. €** zu erwarten.

### **Beispiel aus [U 12]**

Bei einer Maßnahme in Mailing wurden lokal am wasserseitigen Flussdeichfuß mehrere Schwächezonen bestehend aus sehr locker bis locker gelagerten Kiesen erkundet. Da in diesen Zonen stärkere Setzungen des Flussdeichkörpers zu erwarten wären, durch welche die Oberflächenabdichtung beschädigt werden könnte, wurde im Abstand von 2 m längs der gesamten Flussdeichachse eine Rütteldruckverdichtung bis in eine Tiefe von 8 m durchgeführt. Die bis zu 3 m starke Auelehmschicht wurde zuvor ausgebaut, zwischengelagert und nach dem Verdichten wieder eingebaut. Da das wasserseitige Vorland im Ausgangszustand mit schwerem Gerät nicht befahrbar war, musste die Verdichtung von der Flussdeichkrone aus durchgeführt werden.

Kosten für Herstellung der Verdichtung inkl. Gerät und Personalkosten:

### **Rütteldruckverdichtung alle 2 m (Tiefe 8 m): ca. 100 €/lfm**

Bei einer Nachverdichtung Stauhaltungsdämme/Flussdeiche der Gehobenen Hase ergeben sich auf einer Breite von 10 m nach dem Quadratraster in Abbildung 5.1-8 fünf Achsen und damit etwa 500 €/lfm Herstellungskosten. Insgesamt wären für die insgesamt 13 km Flussdeiche/Stauhaltungsdämme dann 6,5 Mio. € zu veranschlagen, wobei mit 10 m Breite nicht der gesamte Flussdeich/Stauhaltungsdammkörper verdichtet wäre.

Hinzu kommen noch sonstige Erdarbeiten (Wegebau, Stauhaltungsdamm/Flussdeichkontur u. a.).

In Anhang 1 sind Ergebnisse von Sickerwasserlinien- und Sickerwassermengenberechnungen für den Querschnitt Bau km 0+550 enthalten. Mit einer Nachverdichtung kann die Durchlässigkeit um bis zu einer Zehnerpotenz verringert werden. Gegenüber der vorhandenen Sickerwassermenge von etwa  $2,2 \times 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s bzw. 0,22 l/s (Fall 1.1 im Anhang 1) auf  $1,0 \times 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s bzw. 0,22 l/s je Meter (Fall 3 im Anhang 1) reduziert werden.

Wird lediglich eine Achse (z. B. wasserseitig: Fall 2 im Anhang 1) nachverdichtet, ergibt sich eine Reduzierung auf  $1,9 \times 10^{-4}$  m<sup>3</sup>/s bzw. 0,19 l/s je Meter. Unabhängig von der geringen Abdichtung ergibt sich beim Fall 2 auch ein Sprung in der Sickerlinie, verbunden mit höheren hydraulischen Gradienten.

Eine vollständige bzw. teilweise Nachverdichtung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche mit der Rütteldruckverdichtung steht demnach in keinem vertretbaren Kosten-Nutzenverhältnis. Unabhängig von der eingeschränkten technischen Realisierbarkeit (teilweise ungeeignete Böden) kann sich eine teilweise Nachverdichtung auch nachteilig auswirken. Die hydraulischen Gradienten werden lokal erhöht, womit die Wahrscheinlichkeit einer Erosion bzw. Suffosion zunimmt.

## 5.2 Variante 2: Dichtungen

Zur Diskussion steht auch eine Abdichtung der Bauwerke. Hierbei können z. B. Innendichtungen in den bestehenden Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper eingebracht werden, die auch statisch wirksam sein können. Daneben gibt es wasserseitige Außendichtungen, die i. R. übererdet werden. Hierbei handelt es sich entweder um mächtigere geneigte Lehm- oder Tondichtungen oder neuerdings auch um geneigte Bentonitdichtungsbahnen.

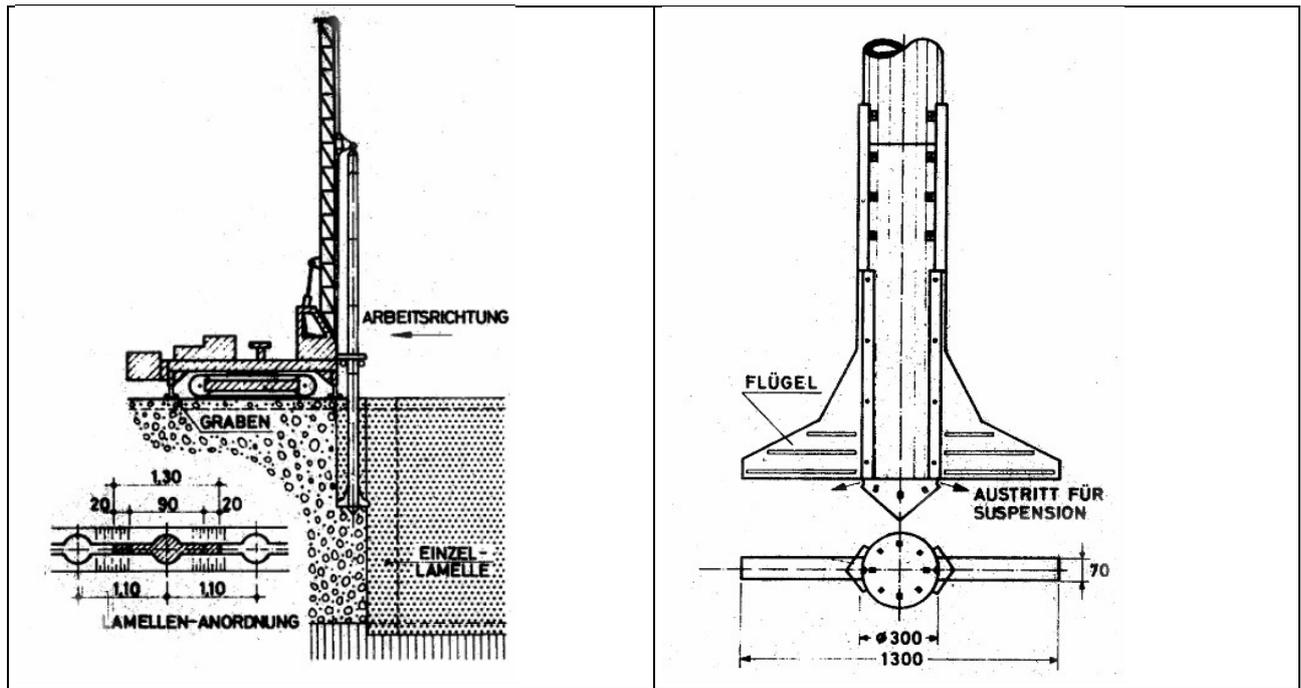
### 5.2.1 Innendichtungen

Grundsätzlich wären Innendichtungen möglich (Spundwände u. a.). Die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche verfügen jedoch nur über geringe Tragfähigkeiten. Eine Verbesserung der Lagerungsdichte wäre auch hierbei erforderlich. Eine Kombination von Tragfähigkeitsverbesserung und Abdichtung stellt die Rüttelschmalwand dar. Sie ist bis in Tiefen von 6 bis 10 m unter der Flussdeichkrone herstellbar.



**Abbildung 5.2.1-1:** Rüttelschmalwand

An einem Mäkler geführten Tiefenrüttler werden dazu Flügel und Suspensionszuleitungen montiert. Der Rüttler dringt nur durch die Vibrationsenergie in den Boden ein und erzeugt so einen schmalen Schlitz, der beim Ziehen des Rüttlers mit Suspension (Zement-Bentonit-Füller-Gemisch) über die Suspensionsleitungen verfüllt wird. Um ein großflächiges Verteilen der Überschusssuspension auf der Geländeoberfläche zu verhindern, wird vorab ein Suspensionsgraben hergestellt.



**Abbildung 5.2.1-2:** Schematische Darstellung von Flügelrüttler und Herstellfolge

Die Lamellen werden nacheinander „frisch in frisch“ hergestellt, also nicht im Pilgerschritt-Verfahren. Um die erforderliche Dichtigkeit zu gewährleisten, müssen sie ausreichend überschritten werden.



**Abbildung 5.2.1-3:** Flügelrüttler vor dem Eintauchen in den Boden, Freigelegter Kopf der Schmalwand

Ein Vorteil der Rüttelschmalwand ist, dass der Baugrund bei der Herstellung gleichzeitig verdichtet wird. Diese nachträgliche Verdichtung wirkt sich jedoch nur in unmittelbarer Nähe zur Schmalwand aus. Nachteilig ist, dass sich bei der Verwendung einer Innendichtung das Wasser bis zur Stauhaltungsdammmitte aufstaut und der Wasserdruck dann über hohe Gradienten in der Wand bzw. am Wandfuß abgebaut wird. Schwachstellen und Leckagen wirken sich daher sehr ungünstig aus, weil dort infolge der hohen Gradienten mit einem fortlaufenden Erosionsprozess zu rechnen ist.

Daneben verliert der Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper erheblich an Stützwirkung. Ohne Verbreiterung des luftseitigen Stützkörpers, ist daher häufig eine Einspannung der Innendichtung in den Baugrund erforderlich, was nur mit Sonderformen der Schmalwände (Gewölbe mit Trägern) oder Spundwänden möglich ist.

Die Berechnungen der Sicker- und Potentiallinien wurden bereits mit einer Profilverbreiterung und abgeflachten Böschungen durchgeführt (Anhang 1). Bei Vergleichsberechnungen am vorhandenen Stauhaltungsdamm/Flussdeich zeigte sich, dass der luftseitige Stützkörper für die horizontalen Wasserdruckkräfte unterdimensioniert ist.

Durch die hohe Variantenvielfalt bei den Innendichtungen (MIP-Wand, FMI-Wand, Spundwand) kommt es auf den ersten Blick zu großen Kostenunterschieden. Bei näherer Betrachtung stellt sich heraus, dass alle Innendichtungssysteme etwa einen Einzelpreis von 40- 50 €/m<sup>2</sup> haben [U 12]. Beim Einbau einer Innendichtung in die Stauhaltungsdämme/Flussdeiche der Gehobenen Hase ist mit einer Länge zwischen 6 m bis 9 m zu rechnen (teilweise auch tiefer). Insgesamt ergeben sich damit Kosten von **13 km x 7,5 m x 45 € = ca. 4,5 Mio. €**. Hinzu kommen noch die weiteren Erdbauarbeiten (Luftseitigen Stützkörper, Stauhaltungsdammkontur, Flächenerwerb u. a.).

In Anhang 1 sind Berechnungsergebnisse für die Sickerwasserlinien und Sickerwassermengen für den Einbau einer Dichtwand als Fall 4 enthalten. Demnach werden die Sickerwassermengen durch eine Dichtwand auch nur unwesentlich reduziert. Mit 0,11 l/s bei vorhandener Auelehm-schicht bzw. 0,14 l/s ohne vorhandene Auelehmschicht halbieren sich die Sickerwassermengen gegenüber dem Ausgangszustand in etwa.

Eine Dichtwand konzentriert die Sickerwassermengen auf den Fuß der Wand. Dort liegen größere hydraulische Gradienten vor. Wenn nicht sichergestellt werden kann, dass der Fuß einer Dichtwand in wenig durchlässige Schichten einbindet kann es auch hier zur Erosion bzw. Suffosion kommen.

Insgesamt betrachtet stellt auch diese Lösung keinen wesentlichen Vorteil dar. Die berechnete Reduzierung des Sickerwassers rechtfertigt die Kosten für eine Verlängerung der Sickerwege durch eine Dichtwand nicht.

## 5.2.2 Oberflächenabdichtung

Die Stauhaltungsdämme/Flussdeiche an der Gehobenen Hase werden teilweise ständig, bei Winterhochwasser auf längeren Strecken länger eingestaut. Hierbei kommt es zu vergleichsweise großen Sickerwassermengen. Um die Sickerwassermengen ausreichend zu reduzieren, können hier auch Oberflächenabdichtungssysteme vorgesehen werden, deren Wahl stark davon abhängig ist, ob im Untergrund eine durchgehende Auelehmschicht vorhanden ist.

Ist eine solche Schicht in ausreichender Stärke durchgehend erkundet worden, so ist eine Oberflächenabdichtung eine kostengünstige und technisch ausreichende Variante, da sie, eingebunden in die schwach durchlässige Lehmschicht, im Untergrund eine Umströmung des Flussdeichkörpers verhindert und so die Sickerwassermengen ausreichend reduziert.

Ist eine Auelehmschicht nicht vorhanden, sollte die Oberflächenabdichtung, um die Sickerwassermenge ausreichend zu reduzieren, mit einem Dichtungsteppich ins wasserseitige Vorland verlängert bzw. mit einem Dichtungssporn in den Untergrund verlängert werden. Dies wiederum verursacht erhebliche zusätzliche Kosten.

Im vorliegenden Fall (Gehobene Hase) ist eine durchgehende Auelehmschicht nicht immer vorhanden. Gleichzeitig ist die wasserseitige Böschung dauernd eingestaut und eine längere Trockenlegung der Gehobenen Hase für die Herstellung einer Oberflächenabdichtung (auch in der Sohle) ist nicht möglich. Das System Oberflächenabdichtung scheidet demnach für die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase aus und wird nicht weiter betrachtet.

Es gibt inzwischen erste Erfahrungen mit Ton- bzw. Bentonitdichtungsbahnen, die unter Wasser verlegt worden sind. Das könnte ggfs. eine sinnvolle Ergänzung im Bereich von starren Unterquerungen der Gehobenen Hase sein. Hier kann es zur Fugenerosion kommen. Bei Schleuse II und oberhalb *Devermanns Brücke* gibt es querende Düker.

### **5.3 Variante 3: Veränderung der Geometrie des Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörpers**

Laut DVWK-Merkblatt 210 (1986) und DIN 19712 sind folgende Verdichtungswerte für Stauhaltungsdamm/Flussdeichstützkörper ausreichend:

- für bindige Böden mindestens 92 %, möglichst 95 % der einfachen Proctordichte,
- für nichtbindige Böden mindestens 95 %, möglichst 97 % der einfachen Proctordichte.

Eine in situ Nachverdichtung (z. B. Rütteldruckverdichtung) ist technisch nur bedingt möglich. Angesichts der bedingten technischen Erfolgsaussichten ist diese Methode daher auch unwirtschaftlich.

Gemäß „Geotechnischer Untersuchung / Baugrundbeurteilung“ der Dr. Spang GmbH, September 2011 [U 13] weisen die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase durchgängig eine sehr lockere bis lockere Lagerung auf, was auf die Verwendung von z. T. ungeeignetem Stauhaltungsdammabaumaterial und einer unzureichenden Verdichtung zurückgeführt wird.

Die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche wurden offensichtlich ohne erkennbare Fußsicherung und ohne qualifizierte wasserseitige Dichtung auf das bestehende Gelände geschüttet. Der wasserseitige Fuß wurde um 1961 offensichtlich nachträglich mit einer Schüttung aus Wasserbausteinen gesichert.

Eine gute Durchlässigkeit des Stauhaltungsdammabaumaterials und das Fehlen einer durchgängigen Stauhaltungsdammabdichtung, führt zum einen zu einer stetigen Durchsickerung der Stauhaltungsdämme und ermöglicht zum anderen ein Ausspülen von feinkörnigem Material, so dass sich der Stauhaltungsdammzustand nachhaltig verschlechtern kann.

Es muss bei den vorhandenen hydraulischen Gradienten mit fortschreitender Erosion, Suffosion und einer Zerstörung des Gesamtgefüges gerechnet werden, was letztendlich mit dem Versagen des Stauhaltungsdammkörpers gleichzusetzen ist. Die teilweise starke Durchsetzung des Stauhaltungsdammkörpers mit organischem Material hat eine deutlich variierende Dichte des Stauhaltungsdammes zur Folge.

Ein lokales Versagen des Stauhaltungsdammes aufgrund fehlender Wichte des eingebauten Materials ist nicht auszuschließen. Für die Standsicherheit der Stauhaltungsdämme (Böschung-

bruch) ist die Scherfestigkeit des Bodens, ausgedrückt durch den Reibungswinkel  $\varphi'$  und die Kohäsion  $c'$ , ein entscheidender Einflussfaktor. Je geringer die Lagerungsdichte des Bodens ist, desto geringer ist ebenfalls die Scherfestigkeit. In [U 11] konnte bereits gezeigt werden, dass für den überwiegenden Anteil der dort betrachteten Querprofile keine ausreichende Böschungsbuchtsicherheit gemäß DIN 19700 bzw. DIN 4084 vorliegt. Angesichts der aktuellen Sondiererergebnisse, welche die Erkundungsergebnisse aus [U 11] bestätigen, ist somit davon auszugehen, dass auch innerhalb der übrigen Streckenabschnitte keine ausreichende Standsicherheit vorliegt.

Wie bereits in [U 11] ausgeführt, kann die lockere Lagerung nicht ausschließlich auf eine spätere Auflockerung (z. B. Wühltierbefall, Wurzellockerung o.ä.) zurückgeführt werden, da sich die geringen Schlagzahlen bis zur Stauhaltungsdammbasis und weiter bis in den gewachsenen Boden fortsetzen. Vielmehr liegen die Gründe für die sehr lockere bis lockere Lagerungsdichte bzw. die weiche Konsistenz vermutlich darin, dass die Stauhaltungsdammbaustoffe ohne ausreichende Verdichtung eingebaut wurden. Die schlechten Verdichtungseigenschaften der enggestuften Sande wirken zudem einem verdichteten Einbau entgegen. Nach der Herstellung der Stauhaltungsdämme kann es durch die Erosion und Suffosion von Feinkorn über längere Zeit ebenfalls zur weiteren Auflockerung gekommen sein. Wenn der Feinanteil des Bodens durch die Poren der größeren Bodenteilchen hindurch abtransportiert (Suffosion) wird, bleibt das Volumen und die Struktur des Bodens zunächst erhalten, weil sich das Skelett der größeren Bodenkörner noch gegenseitig stützt. Die Dichte des Bodens nimmt ab, weil der Porenraum zunimmt. Die Durchsickerung von Wasser nimmt zu, da mit der Porosität auch die Durchlässigkeit zunimmt.

Die Stabilität kann plötzlich abnehmen, und es besteht die Gefahr eines plötzlichen Verlustes der Gesamttragfähigkeit des Stauhaltungsdammes.

Eine in situ Nachverdichtung (z. B. Rütteldruckverdichtung) ist technisch nur bedingt möglich. Angesichts der bedingten technischen Erfolgsaussichten ist diese Methode daher auch unwirtschaftlich. Möglich wäre auch ein vollständiger Neuaufbau der Stauhaltungsdämme/Flussdeiche. Wegen der gehobenen Wasserlinie scheidet diese Variante jedoch über weite Strecken aus bzw. ist nur im oberen Teil der Stauhaltungsdämme/Flussdeiche ausführbar.

Die vorliegenden Randbedingungen führen letztlich dazu, dass die Stauhaltungsdamm/Flussdeichgeometrien und die Stauhaltungsdamm/Flussdeichaufbauten an die vorliegenden Baugrundverhältnisse angepasst werden müssen, wobei die äußere Kontur der Querschnitte an die a. a. R. d. T. angepasst wird.

Weil eine Verbesserung der inneren Widerstände (Bodenmechanische Eigenschaften) nicht möglich ist, müssen die Einwirkungen auf der sicheren Seite liegend reduziert werden:

- Sicherstellung einer stetigen und flachen Sickerlinie von der Wasser- zur Luftseite durch Auswahl geeigneter Filter mit von der Wasser- zur Luftseite zunehmender Durchlässigkeit,
- Begrenzung der hydraulischen Gradienten durch hinreichend lange Sickerwege,
- Gewährleistung einer hinreichenden Entwässerung am luftseitigen Fuß durch Herstellung von Randgräben mit ausreichender Vorflut.

## 5.4 Vorzugsvariante

Die Variante 1 „Rütteldruckverdichtung“ und die Variante 2 „Dichtung“ sind jeweils mit zusätzlichen weiteren erheblichen Erdarbeiten verbunden.

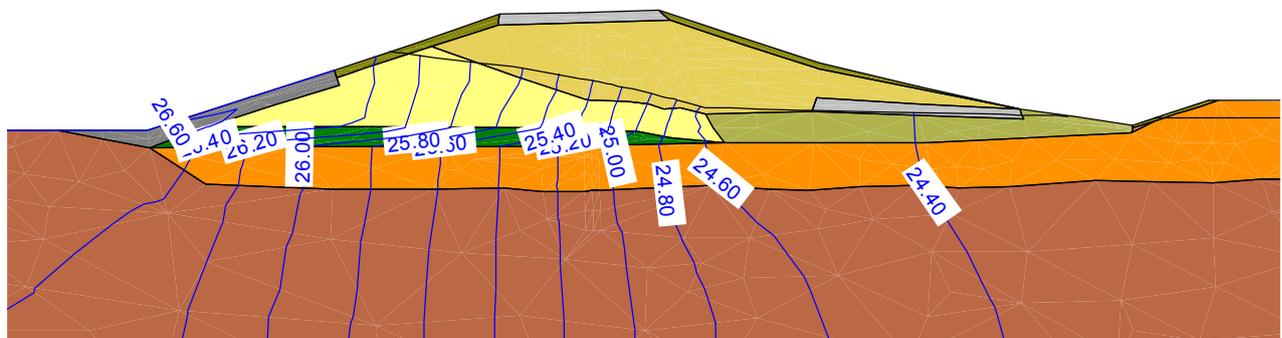
**Die Rütteldruckverdichtung (Variante 1)** kann zu einer Verbesserung der Lagerungsdichte (einschließlich der Verkleinerung des Porenvolumens) im Untergrund und im Stauhaltungsdammstützkörper führen. Der Baugrundaufbau unter der Dammaufstandsfläche ist jedoch sehr inhomogen, so dass der gewünschte Verdichtungserfolg infrage gestellt werden muss.

Unterstellt man eine gute nachträgliche Verdichtung, dann wäre mit einer leichten Zunahme der Scherparameter von etwa  $\varphi' = 30,0^\circ$  auf  $\varphi' = 32,5^\circ$  und einer leichten Abnahme der Wasserdurchlässigkeit von etwa  $5 \times 10^{-4}$  m/s auf  $1 \times 10^{-4}$  m/s bis  $5 \times 10^{-4}$  m/s zu rechnen. Aufgrund der immer noch vorhandenen enggestuften Körnungslinie, insbesondere der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung ist weiterhin mit einem fließfähigen, nicht erosionsstabilen Dammaufbau zu rechnen.

Für Böschungsneigungen wird (insbesondere bei nicht erosionsstabilen Böden) empfohlen, dass  $\varphi'/2$  nicht überschritten werden soll. Damit erhöht sich die zulässige Böschungsneigung von 1:3,73 auf 1:3,45.

Die Form der Sickerlinien (BHW) unterscheidet sich bei einer derartigen Baugrundverbesserung kaum, die Sickerwassermengen werden etwa halbiert (Abbildung 5.4-1 bis Abbildung 5.4-4).

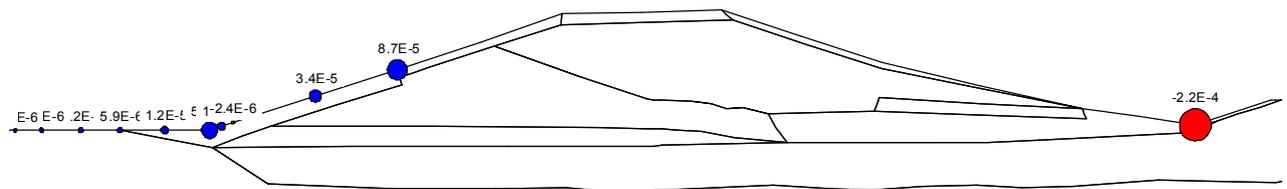
$k$	$\frac{y}{L}$	$k_{eff}$	Bezeichnung
$10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Mutterboden durchwurzelt
$10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Steinschüttung
$10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Damm/Deichschüttung (locker)
$10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Tragschichten
$10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	bindig organisch (weich)
$10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.15	Untergrund
$10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Filter
$10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Untergrund (locker)
$10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Dammerschüttung verdichtet



**Abbildung 5.4-1:** Sickerlinie und Potentiallinien bei vorhandenem Stützkörper und ergänzter Luftseite, Bau km 0+550, Querschnitt: Planungsstand 2011

$x$ [L/T]	$y$ [L/T]	$z$ [-]	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Steinschüttung
$3.200 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Damm/Deichschüttung (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Filter
$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Untergrund (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Dammschüttung verdichtet

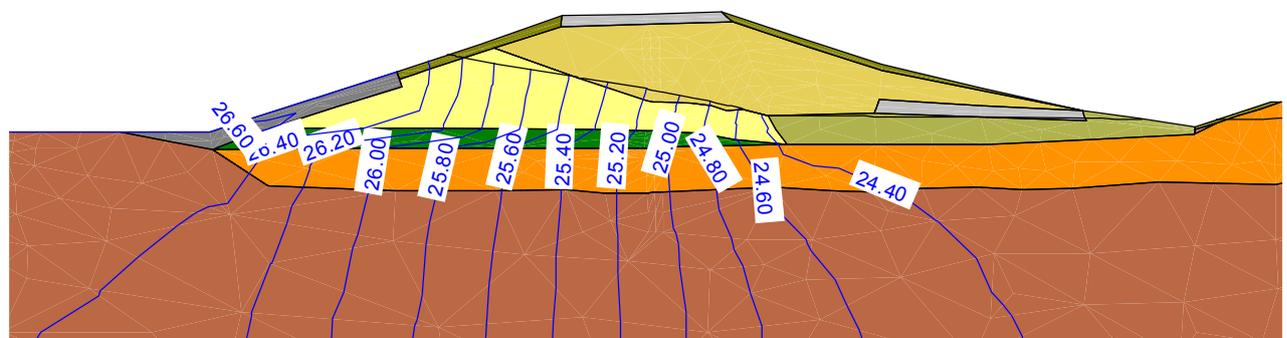
ngen



**Abbildung 5.4-2:** Wassermengen bei lockerem Untergrund und Stützkörper, Bau km 0+550 (0,22 l/fm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011

$x$ [L/T]	$y$ [L/T]	$z$ [-]	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Steinschüttung
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.25	Damm/Deichschüttung (verdicht)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Filter
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.15	Untergrund (verdichtet)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Dammschüttung verdichtet

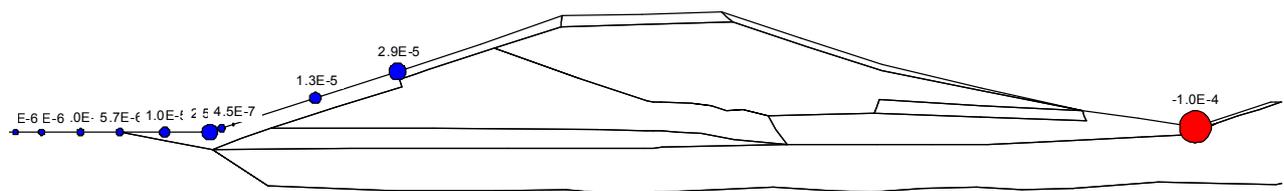
]



**Abbildung 5.4-3:** Sickerlinie und Potentiallinien bei verdichtetem Stützkörper und ergänzter Luftseite, Bau km 0+550 Querschnitt: Planungsstand 2011

$x$ [L/T]	$y$ [L/T]	$z$ [-]	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0,30	Steinschüttung
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0,25	Damm/Deichschüttung (verdicht)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0,15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0,30	Filter
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,15	Untergrund (verdichtet)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Dammschüttung verdichtet

ngen



**Abbildung 5.4-4:** Wassermengen bei verdichtetem Untergrund und Stützkörper, Bau km 0+550 (0,10 l/fm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011

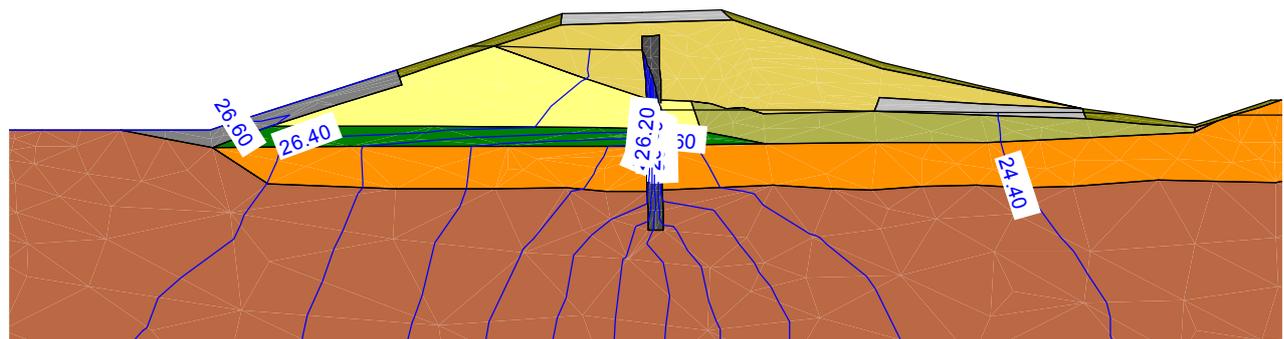
Die nachträgliche Verdichtung führt zu keiner wesentlichen Veränderung der Sickerlinie (hydraulischen Gradienten). Die Optimierung der zulässigen Böschungsneigung ist auch eher gering. Lediglich die Auswirkungen auf die Sickerwasserschüttung sind mit einer Halbierung beim BHW nennenswert. Bei einem leistungsfähigen Ausbau der Randgräben mit hinreichender Vorflut sind die erwarteten 0,22 l/fm (22l /s je 100 m) jedoch beherrschbar.

Die Kosten für eine nachträgliche Verdichtung sind mit 6,5 bis 10 Mio. € erheblich und sollten zugunsten einer flacheren Böschung und ggf. erforderlichen lastverteilenden Geogittern unterhalb von Tragschichten eingespart werden.

**Die nachträgliche Abdichtung (Variante 2)** kann Sickerwassermengen erheblich reduzieren. Daneben werden die Sickerwasserlinie und die hydraulischen Gradienten beeinflusst. Eine Oberflächenabdichtung scheidet bei den Stauhaltungsdämmen und Flussdeichen der Gehobenen Hase aufgrund einer nicht durchgängig vorhandenen Auelehmschicht und sonstiger Randbedingungen aus. Der Einbau einer Innendichtung wäre möglich. Grundsätzlich ist jedoch davon auszugehen, dass auch hierbei eine umfangreiche Ergänzung des luftseitigen Stützkörpers erforderlich sein wird. In Abbildung 5.4-5 und 5.4-8 sind die Potentiallinien bzw. Wassermengen mit und ohne Auelehm / Schluffschicht in der Dammaufstandsfläche dargestellt.

$x$ [L/T]	$y$ [L/T]	$z$ [-]	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0,30	Steinschüttung
$3.200 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Damm/Deichschüttung (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0,15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0,30	Filter
$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0,20	Untergrund (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Dammschüttung verdichtet
$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0,01	Schmalwand

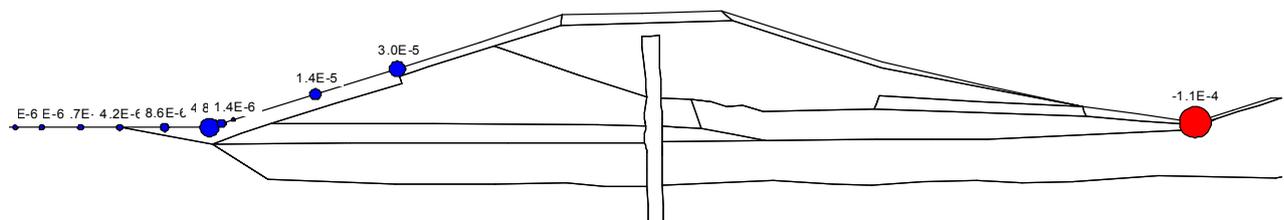
]



**Abbildung 5.4-5:** Sickerlinie und Potentiallinien beim Einbau einer Innendichtung und vorhandener Auelehmschicht, Bau km 0+550 Querschnitt: Planungsstand 2011

$x$ [L/T]	$y$ [L/T]	$z$ [-]	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0,30	Steinschüttung
$3.200 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Damm/Deichschüttung (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0,15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0,30	Filter
$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0,20	Untergrund (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0,20	Dammschüttung verdichtet
$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0,01	Schmalwand

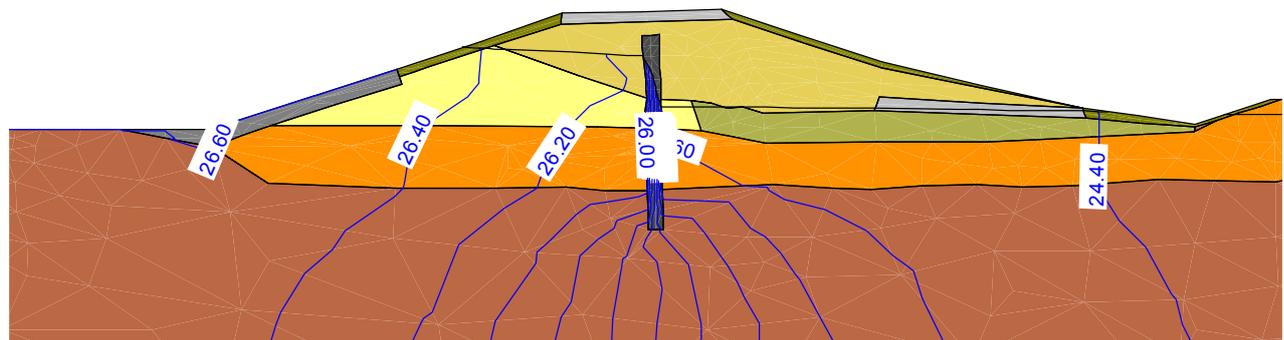
ngen



**Abbildung 5.4-6:** Wassermengen beim Einbau einer Innendichtung und vorhandener Auelehmschicht, Bau km 0+550 (0,11 l/fm im luftseitigen Graben) Querschnitt: Planungsstand 2011

$[L/T]$	$[L/T]$	$[-]$	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Steinschüttung
$3.200 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Damm/Deichschüttung (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Filter
$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Untergrund (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Dammschüttung verdichtet
$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.01	Schmalwand

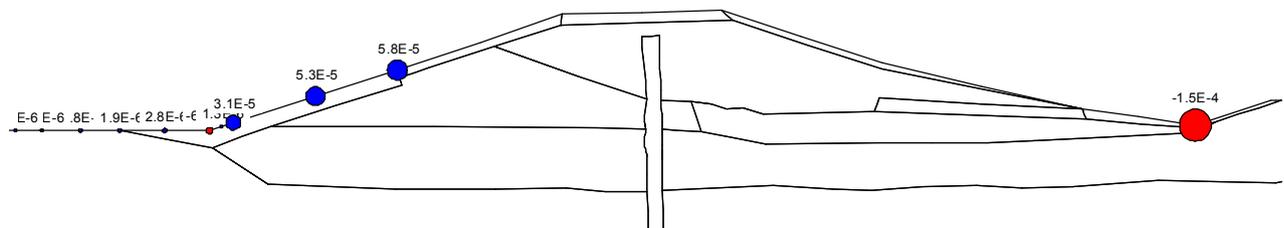
]



**Abbildung 5.4-7:** Sickerlinie und Potentiallinien beim Einbau einer Innendichtung und fehlender Auelehmschicht, Bau km 0+550, Querschnitt: Planungsstand 2011

$[L/T]$	$[L/T]$	$[-]$	Bezeichnung
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Mutterboden durchwurzelt
$1.000 \cdot 10^{-3}$	$1.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Steinschüttung
$3.200 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.25	Damm/Deichschüttung (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$5.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Tragschichten
$5.000 \cdot 10^{-6}$	$5.000 \cdot 10^{-6}$	0.15	bindig organisch (weich)
$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0.15	Untergrund
$1.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-3}$	0.30	Filter
$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0.20	Untergrund (locker)
$5.000 \cdot 10^{-5}$	$3.000 \cdot 10^{-5}$	0.20	Dammschüttung verdichtet
$1.000 \cdot 10^{-7}$	$1.000 \cdot 10^{-7}$	0.01	Schmalwand

ngen



**Abbildung 5.4-8:** Wassermengen beim Einbau einer Innendichtung und fehlender Auelehmschicht, Bau km 0+550 (0,15 l/fm im luftseitigen Graben), Querschnitt: Planungsstand 2011

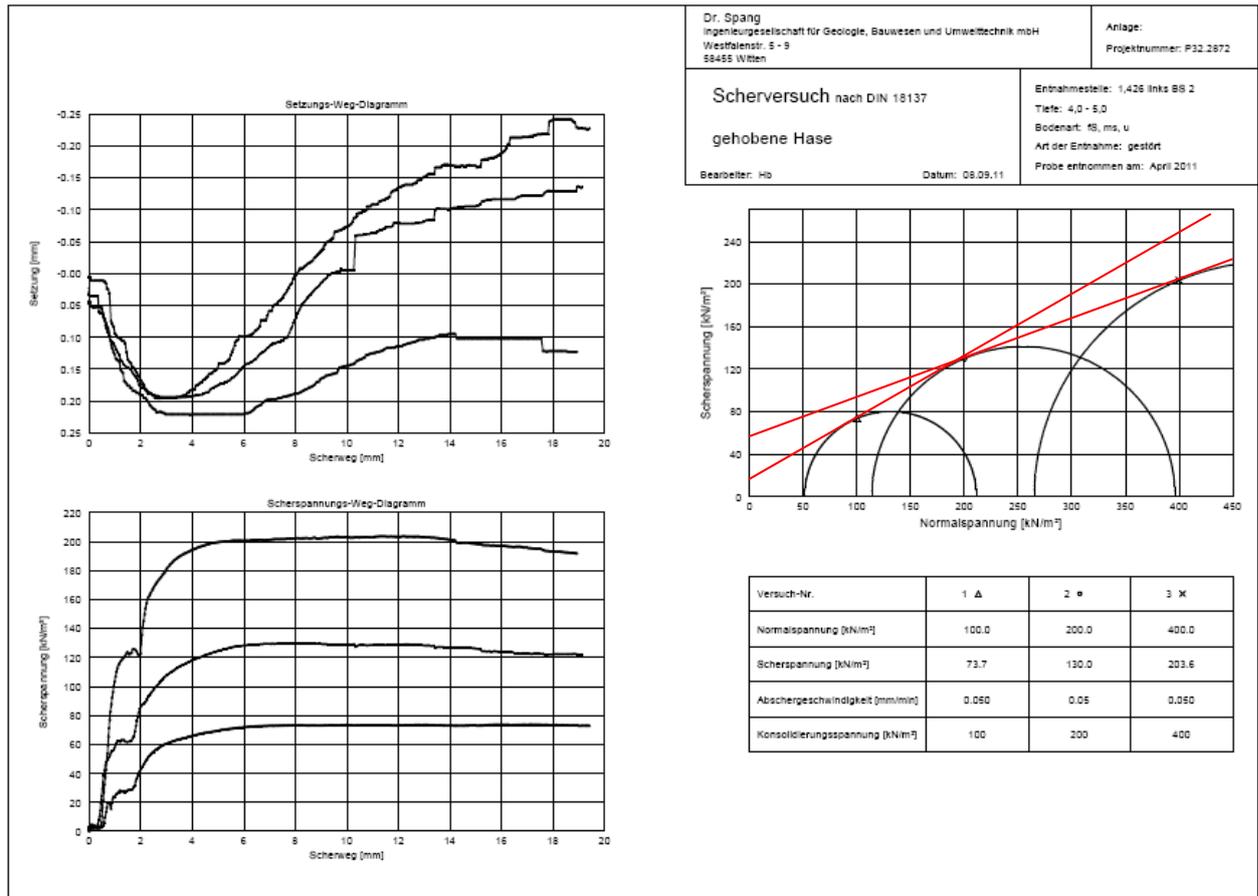
Beim Bemessungswasserstand betragen die berechneten Wassermengen 0,11 bis 0,15 l/fm im luftseitigen Graben. Damit wird in etwa der gleiche Effekt wie bei einer nachträglichen Verdichtung des Untergrundes erzielt. Entscheidend für die Größe der Sickerwassermengen ist auch die Tiefe des Dichtwandfußes. Auch bei der Innendichtung ist die Auelehmschicht in der Aufstandsfläche relevant. Ohne diese Auelehmschicht nimmt die Umströmung des Dichtwandfußes zu, die Sickerwassermengen erhöhen sich und die hydraulischen Gradienten am Dichtwandfuß werden größer. Es ist nicht auszuschließen, dass dort Erosionen auftreten und sich somit die Abdichtungswirkung über die Zeit reduziert.

Die Kosten für eine nachträgliche Abdichtung liegen bei 4,5 bis 5,0 Mio. € und sollten zugunsten einer flacheren Böschung, ggf. erforderlichen lastverteilenden Geogittern unterhalb von Trag-schichten und einem geeigneten Filtereinbau im luftseitigen Stützkörper eingespart werden.

**Die Veränderung der Geometrie des Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörpers (Variante 3 = Vorzugsvariante)** setzt voraus, dass die Stauhaltungsdämme/Flussdeiche mit einem hydraulisch wirksamen, erosions- und suffosionsstabilen Filter luftseitig verbreitert werden. Dabei müssen die Böschungen auf  $\beta = \varphi'/2$  des anstehenden Bodens abgeflacht werden. Der durchströmte Stauhaltungsdammkörper ist dabei soweit zu verlängern, dass kritische hydraulische Gradienten nicht dauerhaft und nur geringfügig bei kurzzeitiger Belastung überschritten werden.

Hieraus ergibt sich beim vorhandenen inneren Reibungswinkel der anstehenden Stauhaltungsdamm- und Flussdeichschüttungen von zunächst  $\varphi' = 30^\circ$  eine Böschungsneigung von  $15^\circ$  bzw. 1:3,73.

Die Dr. Spang GmbH hat an den Sanden der Stauhaltungsdamm/Flussdeichstützkörper Scherversuche durchgeführt [U 13]. Demnach ist der Reibungswinkel  $\varphi'$  ausgeprägt spannungsabhängig (Abbildung 5.4-9).



**Abbildung 5.4-9:** Exemplarisches Ergebnis eines Scherversuchs der Böden (Stützkörper und Untergrund Gehobene Hase)

Eine „Gerade“ lässt sich an die „Mohrschen Spannungskreise“ nicht anlegen. Demnach verfügt der anstehende Boden bei kleinerem Spannungsniveau über einen relativ hohen inneren Reibungswinkel  $\varphi'$ . Bei höherem Spannungsniveau nähert sich der innere Reibungswinkel dann an die auch in der Literatur verfügbaren Werte mit  $\varphi' = 30^\circ$  für derartig locker gelagerte Sande an.

Die geplante Veränderung der Geometrie der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche ist exemplarisch in Abbildung 5.4-10 dargestellt. Demnach sind die wasserseitige Böschung und die obere Bereich der luftseitigen Böschung 1:3 geneigt (etwas steiler als  $\varphi' = 30^\circ/2$ ). Unter Beachtung der Ergebnisse von Scherversuchen ist das zu vertreten, weil einerseits im unteren Bereich der wasserseitigen Böschung eine Schüttung aus Wasserbausteinen geplant ist und andererseits der obere Bereich der Stauhaltungsdämme/Flussdeiche neu aufgebaut werden soll. Hier ist das Spannungsniveau „klein“.

Unter den geplanten Tragschichten sollte ein spannungsverteilendes Geogitter eingebaut werden, weil Radlasten lokal zu einer Steigerung des Spannungsniveaus führen und damit den inneren Reibungswinkel  $\varphi'$  lokal herabsetzen können.



Im Bereich der **Flussdeiche** ist eine derartige Verstärkung nicht erforderlich. Hier wird es hinreichend sein, wenn die Flussdeiche bis zum umgebenden luftseitigen Gelände aufgenommen werden.

Der Stützkörper kann dann wieder lagenweise eingebaut und verdichtet werden. Die Böschungsneigung sollte luft- und wasserseitig 1:3 betragen.

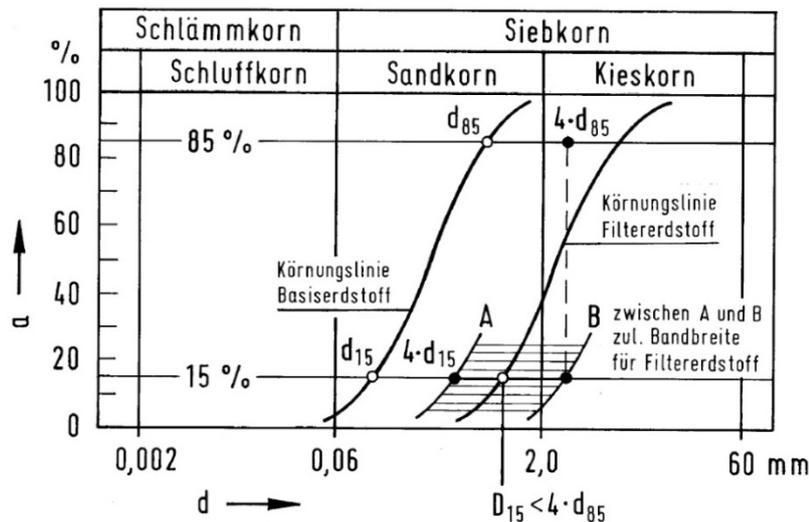
Wegen der bei Hochwasser beobachteten Vernässungen der Vorländer, sollte auf gesamter Länge der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche ein Randgraben angelegt werden.

Mit der luftseitigen Verschiebung dieser Randgräben infolge der Böschungsabflachungen kommt es zu einer positiven Verlängerung der Sickerwege.

#### **5.4.1 Geeignete Stauhaltungsdamm/Flussdeichbaustoffe und Filter**

Da die Porengeometrie eines Bodens schwer zu erfassen ist, wird ersatzweise die Kornverteilung zur Filterbemessung herangezogen. In der Literatur sind verschiedene Ansätze für Filterregeln bekannt (z. B. Terzaghi, Sichardt, Cistin/Ziems, Corps of Engineers, U.S. Bureau of Reclamation), die sich zum Teil beträchtlich voneinander unterscheiden.

**TERZAGHI**



$D_{15}/d_{85} \leq 4$  mit  $U < 5$  (= gleichförmiger Boden)  
 (Körnungslinien von Filter und Basiserdstoff sollten etwa parallel verlaufen)

$D_{15}$  = Korndurchmesser des Filtererdstoffs  
 bei 15% Siebdurchgang

$d_{85}$  = Korndurchmesser des Basiserdstoffs  
 bei 85 % Siebdurchgang

$U$  = Ungleichförmigkeitsgrad =  $d_{60}/d_{10}$

$d_{60}$  = Korndurchmesser bei 60 % Siebdurchgang

$d_{10}$  = Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang

Pkt A: Hydraulische Wirksamkeit, siehe 2.3.3

Pkt B: Geometrisches Filterkriterium, siehe 2.3.1

**Abbildung 5.4.1-1:** Filterregel nach Terzaghi

Aus [U 11] und [U 13] ist bekannt, dass sich der Baugrund unter der Dammaufstandsfläche der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase aus bindigen und nicht bindigen Böden zusammensetzt. Ein einheitlicher Aufbau ist nicht vorhanden. Die Böden sind in der Regel bis in eine Tiefe von 5 m, teilweise bis 8 m locker gelagert (ab der Krone gemessen) und häufig enggestuft. Die Körnungslinien der ebenfalls locker gelagerten Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttungen lassen sich zu einem Körnungsband zusammenfassen. Aus baupraktischen Gründen kann die Wahl eines einheitlichen Filters sinnvoll sein. Das geometrische Filterkriterium und die hydraulische Wirksamkeit sind hier ausschlaggebend.

- Geometrisches Filterkriterium: Vermeidung der Erosion und der Suffosion
- Hydraulische Wirksamkeit: Größere Wasserdurchlässigkeit als Ausgangsmaterial

Als geeigneter Filter ergibt sich die grüne Linie rechts neben dem Körnungsband der Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung (Abbildung 5.4.1-2).

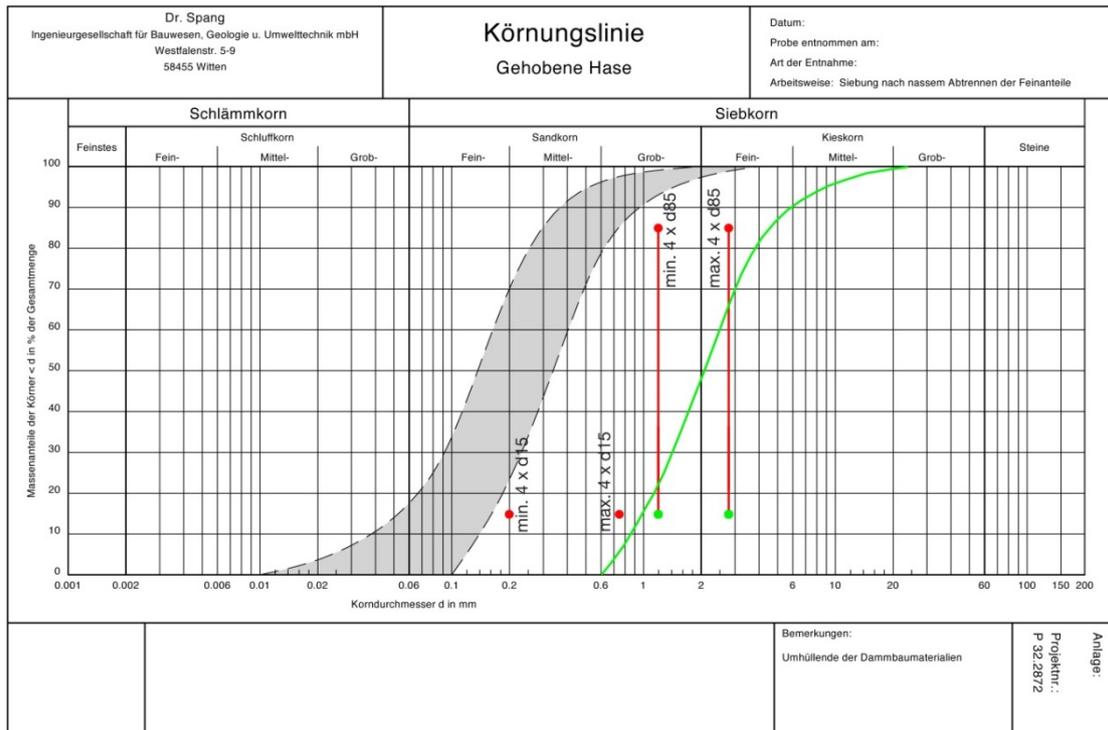


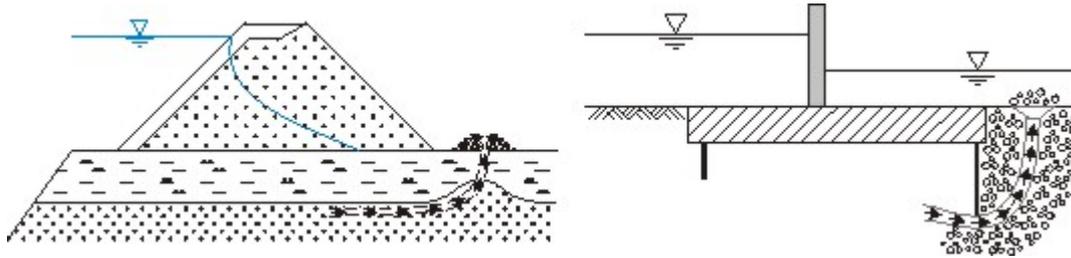
Abbildung 5.4.1-2: Geeigneter Filter nach Terzaghi

### 5.4.2 Zulässige hydraulische Gradienten

Am Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Leibniz Universität Hannover wurden Untersuchungen zum zulässigen hydraulischen Gradienten durchgeführt [U 14].

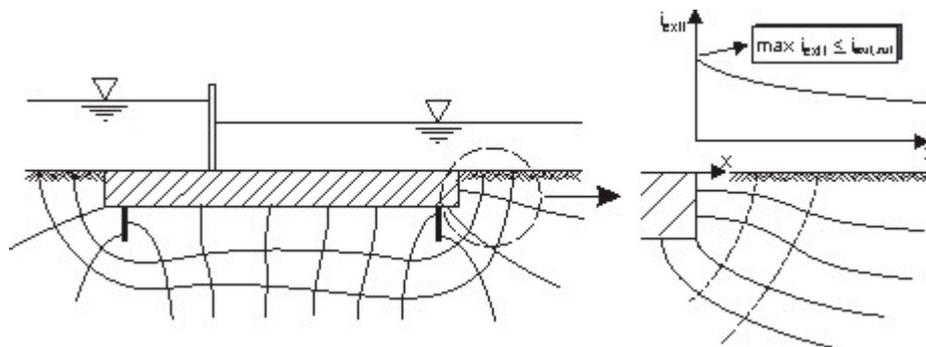
Die rückschreitende Erosion bzw. der zugehörige Versagenszustand Erosionsgrundbruch ist ein sowohl für Flusssperwerke, als auch für Stauhaltungsdämme und Flusdeiche höchst relevanter Prozess.

Bei der Unterströmung solcher Bauwerke in erosionsanfälligen Böden, (vorwiegend relativ feinkörnige nichtbindige Böden wie z. B. Feinsand) kann es bei Überschreitung einer gewissen Wasserspiegeldifferenz zur Ausbildung einer Erosionsröhre im Untergrund kommen (Abbildung 5.4.2-1). Infolge fortschreitenden Materialtransports erweitert sich die Erosionsröhre entgegen der Strömungsrichtung, so dass es am Ende zu einem Absacken des Bauwerks in den erodierten Bereich und schließlich zum völligen Standsicherheitsverlust (Erosionsgrundbruch) kommt.



**Abbildung 5.4.2-1:** Erosionskanäle unter einem Flussschwall (links) und unter einem Flusssperrewerk (schematisch)

Der Vorgang der rückschreitenden Erosion beginnt am unterwasserseitigen Austritt der Strömung. Maßgebend für den Beginn des Versagensmechanismus ist daher neben der Bodenart, der hydraulische Gradient an dieser Stelle. Bei der Austrittsgradientenmethode wird dieses Strömungsgefälle  $i_{\text{exit}}$  aus einem Potentialliniennetz ermittelt und einem zulässigen bodenartabhängigen Austrittsgradienten  $i_{\text{exit,zul}}$  gegenübergestellt. Schematisch ist diese Methode in Abbildung 5.4.2-2 dargestellt.



**Abbildung 5.4.2-2:** Austrittsgradientenmethode

Die entscheidende Frage bei der Austrittsgradientenmethode ist die Größe des kritischen bzw. des zulässigen Austrittsgradienten.

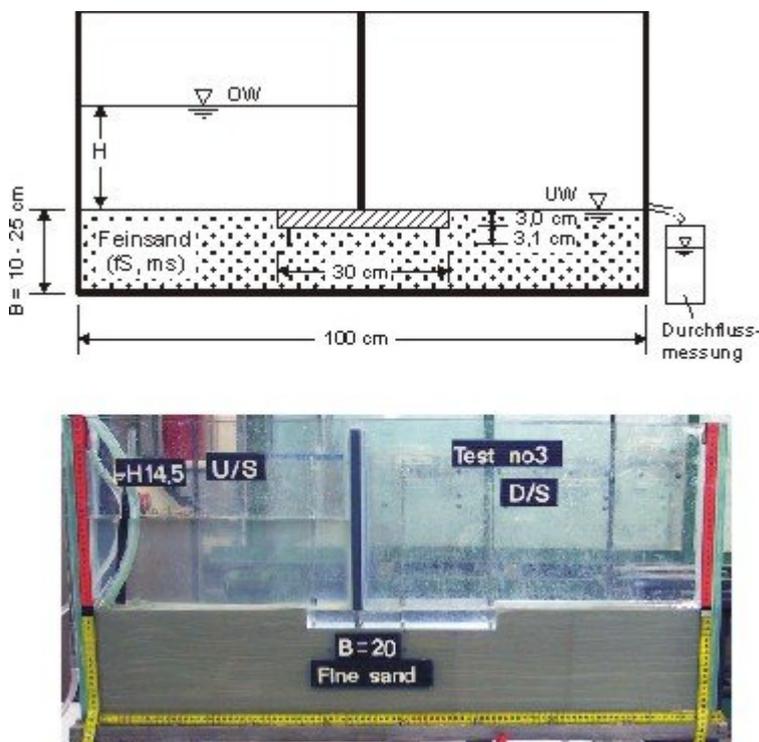
Theoretisch ergibt sich unter Annahme einer vertikal nach oben gerichteten Strömung ein kritischer Wert gemäß  $I_{hgr} = \frac{\gamma}{\gamma_w}$  und damit in der Regel ein Wert zwischen rd. 0,9 und 1,1.

In der Praxis verwendete zulässige Austrittsgradienten liegen zwischen 0,14 und 0,25. Dies scheint insofern gerechtfertigt, als die tatsächliche Sicherheit gegen das Auftreten rückschreitender Erosion erheblich geringer ist, weil hier Effekte infolge Baugrundheterogenitäten und -störungen eine entscheidende Rolle spielen.

Um den tatsächlichen, in den zulässigen Austrittsgradienten enthaltenen Sicherheitsbeiwert abschätzen zu können, wurden Erosionsversuche durchgeführt, bei denen Störungen am unterwasserseitigen Sperrwerksende gezielt simuliert wurden. Den Modellaufbau zeigt Abbildung 5.4.2-3.

Als Versuchsboden wurde ein gleichförmiger mittelsandiger Feinsand verwendet, der jeweils einmal in lockerer bis mitteldichter ( $D = 0,33$ ) und einmal in dichter Lagerungsform ( $D = 0,88$ ) eingebaut wurde. In verschiedenen Versuchen wurde die Mächtigkeit der durchströmten Sandschicht zwischen 10 und 25 cm variiert. Es wurden Sperrwerksquerschnitte mit zwei Spundwänden sowie ohne Spundwände untersucht.

Ausgehend von einem ausgeglichenen Wasserspiegel wurde der Oberwasserspiegel während eines Versuchs schrittweise erhöht und es wurde jeweils abgewartet, bis sich annähernd stationäre Strömungsverhältnisse einstellten. Nach jeder Wasserspiegelerhöhung auf der Unterwasserseite wurden durch gegebenenfalls mehrfaches, einige Zentimeter tiefes Einstechen einer dünnen Nadel Baugrundstörungen wie z. B. Kolke simuliert. Wenn trotz dieser Störungen keine Erosion einsetzte, wurde der Oberwasserspiegel weiter erhöht.



**Abbildung 5.4.2-3:** Aufbau der Modellversuche (oben: schematisch; unten: Beispiel eines Versuchsaufbaus ohne Spundwände)

Der Beginn des Erosionsvorgangs ist durch das lokal begrenzte Entstehen einer boiling-Zone am unterwasserseitigen Sperrwerksende gekennzeichnet. Innerhalb eines kleinen Kegels bewegen sich hier Sandteilchen unter der Einwirkung der Strömungskraft und werden heraustransportiert.

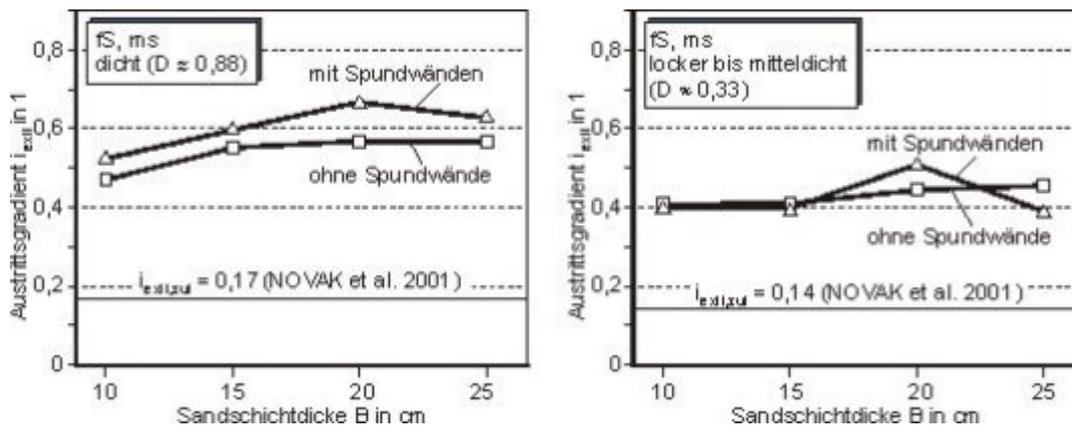
Obwohl ausgeworfenes Material jeweils vorsichtig entfernt wurde, ist dieser Zustand zunächst stabil, d. h. ein Fortschreiten der Erosionsröhre tritt erst bei weiterer Erhöhung des Oberwasserspiegels auf. Es ist deshalb zwischen der Wasserspiegeldifferenz zum Beginn des Erosionsvorgangs und beim Eintritt des Versagenszustands zu unterscheiden.

In Abbildung 5.4.2-4 sind die aus den experimentellen Ergebnissen rückgerechneten, zum Beginn des Erosionsprozesses gehörigen Austrittsgradienten grafisch dargestellt. Es zeigt sich eine gewisse Abhängigkeit der kritischen Gradienten von der Dicke der durchströmten Sandschicht. Auch ergeben sich für ein Sperrwerk ohne Spundwände tendenziell etwas geringere Werte.

Vernachlässigt man diese Abhängigkeiten, so können auf Grundlage der Versuchsergebnisse folgende kritische (den Beginn des Erosionsprozesses repräsentierende) Austrittsgradienten genannt werden.

- Feinsand, mittelsandig, dichte Lagerung:  $i_{\text{exit,krit}} = \text{rd. } 0,50$
- Feinsand, mittelsandig, lockere bis mitteldichte Lagerung:  $i_{\text{exit,krit}} = \text{rd. } 0,40$

Demnach enthalten die in der Praxis verwendeten zulässigen Austrittsgradienten einen Sicherheitsbeiwert von etwa 3,0.



**Abbildung 5.4.2-4:** Austrittsgradienten bei Beginn des Erosionsvorgangs

Die vorgestellten Versuchsergebnisse belegen, dass unter Berücksichtigung von Baugrundstörungen im Unterwasserbereich, der Prozess der rückschreitenden Erosion bei deutlich kleineren (am ebenen System ermittelten) Austrittsgradienten als theoretisch zu erwarten beginnt. Für Feinsand betragen die kritischen Gradienten je nach Lagerungsdichte zwischen rd. 0,4 und 0,5.

Hierdurch wird belegt, dass der Prozess der rückschreitenden Erosion ganz wesentlich durch im Regelfall nicht erfassbare Untergrundheterogenitäten und -störungen (wie z. B. Kolkbildungen) geprägt ist. Vor diesem Hintergrund erscheint, dass in den zulässigen Gradienten enthaltene, relativ hohe Sicherheitsniveau gerechtfertigt.

Unter Berücksichtigung der locker gelagerten Böden ergibt sich bei Verwendung der Sicherheit von 3 ein zulässiger hydraulischer Gradient von  $0,4 / 3 = 0,13$  für die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase.

Es gibt weitere, empirisch ermittelte“ Werte für zulässige hydraulische Gradienten (Abbildung 5.4.2-5).

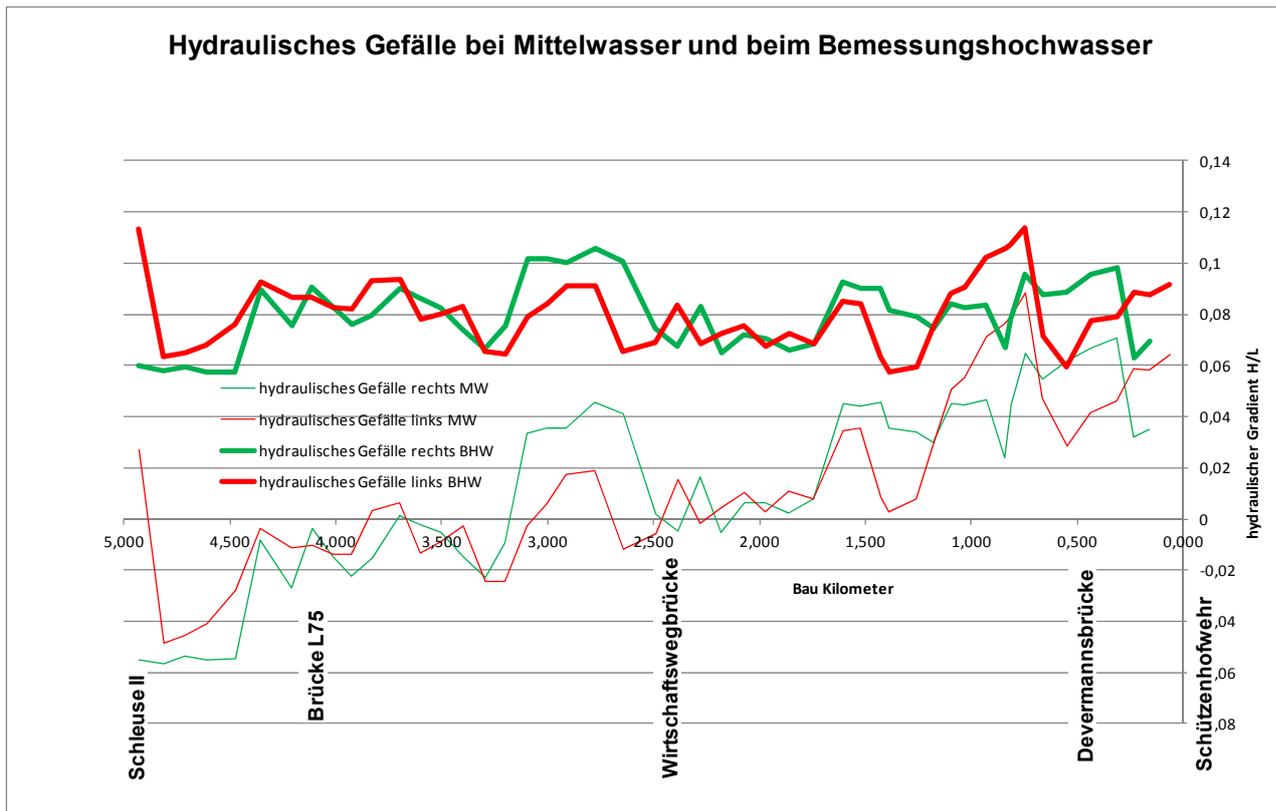
Bodenart	$i_{krit}$ CHUGAEV <sup>1</sup>	abgemindert $i_{krit}$ nach CHUGAEV <sup>2</sup>	$H / L = i_{krit}$ nach BLIGH <sup>3</sup>	$3 H / L = i_{krit}$ nach LANE <sup>4</sup>	$i_{krit}$ nach MÜLLER- KIRCHENBA UER <sup>5</sup>	$i_{krit, we}$ nach WEIJERS & SELLMEIJER <sup>6</sup>
Kies	0,25	0,25	(0,10)	0,095	-	(0,28 / 0,34)
Grobsand			0,083	0,067	0,12 – 0,17	(0,18 / 0,28)
Mittelsand	0,15	0,11	(0,062)	0,056	0,08 – 0,10	0,16 / 0,24
Feinsand	0,12	0,10	0,056	0,061	0,06 – 0,08	0,09 / 0,14

**Abbildung 5.4.2-5:** zulässige hydraulische Gradienten

Demnach liegen die in der Literatur verfügbaren Werte für zulässige hydraulische Gradienten häufig noch unter  $I = 0,13$ . Für eine abschließende Beurteilung des kritischen hydraulischen Gradienten in Bezug auf die anstehenden Böden sollten ggf. Versuche durchgeführt werden. Das hydraulische Gefälle errechnet sich aus dem Verhältnis der Stauhöhe (Differenz zwischen Wasser- und Luftseite) und der Dammaufstandslänge.

### 5.4.3 Vorhandene mittlere hydraulische Gradienten

Die mittleren hydraulischen Gradienten bzw. hydraulischen Gefälle ergeben sich aus der Differenz vom Wasserstand in der Gehobenen Hase zum Wasserstand im Randgraben im Verhältnis zur Dammaufstandslänge.



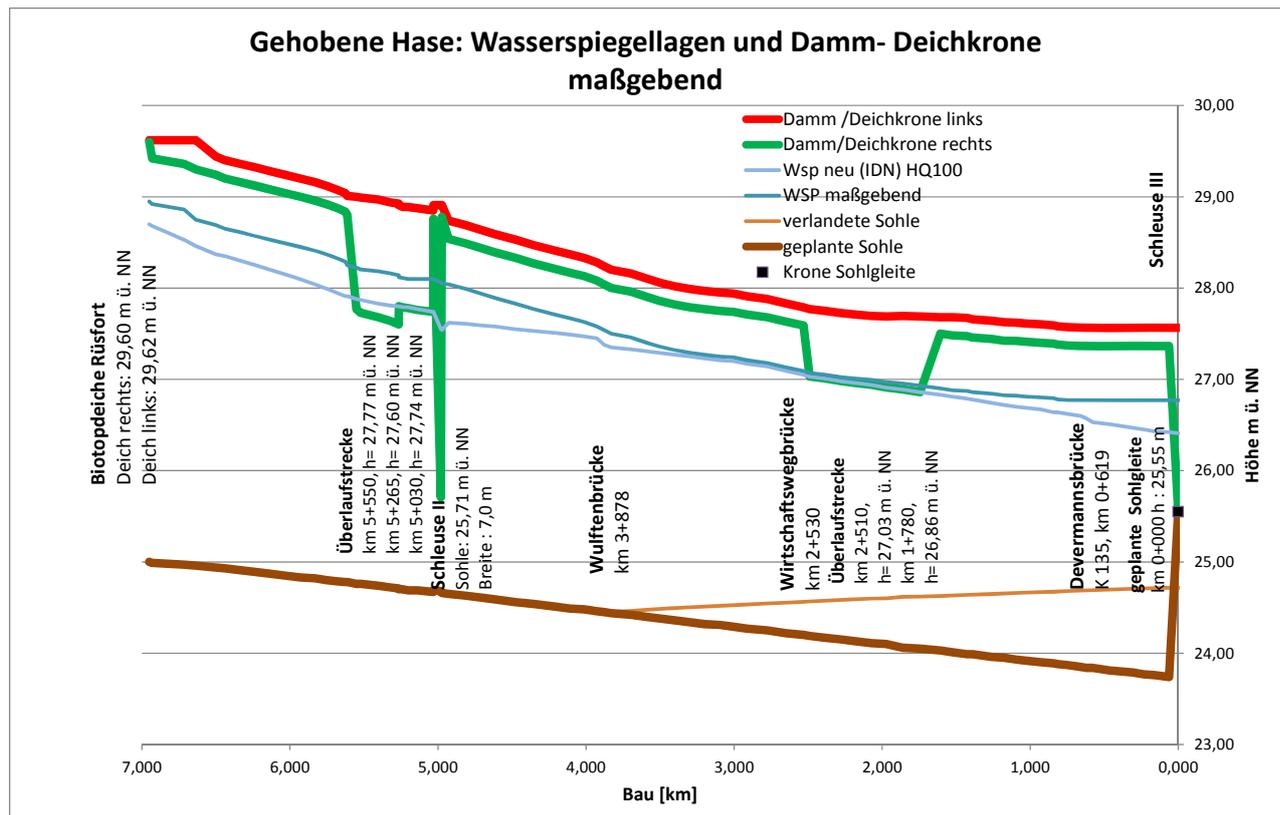
**Abbildung 5.4.3-1:** mittlere hydraulische Gradienten beim Bemessungswasserstand (BHW = 54 m<sup>3</sup>/s und MW = 10 m<sup>3</sup>/s)

Die mittleren hydraulischen Gradienten liegen bei etwa 10% (Bemessungswasserstand bei 54 m<sup>3</sup>/s). Demnach liegen die hydraulischen Gradienten beim Bemessungswasserstand an der oberen Grenze für Sande (vgl. Kapitel 5.4.2). Kleinere innere Erosionen bzw. Suffosion an den Schichtgrenzen der verschiedenen Böden sind daher bei Hochwasser nicht auszuschließen. Es handelt sich hierbei jedoch um kurzzeitige Ereignisse. In der Regel werden sich beim Mittelwasserstand Gradienten in den Stauhaltungsdämmen von etwa 5% und kleiner einstellen( Abbildung 5.4.3-1), so dass auch bei nicht filterstabilem Baugrundaufbau mit einer inneren Erosion nicht zu rechnen ist.

Insgesamt hat die Vorzugsvariante den Vorteil, dass die hydraulischen Gradienten sich an die mittleren hydraulischen Gradienten angleichen. Alle anderen Varianten (Innendichtung, lokale Verdichtung) erzeugen eine lokale Zunahme der hydraulischen Gradienten.

Die Stabilität gegen Erosion und Suffosion sollte jedoch noch abschließend in Versuchen nachgewiesen werden.

In Abbildung 5.4.3-2 sind die maßgebenden Wasserspiegellagen (Bemessungsabfluss) und die berechnete Wasserspiegellage bei HQ<sub>100</sub> in Bezug zu den Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkronen als Ergebnis der aktuellen Wasserspiegellagenberechnungen dargestellt

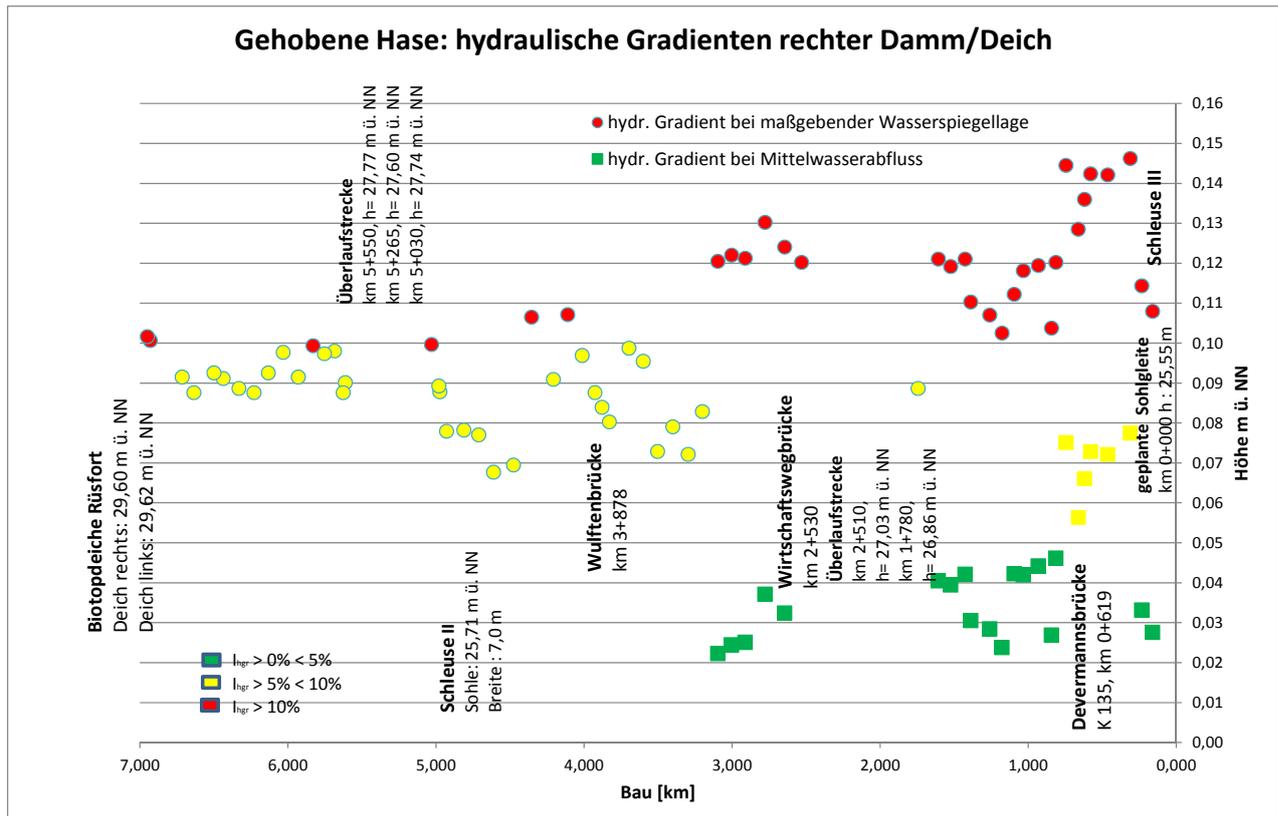


**Abbildung 5.4.3-2:** Stauhaltungsdamm/und Flussdeichkronen in Bezug zu den Wasserspiegellagen

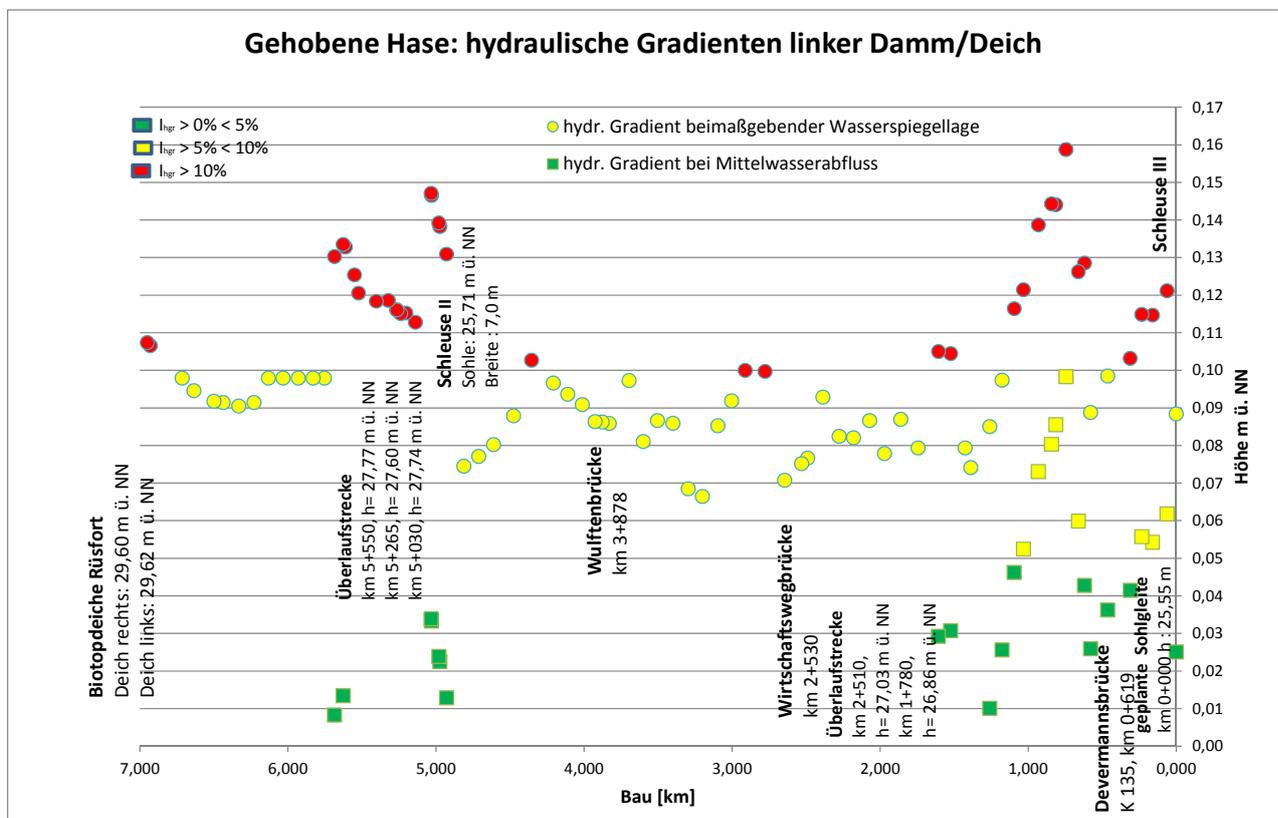
Im unteren Bereich der Stauanlage (Baukilometer 0+000 bis 1+000) sind die größten Einwirkungen auf die Stauhaltungsdämme zu erwarten. Der mittlere hydraulische Gradient  $I_{hgr}$  ergibt sich dabei aus dem Verhältnis der Wasserspiegellagendifferenz (Wasserspiegellage  $\setminus$ . Sohle Entwässerungsgraben) zur horizontalen durchströmten Aufstandsfläche des Flussdeichs/Stauhaltungsdamms. Eine Grundlage für die Ermittlung der mittleren hydraulischen Gradienten sind die Regelprofile [U 21].

In Abbildung 5.4.3-3 sind die mittleren hydraulischen für den rechten Stauhaltungsdamm/Flussdeich dargestellt. Demnach ergibt sich die größte hydraulische Einwirkung bei Baukilometer 0+331 mit  $I_{hgr} = \text{ca. } 15\%$  beim Bemessungsabfluss und  $I_{hgr} = \text{ca. } 8\%$  bei Mittelwasserabfluss. Die Standsicherheitsnachweise für den rechten Stauhaltungsdamm/Flussdeich werden daher nachfolgend für das Regelprofil Baukilometer 0+550 geführt.

In Abbildung 5.4.3-4 sind die mittleren hydraulischen für den linken Stauhaltungsdamm/Flussdeich dargestellt. Demnach ergibt sich die größte hydraulische Einwirkung bei Baukilometer 0+745 mit  $I_{hgr} = \text{ca. } 16\%$  beim Bemessungsabfluss und  $I_{hgr} = \text{ca. } 10\%$  bei Mittelwasserabfluss. Die Standsicherheitsnachweise für den linken Stauhaltungsdamm/Flussdeich werden daher nachfolgend für das Regelprofil Baukilometer 0+931 geführt.



**Abbildung 5.4.3-3:** mittlere hydraulische Gradienten am rechten Stauhaltungs-damm/Flussdeich für Bemessungsabfluss und für Mittelwasserabfluss



**Abbildung 5.4.3-4:** mittlere hydraulische Gradienten am linken Stauhaltungs-damm/Flussdeich für Bemessungsabfluss und für Mittelwasserabfluss

#### 5.4.4 Geometrie des Filters

Im Anhang 1 sind die Ergebnisse von Sickerlinienberechnungen und von Wassermengenberechnungen enthalten. Dabei wurden sämtliche Varianten (Fall 1 bis Fall 4) untersucht.

In Fall 1 wird die Vorzugsvariante betrachtet. Unterschieden wird dabei in Fall 1.1: Aufbau gemäß Regelprofil Bau km 0+550 rechts, Anlage 3.2.1, Fall 1.2: Tief liegender Filter, sonst Regelprofil Bau km 0+550 rechts und Fall 1.3: Hoch liegender Filter und höhere Baustraße.

Wir halten den Fall 1.3: Hoch liegender Filter und höhere Baustraße für zweckmäßig und für dauerhaft. Beim Regelprofil (Fall 1.1) schneidet die Sickerlinie die Baustraße. Ein freier Abfluss durch den Filter wird verhindert. Beim Fall 1.2 schneidet die Sickerlinie auch die Baustraße, der Abflussquerschnitt ist größer. Wegen dem tief liegenden Filter, kann es hierbei jedoch zur Ablagerungen von Feinanteilen kommen (Kolmation).

Insgesamt betrachtet empfehlen wir den **Fall 1.3**. Hier ist sichergestellt, dass die Sickerlinie weitgehend stetig verläuft und der Filter überbemessen ist. Damit ist die Dauerhaftigkeit gewährleistet.

Im Bereich der Stauhaltungsdämme ergeben sich etwa 6 m<sup>3</sup> Filter je Meter, am luftseitigen Fuß der Flussdeiche sollte ein Filter mit etwa 2 m<sup>3</sup> je Meter eingebaut werden.

Nachfolgend (Abbildung 5.4.4-2) ist für den **Fall 1.3** die Potentialverteilung beim Mittelwasserstand mit 10 m<sup>3</sup>/s, beim Bemessungswasserstand mit 54 m<sup>3</sup>/s und beim Bemessungswasserstand 1 mit 70 m<sup>3</sup>/s dargestellt.

Ebenfalls ist die Abschätzung der Wassermengen angegeben. Mit 0,13 l/s je Meter bis 0,26 l/s je Meter kann die Geometrie und das Gefälle der Randgräben ermittelt werden.

Ausschlaggebend für die Wahl des Filteraufbaus ist die Betrachtung bei vollem Randgraben (Abbildung 5.4.4-8). Auch bei diesem Lastfall steht der volle Abflussquerschnitt zur Verfügung.

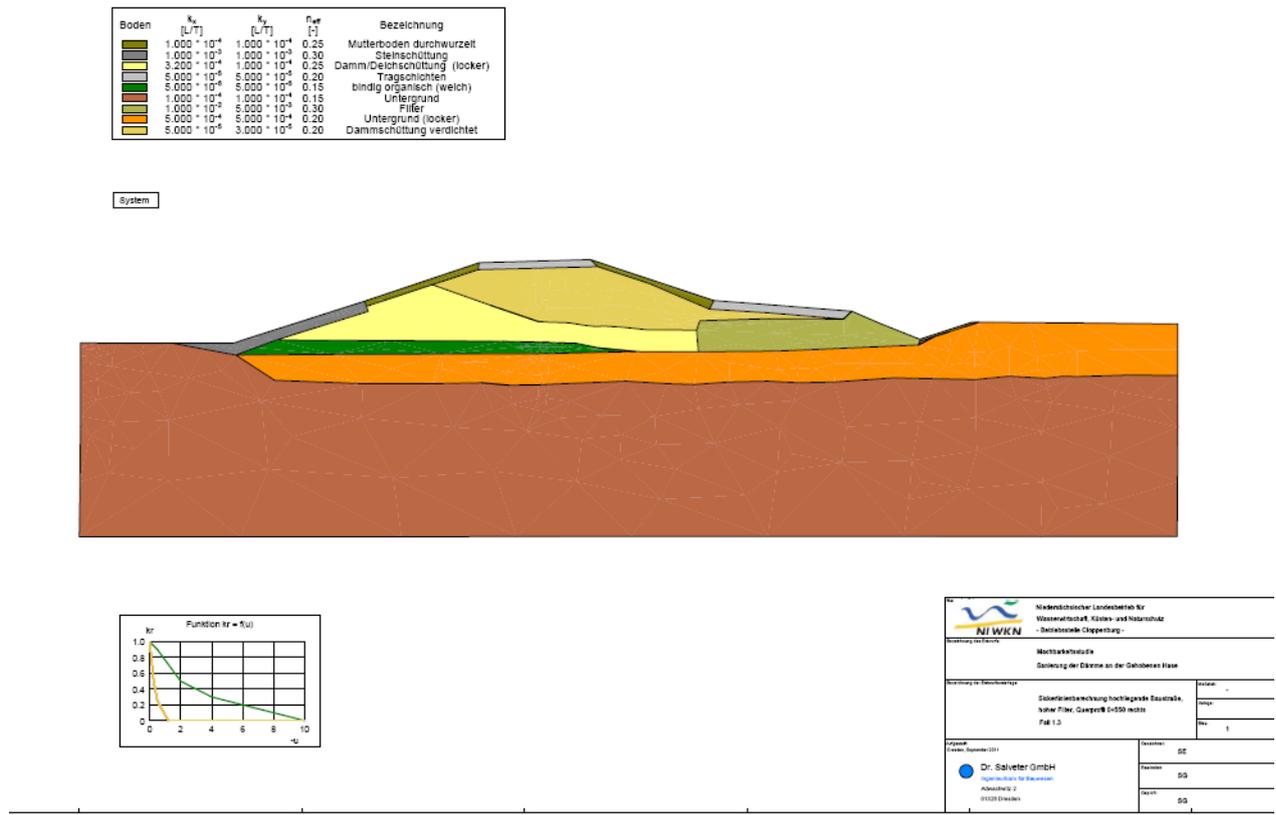


Abbildung 5.4.4-1: Idealer Baugrund/Filteraufbau in Bezug auf die Vorhandene Situation

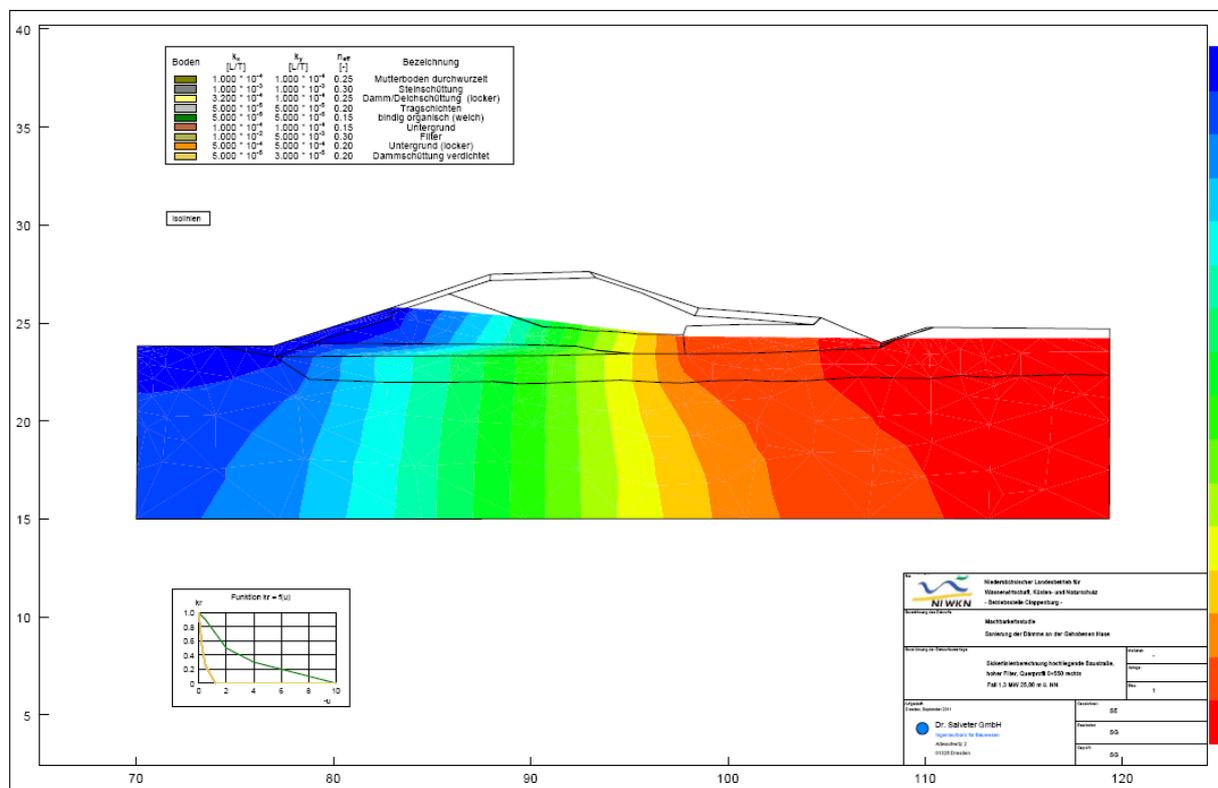


Abbildung 5.4.4-2: Potentialverteilung bei Mittelwasser (10 m³/s)

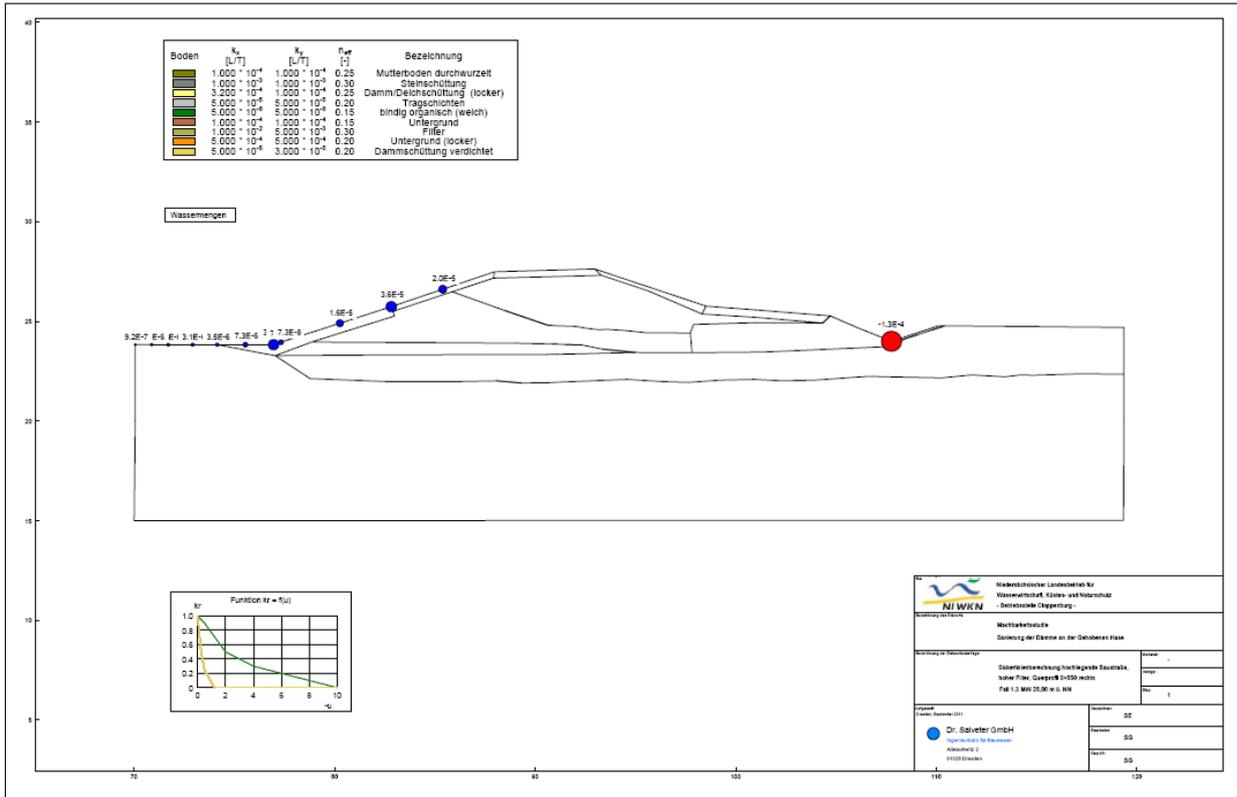


Abbildung 5.4.4-3: Wassermengen bei Mittelwasser (10 m³/s) = 0,13 l/s je Meter

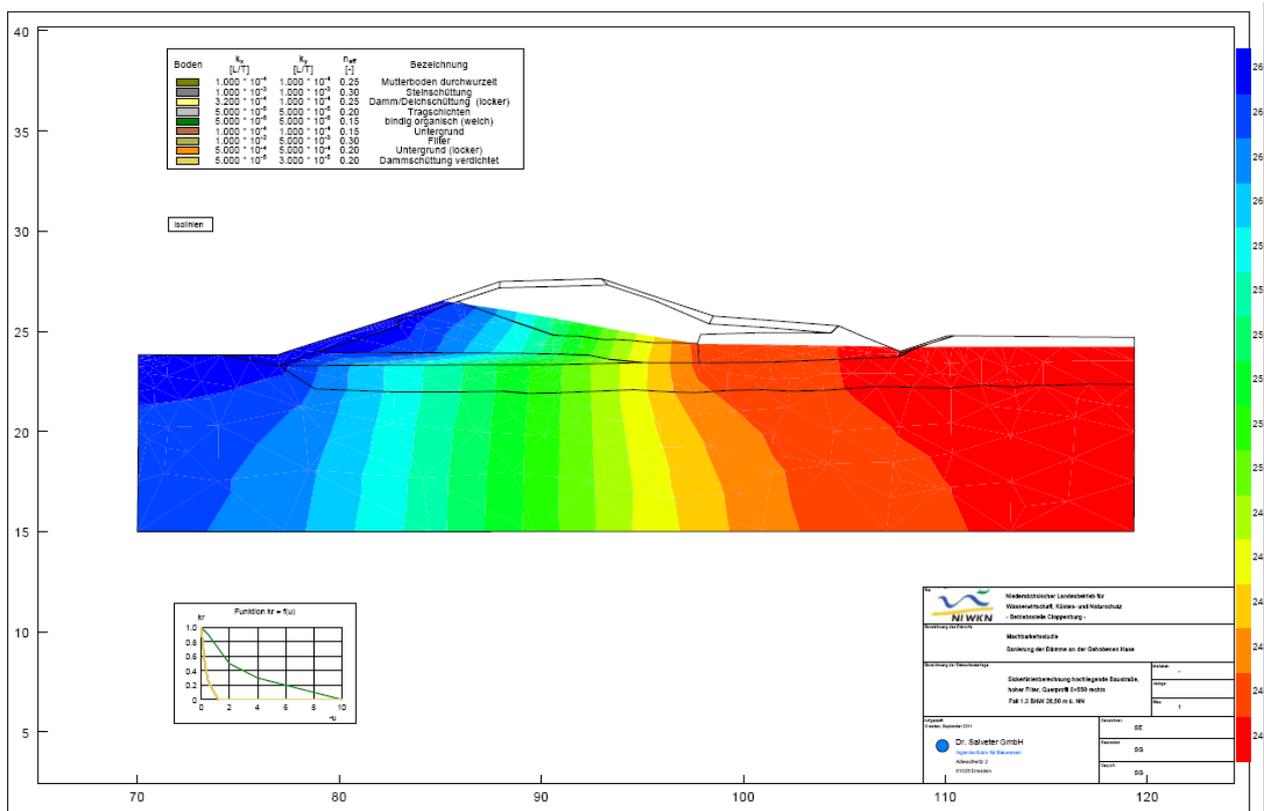


Abbildung 5.4.4-4: Potentialverteilung beim Bemessungswasserstand (54 m³/s)

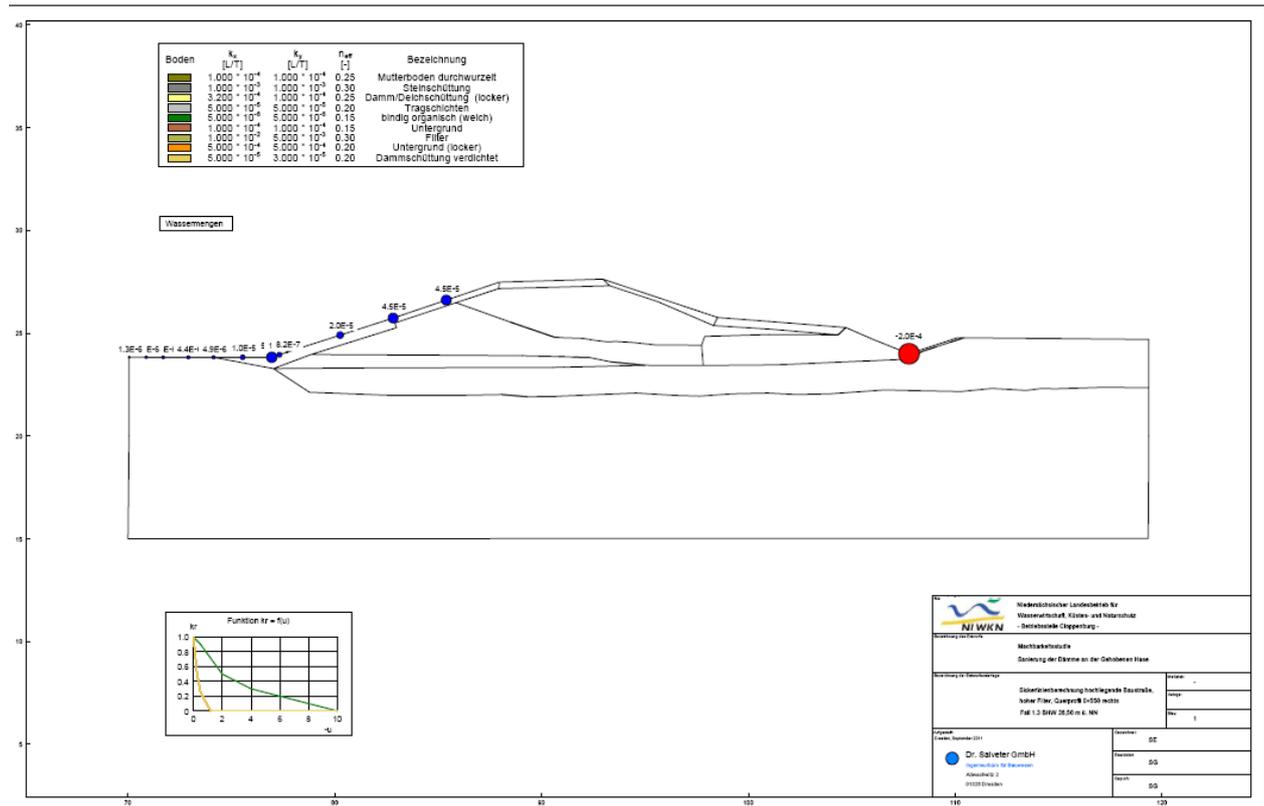


Abbildung 5.4.4-5: Wassermengen beim Bemessungswasserstand (54 m³/s)= 0,2 l/s je Meter

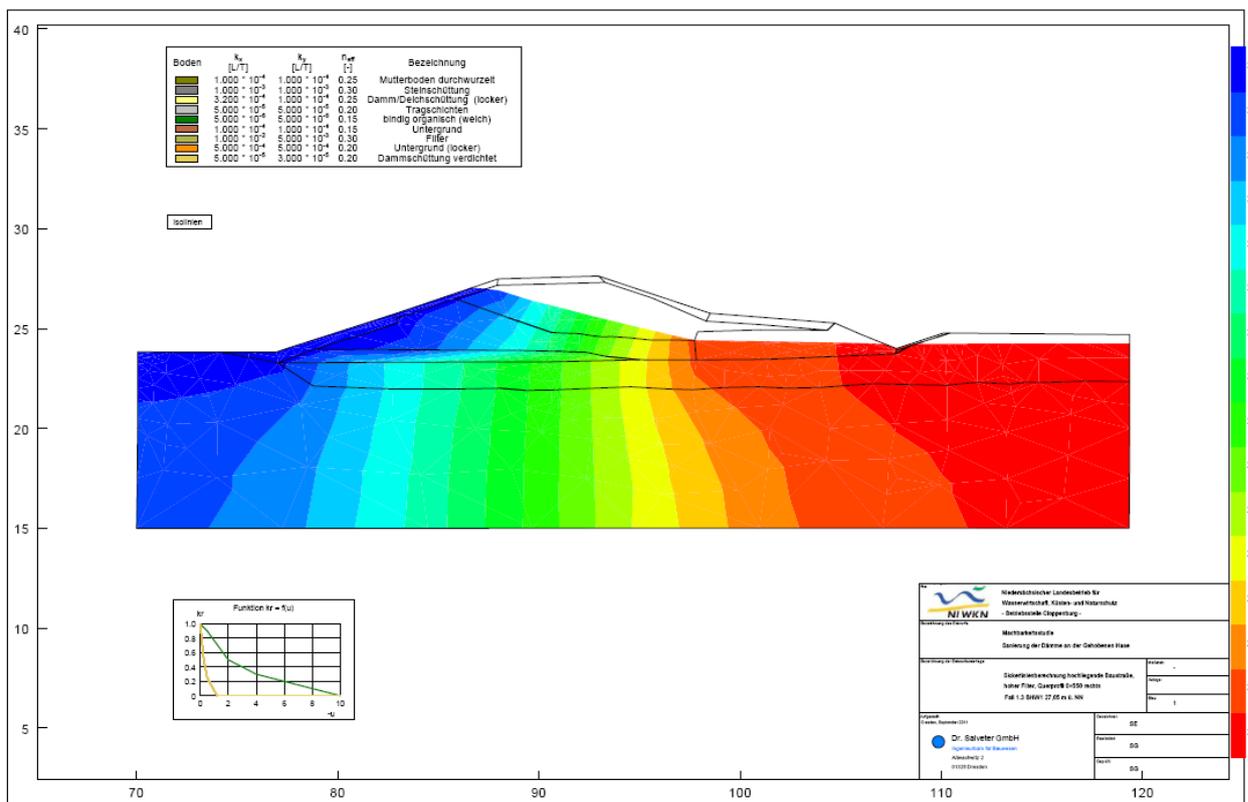


Abbildung 5.4.4-6: Potentialverteilung beim Bemessungswasserstand 1 (70 m³/s)

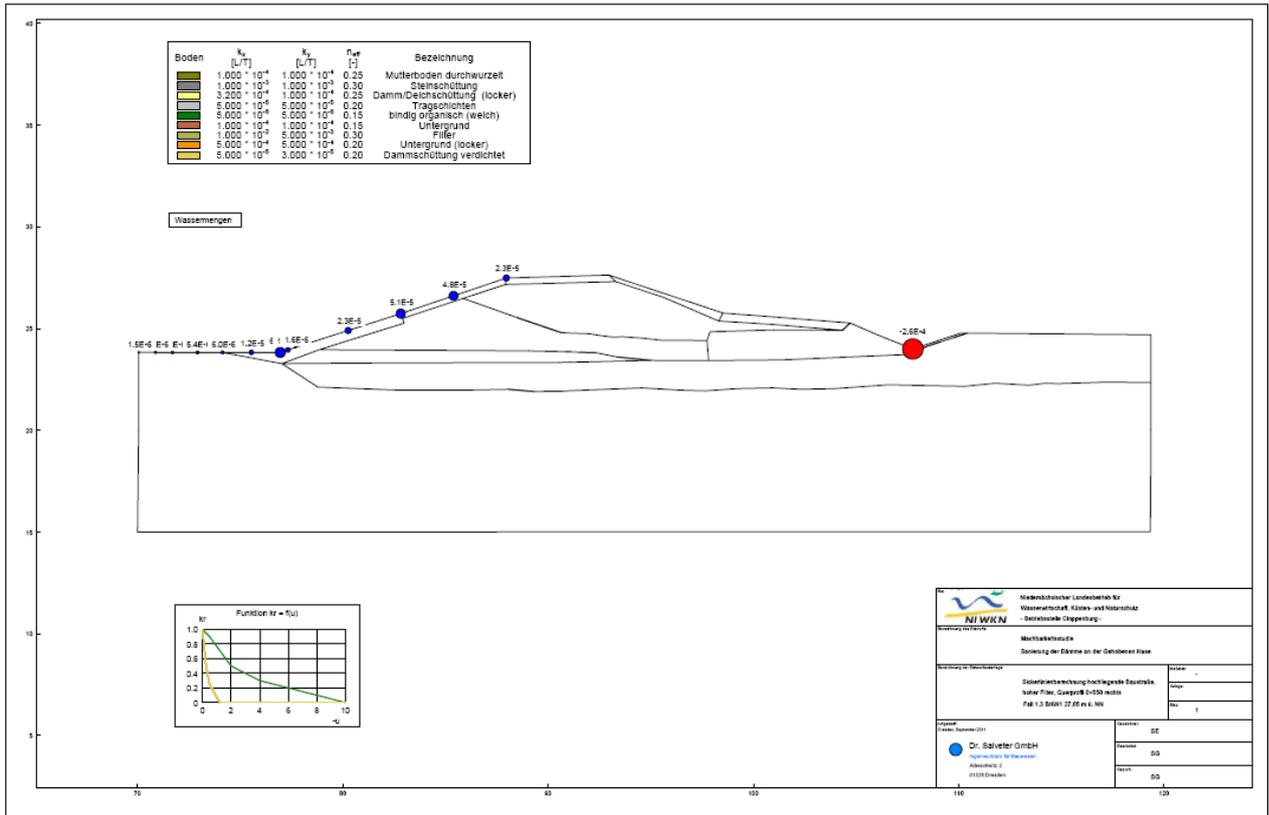


Abbildung 5.4.4-7: Wassermengen beim Bemessungswasserstand 1 (70 m³/s)= 0,26 l/s je Meter

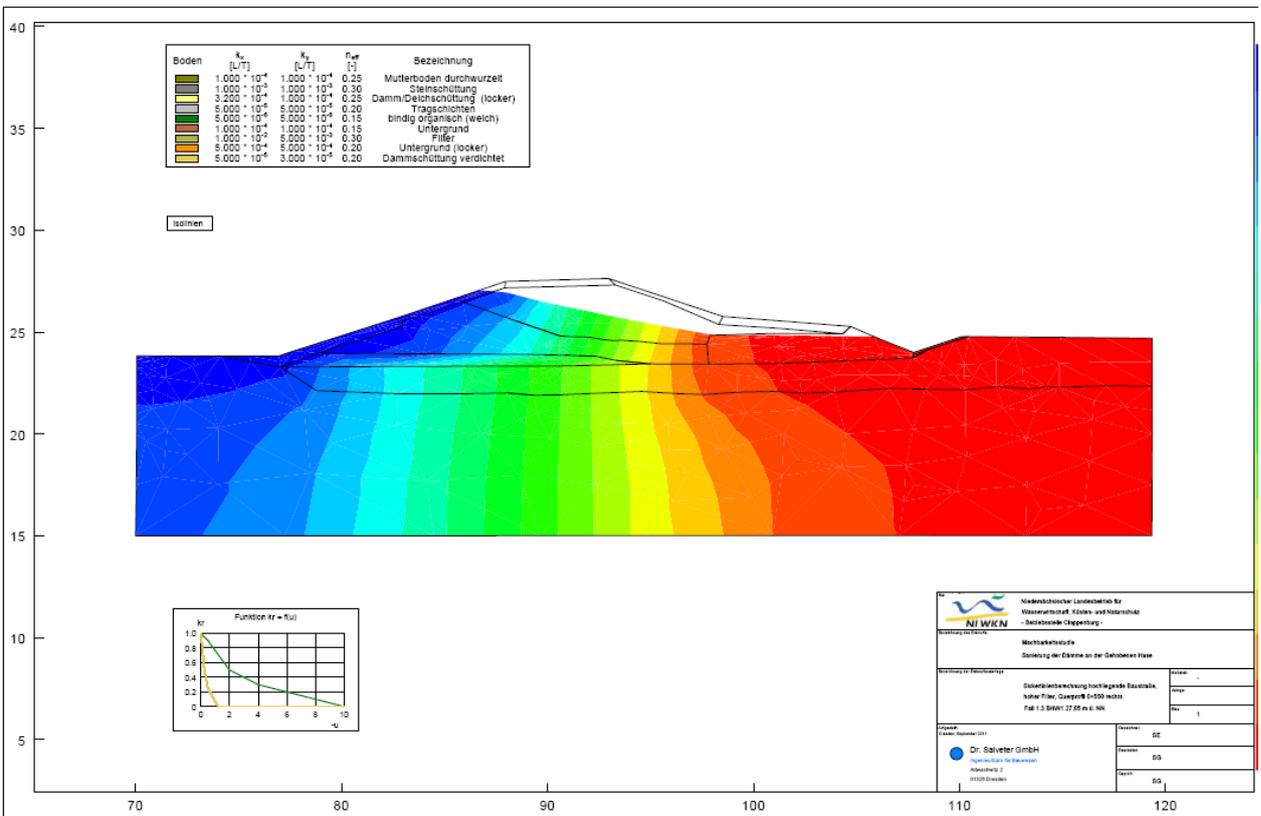


Abbildung 5.4.4-8: Potentialverteilung beim Bemessungswasserstand 1 (70 m³/s), voller Randgraben



Die erforderliche Stärke des Filters kann anhand der Durchlässigkeit mit dem Filtergesetz nach Darcy ermittelt werden.

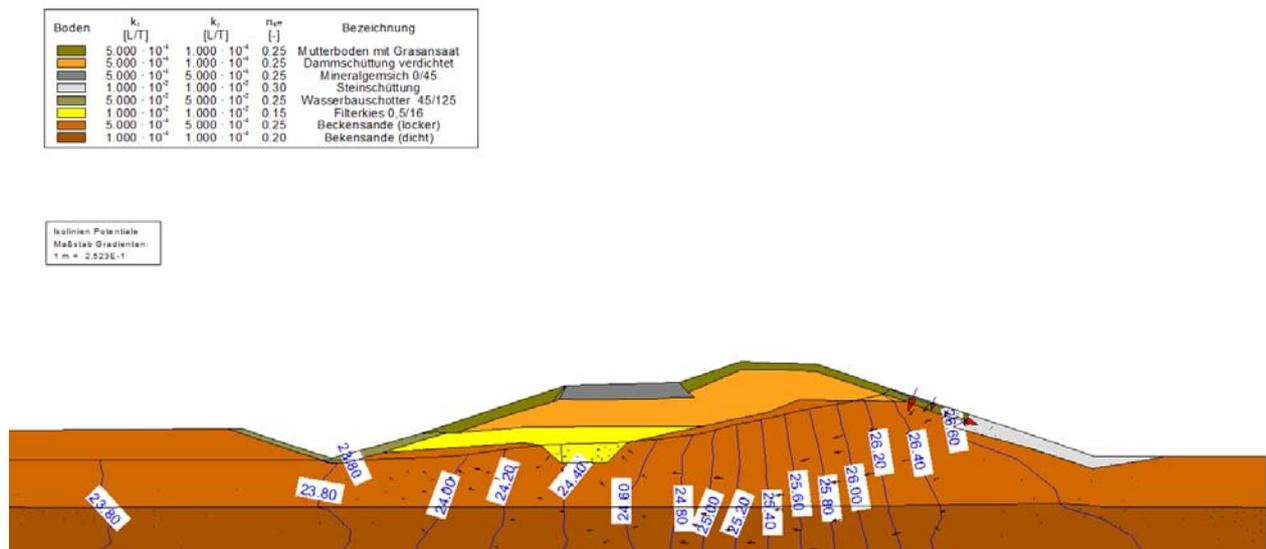
Die Durchlässigkeit des Filters lässt sich dabei nicht direkt über das Verfahren nach „Beyer“ (enthalten in [U 18] abschätzen. Der Korndurchmesser  $d_{10}$  des Filters ist (Abbildung 5.4.1-2) 0,9 mm und liegt damit über dem Gültigkeitsbereich. Die Ungleichförmigkeit ( $d_{60}/d_{10}$ ) ist mit  $3,0\text{mm}/0,9\text{mm}=3,3$  und damit enggestuft.

Die Durchlässigkeit des Filters dürfte damit etwa bei  $k_f = 1,0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$  liegen. Nach Darcy ist  $v_f = k_f \cdot I$  liegen. Beim Bemessungsabfluss  $54 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt  $I$  bei etwa 10% bzw. 0,1  $[-]$ . Mit  $Q_f = A_f \times v_f$  ergibt sich die erforderliche Filtermächtigkeit zu  $1 \text{ m} \times A_f = (0,22\text{l/s}/1000) / (0,1 \times 10^{-2} \text{ m/s}) = 0,22 \text{ m}$ .

Die Mächtigkeit des Filters sollte allgemein nicht kleiner als 0,3 m sein. Wegen des sehr inhomogenen Baugrundaufbaus empfehlen wir die Mächtigkeit des Filters mit 0,5 m festzulegen.

### 5.4.5 Vorhandene örtliche hydraulische Gradienten

Die örtlichen hydraulischen Gradienten weichen bei dem geplanten Dammaufbau von den mittleren hydraulischen Gradienten ab. Häufig sind die örtlichen Gradienten kleiner als der mittlere hydraulische Gradient. Besonders im Bereich von Schichtübergängen kann der örtliche hydraulische Gradient aber auch viel größer sein. In Abbildung 5.4.5-1 ist ein Berechnungsergebnis unter Annahme eines gut durchlässigen Filters (gelb) beim Bemessungshochwasser dargestellt. Demnach erfolgt hier erwartungsgemäß der größte Potentialabbau (größter Gradient) im Bereich der mit Gras bewachsenen wasserseitigen Böschung.

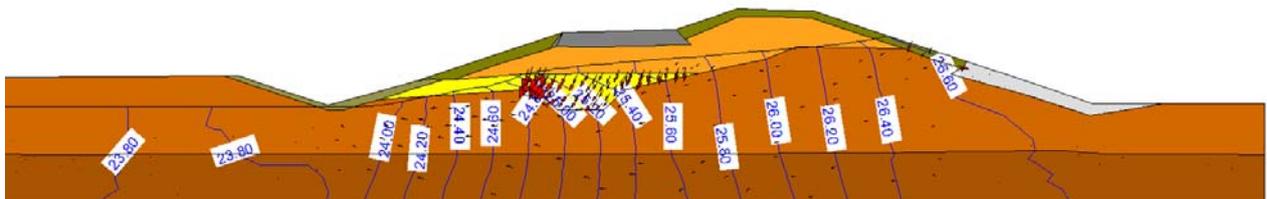


**Abbildung 5.4.5-1:** Potentiale und Gradienten am Querschnitt 0+931 links bei BHQ, Filter gut durchlässig

Bei Veränderung der rechnerischen Durchlässigkeit (weniger Durchlässig) des Filters (gelb) ergeben sich die größten hydraulischen Gradienten im Bereich des Filters (Abbildung 5.4.5-2).

Boden	$k_v$ [L/T]	$k_h$ [L/T]	$n_{gr}$ [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mutterboden mit Grasansaat
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Dammschüttung verdichtet
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mineralgemisch 0/45
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0,30	Steinschüttung
	$5.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-2}$	0,25	Wasserbauschotter 45/125
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,15	Filterkies 0,5/16
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Beckensande (locker)
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,20	Beckensande (dicht)

Isolinien Potentiale  
 Maßstab Gradienten:  
 1 m = 0,277E-1

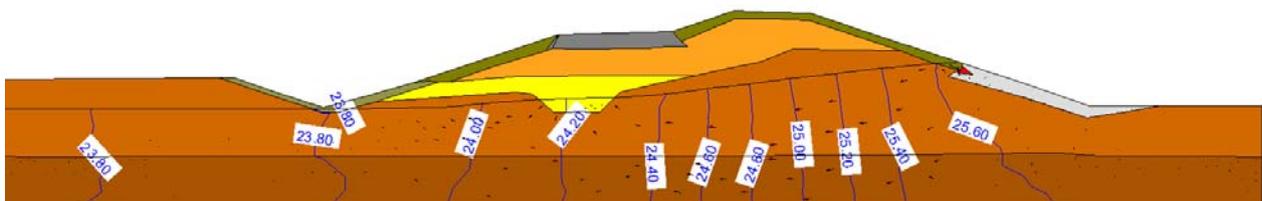


**Abbildung 5.4.5-2:** Potentiale und Gradienten am Querschnitt 0+931 links bei BHQ, Filter wenig durchlässig

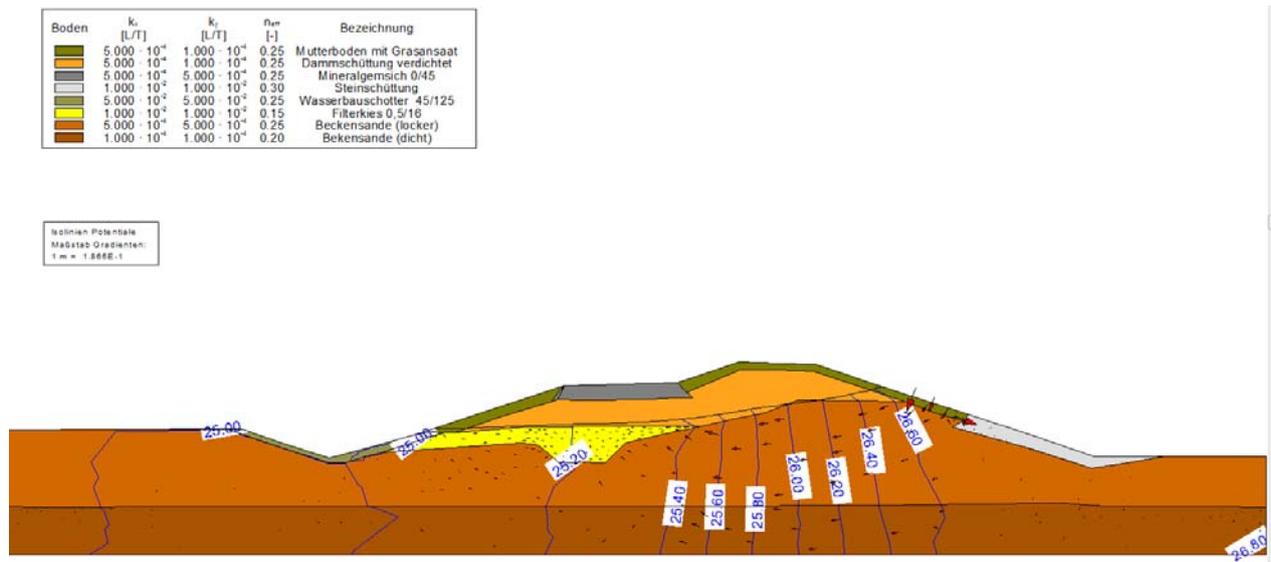
Im Regelfall (Mittelwasserabfluss bei leerem Graben bzw. Hochwasserabfluss bei vollem Graben) verläuft die Sickerlinie wesentlich flacher. Der Potentialabbau und die hydraulischen Gradienten sind dann entsprechend kleiner (Abbildung 5.4.5-3 und 5.4.5-4).

Boden	$k_v$ [L/T]	$k_h$ [L/T]	$n_{gr}$ [-]	Bezeichnung
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mutterboden mit Grasansaat
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Dammschüttung verdichtet
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Mineralgemisch 0/45
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0,30	Steinschüttung
	$5.000 \cdot 10^{-2}$	$5.000 \cdot 10^{-2}$	0,25	Wasserbauschotter 45/125
	$1.000 \cdot 10^{-2}$	$1.000 \cdot 10^{-2}$	0,15	Filterkies 0,5/16
	$5.000 \cdot 10^{-4}$	$5.000 \cdot 10^{-4}$	0,25	Beckensande (locker)
	$1.000 \cdot 10^{-4}$	$1.000 \cdot 10^{-4}$	0,20	Beckensande (dicht)

Isolinien Potentiale  
 Maßstab Gradienten:  
 1 m = 1,894E-1



**Abbildung 5.4.5-3:** Potentiale und Gradienten am geplanten Querschnitt 0+931 links bei MW



**Abbildung 5.4.5-4:** Potentiale und Gradienten am geplanten Querschnitt 0+931 links bei BHQ

Ein geeigneter Filteraufbau (gelb) ist demnach wesentlich für das Tragverhalten der Stauhaltungsdämme. Die Differenz der Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen Dammstützkörper und Filter sollte nachgewiesen werden und mindestens 2 Zehnerpotenzen betragen.

## 5.5 Standsicherheitsnachweise (Tragfähigkeitsnachweise DIN 19700-10)

### 5.5.1 Berechnungsquerschnitte

Die gewählten Berechnungsquerschnitte sind die Regelquerschnitte Anlage 3.2 ff mit den größten Einwirkungen. Die Herleitung erfolgte über den gewählten Dammaufbau in Verbindung mit den vorliegenden hydraulischen Gradienten:

- Anlage 3.2.1: Regelprofil Planung rechter Stauhaltungsdamm, Station 0,550
- Anlage 3.2.2: Regelprofil Planung linker Stauhaltungsdamm, Station 0,931

### 5.5.2 Materialkennwerte Stauhaltungsdamm und Untergrund

#### Wichte und Scherfestigkeit

Den Berechnungen liegen die in Tabelle 5.5.2-1 zusammengestellten Rechenwerte der Wichte und der Scherfestigkeit unterschieden nach den Tragwerksbedingungen A, B, C zugrunde.

Begründet werden die angesetzten Rechenwerte mit den aktuellen Untersuchungsergebnissen und Empfehlungen.

Schicht und Tragwerksbedingung		Rechenwerte		
		$\varphi'$ [°]	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Mutterboden mit Grasansaat	A	27,5	19,0	7
	B	25,0	18,0	5
	C	22,5	18,0	0
Stauhaltungsdammschüttung verdichtet	B	32,5	20,0	7
	C	27,5	19,0	5
	C	27,5	18,0	0
Mineralgemisch 0/45	A	37,5	21,0	5
	B	35,0	20,0	0
	C	32,5	19,0	0
Steinschüttung	A	40,0	22,0	0
	B	37,5	21,0	0
	C	35,0	20,0	0
Wasserbauschotter 45/125	A	40,0	22,0	0
	B	37,5	21,0	0
	C	35,0	20,0	0
Filterkies 0,5/16	A	32,5	19,0	0
	B	30,0	18,0	0
	C	27,5	16,0	0
Beckensande (locker)	A	30,0	19,0	7
	B	27,5	18,0	5
	C	25,0	18,0	0
Beckensande (dicht)	A	32,5	21,0	10
	B	30,0	20,0	7
	C	27,5	19,0	0
Schluff	A	27,5	20,0	15
	B	25,0	18,0	15
	C	22,5	17,0	10

- $\gamma$             Wichte des feuchten Bodens [kN/m<sup>3</sup>]
- $\gamma'$           Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m<sup>3</sup>]
- $\varphi'$           Reibungswinkel [°]
- $c'$            Kohäsion [kN/m<sup>2</sup>]

**Tabelle 5.5.2-1:**      Rechenwerte Wichte und Scherfestigkeit der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichbaustoffe und Untergrundschichten

**Durchlässigkeitsbeiwerte**

Die verwendeten Durchlässigkeitsbeiwerte haben wir teilweise horizontal und vertikal verschiedenen angenommen (1/2 Zehnerpotenz), weil erfahrungsgemäß bei Stauhaltungsdammschüttungen infolge des Verdichtens die horizontale Durchlässigkeit etwas größer ist.

### .1 Tragwerksbedingung A

Hier wird davon ausgegangen, dass die Durchlässigkeitsbeiwerte, wie geplant vorhanden sind. Dabei sind für die stationäre Berechnung die absoluten Größen nicht maßgebend, sondern die Verhältnisse der Durchlässigkeitsbeiwerte untereinander. Wegen der vergleichsweise hohen Durchlässigkeit ist der stationäre Fall maßgebend. Dabei wird davon ausgegangen, dass der Filter gegenüber dem anstehenden Stützkörper mindestens um 2 Zehnerpotenzen durchlässiger ist.

Maßgebend für die Potentialverteilung im Stauhaltungsdamm sind die Verhältnisse der k-Werte der Schichten untereinander. Mit den zuvor beschriebenen Durchlässigkeitsbeiwerten ist die Durchströmung von Stauhaltungsdamm und Untergrund für die Tragwerksbedingung A ausreichend genau beschrieben.

### .2 Tragwerksbedingungen B und C

#### TWB B:

Untersucht wird eine eingeschränkte Wirkung einer der konstruktiven Maßnahmen:

- B 2.1 Graben voll
- B 2.2 Filter zugesetzt (vollständig kolmatiert)  $k_f = 10^{-4}$  m/s, (vergleichbar mit umgebenden Boden)

Angenommen werden veränderte Durchlässigkeitsbeiwerte oder Fehlstellen in der jeweiligen baulichen Maßnahme.

### .3 Tragwerksbedingung C:

Untersucht wird der teilweise (maximal mögliche) Ausfall einer der konstruktiven Elemente und Drainagemaßnahmen

- C 2.1 homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
- C 2.2 Filter zugesetzt  $k_f = 10^{-6}$  m/s, (dichter als umgebender Boden)

### 5.5.3 Einwirkungen

#### Eigenlast

Die Eigenlasten werden mit den in Tabelle 5.5.2-1 beschriebenen Wichten berechnet.

#### Wasser- und Strömungsdruck

Für den Ansatz des Wasser- und Strömungsdrucks werden folgende höchste und niedrigste Wasserstände betrachtet:

Den Lastfällen werden folgende Stauziele zugeordnet:

Lastfall	Stauziel	Stauziel
	m ü. NN QP 0+311 (0+550) rechts	m ü. NN QP 0+745 (0+931) links
Mittelwasser MW	25,65	26,65
Höchstes Stauziel $Z_{H1}$ , $HQ_{100}$	26,47	26,62
Höchstes Stauziel $Z_{H2}$ , maßgebende Wasserspiegellage	26,77	26,77
Kronenstau $Z_K$	27,37	27,60

**Tabelle 5.5.3-1:** Lastfälle und Stauziele

#### Verkehrslast

Als Verkehrslast wird auf der Stauhaltungsdammkrone eine Flächenlast von  $p = 16,7 \text{ kN/m}^2$  und auf dem Stauhaltungsdammverteidigungsweg eine Flächenlast von  $p = 33,3 \text{ kN/m}^2$  als Ersatzbelastung für Betriebsfahrzeuge angenommen. Diese Lasten entsprechen den anzusetzenden Ersatzflächenlasten für SLW 30 bzw. für SLW 60. Es ist damit sichergestellt, dass der Verteidigungsweg für Sandsacktransporte des THW bzw. der Bundeswehr u. a. geeignet ist.

### 5.5.4 Lastfälle

Die Nachweise zur Standsicherheit (Tragsicherheit) und Gebrauchstauglichkeit sind nach **[U 1]** zu führen.

Die Anforderungen an die Nachweise sind eingehalten, wenn

- die zulässigen Beanspruchungen infolge der Einwirkungen eingehalten werden (Tragsicherheit)
- die festgelegten Nutzungseigenschaften beibehalten werden (Gebrauchstauglichkeit)

Die Einwirkungen werden in drei Gruppen eingeteilt:

- Gruppe 1: ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen
- Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen
- Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen

Die Lastfälle ergeben sich aus Kombinationen von Einwirkungen der Gruppen 1-3.

Einwirkungen	Lastfälle				
	LF 1	LF 2			LF 3
	1.1	2.1	2.2	2.3	3.1
Gruppe 1 Eigenlast	x	x	x	x	x
Verkehrslast auf Krone und Berme	x	x	x	x	x
Wasserdruck und Strömungskraft bei höchstem Stauziel $Z_{H1}$ ( $HQ_{100}$ )	x			x	
Gruppe 2 Wasserdruck und Strömungskraft bei höchstem Stauziel $Z_{H2}$ (maßgebende Wasserspiegellage)		x			
schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung ausgehend von $Z_{H1}$			x		
außerplanmäßige Betriebszustände				x	
Gruppe 3 Wasserdruck und Strömungskraft bis Kronenstau bei wirksamer Dränung					x

**Tabelle 5.5.4-1:** Einwirkungen und Lastfälle nach DIN 19700

- .1 Lastfall Hochwasserstauziel  $Z_{H1}$ ,  $HQ_{100}$  Angenommen werden die Einwirkungen aus Eigenlast und Verkehrslast:
- .2 Langanhaltender Einstau  
 Angenommen werden die Einwirkungen auf Eigenlast, Verkehrslast, Wasser- und Strömungsdruck (mit Beharrungszustand der Durchströmung):
  - Lastfall 2.1 Hochwasserstauziel  $Z_{H2}$ , maßgebende Wasserspiegellage.
  - Lastfall 3.1 Kronenstau  $Z_K$ .
- .3 Wasserspiegelabsenkung  
 Angenommen wird (unabhängig von einer tatsächlichen Absenkezeit) eine ungünstig vorausgesetzte schnellstmögliche Absenkung - als hangparallele Durchsickerung der wasserseitigen Stauhaltungsdammböschung - von  $Z_{H1}$  bis auf Mittelwasser.
- .4 Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände, LF 2.3

### 5.5.5 Tragwerksbedingungen und Bemessungssituationen

Nach DIN 19700-13 und DIN 19712 werden angenommen:

- Die Tragwerksbedingung A für gesicherte Materialkennwerte und voll wirksame bauliche Einrichtungen
- Die Tragwerksbedingung B für ungünstige Materialkennwerte innerhalb gesicherter Streubereiche (B1) oder bei eingeschränkter Wirkung einer der baulichen Einrichtungen (B2).
- Die Tragwerksbedingung C für ungünstige Materialkennwerte in Grenzbereichen (C1) oder bei Ausfall einer der baulichen Einrichtungen (C2).

Die Bemessungssituationen ergeben sich aus der Kombination der Lastfälle und Tragwerksbedingungen entsprechend DIN 19700-13 und DIN 19712.

Betrachtet bzw. nachgewiesen werden somit die in der nachfolgenden Tabelle 5.5.5-1 zusammengestellten Berechnungsfälle Nr. 1 – 16.

Nr.	Kurzbez. LF – TWB	BS	Bezeichnung
1	1.1 – A	I	Höchstes Stauziel $Z_{H1}$ , $HQ_{100}$
2	2.1 – A	II	Höchstes Stauziel $Z_{H2}$ , maßgebende Wasserspiegellage
3	2.2 – A		Schnelle Absenkung
4	3.1 – A	III	Kronenstau $Z_K$
5	1.1 – B 2.1	II	$Z_{H1}$ , Graben voll
6	1.1 – B 2.2		$Z_{H1}$ , Filter zugesetzt $k_f=10^{-4}$ m/s
7	1.1 – B 1		$Z_{H1}$ , ungünstige Kennwerte
8	1.2 – B		ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung
9	2.1 – B 1.1	III	$Z_{H2}$ , Graben voll
10	2.1 – B 1.2		$Z_{H2}$ , Filter zugesetzt $k_f=10^{-6}$ m/s
11	2.1 – B 1.3		$Z_{H2}$ , Luftseite 0,5 m überstaut
12	2.1 – B 2		$Z_{H2}$ , ungünstige Kennwerte
13	2.2 – B 1		Absenkung, ungünstige Kennwerte
14	2.3 – B 1		Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände
15	1.1 – C 2.1	III	$Z_{H1}$ , homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung
16	1.1 – C 2.2		$Z_{H1}$ , Filter zugesetzt $k_f=10^{-6}$ m/s

**Tabelle 5.5.5-1:** Berechnungsfälle und Bemessungssituationen

## **5.6 Tragsicherheitsnachweise**

Die Tragsicherheitsnachweise umfassen:

- Erdstatische Nachweise (Anlage 4 ff).
- Berechnungen zur Durchströmung von Stauhaltungsdamm und Untergrund (Anlage 5 ff)

### **5.6.1 Allgemeines**

Die Berechnungen wurden mit Programmen von GGU durchgeführt. Berücksichtigt werden die in vorstehendem Abschnitt 5.5.2 festgelegten Durchlässigkeitsbeiwerte und Tragwerksbedingungen.

Es wird die stationäre Durchströmung des Stauhaltungsdammes vorausgesetzt. Beim schnellen Anstieg des Stauspiegels wird sich eine instationäre Durchströmung ausbilden. Die Sickerlinie steigt möglicherweise so langsam an, dass der Grenzfall einer stationären hochliegenden Sickerlinie gar nicht erreicht wird. Die mit der stationären Sickerlinie berechnete Tragsicherheit liegt somit auf der sicheren Seite.

Für die Böschungsbruchberechnungen wurde der jeweils größt mögliche hydraulische Gradient angenommen.

### **5.6.2 Erdstatische Nachweise**

Es wird die Sicherheit gegen Böschungsbruch nachgewiesen. Die Sicherheit gegen Gleiten in der Dammaufstandsfläche wird ohne weitere Nachweise bei der vorhandenen Stauhaltungsdammgeometrie vorausgesetzt. Die Sicherheit am Stauhaltungsdammfuß bei Spreizwirkung und die Sicherheit gegen Grundbruch werden in Abschnitt 6 auf Grundlage von gesicherten Kennwerten und unter Verwendung von Geogittern geführt.

Die Böschungssicherheit wird mit dem Programm GGU Stability berechnet. Berücksichtigt werden die im vorstehenden Abschnitt 5.5 festgelegten Rechenwerte der Wichte und der Scherfestigkeit.

Hinweise zum Ansatz der Einwirkungen bei den Böschungsbruchnachweisen:

- Verkehrslasten auf dem Gleitkörper werden nur insoweit angesetzt, als sie ungünstig wirken
- Wasserdrucklasten auf die Gleitfläche werden aus dem Strom- und Potentialliniennetz der Strömungsberechnung übernommen

- Im Lastfall schnellstmögliche Wasserspiegelabsenkung wird eine zur Wasserseite gerichtete hangparallele Strömungskraft berücksichtigt, weil anzunehmen ist, dass die Lage der Sickerlinie in der wasserseitigen Schutzschicht (Mutterboden mit Grasansaat) dem sinkenden Stauwasserspiegel nur zeitlich verzögert folgen kann. Die Nachweise wurden hier in einer vorgegebenen Gleitfuge geführt.

### 5.6.3 Bemessungssituation I und II

Nach DIN 19700-13 sind für ständige und vorübergehende Bemessungssituationen folgende Gesamtsicherheitsbeiwerte einzuhalten:

BS I	$\eta = 1,4$
BS II	$\eta = 1,3$

Nachgewiesen werden die in Abschnitt 5.5 beschriebenen Berechnungsfälle Nr. 1 – 2 (BS I) und 3 – 5, 8 – 12 (BS II) (vgl. Tabelle 5.5.5-1).

### 5.6.4 Sickerströmungsberechnungen

Wesentliche berechnete Isolinien sind als Anlage 5 beigefügt.

Wasseraustritte aus der luftseitigen Böschung sind für die Bemessungssituation I und II auszuschließen. Sehr wahrscheinlich wird die Sickerlinie durch die vorhandenen Entwässerungseinrichtungen unter den luftseitigen Stauhaltungsdammfuß gedrückt.

### 5.6.5 Böschungsbruchsicherheit

Nachgewiesen werden die in Abschnitt 5.6. beschriebenen Berechnungsfälle Nr. 1 (BS I) und 2 – 3, 5 – 8 (BS II) für die luft- und wasserseitige Stauhaltungsdammböschung.

In den Tabellen 5.6.6-1 und 5.6.6-2 sind die von uns für die einzelnen Fälle berechneten Sicherheiten einschließlich Verweis auf die entsprechende Anlagenseite zusammengestellt.

### Ergebnis

Auch bei hoch liegender Sickerlinie, d. h. hohe hydraulischen Gradienten ist jeweils eine hinreichende globale rechnerische Sicherheit vorhanden (günstige Kennwerte). Beim Ansatz sehr ungünstiger bodenmechanischer Kennwerte liegen Defizite bei Lastfall 1.1, Tragwerksbedingung B1 vor.

Die vorgelegten Berechnungen beschreiben jeweils den Grenzzustand (Bruchzustand). Verformungen sind dabei nicht berücksichtigt. Verformungsberechnungen sind nicht Bestandteil dieses Berichts.

### **5.6.6 Bemessungssituation III**

Die erforderliche Sicherheit für die außergewöhnliche Bemessungssituation III beträgt nach DIN 19700 – 11  $\eta = 1,20$ . Nachgewiesen werden die in Abschnitt 5.6 beschriebenen Berechnungsfälle 6, 7 und 9 – 16.

#### Ergebnis

Bei der Bemessungssituation mit sehr hoch liegender Sickerlinie, d. h. sehr hohem hydraulischen Gradienten ist häufig eine hinreichende globale rechnerische Sicherheit vorhanden. Ausnahmen bilden wiederum die Berechnungsansätze mit Ansatz von ungünstigen bodenmechanischen Kennwerten.

Bei den Böschungsbruchberechnungen wurde davon ausgegangen, dass die Sickerlinie jeweils am luftseitigen Stauhaltungsdammfuß nicht austritt. Das setzt dort eine voll wirksame Entwässerung voraus. Bei Verwendung verschiedener Randbedingungen für das Potential am luftseitigen Stauhaltungsdammfuß ist bei der Bemessungssituation III mit sehr großer Wahrscheinlichkeit von einem Austreten der Sickerlinie auf der luftseitigen Böschung auszugehen (Anlage 5).

Nr.	Kurzbez. LF – TWB	B S	Bezeichnung	Sicherheit Beckensand (dicht)		Sicherheit Schluff	
				L	W	L	W
1	1.1 – A	I	Höchstes Stauziel $Z_{H1}$	2,10	2,71	2,45	2,71
2	2.1 – A	II	Höchstes Stauziel $Z_{H2}$	2,07	2,81	2,41	2,81
3	2.2 – A		Schnelle Absenkung	2,10	2,26	2,45	2,26
4	3.1 – A	III	Kronenstau $Z_K$	1,97	3,05	2,32	3,10
5	1.1 – B 2.1	II	$Z_{H1}$ , Graben voll	1,54	2,18	2,03	2,18
6	1.1 – B 2.2		$Z_{H1}$ , Filter zugesetzt $k_f=10^{-4}$ m/s	1,59	2,75	2,07	2,75
7	1.1 – B 1		$Z_{H1}$ , ungünstige Kennwerte	1,00	1,31	0,94	1,31
8	1.2 – B		ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung	1,86	1,55	1,71	1,55
9	2.1 – B 1.1	III	$Z_{H2}$ , Graben voll	1,52	2,26	2,00	2,26
10	2.1 – B 1.2		$Z_{H2}$ , Filter zugesetzt $k_f=10^{-6}$ m/s	1,49	2,56	1,98	2,56
11	2.1 – B 1.3		$Z_{H2}$ , Luftseite 0,5 m überstaut	1,27	2,24	1,80	2,24
12	2.1 – B 2		$Z_{H2}$ , ungünstige Kennwerte	0,99	1,28	0,93	1,28
13	2.2 – B 1		Absenkung, ungünstige Kennwerte	1,00	1,11	0,94	1,11
14	2.3 – B 1		Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände	0,99	1,28	0,93	1,28
15	1.1 – C 2.1	III	$Z_{H1}$ , homogener Stauhaltungsdamm, lockere Lagerung	0,87	1,23	1,56	1,23
16	1.1 – C 2.2		$Z_{H1}$ , Filter zugesetzt $k_f=10^{-6}$ m/s	0,83	1,63	1,58	1,63

L = Böschung Luftseite  
 W = Böschung Wasserseite

**Tabelle 5.6.6-1:** Ergebnisse Böschungssicherheit QP 0 + 311 (0 + 550) rechts

Nr.	Kurzbez. LF – TWB	B S	Bezeichnung	Sicherheit Beckensand (dicht)		Sicherheit Schluff	
				L	W	L	W
1	1.1 – A	I	Höchstes Stauziel Z <sub>H1</sub>	2,06	2,67	2,33	2,67
2	2.1 – A	II	Höchstes Stauziel Z <sub>H2</sub>	2,04	2,72	2,31	2,72
3	2.2 – A		Schnelle Absenkung	2,06	2,20	2,33	2,20
4	3.1 – A	III	Kronenstau Z <sub>K</sub>	1,91	2,98	2,19	3,01
5	1.1 – B 2.1	II	Z <sub>H1</sub> , Graben voll	1,25	2,18	1,70	2,18
6	1.1 – B 2.2		Z <sub>H1</sub> , Filter zugesetzt $k_f = 10^{-4}$ m/s	1,28	2,63	1,75	2,63
7	1.1 – B 1		Z <sub>H1</sub> , ungünstige Kennwerte	0,55	1,32	0,71	1,32
8	1.2 – B		ungünstige Kennwerte, leere Stauhaltung	1,80	1,64	1,66	1,64
9	2.1 – B 1.1	III	Z <sub>H2</sub> , Graben voll	1,25	2,22	1,70	2,22
10	2.1 – B 1.2		Z <sub>H2</sub> , Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$ m/s	1,18	2,39	1,66	2,39
11	2.1 – B 1.3		Z <sub>H2</sub> , Luftseite 0,5 m überstaut	0,79	2,16	1,46	2,21
12	2.1 – B 2		Z <sub>H2</sub> , ungünstige Kennwerte	0,70	1,32	0,68	1,32
13	2.2 – B 1		Absenkung, ungünstige Kennwerte	0,71	1,07	0,69	1,07
14	2.3 – B 1		Außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände	0,75	1,32	0,00	1,32
15	1.1 – C 2.1	III	Z <sub>H1</sub> , homogener Stauhaltungs- damm, lockere Lagerung	1,34	1,23	1,70	1,23
16	1.1 – C 2.2		Z <sub>H1</sub> , Filter zugesetzt $k_f = 10^{-6}$ m/s	0,00	1,61	1,24	1,53

L = Böschung Luftseite

W = Böschung Wasserseite

**Tabelle 5.6.6-2:** Ergebnisse Böschungssicherheit QP 0 + 745 (0 + 931) links

In Tabelle 5.6.6-1 und 5.6.6-2 sind die Ergebnisse für die verschiedenen Kombinationen aus Tragwerksbedingungen und Bemessungssituationen eingetragen. In **Grün** sind die Kombinationen mit hinreichender Sicherheit, in **Rot** die Kombinationen mit nicht hinreichender Sicherheit dargestellt.

Demnach ergeben sich **wasserseitig** in der Regel hinreichende bzw. sehr hohe Sicherheiten gegen Böschungsbruch. Lediglich beim Lastfall 13 (2.2 – B 1), einer angenommenen schnellen Absenkung werden die erforderlichen Sicherheitsbeiwerte leicht unterschritten. Die angenommene Absenkung tritt jedoch beim normalen Betrieb nie auf. Lediglich eine vollständige planmäßige Entleerung der Anlage sollte möglichst bei angepassten Absenkraten vorgenommen werden.

**Luftseitig** ergibt sich für die Bemessungssituation I eine hinreichende bzw. hohe Sicherheit gegen Böschungsbruch. Bei der Bemessungssituation II ist diese hinreichende Sicherheit auch vorhanden, bis auf einzelne Lastfallkombinationen, direkt am luftseitigen Stauhaltungsdammfuß. Das trifft ebenfalls auf die Bemessungssituation III zu. Durch den Ansatz ungünstiger bodenmechanischer Kennwerte (Scherparameter und/oder Durchlässigkeitsbeiwerte) ergeben sich hier teilweise erhebliche Unterschreitungen der erforderlichen Sicherheit.

Grundsätzlich scheint aber auch hier die globale Standsicherheit nicht gefährdet zu sein. Beim Versagen verbleibt jeweils ein Restkörper (die Stauhaltungsdammkrone bleibt erhalten). Es ist jedoch mit Einschränkungen der Gebrauchstauglichkeit (lokale Rutschungen, erhöhter Pflegeaufwand) im Graben zu rechnen. Diese Einschränkungen sind bereits an den vorhandenen Stauhaltungsdämmen zu beobachten.

Am luftseitigen Stauhaltungsdammfuß sind daher erhöhte Anforderungen an die Ausführung, aber auch an den Untergrund zu stellen. Hier liegen zwischenzeitlich neue Erkenntnisse von Baugrundaufschlüssen vor **[U 23]**.

Während die locker gelagerten Sande mit der Lastaufbringung in Verbindung mit den Verdichtungsenergien sehr wahrscheinlich als Sackungen schon mit der Baumaßnahme realisiert werden, ist bei den bindigen Böden mit einer Setzung durch länger anhaltende Konsolidierung zu rechnen. Hier ist eine Überhöhung zwingend erforderlich.

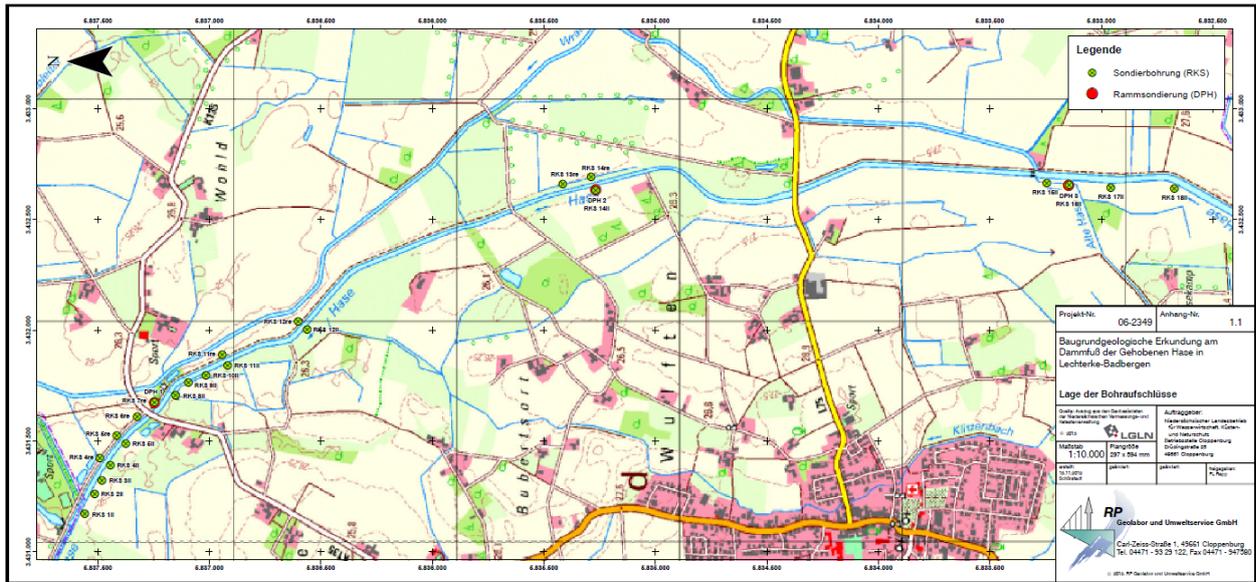
Die Berechnungsergebnisse in Tabelle 5.6.6-1 und 5.6.6-2 enthalten auch den Ansatz eines bindig/schluffigen Untergrunds.

Wir empfehlen hier im Rahmen der Entwurfs- und Genehmigungsplanung zunächst 10 cm projektbezogene Zuschläge zum Freibord vorzusehen. Mit der Ausführungsplanung können diese Zuschläge ggf. angepasst werden.

## **5.7. Bauablauf, Standsicherheit und Setzungen**

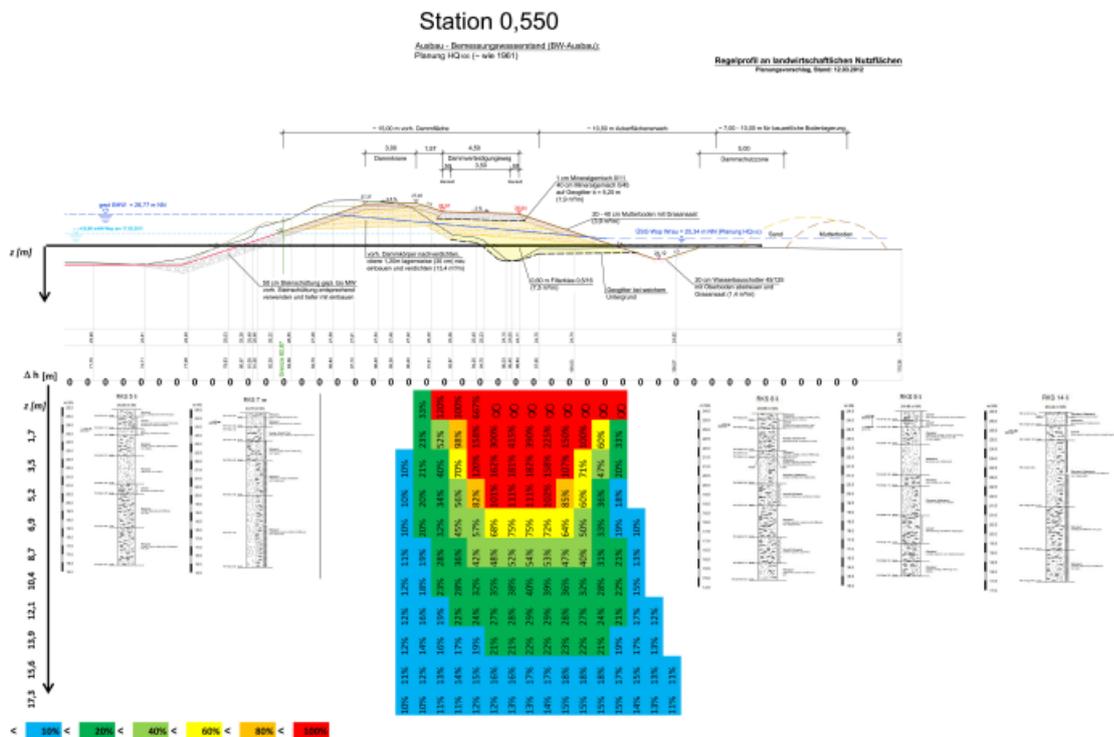
Die Standsicherheitsnachweise haben Defizite im Gründungsbereich der luftseitigen Erweiterung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche aufgezeigt. Beim Ansatz von schlechten bodenmechanischen Parametern ist dort mit Böschungsbrüchen zu rechnen. Der NLWKN hat daraufhin ergänzende geotechnische Untersuchungen veranlasst, die in dem Bericht „*Baugrundgeologische Erkundung am Stauhaltungsdammfuß der Gehobene Hase, RPGeolabor und Umweltservice GmbH, Januar 2013*“ **[U 23]** beschrieben sind.

Die Ansatzpunkte der ausgeführten Sondierungsbohrungen und Rammkernsondierungen (Abbildung 5.7-1) haben wir anhand der vorhandenen Geometrie der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkörper und anhand der Auswertung von bisher durchgeführten **[U 11]** und **[U 13]** Untersuchungen der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkörper ausgewählt.



**Abbildung 5.7-1:** Baugrundgeologische Erkundungen am Stauhaltungsdammfuß der Gehobenen Hase [U 23]

In Abbildung 4.1-4 und 4.1-5 sind Ergebnisse aus [U 23] qualitativ als „Baugrundgeologischer Längsschnitt Holozän / Weichsel Kaltzeit“ enthalten. Demnach sind diese Weichschichten (Holozän) zwischen Bau km 0+000 und 0+400 etwa einen Meter mächtig. Zwischen Bau km 0+400 bis Bau km 1+400 ist der Holozän dann erwartungsgemäß etwa 2,5 m stark. Direkt oberhalb der Schleuse II (Bau km 5+000) hatten wir weitere baupraktisch relevante Weichschichten erwartet. Hier liegen jedoch nur Mächtigkeiten von etwa 0,5 m vor (Abbildung 4.1-5).



**Abbildung 5.7-2:** Verhältnis der Zusatzspannungen zu den Primärspannungen, Lastausbreitung 60°, s. a. Anlage 3.3.1 bis 3.3.6

Mit der geplanten luftseitigen Erweiterung ergeben sich die in Abbildung 5.7-2 dargestellten Zusatzspannungen im Baugrund. Je nach Bauverfahren werden damit die nicht bindigen Sande zusätzlich verdichtet, was zu einer Verbesserung der bodenmechanischen Eigenschaften führt. In den bindigen Schichten des Holozäns ergeben sich jedoch Porenwasserüberdrücke, die je nach Schichtdicke und Durchlässigkeit erst langsam abgebaut werden. In Zusammenhang mit den Porenwasserüberdrücken verschlechtern sich dort die bodenmechanischen Eigenschaften bis zur abschließenden Konsolidierung. In Tabelle 5.7-1 sind die abgeschätzten charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte für die angetroffene Schichtenfolge aufgeführt [U 23].

Bezeichnung der Kennwerte	sandige Oberböden	Torf und Mudde	Auelehm
Benennung nach DIN 4022	fS, h, u-u',	H, fs-fs* u,	U, t', fs-fs', o-o'
Bodengruppe nach DIN 18196	OH	HN/OU/OH	UL/UM/OU
Bodenklasse nach DIN 18300	1	2-3	4
erdfeuchte Wichte $\gamma_k$	16-17 kN/m <sup>3</sup>	12-14 kN/m <sup>3</sup>	17 - 18 kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb $\gamma'_k$	6-7 kN/m <sup>3</sup>	2-4 kN/m <sup>3</sup>	7-8 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'_k$	25-30°	20-30°	17-30°
Kohäsion $c'_k$	0 kN/m <sup>2</sup>	10-20 kN/m <sup>2</sup>	10-25 kN/m <sup>2</sup>
statischer Steifemodul $E_{s,k}$	3-5 MN/m <sup>2</sup>	0,5–1,5 MN/m <sup>2</sup>	1-4 MN/m <sup>2</sup>
Frostempfindlichkeitsklasse nach ZTVE-StB 2009	F3	F3	F3
Verdichtbarkeitsklasse ZTVA-StB	V2/V3	V3	V3
Lagerungsdichte/ Konsistenz	locker	weich	weich, weich-steif
Bezeichnung der Kennwerte	Niederungsschluffe	organische Flusssande	Flusssande
Benennung nach DIN 4022	U+fS, o', t'	fS+ mS, u'-u, o-o'	fS+ mS, u'-u
Bodengruppe nach DIN 18196	SU*/UL	SE/OH	SE/SU
Bodenklasse nach DIN 18300	4	3	3
erdfeuchte Wichte $\gamma_k$	17 - 18 kN/m <sup>3</sup>	16-17 kN/m <sup>3</sup>	18-19 kN/m <sup>3</sup>
Wichte unter Auftrieb $\gamma'_k$	8-9 kN/m <sup>3</sup>	7-8 kN/m <sup>3</sup>	10 kN/m <sup>3</sup>
Reibungswinkel $\varphi'_k$	25-30°	30-32,5°	32,5-35°
Kohäsion $c'_k$	3-6 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>	0 kN/m <sup>2</sup>
statischer Steifemodul $E_{s,k}$	4-12 MN/m <sup>2</sup>	10- 20MN/m <sup>2</sup>	20-60 MN/m <sup>2</sup>
Frostempfindlichkeitsklasse nach ZTVE-StB 2009	F3	F2-F3	F1
Verdichtbarkeitsklasse ZTVA-StB	V2/V3	V1/V2	V1
Lagerungsdichte/ Konsistenz	weich bis steif	locker, mitteldicht	locker bis dicht

**Tabelle 5.7-1:** Abgeschätzte charakteristische bodenmechanische Kennwerte für die angetroffene Schichtenfolge [U 23]

### 5.7.1 Bauablauf

Die geplanten Maßnahmen müssen beim vorhandenen Mittelwasserstand der Gehobenen Hase ausgeführt werden. Große Bereiche der Stauhaltungsdämme und Flusssdeiche und das Vorland sind mit schwerem Gerät nicht befahrbar.



**Bild 5.7.1-1:** Trasse für den Autobahnbau der BAB A7 bei Füßen



**Bild 5.7.1-2:** Aufbau der Tragschicht mit Geogittern BAB A7 bei Füßen

Für die Gewährleistung der Tragfähigkeit müsste am Stauhaltungsdammfuß abschnittsweise umfangreicher Bodenaustausch vorgenommen werden. Das ist jedoch ohne die Gefährdung der Standsicherheit der eingestauten Stauhaltungsdämme nicht möglich. Alternativ zum Bodenaustausch hat sich der Einbau von Geogittern bewährt. Die Bilder 5.7.1-1 bis 5.7.1-3 stellen vergleichbare Verhältnisse beim Bau der BAB A7 bei Füßen dar.

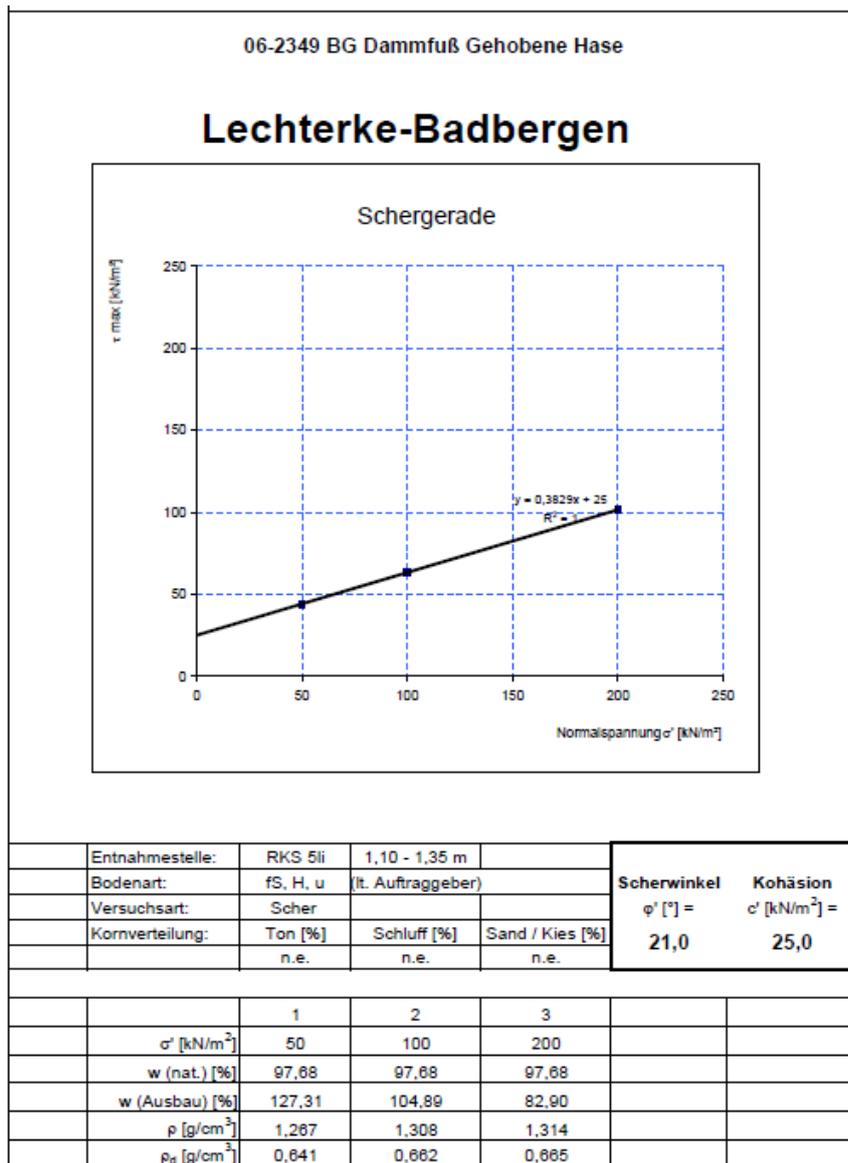
Im Bereich der Stauhaltungsdämme muss daher der luftseitige Dammfuß zur Gewährleistung der Baustellentransporte zunächst entsprechend gesichert werden. Nach dem Einbau des Filters kann der Stauhaltungsdamm dann einheitlich oberhalb der Mittelwasserlinie neu aufgebaut werden. Wegen der Hochwassersicherheit sollte dies jedoch abschnittsweise erfolgen.



**Bild 5.7.1-3:** Tragfähigkeit der Tragschicht mit Geogittern BAB A7 bei Füßen

## 5.7.2 Standsicherheit

Die Tragfähigkeitsberechnungen zeigen, dass beim Ansatz ungünstiger bodenmechanischer Kennwerte die Standsicherheit der Luftseite der Stauhaltungsdämme nicht immer gewährleistet ist. Nach Auswertung der zusätzlich durchgeführten geotechnischen Aufschlüsse **[U 23]** muss abschnittsweise von derartig schlechten bodenmechanischen Parametern ausgegangen werden. Die bodenmechanischen Laborversuche **[U 23]** zeigen demnach auch Werte auf, die für baupraktische Zwecke bzw. für Gründungen kaum geeignet sind.



**Abbildung 5.7.2-1:** Direkter Scherversuch, DIN 18137

Unter Berücksichtigung der angetroffenen Schichtenfolge und der bodenmechanischen Laborversuche in Verbindung mit der Tabelle 5.7-1 ergeben sich z. B. für die Profile 0+311 rechts und 0+745 links globale rechnerische Sicherheiten von  $\eta = 0,98$  (Abbildung 5.7.2-2) bzw.  $\eta = 0,84$  (Abbildung 5.7.2-3). Bei der Bemessungssituation 1 ist eine globale Sicherheit von  $\eta = 1,4$  erforderlich.

Die Widerstände im Baugrund müssen bei den vorliegenden Einwirkungen demnach verbessert werden. Ein Bodenaustausch (Abtrag des Holozäns und Einbau von nichtbindigen Böden) kommt nicht in Frage. Die Eigenschaften der bindigen Böden werden durch die Belastung in Verbindung mit der Konsolidierung mit der Zeit besser. Daher könnte theoretisch auch eine Vorbelastung der Weichschichten durchgeführt werden. Hierbei ist aber bereits beim Einbau einer Vorbelastung keine Tragfähigkeit für die Baugeräte vorhanden. Demnach verbleibt die Bewehrung des neuen Stützkörpers mit Geogittern. Der Stützkörper muss dann wegen der Konsolidierungssetzungen entsprechend überhöht eingebaut werden.

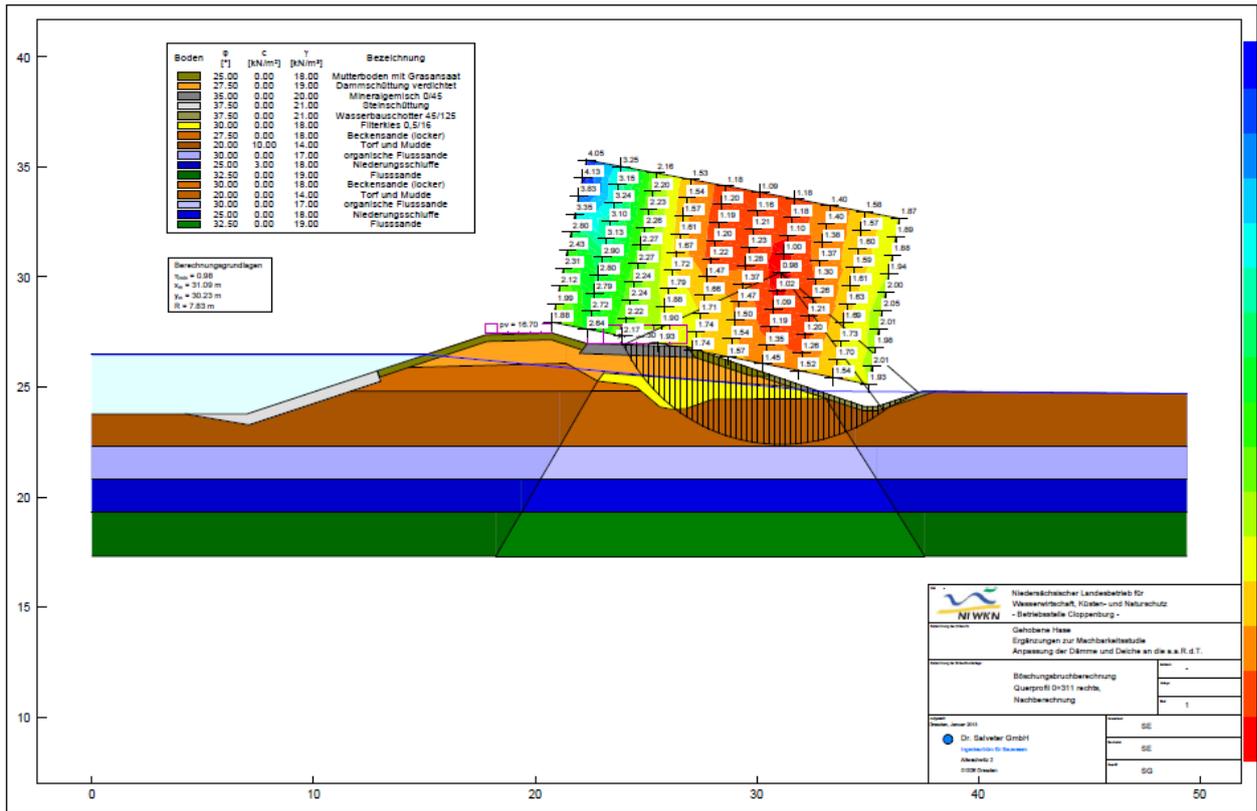


Abbildung 5.7.2-2: Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+311 rechts mit Kennwerten aus [U23]

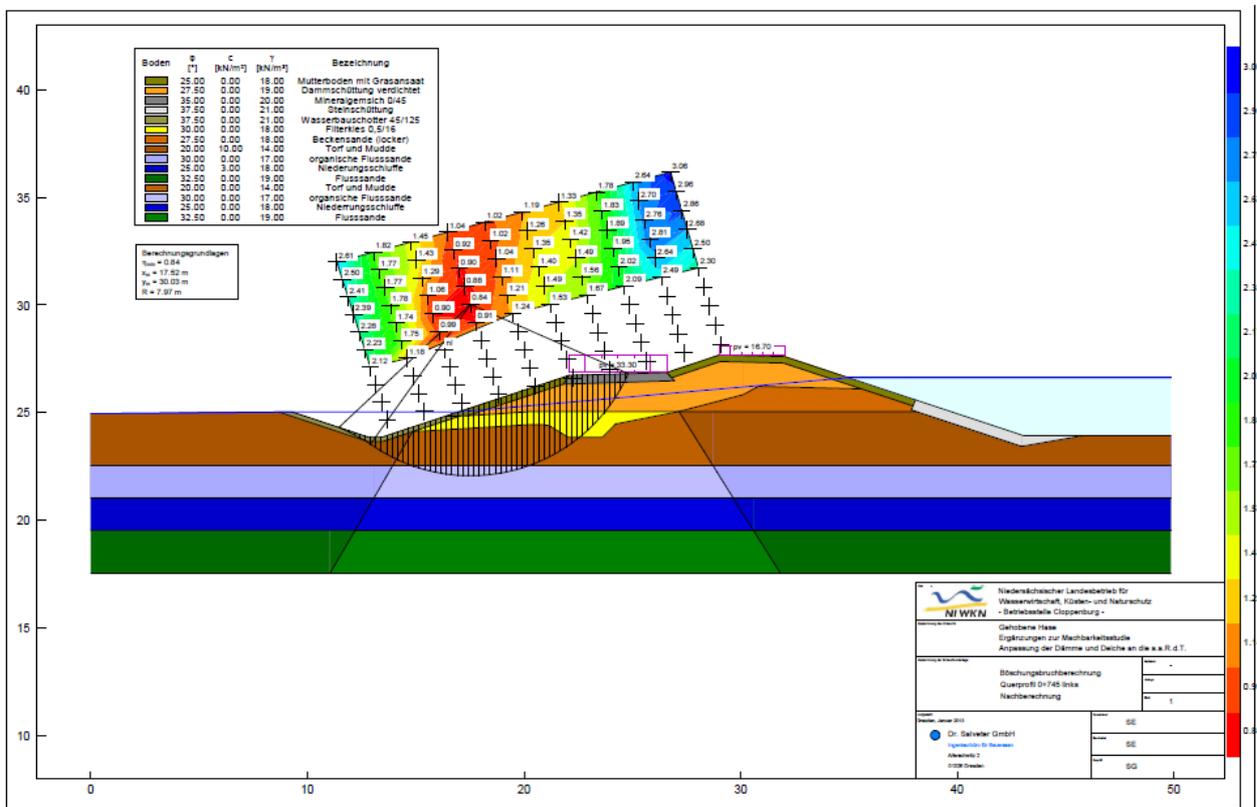


Abbildung 5.7.2-3: Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+745 links mit Kennwerten aus [U23]

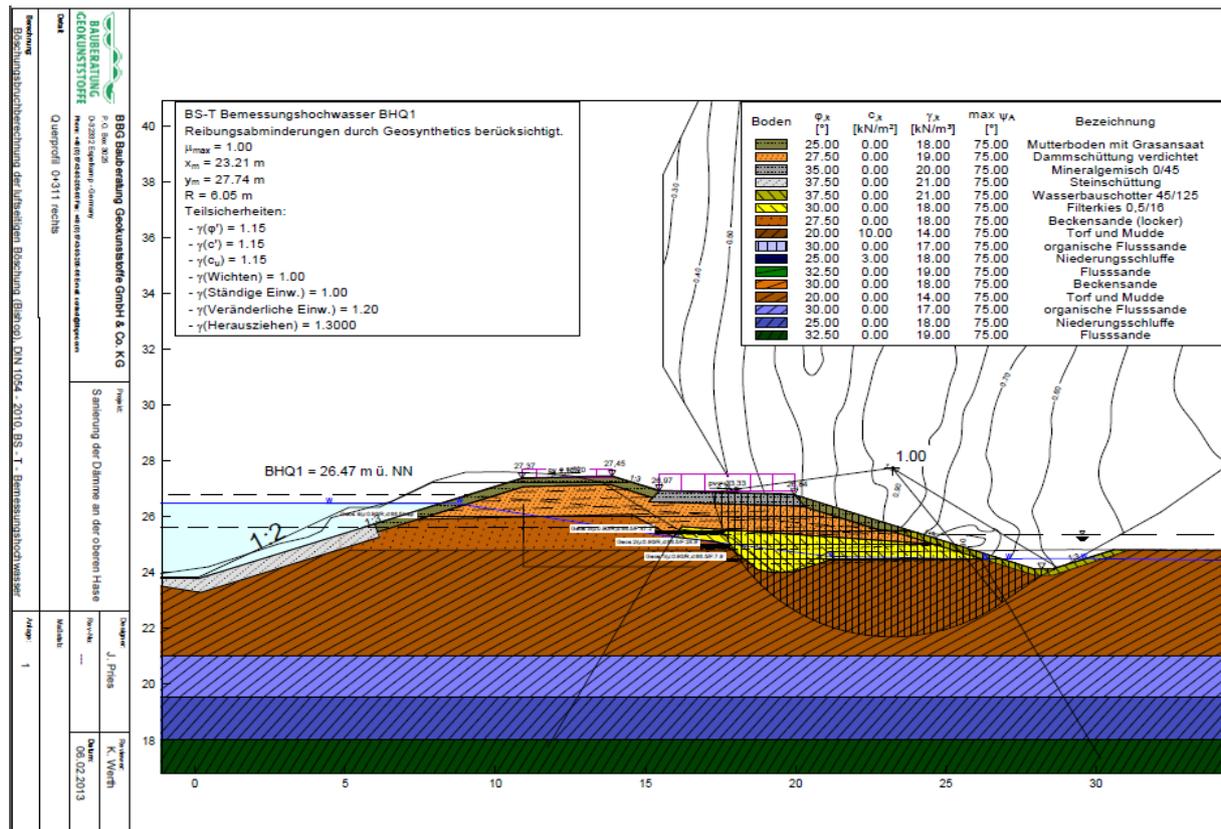


Abbildung 5.7.2-4: Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+311 rechts bei BHQ<sub>1</sub> mit Einbau von Geogittern

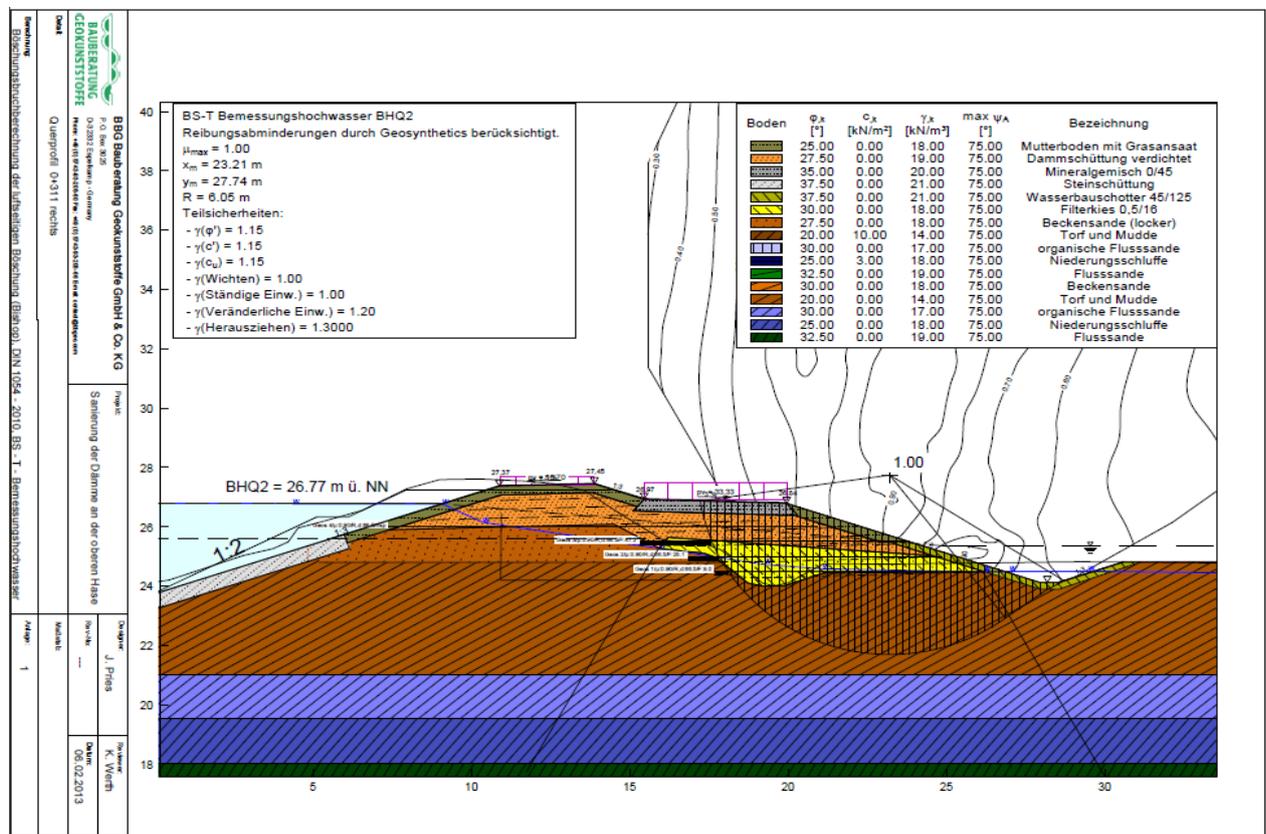
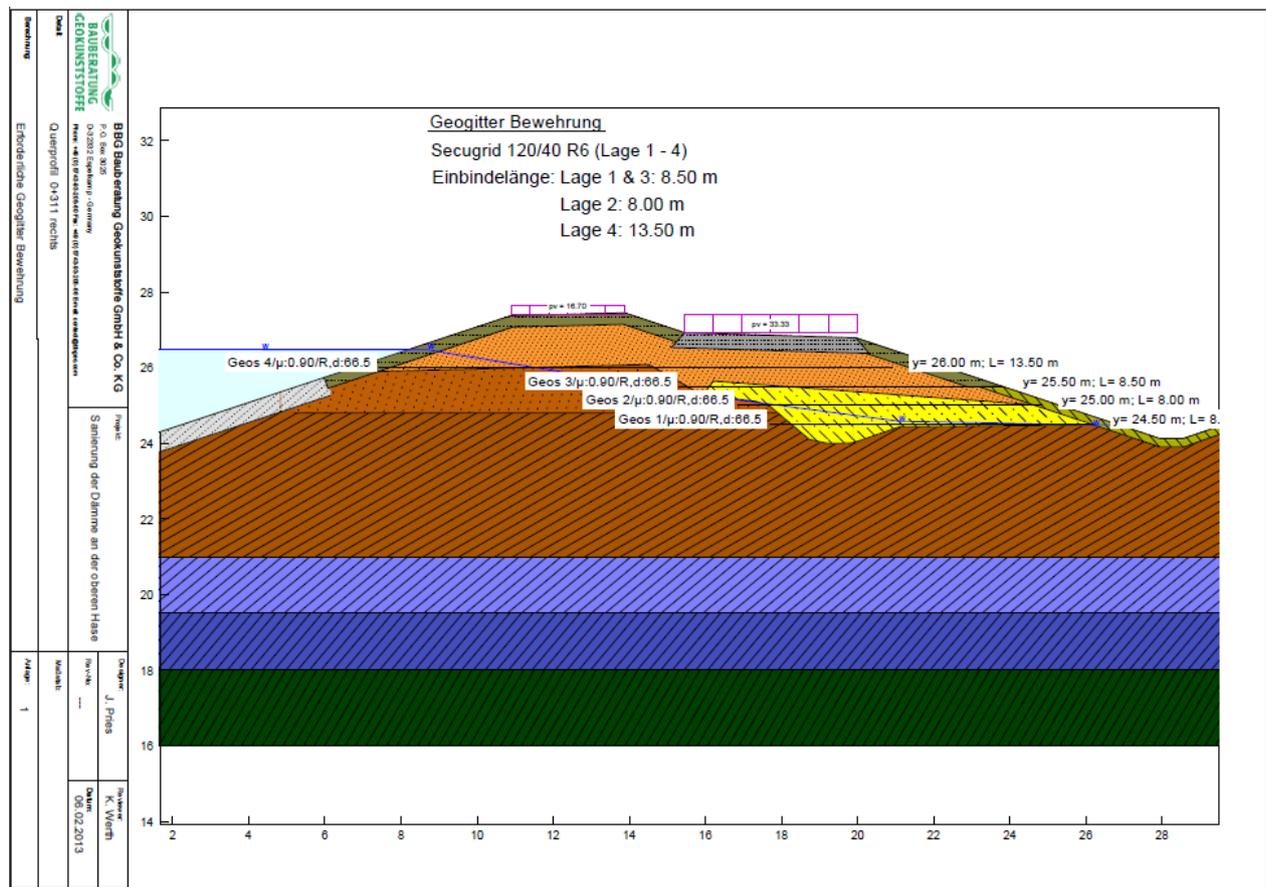


Abbildung 5.7.2-5: Böschungsbruchberechnung Querprofil 0+311 rechts bei BHQ<sub>2</sub> mit Einbau von Geogittern

In Abbildung 5.7.2-4 und 5.7.2-5 sind beispielhaft für das Querprofil 0+311 Ergebnisse von Böschungsbruchberechnungen mit dem Kräfteansatz von Geogittern dargestellt. Diese Berechnungen wurden entgegen der DIN 19700 nicht nach dem globalen Ansatz, sondern nach dem Teilsicherheitskonzept durchgeführt. Es konnte beim  $BHQ_1$  und beim  $BHQ_2$  jeweils ein Auslastungsgrad von 1 nachgewiesen werden. Beim Teilsicherheitskonzept werden die ermittelten charakteristischen bodenmechanischen Parameter 5.7-1 nochmal mit den Teilsicherheitsbeiwerten abgemindert. Berücksichtigt man die nach der Konsolidierung vorliegenden verbesserten Eigenschaften, ist die in Abbildung 5.2.7-6 dargestellte Konstruktion nachhaltig standsicher.



**Abbildung 5.7.2-6:** Erforderliche Geogitter Bewehrung Querprofil 0+311 rechts

Im unteren Abschnitt der Gehobenen Hase (Bau km 0+000 bis Bau km 1+400) wird demnach der Einbau vom max. 4 Lagen Geogitter bei den besonders kritischen Querprofilen erforderlich sein. Das entspricht etwa 40 m<sup>2</sup>/m. Je nach Höhe des Vorlandes kann die Anzahl auf 2 bis 3 Lagen bei den Stauhaltungsdämmen reduziert werden.

Bei den Flussdeichen ist sehr wahrscheinlich nur eine Lage Geogitter in der Gründungsfläche erforderlich (Stauhaltungsdämme/Flussdeiche, vgl. Abbildung 2.1-1). In Tabelle 5.7.2-1 sind die Eigenschaften des erforderlichen Geogitters aufgeführt.

Grundsätzlich sollte die untere Lage in Kombination mit einem Vlies eingebaut werden. Hier liegt häufig keine geometrische Filterstabilität zwischen dem Filter und dem Untergrund vor (z.B. sehr feinkörnige Böden in der Gründungsfläche). Örtlich sind in der Gründungsfläche aber auch Sande vorhanden, die vergleichbar mit den Sanden Stauhaltungsdamm/Flussdeichschüttung sind.

Dort kann im Rahmen der Ausführungsplanung bzw. im Rahmen der Ausführung auf ein entsprechendes Vlies verzichtet werden. Die geometrische Filterstabilität ist für diese Sande nachgewiesen. Bei den anderen (oberen) Lagen ist eine Trennung mit einem Vlies nicht erforderlich, weil auch dort die geometrische Filterstabilität erforderlich ist.

Eigenschaft	Prüfverfahren	Einheit	120/40 R6
Rohstoff	-	-	Polyester / PET, transparent
Masse pro Flächeneinheit	DIN EN ISO 9864	g/m <sup>2</sup>	580
Höchstzugkraft, md / cmd*	DIN EN ISO 10319	kN/m	≥ 120 / ≥ 40
Dehnung bei Nennfestigkeit, md / cmd*	DIN EN ISO 10319	%	≤ 8 / ≤ 8
Zugkraft bei 1% Dehnung, md*	DIN EN ISO 10319	kN/m	24
Zugkraft bei 2% Dehnung, md*	DIN EN ISO 10319	kN/m	42
Zugkraft bei 5% Dehnung, md*	DIN EN ISO 10319	kN/m	84
Gitteröffnung, md x cmd*	-	mm x mm	ca. 71 x 28
UV-Beständigkeit (Restfestigkeit)	EN 12224	%	96,3
Wetterbeständigkeit	FGSV	Klasse	hoch
Konstruktionsdehnung	-	%	0
Rollenabmessungen, Breite x Länge	-	m x m	4,75 x 100

\*md = machine direction (Produktionsausrichtung), cmd = cross machine direction (quer zur Produktionsausrichtung)

**Tabelle 5.7.2-1:** Geogitter Secugrid R (PES/PET)

### 5.7.3 Setzungen

Infolge einer Spannungsveränderung im Baugrund entstehen Verformungen, bei einer zusätzlichen Belastung Setzungen. Für die Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken sind Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen ausschlaggebend. Die Gesamtsetzung setzt sich zusammen aus:

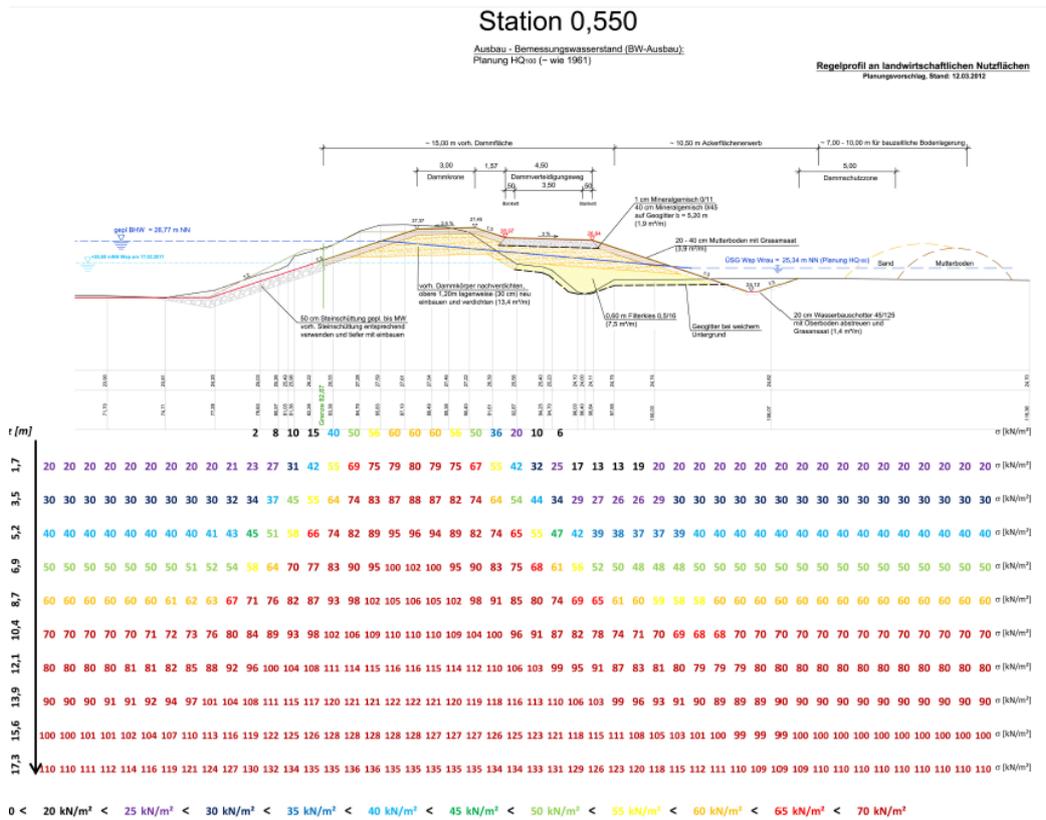
- Sofortsetzung (unverzögliche Setzung), bedingt durch Kompression und Scherverformungen
- Primärsetzung (zeitabhängige Setzung), bedingt durch Konsolidation
- Sekundärsetzung (Kriechsetzung)

Baupraktisch relevant ist zunächst die Primärsetzung, weil sie besonders bei bindigen Böden den Hauptbestandteil bildet. Die Sofortsetzung stellt häufig ein Abrechnungsproblem dar, weil sich die Gründungssohle bei Schüttungen während der Arbeiten setzt. Die Kriechsetzung kann besonders bei organischen Böden noch langanhaltende weitere Setzungen erzeugen.

Eine weitere baupraktisch relevante Größe stellt die Grenztiefe dar. Die Zusatzspannungen breiten sich nach der Theorie des elastischen Halbraums bis in unendliche Tiefen aus, werden jedoch zur Tiefe hin geringer.

Man geht davon aus, dass relativ zur eingepprägten effektiven Spannung aus Bodeneigengewicht  $\sigma'_u$  eine Mindestzusatzspannung vorhanden sein muss, bis Verformungsanteile entstehen (ähnlich Haftreibung). Für die Berechnung von Setzungen bedeutet dies, dass zusätzliche Spannungen aus Auflasten nicht mehr berücksichtigt werden brauchen, wenn sie ein bestimmtes Maß unterschreiten.

Gemäß DIN 4019 „Setzungsberechnung“ wird dieses Maß dort definiert, wo die Spannungen aus der Auflast kleiner werden als 20% des (effektiven) Überlagerungsdrucks aus Bodeneigengewicht.



**Abbildung 5.7.3-1:** Ausgangsspannungen bei einer Lastausbreitung von 60°

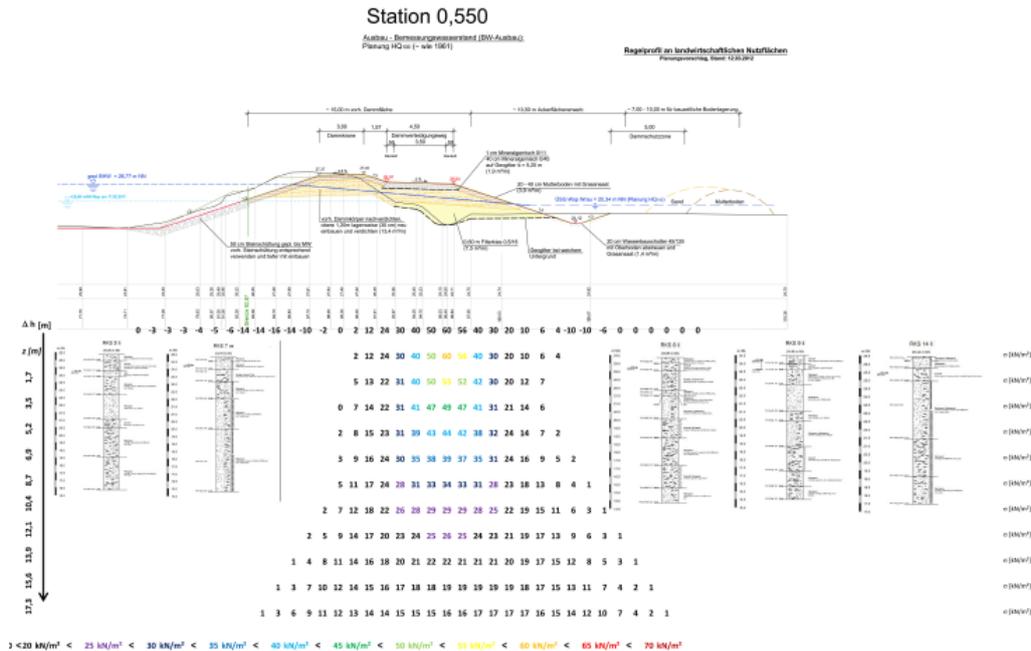


Abbildung 5.7.3-2: Zusatzspannungen bei einer Lastausbreitung von 60°

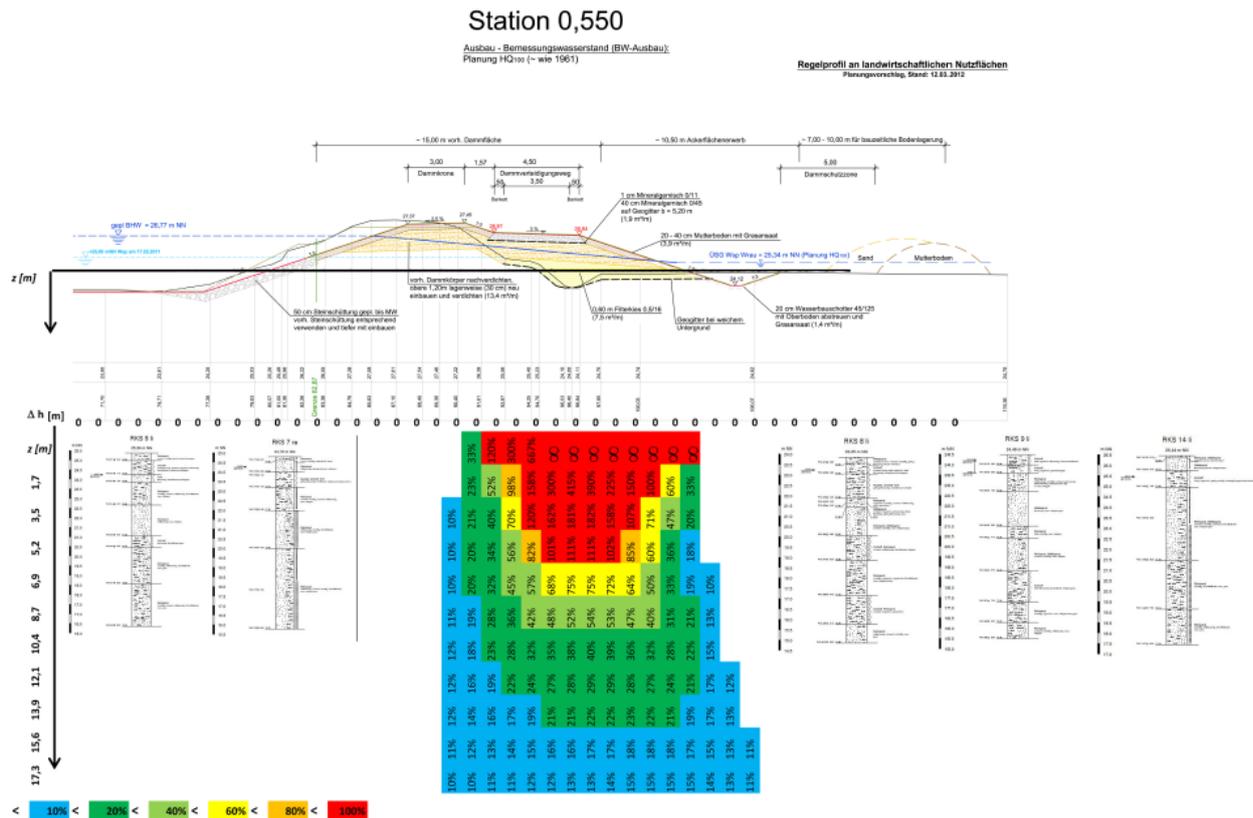


Abbildung 5.7.3-3: Spannungsverhältnis bei einer Lastausbreitung von 60°

Bei einer Lastausbreitung von 60° ist die Grenztiefe etwa bei 14 m erreicht. Setzt man eine Lastausbreitung von 45° voraus, dann ergibt sich die Grenztiefe etwa bei 7,5 m (Anlage 3.3.ff). Die tatsächliche Lastausbreitung wird zwischen 45° und 60° liegen, so dass die ausgeführten Baugrundaufschlüsse mit etwa 9 m eine gute Grundlage für die Setzungsabschätzung darstellen.

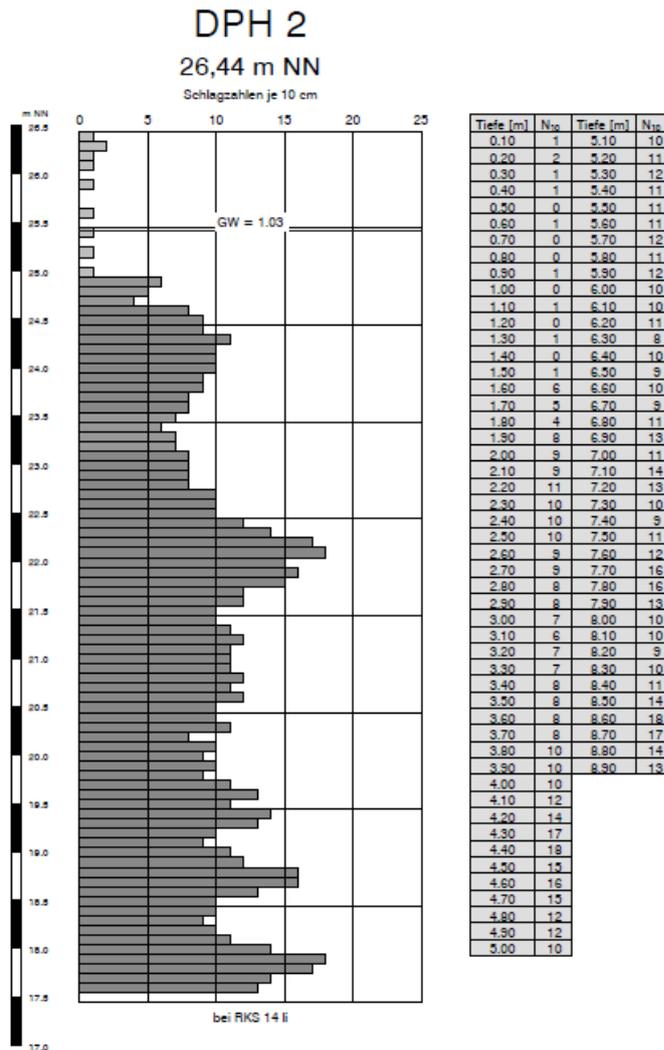
Hinzu kommt, dass der Baugrund ab einer Tiefe von etwa 2 m bis 3 m (vgl. Abbildung 5.7.3-4) über eine gute Verdichtung der nicht bindigen Böden verfügt. Die in größerer Tiefe vorhandenen bindigen Böden werden sehr wahrscheinlich über eine steife bis halb feste Konsistenz verfügen (Schichten der Weichsel Kaltzeit).

Damit beschränkt sich der wesentliche Setzungsanteil auf die Schichten des Holozän. Mit der indirekten Setzungsberechnung auf Grundlage der Spannungs-Zusammendrückungs-Beziehung des Oedometerversuchs lässt sich der mittlere Setzungsbetrag der bindigen Schichten des Holozäns recht gut abschätzen.

Die Zusatzspannungen aus der luftseitigen Verbreiterung des Stützkörpers betragen dort etwa 50 bis 60 kN/m<sup>2</sup>. Aus den Oedometerversuchen [U 23] ergeben sich für diesen Spannungsbereich Steifemodule von 1,5 bis 3,0 MN/m<sup>2</sup> bzw. 1.500 bis 3.000 kN/m<sup>2</sup>.

Der Setzungsbetrag ist  $s = \frac{\sigma}{E_S} z$ . Die Schichtdicken liegen bei 1,0 bis 2,5 m. Es ist daher mit Primärsetzungsbeträgen von 10 cm bei einem Steifemodul von 1,5 MN/m<sup>2</sup> und einer Schichtdicke von 2,5 m und 2 cm bei einem Steifemodul von 3,0 MN/m<sup>2</sup> und einer Schichtdicke von 1,0 m zu rechnen.

Unabhängig davon werden Setzungsanteile bereits während der Bauzeit eintreten. Daneben ist mit Kriechsetzungen bei den organischen Schichten zu rechnen.



**Abbildung 5.7.3-4:** Repräsentatives Ergebnis einer schweren Rammsondierung [U 23]

Wir empfehlen daher im Bereich der bis zu 2,5 m mächtigen oberflächennahen bindigen Schichten eine Überhöhung der Stauhaltungsdämme um 15 cm bis 20 cm. Diese Überhöhung kann bei den weniger mächtigen Holozänschichten auf 10 cm reduziert werden.

Bringt man auf bindige, wenig durchlässige Bodenschichten Lasten auf, so werden die zusätzlichen Spannungen zunächst ausschließlich durch das im Boden vorhandene Porenwasser abgetragen, wodurch sich im Boden ein Porenwasserüberdruck einstellt. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit fließt das Porenwasser unter der Zusatzbelastung nur langsam ab, was zu einem Abbau der Porenwasserüberdrücke führt. In gleichem Maße, wie sich die Porenwasserüberdrücke verringern, nehmen die Spannungen auf das Korngerüst zu. Mit dem Auspressen des Wassers aus dem Porenraum sind daher Setzungen verbunden, die entsprechend zeitverzögert ablaufen.

Bei Aufbringung einer Last  $p = \Delta\sigma_z$  werden sich die Spannungen wie folgt einstellen:

a. Zeitpunkt  $t = 0$ :  $\Delta u = \Delta\sigma_z$   $u = \gamma_w \cdot z + \Delta u$

$$\Delta\sigma_z' = 0$$

Sofort nach Aufbringung der Belastung entstehen keine zusätzlichen effektiven Spannungen.

b. Zeitpunkt  $t = \infty$ :  $\Delta u = 0$

$$\Delta\sigma_z' = \Delta\sigma_z$$

Die Porenwasserüberdrücke sind vollkommen abgebaut, die Lastabtragung erfolgt über effektive Spannungen.

c. Zeitpunkt  $0 < t < \infty$ :  $\Delta u = \Delta u(t)$

$$\Delta\sigma_z' = \Delta\sigma_z - \Delta u$$

Über die Höhe der zu konsolidierenden Schicht stellen sich unterschiedliche Porenwasserüberdrücke ein; die effektiven Spannungen steigen mit abnehmenden Porenwasserdrücken.

Entscheidend für die Dauer des Konsolidationsvorganges ist zum einen die Durchlässigkeit und Steifigkeit des bindigen Bodens, zum anderen haben auch die Drainagebedingungen wichtigen Einfluss. Kann das Porenwasser nach oben und unten in durchlässigere Schichten abfließen, so wird der Boden viermal schneller konsolidieren als bei einseitiger Konsolidation.

Die Weichschichten des Holozän können beidseitig entwässern, nach unten in die Sande der Weichsel Kaltzeit und nach oben in den Filteraufbau des Stauhaltungsdamms. Die Zeitsetzungslinien in **[U 23]** sind im Quadratwurzelmaßstab aufgetragen. Die Ergebnisse variieren sehr stark. Daher ist eine punktuelle Ermittlung nach der Tangentenmethode (Terzaghi) hier nicht zielführend. Die Abschätzung der Konsolidierungszeit erfolgt daher über das Modellgesetz:

$$\frac{t_{modell}}{t_{natur}} = \frac{d_{modell}^2}{d_{natur}^2}$$

Aus den Zeitsetzungslinien **[U 23]** geht hervor, dass nach 24 Stunden im Mittel etwa 5% Zusammendrückung erreicht worden ist. Die Proben haben eine Stärke von im Mittel 25 mm. Demnach ergibt sich für die Schichtmächtigkeit des Holozän von 1,0 m eine Konsolidierungszeit von

$$t_{natur} = \frac{t_{modell} d_{natur}^2}{d_{modell}^2} = 38.400 \text{ Stunden bzw. } 4,5 \text{ Jahre}$$

Bei einer Schichtmächtigkeit von 2,5 m ist von etwa 240.000 Stunden, bzw. gut 25 Jahren auszugehen.

Aufgrund der sehr heterogenen Baugrundverhältnisse und der getroffenen Annahmen sind dies jedoch nur sehr unscharfe Werte.

Es ist auf jeden Fall davon auszugehen, dass die Setzungen bzw. die Porenwasserüberdrücke noch längere Zeit nach Beendigung der Baumaßnahmen vorhanden sind.

## 5.8. Kosten

In [U12] wurden Kosten verschiedener Flussdeichsanierungen in Bayern ausgewertet (Abbildung 5.8-1). Aus der Kostenanalyse ergibt sich, dass reine **Erdbaulösungen** im Allgemeinen am kostengünstigsten sind (170- 350 €/lfm). Eine Maßnahme Fridolfing-Tittmoning verursacht im Vergleich zu den anderen reinen Erdbaulösungen sehr viel höhere Kosten (764 €/lfm). Dies liegt daran, dass hier kein Kies aus dem Flussdeichkörper oder dem Vorland verwendet werden konnte. Es musste Grubenkies eingekauft werden, der mit 15,00 €/m<sup>3</sup> höhere Erdbaukosten verursachte.

Bei **Oberflächenabdichtungen** ist die Kostensituation davon abhängig, wie viel zusätzlicher Erdbau durchgeführt wurde. Bei einer Maßnahme wurde die vorhandene Oberflächendichtung durch eine neue ersetzt, es fand aber keine zusätzliche Verbreiterung oder Aufhöhung des Flussdeichkörpers statt, so dass die Kosten relativ gering waren (407 €/lfm). Ist ein kompletter Neuaufbau des Flussdeiches inkl. Flussdeichbinnenberme und Flussdeichentwässerung notwendig, bei der eine Flussdeichrückverlegung stattgefunden hat, verdreifachen sich die Kosten (1.224 €/lfm). Dies ist aber auf die höheren Kosten des Erdbaus zurückzuführen.

Durch die hohe Variantenvielfalt bei den **Innendichtungen** (MIP-Wand, FMI-Wand, Spundwand) kommt es auf den ersten Blick zu großen Kostenunterschieden. Bei näherer Betrachtung stellt sich heraus, dass alle Innendichtungssysteme etwa einen Einzelpreis von 40- 50 €/m<sup>2</sup> haben. Erst die Aufhöhung der Spundwand mit einem Ortbetondeckel führt zu einer deutlichen Kostensteigerung.

Die vorläufigen Kosten für die Vorzugsvariante (Gehobene Hase) sind ca. 16,5 Mio. € brutto.

Eine vorläufige Kostenannahme für die Sanierung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase ist in Anhang 6 enthalten. Die Kosten sind dort, soweit möglich mit Mengen und ortsüblichen Preisen hinterlegt. Demnach sind ca. 1.270 € pro Meter Stauhaltungsdamm/Flussdeich zu veranschlagen. Enthalten sind bereits der Flächenerwerb und die Baunebenkosten.

Nr.	Name	Art	Technische Maßnahmen	Länge (m)	Gesamtkosten (€)
1	Aiblinger Au	Unterhalt	Neuaufbau mit Innendichtung (FMI-Wand)	1.264	558.231
2	Vagen	Ausbau	Neuaufbau, Kronenverbreiterung	640	193.419
3	Schweinfurt-Süd	Machbarkeitsstudie	Innendichtung oder Oberflächenabdichtung	2.800	1.358.000 - 2.089.000
4	Thalkirchen	Ausbau	Aufhöhung, Innendichtung (MIP-Wand), Gehölzschutz	1.600	1.197.747
5	Grassau	Ausbau	Neuaufbau, Spundwand mit Ortbetonkopf	1.037	231.842
6	Fridolfing-Tittmoning	Unterhalt	Deichbinnenberme mit Deichhinterweg	1.000	763.978
7a	Laufen	Unterhalt	Sicherung des Deichvorfußes mit Wasserbausteinen	400	163.918
7b	Fridolfing	Unterhalt	Sicherung des Deichvorfußes mit Wasserbausteinen	170	223.491
7c	Tittmoning	Unterhalt	Deichbinnenberme mit Deichhinterweg, Überlaufstrecke	500	85.235
8	Pähl-Wielenbach	Ausbau	landseitige Verbreiterung	4.200	1.469.964
9	Maria-posching	Ausbau	Aufhöhung, Innendichtung	950	1.588.194
10	Sulzbach	Unterhalt	landseitige Anschüttung, Aufhöhung, Deichentwässerung, Biberschutz	1.600	280.000
11	Stoegermühlbach	Ausbau	teilweise Rückverlegung, Oberflächendichtung mit Grabenwand, Biberschutz	1.400	1.013.417
12	Aicha-Mühlham	Unterhalt	Oberflächendichtung mit Dichtungssporn, Schotterschlitze, Biberschutz	950	386.690
13	Vohburg	Ausbau	landseitige Verbreiterung, Aufhöhung, Spundwand	5.178	2.941.708
14	Dünzing-Wackerstein	Ausbau	Aufhöhung, Spundwand mit Ortbetonkopf	600	806.330
16	Probierlweg	Ausbau	Deichrückverlegung, Oberflächenabdichtung, Fußfilter, wasserseitiger Steinsatz, Deichhinterweg	1.400	1.713.462
17	Mailing	Ausbau	teilw. Trassenverlegung, Oberflächendichtung, Binnenberme mit Deichhinterweg	3.575	3.231.434
18	Neuburg	Ausbau	Deichverbreiterung, Oberflächendichtung (Tondichtungsbahn)	625	492.767

Abbildung 5.8-1: Kostenvergleich verschiedener Maßnahmen in Bayern (2004)

Mit 1.270 €/Meter sind die vorläufigen Kosten für die Sanierung der Gehobenen Hase wesentlich höher, als die Kosten vieler in Abbildung 5.8-1 aufgeführter Projekte. Bei Berücksichtigung, dass die Sanierung der Stauhaltungsdämme und der Flussdeiche der Gehobenen Hase weitgehend einem Neubau gleichkommt, lassen sich die Kosten am besten mit Maßnahme 16 vergleichen.

Die Maßnahme Probierweg kostete 2004 1.713.462 € bei 1400 Meter Länge. Das entspricht 1.225 €/Meter. Demnach liegen die vorläufigen Kosten für die Sanierung der Gehobenen Hase im Rahmen (Preissteigerungen seit 2004 eingerechnet).

Ein besonderes Merkmal stellt neben den eigentlichen Erdbauten die Bewehrung mit Geogitter dar. In besonders beanspruchten Bereichen der Stauhaltungsdämme müssen bis zu 4 Lagen eingebaut werden. Das entspricht etwa 40 m<sup>2</sup>/m. Ein wesentlicher Anteil an den Absperrbauwerken der Gehobenen Hase sind jedoch Flussdeiche (10,40 km von 13,90 km, vgl. Abbildung 2.1-1), bei denen nur eine Lage eingebaut werden muss (Baustraßenbreite, etwa 5 m<sup>2</sup>/m). Bei den Stauhaltungsdämmen (3,50 km von 13,90 km) kann bei weniger beanspruchten Bereichen auf 2 Lagen reduziert werden (20 m<sup>2</sup>/m). Wir rechnen daher mit etwa 52.000 m<sup>2</sup> bei den Flussdeichen und mit etwa 105.000 m<sup>2</sup> bei den Stauhaltungsdämmen, d. h. insgesamt mit rund 160.000 m<sup>2</sup> Geogitter. Das eingebaute Geogitter wird etwa 6 € netto / m<sup>2</sup> kosten. Damit ergeben sich für die Gesamtmaßnahme Gehobene Hase Kosten für die Stauhaltungsdamm- und Flussdeichbewehrung von etwa 160.000 m<sup>2</sup> x 6,00 € = 960.000 € netto bzw. etwa 1.150.000 € brutto.

Hier ist jedoch noch Einsparpotential vorhanden. Insbesondere die Aufstandsflächen der Flussdeiche sollten hinsichtlich erforderlicher Geogitterbewehrung im Rahmen der Ausführungsplanung noch näher untersucht werden.

## 6. ZUSAMMENFASSUNG UND EMPFEHLUNGEN

Die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase entsprechen nicht den a. a. R. d. T. (DIN 19700 und DIN 19712). Nach heutigem Kenntnisstand werden sie größeren Hochwasserereignissen nicht standhalten, auch weil 1961 geplante Baumaßnahmen (z. B. Böschungsabflachung auf 1:5) nicht ausgeführt worden sind. Der NLWKN hat deshalb umfangreiche Untersuchungen der Stauanlage veranlasst.

In 2011 wurden die Konturen der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche im Abstand von 100 m neu vermessen, der Baugrundaufbau wurde 2010 und 2011 an insgesamt 35 Profilen erkundet. Demnach sind die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche häufig verformt, der innere Aufbau der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche entspricht nicht den Anforderungen für Stauhaltungsdämme und Flussdeiche nach DIN 19700-13 bzw. DIN 19712. In 2012 wurden noch weitere geotechnische Untersuchungen im Bereich der luftseitigen Dammaufstandsfläche der inzwischen geplanten Stauhaltungsdamm- und Flussdeichverbreiterung durchgeführt.

In 2010 wurden auch erste Wasserspiegellagenberechnungen durchgeführt. Diese Berechnungen basierten auf alten Vermessungsergebnissen. Aus den neuen Vermessungsergebnissen geht hervor, dass die Sohle sich seit 1961 verändert hat. Entgegen des ursprünglich angenommenen einheitlichen Gefälles nimmt das Gefälle von der Schleuse II zum Schützenhofwehr hin zu. Diese Veränderungen wurden bei erneuten Berechnungen in 2012 berücksichtigt.

Wir haben den Abschnitt zwischen Schleuse II und Schützenhofwehr hydraulisch überprüft. Demnach sollten die wasserseitigen Böschungen auf 1:3 abgeflacht werden. In dem vorliegenden Bericht werden verschiedene Varianten für die Sanierung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche untersucht. Letztlich lässt sich jedoch (auch aus wirtschaftlichen Gründen) eine Verbreiterung der Stauhaltungsdamm- und Flussdeichaufstandsflächen nicht vermeiden. Neuere Bauverfahren (Rütteldruckverdichtung, Schmalwand u. a.) stehen in keinem vertretbaren Kosten/Nutzenverhältnis.

Im Bereich der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche ist daneben eine luftseitige Baustraße erforderlich, die später als Verteidigungsweg genutzt werden kann. Die Stauhaltungsdämme und Flussdeiche sollten auf ganzer Länge einen Randgraben zur Ableitung des Sickerwassers erhalten.

Die luftseitige Stauhaltungsdamm/Flussdeichverbreiterung ist auf 2012 erkundetem Baugrund vorgesehen **[U 23]**. Demnach ist eine Bewehrung des Stauhaltungsdamm- und Flussdeichkörpers zwingend erforderlich, sofern kein Bodenaustausch durchgeführt wird.

Entscheidend für die Dauerhaftigkeit der Maßnahme ist die geometrische Bemessung der luftseitigen Filter. Es ist zu gewährleisten, dass diese Filter dauerhaft durchlässiger sind, als die Böden im Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper. Sonst würde das Wasser sich im Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper aufstauen. Wir empfehlen daher eine Überdimensionierung dieser Filter.

Zu Vermeidung innerer Erosionen der Böden haben wir eine Vorbemessung der Filterkörnung nach Terzaghi mit 0,6/12 Körnung durchgeführt. Unabhängig von diesem geometrischen Filterkriterium liegen die hydraulischen Gradienten mit bis zu 10 % an der oberen Grenze der für Sande zulässigen Werte. Insbesondere die Inhomogenität der Stauhaltungsdamm/Flussdeichkörper

lässt eine sichere Aussage hinsichtlich der Suffosionsstabilität und der Gefahr von Fugenerosion bei querenden Bauwerken nicht abschließend zu.

Die Überlaufstrecken am rechten Flussdeich sind in diesem vorgestellten Konzept zwingend erforderlich. Sie stellen sicher, dass auch bei Beachtung der n- 1 Regel Bemessungswasserstände nicht überschritten werden bzw. der Staupiegel der Stauanlage nicht unzulässig hoch angehoben wird.

Die Sanierung der Stauhaltungsdämme und Flussdeiche der Gehobenen Hase wird voraussichtlich **16,5 Mio. € brutto** kosten. Dabei sind der Flächenerwerb mit 5 €/m<sup>2</sup> und die Baunebenkosten mit 20% bereits eingerechnet. Diese Abschätzung hat jedoch noch den Charakter einer vorläufigen Kostenannahme.

Wir empfehlen daher eine intensive baubegleitende Qualitätssicherung, bei der die Ausführungsplanung im Sinne der DIN 19700 bei Vorliegen von anderen, als in der Planungsphase angenommenen Randbedingungen fortgeschrieben werden kann.

25.03.2013

Dr.-Ing. Gerrit Salveter

(Geschäftsführer Dr. Salveter GmbH)

**Verteiler:**

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