



**Gutachten über die Baugrundverhältnisse**  
**im Bereich der Rheinwassertransportleitung**  
**bei Dormagen**

**Teilprojekt Pumpwerk**

**Auftraggeber:**

RWE Power AG - Abt. Gebirgsmechanik  
Zum Gut Bohlendorf  
50126 Bergheim

Bearbeitungs-Nr.: 20.104-Rev 1

Aachen, November 2023



---

## Gutachten über die Baugrundverhältnisse im Bereich der Rheinwassertransportleitung bei Dormagen – Teilprojekt Pumpwerk

---

**Auftraggeber:** RWE Power AG - Abt. Gebirgsmechanik  
Zum Gut Bohlendorf  
50126 Bergheim

**Auftragnehmer:** Geotechnisches Büro Prof. Dr.-Ing. H. Düllmann GmbH  
Neuenhofstraße 112  
52078 Aachen

**Projektbearbeiter:** Dipl.-Geol. R. Hagen

**Bearbeitungsnummer:** 20.104-PW-Rev3

**Berichtsdatum:** 07.02.2024

**Berichtsumfang:** 59 Seiten (einschließlich Deckblatt und Inhaltsverzeichnis)

**Anlagen:** 6 Anlagen (s. Anlagenverzeichnis)

---



## Änderungsverzeichnis

Lfd. Nr	Version	Gegenstand	Stand/ Datum	Verfasser
1	1.0	Baugrundgutachten Pumpwerk	06.11.2023	GBD_Ha/Ne
2	Rev1	Zuordnung Bemessungssituation BS-T/A, S. 32	27.11.2023	GBD_Ha/Ne
3	Rev2	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Änderungsverzeichnis ergänzt</li> <li>• Angaben des WSA ergänzt (U32) , s.a. S. 27, Wasserstandsangaben in Abb. 15 und Abb. 17 ergänzt</li> <li>• Markierung in Tab. 3 auf C-T korrigiert</li> <li>• Legende in Abb. 3 ergänzt</li> <li>• „max. Bohrtiefen“ ergänzt in Tab. 6 und Tab. 7</li> <li>• in Kap 7.3 Verweis auf aktuelle DIN und Anzahl der Zugversuche für Mikropfähle und Verpressanker angepasst</li> <li>• in Kap 7.3 empfohlene Mindesteinbindetiefe von 2 m in tertiäre Sande ergänzt</li> <li>• Kap 7.6 ergänzt</li> </ul>	18.01.2024	GBD_Ha/Ne
4	Rev 3	<p>Aufteilung Kap. 7.3 in</p> <p>7.3.1 Angaben zur Mantelreibung und</p> <p>Neues Kapitel 7.3.2 Anordnung und Prüfung der Zugglieder mit</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ergänzung der Verpresskörper- bzw Ankerabstände</li> <li>• Ergänzung Prüfvorschrift Mikropfähle</li> </ul> <p>Ergänzung Bauwerksüberwachung bei Passage der Verpressstrecken durch den Rohrvortrieb</p>		
5				
6				



## I. Inhaltsverzeichnis

1	Vorgang, Aufgabenstellung .....	4
1.1	Allgemeines .....	4
1.2	Aufgabenstellung .....	5
1.3	Vorauskünfte.....	5
2	Unterlagen .....	5
2.1	Unterlagen des Auftraggebers .....	5
2.2	Karten .....	6
2.3	Normen .....	6
2.4	Weitergehende Literatur .....	7
2.5	Archivunterlagen, Informationssysteme.....	7
3	Bauvorhaben .....	8
3.1	Bauwerke und Bauwerksabmessungen .....	8
3.2	Lasten und Konstruktion .....	9
4	Durchgeführte Untersuchungen.....	10
4.1	Außenarbeiten .....	10
4.2	Geotechnische Laborversuche .....	10
4.3	Chemische Laborversuche .....	11
5	Ergebnisse .....	11
5.1	Lage und Morphologie .....	11
5.2	Geologische und hydrogeologische Verhältnisse .....	12
5.2.1	Geologischer Rahmen, Tektonik .....	12
5.2.2	Erdbeben .....	13
5.2.3	Bemessung nach den Vorgaben der DIN EN 1998-1/NA (11/2023) .....	14
5.3	Angetroffene Schichtenfolge.....	17
5.3.1	Beschreibung der Bodenschichten .....	17
5.3.1	Schichtgrenzen und -mächtigkeiten.....	22
5.4	Hydrogeologische Situation .....	23
5.4.1	Grundwasseroberfläche.....	23
5.4.1.1	Auswertung von Grundwasserstandsmessungen .....	23



---

5.4.1.2	Grundwasserstandsmessungen zum Zeitpunkt von Rheinhochwasser .....	27
5.4.2	Durchlässigkeit.....	31
5.4.3	Bemessungswasserspiegel .....	32
5.4.4	Betonaggressivität / Stahlaggressivität .....	34
5.4.5	Wasserwirtschaft .....	34
5.5	Bodenfestigkeit, Tragfähigkeit.....	34
5.6	Bodenklassifizierung, Wasser- und Frostempfindlichkeit.....	39
5.7	Bodenkennwerte .....	40
5.8	Bohr- und Rammbarkeit.....	40
6	Gründung der Bauwerke.....	41
6.1	Aushubsohle / Gründungsboden .....	41
6.2	Gründungsart, zulässige Bodenpressung.....	41
7	Hinweise für die Bauausführung .....	42
7.1	Baugrubenverbau .....	42
7.1.1	Allgemeines .....	42
7.1.2	Verbau Pumpwerkbaugrube .....	43
7.1.3	MID- und Kompensatorbaugruben .....	44
7.1.4	Berechnungsansätze für die Baugrubenumschließung .....	45
7.2	Wasserhaltung .....	46
7.3	Sicherung der Baugrubensohle und -wände .....	47
7.3.1	Angaben zur Mantelreibung und Einbindetiefe des Verbaus.....	47
7.3.2	Angaben zur Anordnung und Prüfung der Zugglieder .....	49
7.4	Abdichtung, Dränung .....	51
7.5	Erdarbeiten, Wiederverwendbarkeit des Bodenaushubs.....	51
7.6	Rohrverlegung in offener Bauweise.....	52
7.7	Verdichtungsanforderungen an die Planumsschichten für den Straßenbau .....	52
7.8	Bodenschutz .....	55
8	Allgemeine Hinweise .....	56



## **II - Verzeichnis der Anlagen:**

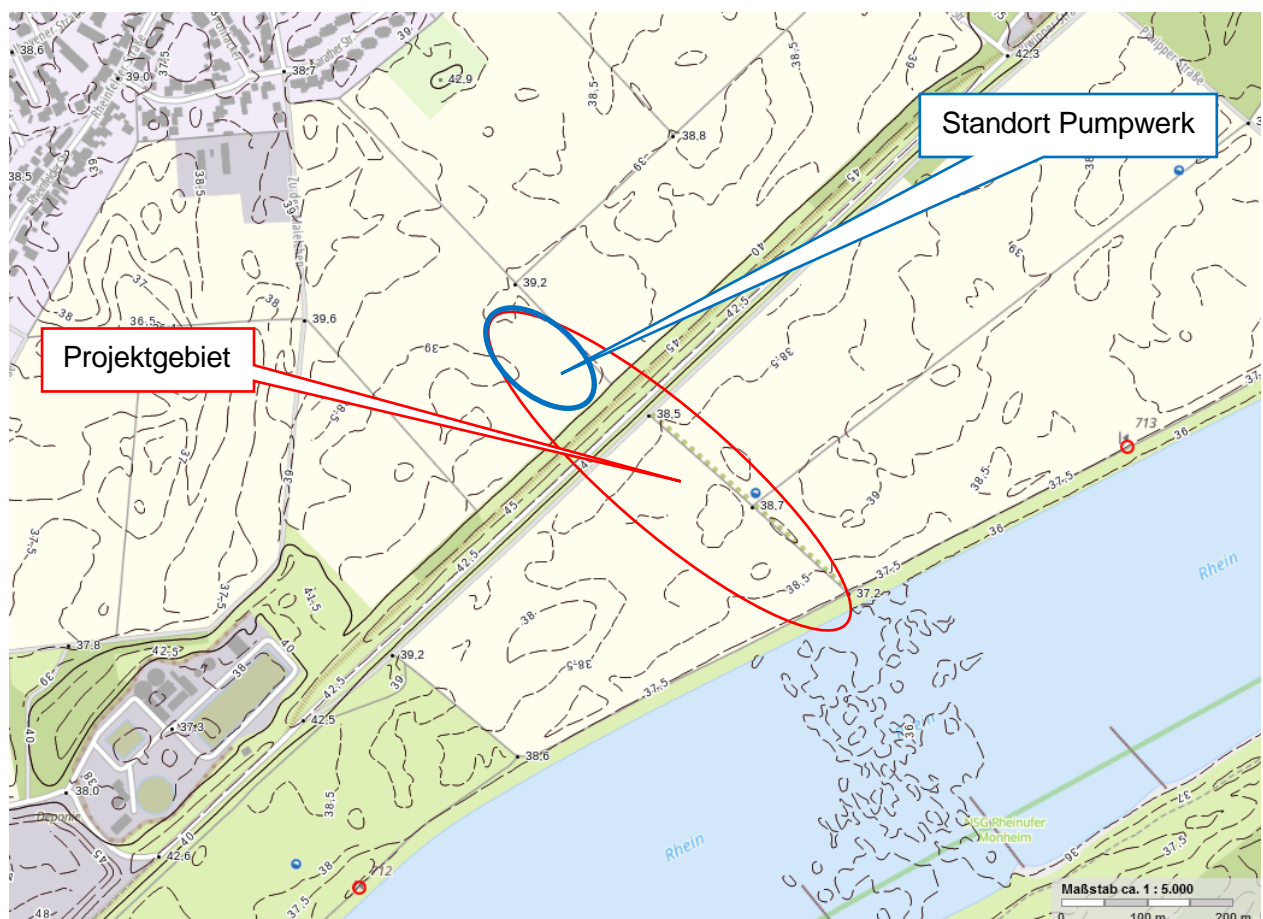
- Anl. 1            Lagepläne
  - Anl. 1.1        Übersichtslageplan des Gesamtprojektes, M. 1:1.000
  - Anl. 1.2        Detaillageplan Pumpwerk, M. 1:500
  
- Anl. 2            Schnitte durch den Baugrund
  - Anl. 2.1        Längsprofile entlang des Pumpwerks, M.1:200/200
  - Anl. 2.2        Querprofile durch das Pumpwerk, M.1:200/200
  
- Anl. 3            Dokumentation der Feldarbeiten
  - Anl. 3.1        Dokumentation der Maschinenbohrungen
    - Anl. 3.1.1      Schichtenverzeichnisse der Bohrungen
    - Anl. 3.1.2      Fotodokumentation der Bohrkerne
    - Anl. 3.1.3      Dokumentation der Bohrlochrammsondierungen
  - Anl. 3.2        Dokumentation der Kleinrammbohrungen
    - Anl. 3.2.1      Schichtenverzeichnisse der Kleinrammbohrungen
  
- Anl. 4            Dokumentation der Laborarbeiten
  - Anl. 4.1.1      Tabellarische Zusammenstellung der geotechnischen Laborversuche – Gesamtprojekt
  - Anl. 4.1.2      Tabellarische Zusammenstellung der geotechnischen Laborversuche – Teilprojekt Pumpwerk
  - Anl. 4.2        Dokumentation der Kornverteilungsanalysen
  - Anl. 4.3        Dokumentation der Wassergehaltsbestimmungen
  - Anl. 4.4        Dokumentation der Zustandsgrenzen (Grenzwassergehalte)
  - Anl. 4.5        Dokumentation der Glühverluste - nicht belegt
  - Anl. 4.6        Dokumentation der Kalkgehaltsbestimmung - nicht belegt
  - Anl. 4.7        Dokumentation der Abrasivitätsuntersuchungen (RWTH Aachen)
  
- Anl. 5            Tabelle Kennwerte der Homogenbereiche
  
- Anl. 6            Vergleichsberechnungen des Verbaus für unterschiedliche Schichtmächtigkeiten der Terrassensedimente mit dem Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch



## 1 Vorgang, Aufgabenstellung

### 1.1 Allgemeines

Die RWE-Power AG plant den Neubau der Rheinwassertransportleitung zur Befüllung der Tagebauseen Hambach und Garzweiler. Hierbei ist bei Dormagen der Bau eines Entnahmebauwerkes (bei Fluss-km ca. 712,6) und eines großvolumigen Pumpwerkes vorgesehen, die über drei ca. 380 m lange Rohrleitungen (DN 2200) miteinander verbunden werden. Die Rohrleitungen sollen in einem Schutzrohr (DA 3400) verlegt werden und unterqueren den Rheindeich etwa bei Rhein-km 712,6.



**Abb. 1:** Auszug aus der digitalen Topographischen Karte (aus U36)

Die Geotechnisches Büro GmbH wurde auf der Grundlage des bestehenden Rahmenvertrages beauftragt, die Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten Baugruben und der Leitungstrasse zu überprüfen und zu beurteilen.



Das vorliegende Gutachten beinhaltet die Darstellung und Auswertung der durchgeführten Baugrunduntersuchungen und Ableitung der Bodenkennwerte für das Teilprojekt „Pumpwerk“.

## **1.2 Aufgabenstellung**

Im Rahmen der Untersuchungen werden folgende Punkte bearbeitet:

- Angaben zu den durchgeführten Bohrungen, Kleinrammbohrungen und Rammsondierungen,
- Angaben zu den maßgeblichen Grundwasserständen,
- Ableitung der maßgebenden Bodenkennwerte,
- Angaben zur Gründung der Bauwerke,
- Angaben zur Herstellung der Baugruben.

## **1.3 Vorkünfte**

Im Rahmen einer Vorkunft wurden die Ergebnisse der Außen- und Laborarbeiten mit Schreiben vom 27.10.2023 dem Auftraggeber zur Verfügung gestellt.

## **2 Unterlagen**

### **2.1 Unterlagen des Auftraggebers**

Vom Auftraggeber bzw. der Planungsgruppe wurden zur Verfügung gestellt:

- U1. Übersichtslageplan Bauzustand – Stand 29.09.2023 als DWG per E-Mail vom 12.10.2023,
- U2. EBW\_E\_B101\_BOP\_00001 - Stand 28.07.2023 per E-Mail vom 22.09.2023,
- U3. EBW\_E\_B101\_KPV\_00001 - Stand 28.07.2023 per E-Mail vom 22.09.2023,
- U4. OP\_Baugrube-PW - Plan - RWTL-DISI-30034\_E-00\_B103-KPV - Baugrube Pumpwerk Schnitte – Stand 29.08.2023,



- U5. OP\_Baugrube-PW - Plan - RWTL-DISI-30033\_E-00\_B103-KPV - Baugrube PW GR LS.dwg – Stand 29.08.2023,
- U6. Ermittlung der Bauwerkslasten des Pumpwerkes als PDF-Ausdruck (LP3 - Pumpwerk TBT\_Ausdrucksprotokoll) als Downloadfile am 11.10.2023,
- U7. BHQ2004 - Festgelegt durch Bezirksregierung Düsseldorf mit Verfügung vom 24.05.2004, Aktenzeichen 54.12.00, veröffentlicht im Amtsblatt Nr.26 vom 24.06.2004,
- U8. Schreiben des Deichverbandes Dormagen/Zons an die BR Köln vom 31.03.2023 zur „Braunkohlenplanänderung „Garzweiler II, Sachlicher Teilplan: Sicherung der Trasse für die Rheinwassertransportleitung“,
- U9. Querprofile an Station 1+400 bis 1+500 aus der Entwurfs- und Genehmigungsplanung „Sanierung der Hochwasserschutzanlage im Deichverband Dormagen/Zons zw. Rheinstrom-km 711,25 -und 726,27 linkes Ufer“ der ARGE Hahn/Bender + Patt, Stand 03.05.2019,
- U10. Höhenanalyse durch ein digitales Geländemodell des Pumpwerkes als E-Mail vom 05.05.2023,
- U11. Auskunft über den Grundwasserstand des LANUV NRW vom 06.11.2023,

## 2.2 Karten

- U12. Hydrologische Karte von NRW, Blatt 4807, Hilden, M. 1:25.000,
- U13. Hydrologische Karte von NRW, Blatt 4907, Leverkusen, M. 1:25.000,
- U14. Grundwassergleichenplan vom April 1988 (GwK 50/88), L4906 Neuss,

## 2.3 Normen

- U15. DIN 1054 (04/2021) - Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1,
- U16. DIN EN 1997-1/NA (12/2012) - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009,
- U17. DIN EN 1997-2 (10/2010) - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007,



- U18. DIN EN 1998-1 /NA (11/2023), Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten
- U19. DIN 4020 (12-2010)- Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2,
- U20. DIN 4124 (01/2012),- Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten
- U21. DIN 18300 (09/2019) - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten,
- U22. DIN 18301 (09/2023) - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Bohrarbeiten,
- U23. DIN 18324 (09/2019) - VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Horizontalspülbohrarbeiten,
- U24. DB Netz AG: Gas - und Wasserkreuzungsrichtlinien, 2012,

## 2.4 Weitergehende Literatur

- U25. Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ - EAB (04/2021),
- U26. Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“ - EAU (12/2020),
- U27. Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA Pfähle (01/2012),
- U28. Witt, Karl Josef (Hrsg.); Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, 8., vollst. überarb. u. aktualis. Auflage, 2018,
- U29. Hochwasser im Rheingebiet – Januar 2018; Landesamt für Umwelt Rheinland-Pfalz (Hrsg.), <https://www.hochwasser.rlp.de/static/shared/documents/BerichtHochwasser-RheinJanuar2018.pdf>,
- U30. Prinz, H.; Strauss, R.; Ingenieurgeologie, 2011,

## 2.5 Archivunterlagen, Informationssysteme

- U31. Archiv der GBD GmbH,
- U32. Wasserstände am Rheindeich bei Dormagen im Zeitraum 1.1.2018 - 1.3.2018“ E-Mail des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt Rhein, Duisburg, vom 05.12.2023,



- U33. Fachinformationssystem ELWAS des Ministeriums für Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz NRW ([www.elwasweb.nrw.de](http://www.elwasweb.nrw.de)), hier insbesondere,
- a. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86454973
  - b. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86455000
  - c. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86512060
  - d. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86454985
  - e. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86454997
  - f. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86456015
  - g. Wasserstandsganglinie der Messstelle 84807064
  - h. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86452174
  - i. Wasserstandsganglinie der Messstelle 86450086
  - j. Wasserstandsganglinie der Messstelle 84807076
- U34. Geoportal.NRW des Ministeriums des Inneren des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf,
- U35. Internetportal Bohrungen in NRW - Geologischer Dienst NRW, letztes Abrufdatum 05.10.2023,
- U36. TIM-online-Karten und Luftbilder im Internet der Bezirksregierung Köln ([www.bezreg-koeln.nrw.de/brk\\_internet/tim-online/](http://www.bezreg-koeln.nrw.de/brk_internet/tim-online/)),
- U37. Informationsplattform Undine - Informationsplattform zu hydrologischen Extremereignissen (Hochwasser, Niedrigwasser) der Bundesanstalt für Gewässerkunde (<https://undine.bafg.de>).

### **3 Bauvorhaben**

#### **3.1 Bauwerke und Bauwerksabmessungen**

Im Rahmen der Baumaßnahme ist im Bereich des Pumpwerkes der Bau der folgenden Einzelbauwerke geplant:

Pumpwerk:

Breite: 36,1 m

Länge: 100,6 m

GOK: 38,95 - 39,05 m NHN

Bauwerkssohle: 25,4 m NHN



OK UW-Beton: 25,10 m NHN

UK UW-Beton: 23,60 m NHN

Ein Kompensatorschacht wird direkt an die nordwestliche Baugrubenwand angeschlossen. Genaue Angaben zu diesem Bauwerk liegen noch nicht vor. Die Aushubsohle liegt nach U5 bei ca. 30,9 m ü. NHN.

#### MID Schacht (Stand 14.07.2023)

Breite: 5,2 m

Länge: 13,3 m

GOK: ca. 38,85 m NHN

Bauwerkssohle: 34,01 m NHN

### **3.2 Lasten und Konstruktion**

Das Pumpwerk und das Entnahmebauwerk sind als Stahlbetonkonstruktionen geplant.

Als Transportleitungen zwischen dem Entnahmebauwerk und dem Pumpwerk dienen drei in Achsabständen von ca. 14 m parallel verlaufende Freispiegelleitungen DN 2200 in einem Schutzrohr DA 3400. Die Leitungsgefälle betragen ca. 1,6 ‰.

Für das Pumpwerk liegt eine vorläufige statische Berechnung vor (U6). Danach betragen die maximalen Bodenpressungen im Niveau der Gründungsebene 370 kN/m<sup>2</sup>.

Für die Herstellung der Baugrube des Pumpwerkes sind eine überschnittene Bohrfahlwand oder Schlitzwand vorgesehen. Die Baugrubenumschließung soll einlagig rückverankert werden. Die Ankerlage soll in einem Niveau von 36,95 m ü NHN erstellt werden, so dass sie noch über dem maximalen Grundwasserspiegel erstellt werden kann. Die vertikale Abdichtung der Baugrube erfolgt mittels einer Unterwasserbetonsohle (d = 1,5 m), die mittels verpresster Mikropfähle gegen Auftrieb gesichert wird.

Als Fußniveau der Baugrubenumschließung ist eine Höhenkote von 11,95 m ü NHN vorgesehen, so dass eine Einbindung in die tertiären Sande erfolgt.



Die Baugruben des Kompensator- bzw. des MID-Schachtes sollen nach der aktuellen Planung als Spundwandbaugruben ausgeführt werden.

## **4 Durchgeführte Untersuchungen**

### **4.1 Außenarbeiten**

Zwischen der 49. KW 2022 und der 34. KW 2023 wurden im Bereich des Pumpwerkes von der Fa. Vormann Bohrgesellschaft mbH & Co.KG, Nottuln, folgende Geländearbeiten im Bereich des gesamten Bauvorhabens ausgeführt:

- 7 Kampfmittelbohrungen bis 8 m Tiefe incl. ferromagnetischer Messung und Wiederverschluss der Bohrungen mit Bohrgut und Tonpellets,
- 7 Aufschlussbohrungen; bis Unterkante Terrasse mit Schappe (Bohrdurchmesser 273 mm), im Tertiär als Rammkernbohrung (Bohrdurchmesser 219 mm, Linerdurchmesser 100 mm), Einzelteufen zwischen 15 und 36 m,  $\Sigma$  236 m,
- 44 Bohrlochrammsondierungen (BDP-Tests) in 6 Aufschlussbohrungen; s. Anl. 3.1.3,
- Verfüllen der Bohrlöcher mit sauberem Bohrgut (Kies-Sande der Terrasse) und Tonpellets.

Die fachliche Betreuung der Arbeiten erfolgte durch die Geotechnisches Büro GmbH.

Im Unterauftrag der GBD GmbH wurden weiterhin ausgeführt:

- 4 Kleinrammbohrungen (KRB,  $\varnothing$  35 - 50 mm) mit Aufschlusstiefen von jeweils 15 m,  $\Sigma$  60 m,
- 5 Schwere Rammsondierungen (DPH), Spitzenquerschnitt 15 cm<sup>2</sup>, Fallhöhe 50 cm, Fallmasse 50 kg, Einzelteufen zwischen 15,0 und 25,0 m,  $\Sigma$  210,9 m; s. Anl. 3,
- Absteckung / Einmessung der Ansatzpunkte nach Lage und Höhe mittels GPS-Vermessung sowohl durch den AG als auch die Nachunternehmer der GBD GmbH.

Die Lage der Bohr- und Sondieransatzpunkte ist der Anl. 1 zu entnehmen.

### **4.2 Geotechnische Laborversuche**



Zur Bestimmung der klassifizierenden Eigenschaften wurde auf Grund der eigenen Erfahrungswerte nur ein reduziertes Laborprogramm durchgeführt. Folgende Untersuchungen zur Beschreibung der anstehenden Schichtenfolge wurden ausgeführt:

**Tab. 1: Zusammenstellung der bodenmechanischen Laborversuche**

Gesamtzahl	davon am Pumpwerk	Versuch
14	9	Bestimmung des natürlichen Wassergehaltes nach DIN EN ISO 17892-1,
35	14	Bestimmung der Korngrößenverteilung durch kombinierte Sieb-Schlamm-Analyse nach DIN 18123,
39	21	Bestimmung der Korngrößenverteilung durch Nasssiebung nach DIN 18123,
9	1	Bestimmung der Korngrößenverteilung durch Trockensiebung nach DIN 18123,
10	5	Bestimmung der Grenzwassergehalte nach DIN EN ISO 17892-12,
9	1	Bestimmung des Abrasivitätskoeffizienten nach NF P18-579,
2	-	Bestimmung des Glühverlustes nach DIN EN 17685-1,
1	-	Bestimmung des Kalkgehaltes nach DIN 18129.

Die Ergebnisse der aller Untersuchungen sind tabellarisch in Anl. 4.1.1 und die im Bereich des Pumpwerkes in Anl. 4.1.2 beigefügt. Die Dokumentation der Einzelversuche aus den am Pumpwerk entnommenen Proben ist in Anl. 4.2 ff beigefügt.

#### **4.3 Chemische Laborversuche**

Aufgrund der noch nicht abgeschlossenen, liegenschaftlichen Abstimmungen wurden weder an den Bodenproben noch am Grundwasser chemische Untersuchungen durchgeführt.

Gutachterlicherseits wird dringend empfohlen, die Ausführung von chemischen Untersuchungen vor der Ausschreibung der Bauarbeiten nachzuholen.

### **5 Ergebnisse**

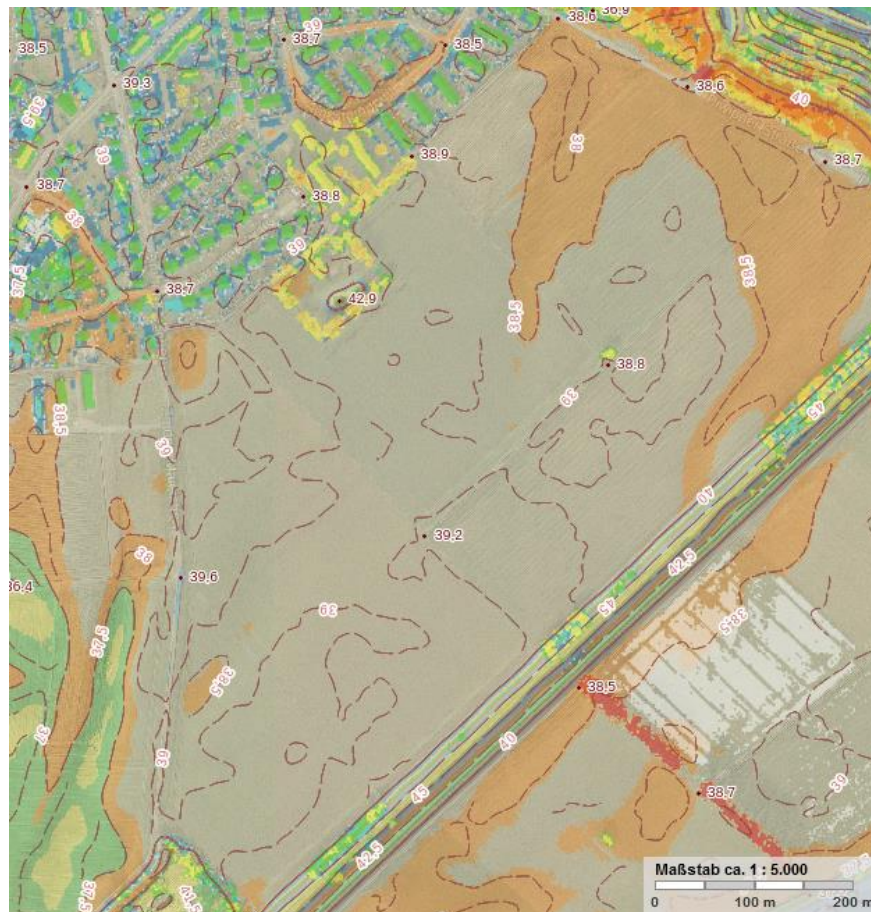
#### **5.1 Lage und Morphologie**

Das Projektgebiet liegt in landwirtschaftlichen Nutzflächen hinter dem Rheindeich und der Ortslage Rheinfeld.



Die Geländehöhen im Bereich des Baufeldes liegen zwischen ca. 38,8 und 39,2 m ü. NHN.

Das Pumpwerk befindet sich nach U10 und U36 in einem gegenüber dem umgebenden Gelände etwas erhöhten Bereich. Das Gelände fällt dabei zur Kläranlage nach Südwesten und zur Deponie ab.

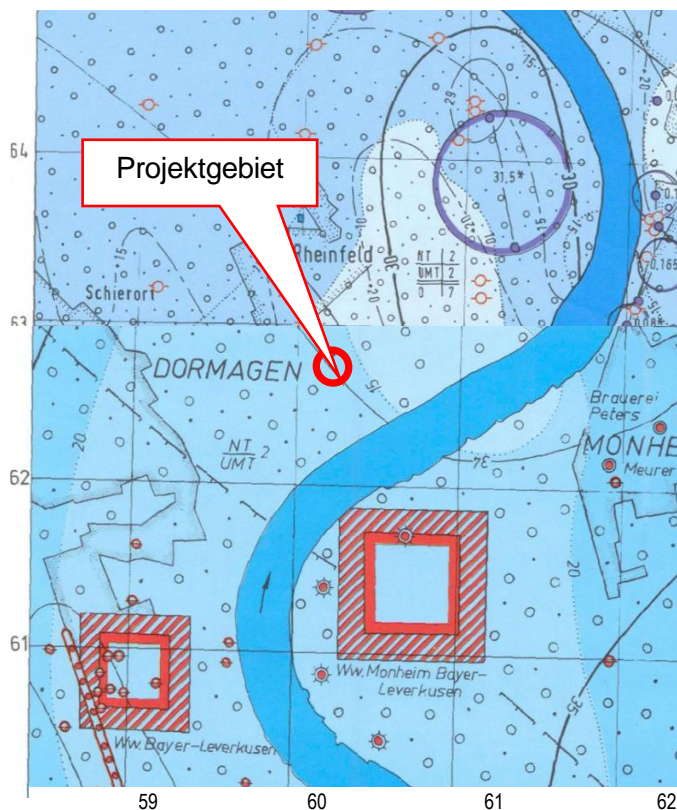


**Abb. 2:** Auszug aus der TK 5 mit farbig hervorgehobenen Geländestufen (U36)

## 5.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

### 5.2.1 Geologischer Rahmen, Tektonik

Das Projektgebiet liegt im Großraum der Niederrheinischen Bucht. Nach Angaben der Hydrologischen Karte 1:25.000 (U12 und U13) sind im Bereich des gesamten Projektgebietes keine tektonischen Störungen ausgewiesen (vgl. Abb. 3).



**Abb. 3:** Auszug aus U12 und U13 - Darstellung der Grundwassergleichen und Schichtenfolge im Projektgebiet

### Legende:

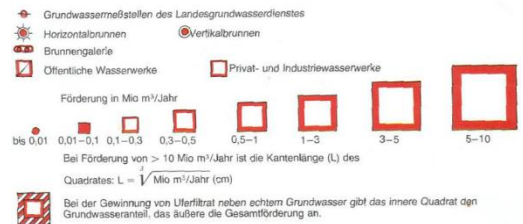
Symbole Schichtglieder

NT Niederterrasse des Rheins

UMT Untere Mittelterrasse des Rheins

O Oligozäne Meeressande

### Technische Einrichtungen der Wasserwirtschaft:



## 5.2.2 Erdbeben

Die DIN 4149 wird in absehbarer Zeit vom Eurocode 8 mitsamt des neuen deutschen Nationalen Anhangs NA:2023-11 baurechtlich abgelöst. Obwohl als Norm bereits zurückgezogen, ist die DIN 4149 bis dahin weiterhin bauaufsichtlich gültig.

Das Projektgebiet liegt nach der derzeit bauaufsichtlich noch zugelassenen DIN 4149 (04/2005) „Bauten in deutschen Erdbebengebieten“ in der Erdbebenzone 1.

Dabei sind nach den Angaben der DIN 4149 die Untergrundklasse<sup>1</sup> T (Übergangsbereiche zwischen den Gebieten der Untergrundklasse R und der Untergrundklasse S sowie Gebiete relativ

<sup>1</sup> ab etwa 20 m Tiefe



flachgründiger Sedimentbecken) und die Baugrundklasse<sup>2</sup> C (grobkörnige (rollige) bzw. gemischt-körnige Lockergesteine in mitteldichter Lagerung bzw. in mindestens steifer Konsistenz) zugrunde zu legen.

In statischen Berechnungen sind somit auch der Lastfall „Erdbeben“ und die Ausführungshinweise der bauordnungsrechtlich noch geltenden DIN 4149 zu berücksichtigen.

Da aktuell eine neue DIN Norm bereits eingeführt ist, die jedoch noch nicht bauaufsichtlich zugelassen ist, wird im Folgenden die Ableitungen der DIN EN 1998-1/NA (11/2023) angegeben.

### 5.2.3 Bemessung nach den Vorgaben der DIN EN 1998-1/NA (11/2023)

In der aktuellen Fassung der DIN EN 1998-1/NA wurden in Bezug auf die Baugrundeigenschaften folgende Änderungen vorgenommen:

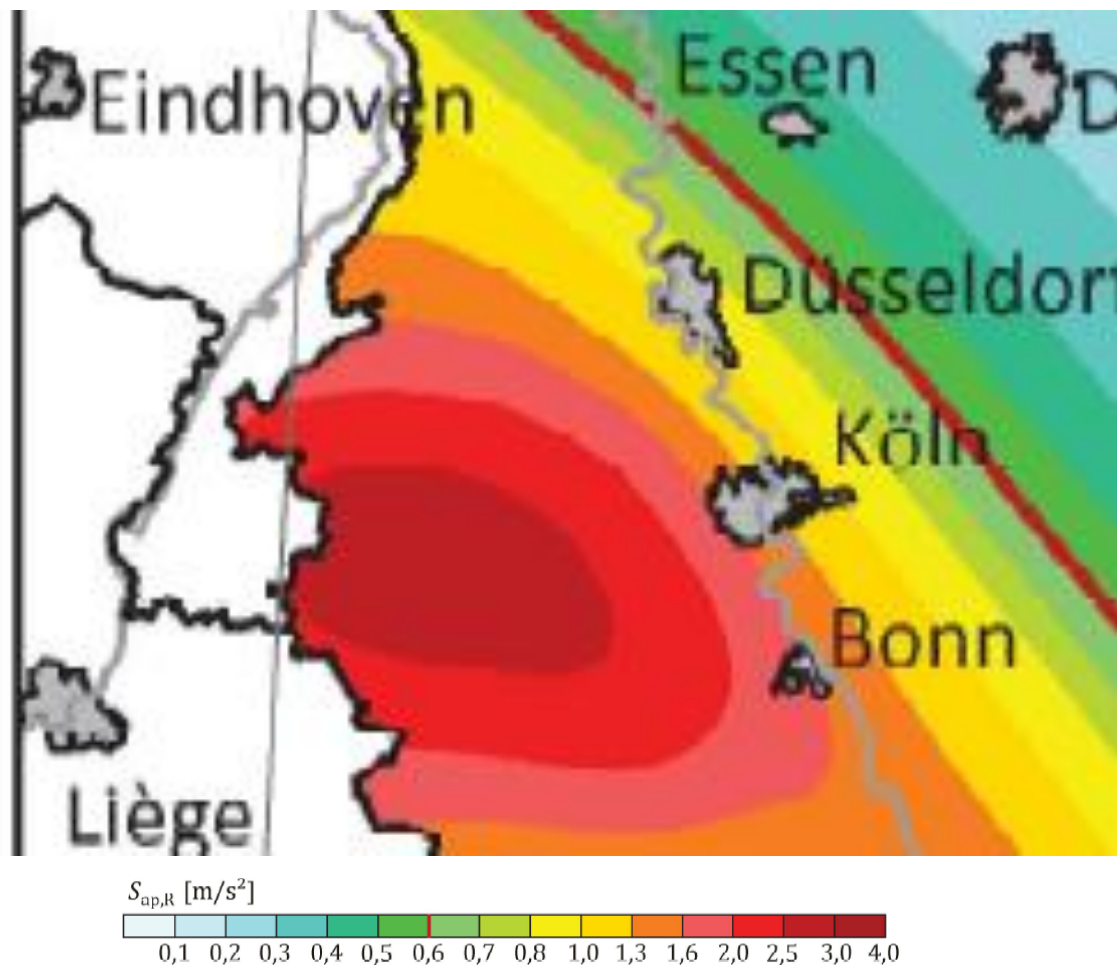
- *die Referenz-Gefährdungskenngröße wurde neu definiert,*
- *Eingangsgößen zur Beschreibung der seismischen Einwirkungen in Form des elastischen Antwortspektrums wurden für die Untergrundverhältnisse neu festgelegt,*
- *die Gefährdungszonenkarte der Bemessungsbeschleunigung wurde durch eine neue (in den Konturen veränderte) Karte der spektralen Antwortbeschleunigung (Fels mit  $v_s = 800$  m/s) ersetzt; gleichzeitig wurde eine neue Definition eingeführt für Fälle sehr geringer Seismizität, bei denen die Regelungen der Normenreihe EN 1998 in der Regel nicht berücksichtigt werden müssen.<sup>3</sup>*

Der maßgebliche Gefährdungsparameter ist die spektrale Antwortbeschleunigung  $S_{aP,R}$  im Plateaubereich des Antwortspektrums für das Untergrundverhältnis A-R. Die räumliche Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung im Plateaubereich  $S_{aP,R}$  des Antwortspektrums für die Referenz-Wiederkehrperiode  $T_{NCR} = 475$  Jahre ist schematisch in der folgenden Abbildung für den Großraum der Niederrheinischen Bucht wiedergegeben. Für die anderen Wiederkehrperioden (975 Jahre und 2475 Jahre) wird auf den Normtext verwiesen.

---

<sup>2</sup> oberflächennahe Schicht des Untergrunds mit einer Tiefe von 3 bis etwa 20 m

<sup>3</sup> der kursive Text wurde aus U18 zitiert



**Abb. 4:** Darstellung der räumlichen Verteilung der spektralen Antwortbeschleunigung für das Untergrundverhältnis A-R im Plateaubereich  $S_{aP,R}$  für eine Wiederkehrperiode  $T_{NCR} = 475$  Jahre (Auszug aus U18, Bild NA.1)

Für das Projektgebiet ergibt sich eine spektrale Antwortbeschleunigung in Höhe von

$$S_{aP,R} = 1,1474 \text{ m/s}^2$$

und ein Referenz-Spitzenwert der Bodenbeschleunigung von

$$a_{gR} = 0,4987 \text{ m/s}^2.$$

Für die **horizontalen elastischen Antwortspektren** gelten die in den folgenden Tabellen aufgeführten Parameter.



**Tab. 2:** Kontrollperioden zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums ( $T_{NCR} = 475$  Jahre) nach DIN EN 1998 (dort Tabelle NA.1) U18

Untergrundverhältnis	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A-R	0,10	0,20	2,00
B-R	0,10	0,25	2,00
C-R	0,10	0,30	2,00
B-T	0,10	0,25	2,00
C-T	0,10	0,40	2,00
B-S	0,10	0,40	2,00
C-S	0,10	0,50	2,00

**Tab. 3:** Bodenparameter S zur Beschreibung des elastischen horizontalen Antwortspektrums nach DIN EN 1998 (dort Tabelle NA.2) U18

Spektralbeschleunigung $S_{aPR}$ $m/s^2$	Bodenparameter $S^a$					
	Untergrundverhältnis					
	A-R	B-R	C-R	B-T	C-T	C-S
$S_{aPR} \leq 1,0$	1,00	1,25	1,50	1,05	1,45	1,30
$1,0 < S_{aPR} \leq 2,0$	1,00	1,20	1,30	1,00	1,25	1,15
$S_{aPR} > 2,0$	1,00	1,20	1,15	1,00	1,10	0,95

<sup>a</sup> Für das Untergrundverhältnis B-S darf der Bodenparameter S wie bei C-S angenommen werden.

Für die **vertikalen elastischen Antwortspektren** gelten die Parameter in Tabelle 4.

**Tab. 4:** Parameterwerte zur Beschreibung der vertikalen elastischen Antwortspektren nach DIN EN 1998 (dort Tabelle NA.3) U18

Relation $a_{vg}/a_g$	Bodenparameter S	Kontrollperioden		
		$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
0,70	1,0	0,05	0,20	1,20



## **5.3 Angetroffene Schichtenfolge**

### **5.3.1 Beschreibung der Bodenschichten**

Nach den durchgeführten Untersuchungen setzt sich das Baugrundprofil aus den folgenden Schichtgliedern zusammen. Bei den Schichten handelt es sich im Einzelnen um (von oben nach unten):

#### **Schicht 1: Oberboden/Auffüllung**

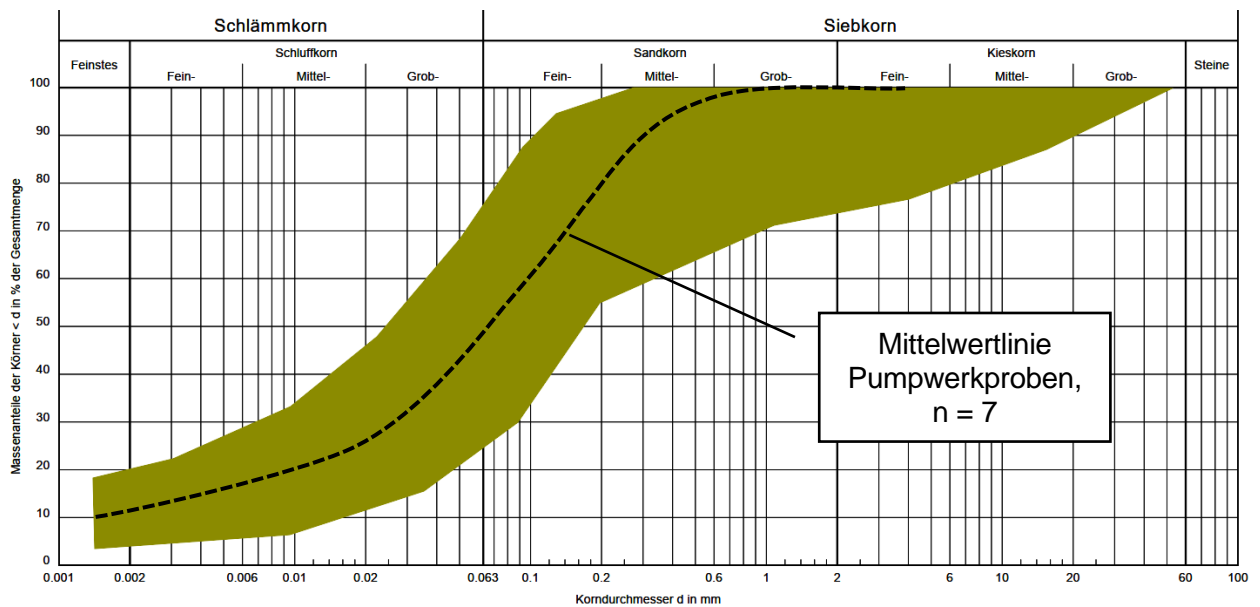
Das Bodenprofil setzt i.d.R. mit einer wenige Dezimeter mächtigen Oberbodenschicht ein. Nach der BK50 handelt es sich um einen Vega (Braunauenboden). In den Bohrungen B13, B14 und B16 wurden keine Oberböden i.e.S. angetroffen.

Auffüllungen im Bereich des Pumpwerkes sind auf die Feldwege beschränkt.

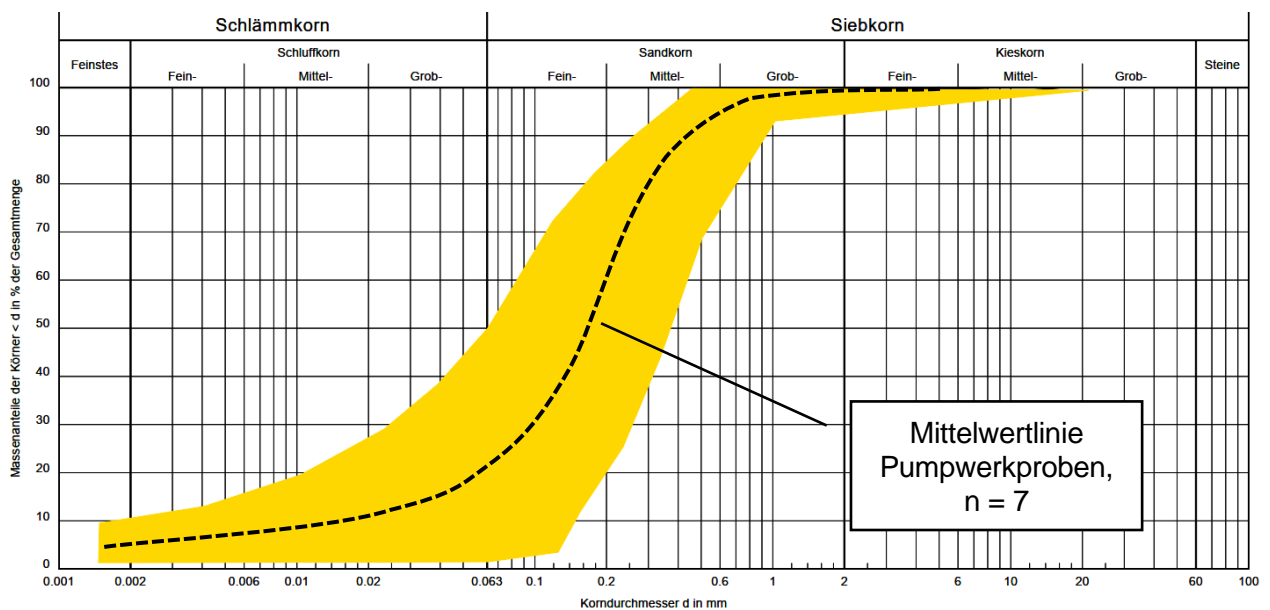
#### **Schicht 2: Hochflutablagerungen**

Unter dem humosen Oberboden folgen im Bereich des Pumpwerks Hochflutablagerungen des Rheins bis in eine Tiefe von i.d.R. vier bis sieben Metern unter GOK bzw. 31,8 bis 34,9 m ü. NHN, i.M. 33,7 m ü NHN.

Die Ablagerungen setzen sich aus Hochflutlehm (HFL, (stark) sandige, (schwach) tonige Schluffe und stark schluffige Sande) (Abb. 5) und aus Hochflutsanden (HFS, (schwach) schluffige Sande) (Abb. 6) zusammen. Die Körnungsbänder der Hochflutablagerungen sind in den folgenden Abbildungen wiedergegeben.



**Abb. 5:** Kornverteilungsband des Hochflutlehms, HFL (Grundgesamtheit, n = 13)

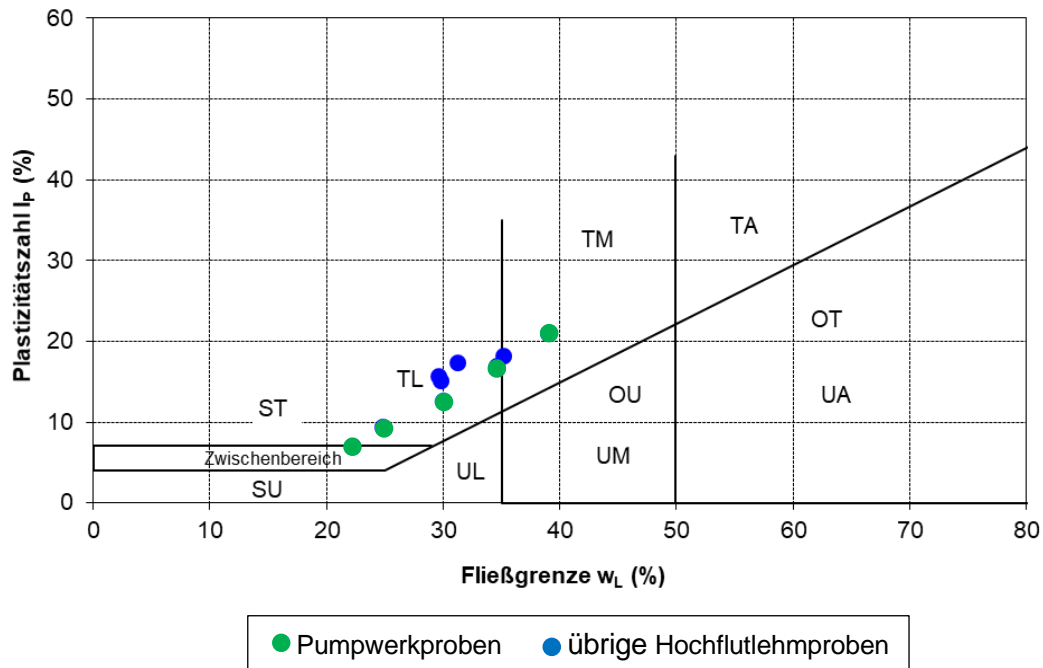


**Abb. 6:** Kornverteilungsband des Hochflutsandes, HFS (Grundgesamtheit, n = 11)

Der untersuchte Glühverlust in der außerhalb des Pumpwerkberereiches abgeteufte Bohrung B10 beträgt 2,5 %. Erfahrungsgemäß können humose Einlagerungen auch im Bereich des Pumpwerkes nicht ausgeschlossen werden.



Nach dem Plastizitätsdiagramm (s. Abb. 7) ist der Hochflutlehm nach DIN 18 196 als leicht oder mittelplastischer Ton (TL, TM) anzusprechen.



**Abb. 7:** Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE des Hochflutlehms ( $n = 10$ )

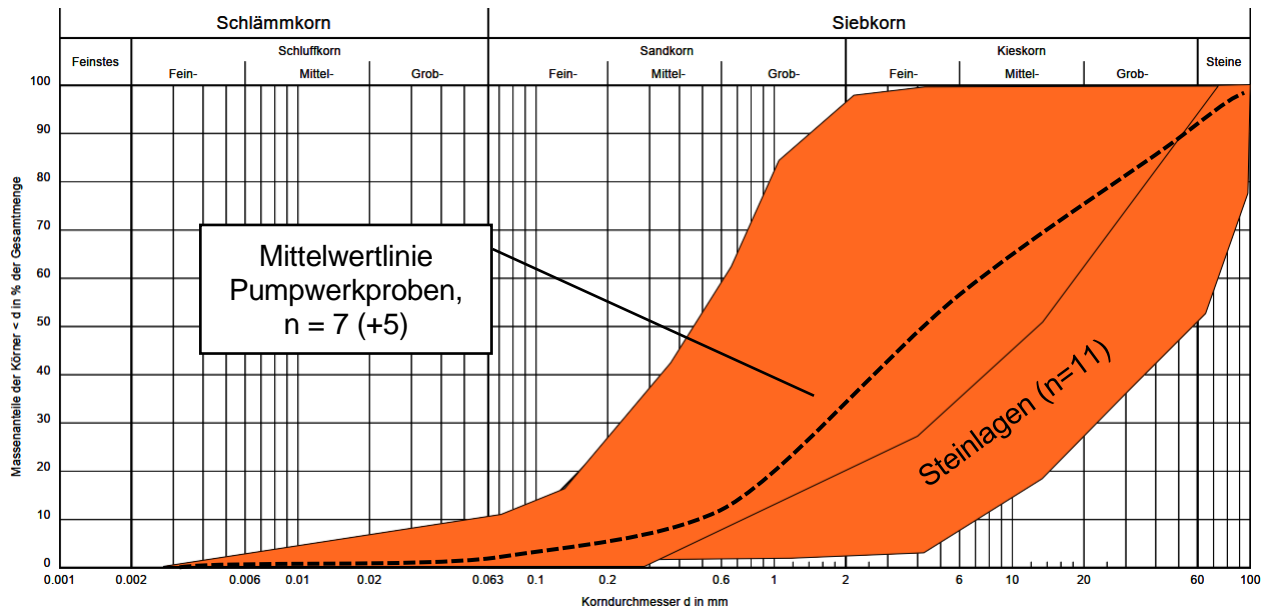
Der Hochflutlehm ist **nicht** flächendeckend vorhanden, es dominieren die Hochflutsande.

### Schicht 3: Terrassensedimente

Nach der HyK25 folgen unter den Hochflutablagerungen die Niederterrasse und die Untere Mittelterrasse des Rheins (vgl. Abb. 3). Da beide Terrassen lithologisch nicht unterscheidbar sind, werden sie zu einer Schicht, der Terrasse des Rheins, zusammengefasst.

Die Terrasse des Rheins setzt sich aus (schwach bis stark) sandigen Kiesen und (schwach bis stark) kiesigen Sanden zusammen, die untergeordnet schwach schluffig sein können (Abb. 5).

Relativ häufig sind Steine (Kantenlänge < 10 cm), seltener auch Blöcke mit Kantenlängen bis zu 25 cm in die Terrassensedimente eingeschaltet. Örtlich treten Steinlagen mit Mächtigkeiten von bis zu ca. 1 m (vgl. z.B. Fotodokumentation B 16, 7 – 8 m u GOK) auf.



**Abb. 8:** Körnungsband der Terrasse (Grundgesamtheit, n = 36; davon Steinlagen n = 11)

Die Kornverteilung und statistische Auswertung an den Proben aus den Steinlagen sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

**Tab. 5:** Kornzusammensetzung der Proben mit Steinanteil

Aufschluss	Probe	von m	bis m	Mächtigkeit m	Lagen mit Steinanteil				
					U %	S %	G %	Steine %	d <sub>10</sub> mm
B/DPH B01	E2	9	12,9	3,9	3,8	43,4	52,1	0,7	0,17
B/DPH B02a	E1	11	12	1,0	0	10,7	40,7	48,6	0,16
B/DPH B04	E1	8	10	2,0	0,19	24,53	71,88	3,4	0,38
B/DPH B08a	E1	8	9	1,0	0,3	17,4	68,5	13,8	0,69
B/DPH B12	E2	8	10	2,0	0,32	18,6	70,84	10,24	0,56
B/DPH B12	E3	11	14	3,0	0,63	56,17	39,1	4,1	0,27
<b>B/DPH B13</b>	<b>E1</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>2,0</b>	<b>1,66</b>	<b>15,31</b>	<b>69,57</b>	<b>13,46</b>	<b>0,46</b>
B/DPH B14	E1	7	8	1,0	0,2	8	61,9	29,9	4,17
B/DPH B14	E2	16	17	1,0	0,1	2,3	65,2	32,4	7,15
B/DPH B16	E1	14	15	1,0	0,3	19,9	61,3	18,5	0,62
B/DPH B19	E1	16	17	1,0	0,2	10,3	69,6	19,9	1,87
Minimum					0,0	2,3	39,1	0,7	0,2
Maximum					3,8	56,17	71,88	48,6	7,15
Mittelwert aller Proben					0,7	20,6	61,0	17,7	1,5
<b>Mittelwert der Pumpwerkproben</b>					<b>0,5</b>	<b>11,2</b>	<b>65,5</b>	<b>22,7</b>	<b>2,9</b>
Median					0,3	17,4	65,2	13,8	0,6
Standardabw.					1,1	15,9	11,9	14,5	2,2



Aus dem Bereich des Pumpwerkes liegen die  $d_{10}$ -Werte zwischen 0,46 mm und 7,15 mm. Der Mittelwert liegt bei 1,5 mm für die Gesamtstichprobe und bei 2,9 mm bei den Proben aus dem Bereich des Pumpwerkes.

Die Böden sind generell als „extrem abrasiv“ einzustufen, die neun ermittelten LCPC Abrasivitätskoeffizienten LAK liegen zwischen 1.200 und 1.540 g/t, der Mittelwert beträgt 1.362 g/t, der Median 1.340 g/t. Damit ist der Verschleiß als „extrem hoch“ einzustufen.

Die Mächtigkeit der Terrasse beträgt etwa 17,0 m bis 22,5 m, die erbohrten Unterkanten liegen bei 17,8 und 12,4 m ü. NHN, im Mittel bei 15,4 m ü. NHN.

Die Terrassensedimente wurden in dichter bis sehr dichter Lagerung angesprochen.

#### Schicht 4: Oligozän

Das Oligozän (Tertiär) setzt sich bis zur Untersuchungstiefe von 36 m u GOK sehr einheitlich aus enggestuften mittelsandigen Feinsanden zusammen (Abb. 9), die an der Oberkante der Schichtenfolge teilweise braun, in der Regel und im unteren Abschnitt graue Farben aufweisen.

Die Mächtigkeit des Oligozäns beträgt nach der HyK 25 über 40 m. Die Unterkante der tertiären Sande liegt damit unter -20 m ü NHN.

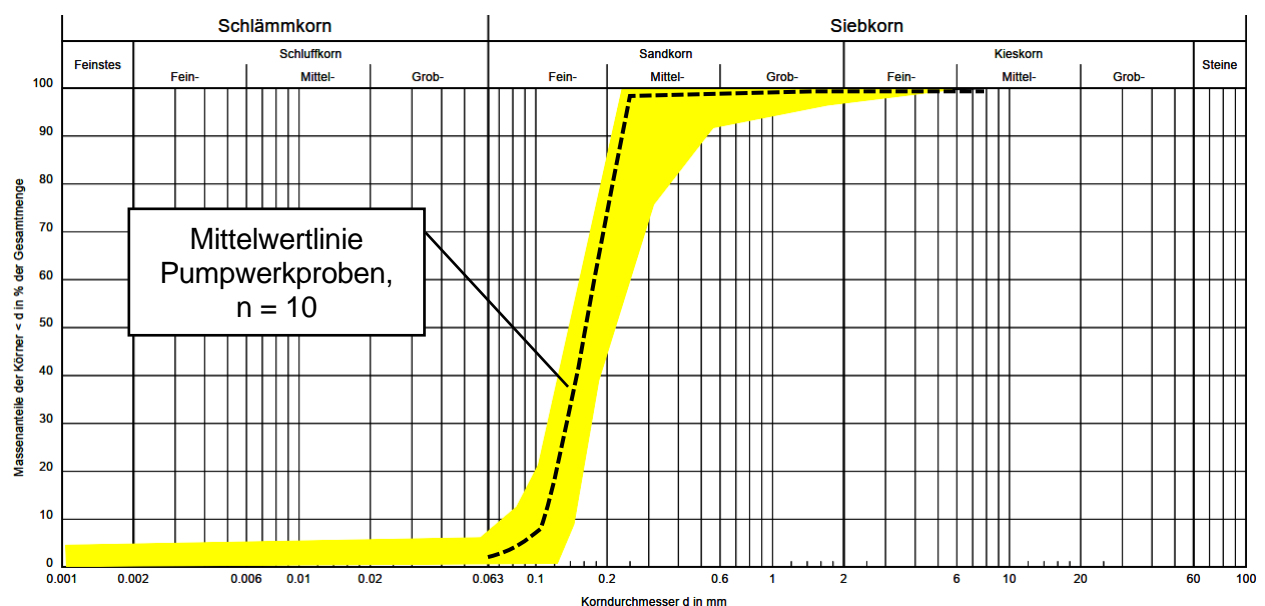


Abb. 9: Körnungsband des Oligozän (n = 23)



In einer deutlich braun gefärbten Probe (B01, zw. 16,5 – 17,0 m) wurde ein Glühverlust von 3,45 % ermittelt, der offenbar auf fein verteilte organische Substanz zurück geht. Hinweise auf die organische Substanz (z. B. deutliche Braunfärbung) wurden in den Bohrungen am Pumpwerk nicht erkundet.

### 5.3.1 Schichtgrenzen und -mächtigkeiten

Die in den Aufschlussbohrungen ermittelten Schichtgrenzen und -mächtigkeiten sind in den folgenden Tabellen zusammengestellt.

**Tab. 6:** Erbohrte Schichtunterkanten

Aufschluss	Ansatzhöhe	Unterkante [m ü NHN]				
		A / Mu	HFL	HFS	Terrasse	Tertiäre Sande
B/DPH 13	38,86	-	-	32,86	18,86*	nicht erbohrt
B/DPH 14	38,70	-	34,7	32,7	15,7	2,7**
B/DPH 15	38,84	38,64	-	34,84	17,84	2,84**
B/DPH 16	38,86	38,56	36,86	34,86	12,36	2,86**
B/DPH 17	38,81	-	34,81	31,81	14,81	2,81**
B/DPH 18	38,87	38,57	35,07	32,87	15,37	2,87**
B/DPH 19	39,20	38,7	-	34,2	16,6	3,2**
KRB 1 + DPH	38,79	38,39	34,29	-	23,79*	nicht erbohrt
KRB 2 + DPH	38,77	38,37	35,77	33,97	23,77*	nicht erbohrt
KRB 3 + DPH	38,82	38,32	-	34,62	23,82*	nicht erbohrt
KRB 4 + DPH	38,81	38,41	35,31	34,11	23,81*	nicht erbohrt
<b>Minimum</b>	<b>38,7</b>	<b>38,3</b>	<b>34,3</b>	<b>31,8</b>	<b>12,4</b>	<b>2,7</b>
<b>Maximum</b>	<b>39,2</b>	<b>38,7</b>	<b>36,9</b>	<b>34,9</b>	<b>17,8</b>	<b>3,2</b>
<b>Mittelwert</b>	<b>38,8</b>	<b>38,5</b>	<b>35,3</b>	<b>33,7</b>	<b>15,4</b>	<b>2,9</b>
<b>Median</b>	<b>38,82</b>	<b>38,5</b>	<b>35,1</b>	<b>34,0</b>	<b>15,4</b>	<b>2,8</b>

\*) Unterkante nicht erreicht    \*\*) max. Bohrtiefe



**Tab. 7:** Erbohrte Schichtmächtigkeiten

Aufschluss	Ansatzhöhe	Erbohrte Schichtmächtigkeit [m]				
		A / Mu	HFL	HFS	Terrasse	Tertiäre Sande
B/DPH 13	38,86			6	14*	
B/DPH 14	38,70		4	2	17	13**
B/DPH 15	38,84	0,2		3,8	17	15**
B/DPH 16	38,86	0,3	1,7	2	22,5	9,5**
B/DPH 17	38,81		4	3	17	12**
B/DPH 18	38,87	0,3	3,5	2,2	17,5	12,5**
B/DPH 19	39,20	0,5		4,5	17,6	13,4**
KRB 1 + DPH	38,79	0,4	4,1		10,5*	
KRB 2 + DPH	38,77	0,4	2,6	1,8	10,2*	
KRB 3 + DPH	38,82	0,5		3,7	10,8*	
KRB 4 + DPH	38,81	0,4	3,1	1,2	10,3*	
<b>Minimum</b>	<b>38,7</b>	<b>0,2</b>	<b>1,7</b>	<b>1,2</b>	<b>17,0</b>	<b>9,5</b>
<b>Maximum</b>	<b>39,2</b>	<b>0,5</b>	<b>4,1</b>	<b>6</b>	<b>22,5</b>	<b>15</b>
<b>Mittelwert</b>	<b>38,8</b>	<b>0,4</b>	<b>3,3</b>	<b>3</b>	<b>18,1</b>	<b>12,6</b>
<b>Median</b>	<b>38,82</b>	<b>0,4</b>	<b>3,5</b>	<b>2,6</b>	<b>17,2</b>	<b>12,75</b>

\*) Unterkante nicht erreicht \*\*\*) max. Bohrtiefe

Die ermittelten Schichtgrenzen stimmen damit gut mit den veröffentlichten Angaben aus U33 und U35 überein.

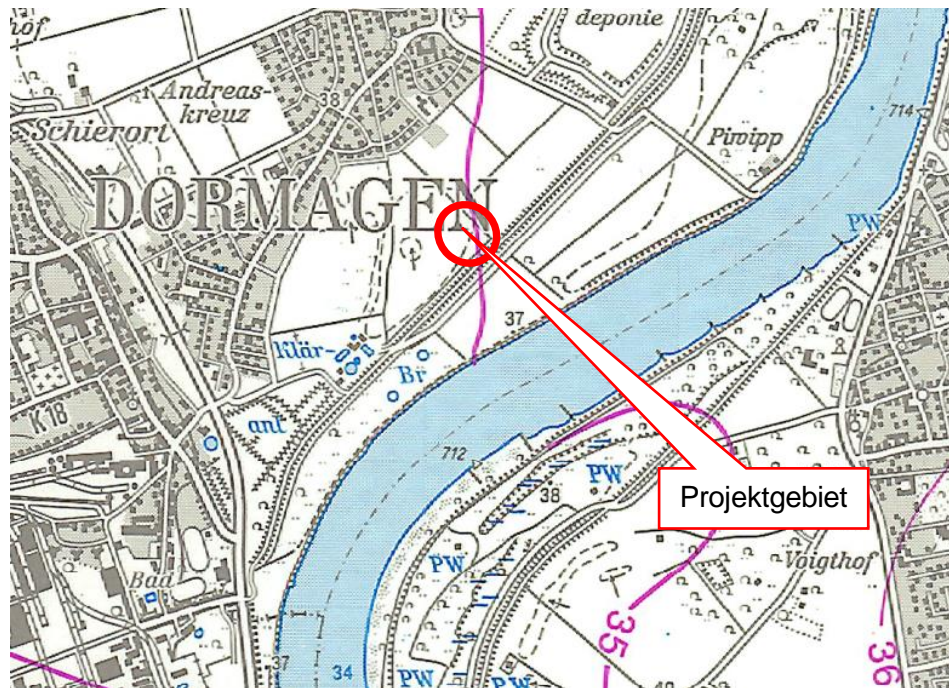
## 5.4 Hydrogeologische Situation

### 5.4.1 Grundwasseroberfläche

#### 5.4.1.1 Auswertung von Grundwasserstandsmessungen

In den im Rahmen der Baugrunduntersuchung durchgeführten Maschinenbohrungen wurden die Grundwasserzutritte während der Ausführung der Bohrarbeiten zwischen 7 und 8 m u GOK, also etwa zwischen 31 und 32 m ü. NHN festgestellt. Ein Ausbau der Bohrungen zu Grundwassermessstellen war aus vertragsrechtlichen Gründen nicht möglich.

Die Grundwasseroberfläche im Baubereich liegt nach den Angaben der HYK (U12 und U13) bei ca. 34 m ü NHN (vgl. Abb. 3) und abgeleitet aus dem Grundwassergleichenplan vom April 1988 (GwK 50/88) mit i.d.R. landesweit sehr hohen Grundwasserständen, bei ca. 35 m ü. NHN.



**Abb. 10:** Auszug aus U14 - Grundwassergleichen (Stand 04/1988, ohne Maßstab)

Zur Bestimmung der Grundwasserspiegelschwankungen wurde auf die in der Nähe des Untersuchungsgebietes vorhandenen Grundwassermessstellen des Landesgrundwasserdienstes (vgl. U33) zurückgegriffen. Die Lage der betrachteten Grundwassermessstellen sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben.

Die Auswertung der Grundwasserganglinien zeigt, dass die Grundwasserstände auch kurzzeitig auf Wasserstandsänderungen des Rheins reagieren. So zeigen die Messstellen 86455000, 86454997 und 86456015 die maximalen Grundwasserstände am 29.01.2018 zum Zeitpunkt nach der zweiten Hochwasserwelle des Hochwasserereignisses vom Januar 2018. Die übrigen Messstellen waren zu diesem Zeitpunkt ebenfalls erhöht, erreichten jedoch nicht die Maximalwerte im Messzeitraum.

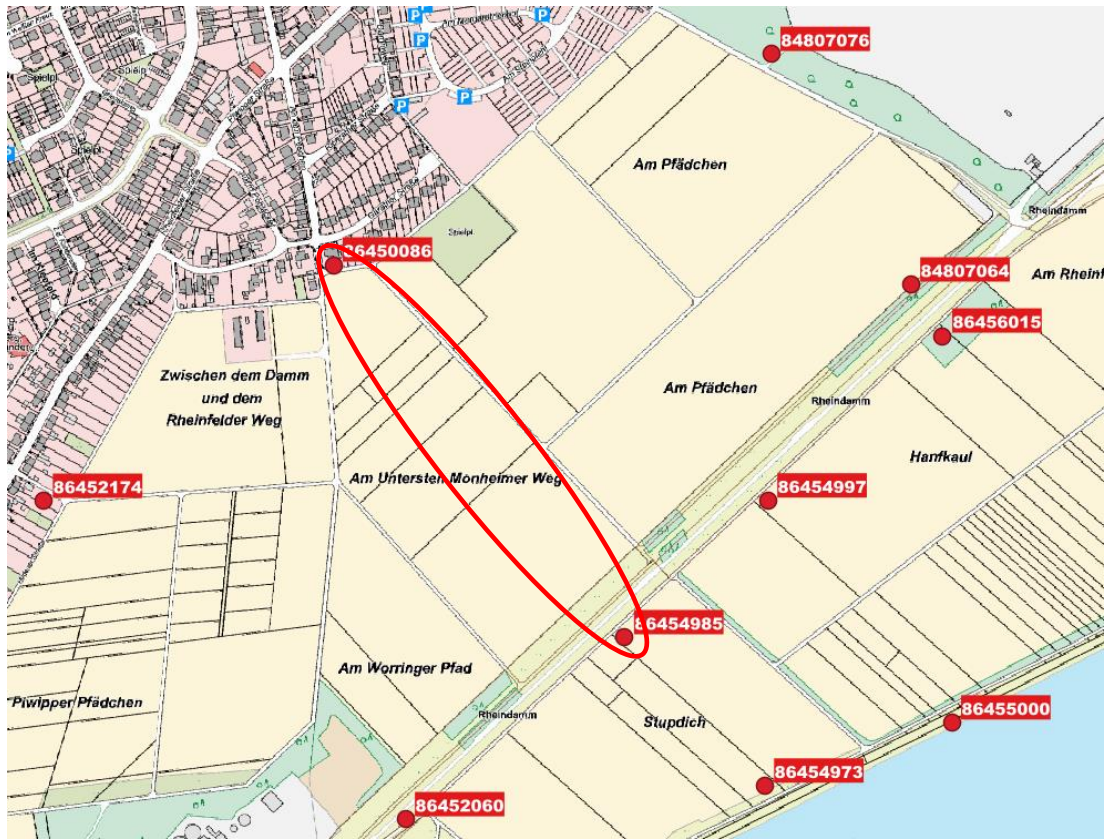


Abb. 11: Lage der ausgewerteten Grundwassermessstellen nach (U33, ohne Maßstab)

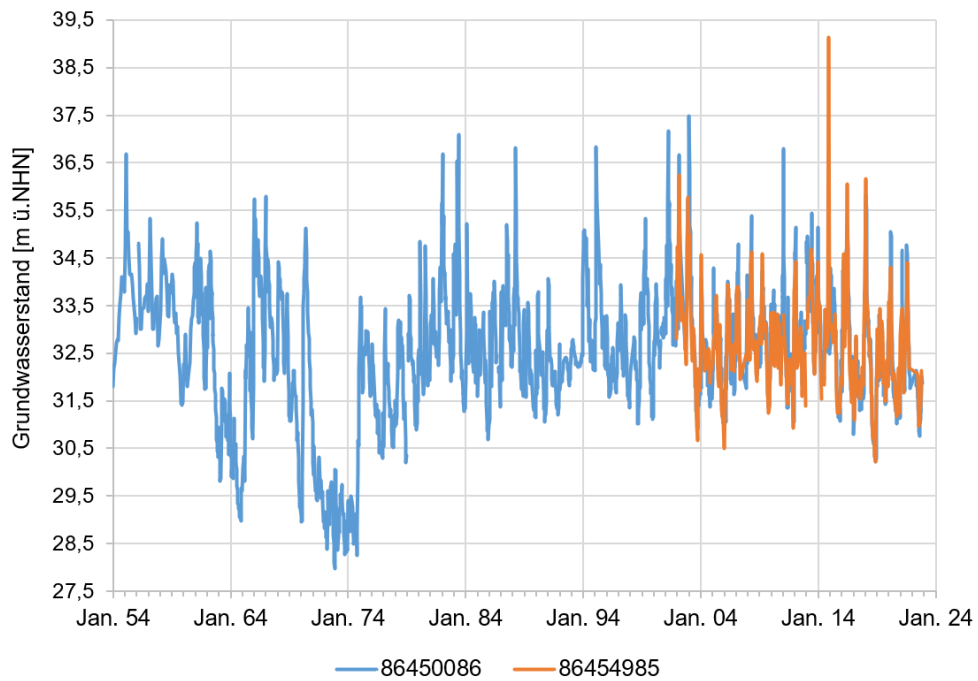


Abb. 12: Ganglinien der Messstellen 86450086 und 86454985 (U33)



Der höchste gemessene Wert im Untersuchungsbereich beträgt in der GWM 86452060 39,63 m ü. NHN (s. Tab. 5) und liegt damit etwa 1,6 m über GOK. Zum Messzeitpunkt lag weder ein Hochwasserereignis vor, noch zeigten die benachbarten Grundwassermessstellen ähnliche Auffälligkeiten. Außerdem beträgt die Messpunkthöhe nach Angaben des LANUV 38,79 m ü. NHN. Der Messwert läge damit oberhalb der Pegeloberkante. Auch für die Messstellen 86454973 und 86454985 weichen ein bzw. zwei Werte der Messreihen von den übrigen Grundwassermessstellen ab.

Hier scheint anstatt der Wasserspiegelmessung die Höhe des OK Pegelrohres eingetragen worden zu sein.

Die Auswertung der Grundwasserstände aller Messstellen ohne die unplausiblen Werte ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

**Tab. 8:** Statistische Auswertung der Grundwassermessungen

	Anstrom		vor Deich				hinter Deich	Abstrom		
	86454973	86455000	86452060	86454985	86454997	86456015	84807064	86452174	86450086	84807076
GOK [m über NHN2016]	36,68	37,23	38,04	38,53	38,57	38,7	38,89	36,76	39,14	38,79
POK [m über NHN2016]	37,5	38,11	38,79	39,14	39,46	39,49	39,93	37,36	39,44	38,79
Anzahl	217	219	1005	233	233	233	1661	1860	2299	1661
Minimum	29,16	30,01	26,36	30,23	30,42	30,29	29,93	27,82	27,97	28,31
Maximum aller Werte	37,49	36,93	39,63	39,13	37,28	37	37,25	36,8	37,49	36,45
Differenz	8,33	6,92	13,27	8,9	6,86	6,71	7,32	8,98	9,52	8,14
Median	32,77	32,93	32,02	32,59	32,68	32,49	32,13	32,54	32,51	31,99
Mittelwert	32,83	32,98	31,85	32,68	32,76	32,58	32,35	32,49	32,47	32,19
Maximum ohne Ausreißer	<b>36,30</b>		<b>37,33</b>	<b>36,24</b>						

Die Mittelwerte der Grundwasserspiegelmessungen liegen zwischen 31,85 m ü. NHN und 32,98 m ü. NHN und weisen damit eine für die Größe des betrachteten Untersuchungsbereiches gute Übereinstimmung auf.

Die Maximalwerte (ohne die o.g. Ausreißer) liegen zwischen 36,24 m ü. NHN und 37,49 m ü. NHN. Bei hohen Grundwasserständen liegt die Grundwasseroberfläche damit bereits in den Hochflutablagerungen. Bei bindiger Ausbildung (Hochflutlehm) kann der Grundwasserspiegel dann örtlich gespannt oder halbgespannt sein.

Für den Rhein auf Höhe des Entnahmebauwerkes ist den Planungsunterlagen ein NNW von 30,96 m ü. NHN und ein BHQ<sub>2004</sub> von 42,45 m ü. NHN zu entnehmen.



Sehr niedrige Grundwasserstände liegen seit 1975 bei gut 31 m ü. NHN, einzelne Werte minimal bis ca. 30,2 m ü. NHN. Der temporäre Abfall der Grundwasserstände vor 1975 wird auf größere Grundwasserentnahmen im Nahbereich zurückgeführt (vgl. a. jährl. Entnahmemengen nach Abb. 3).

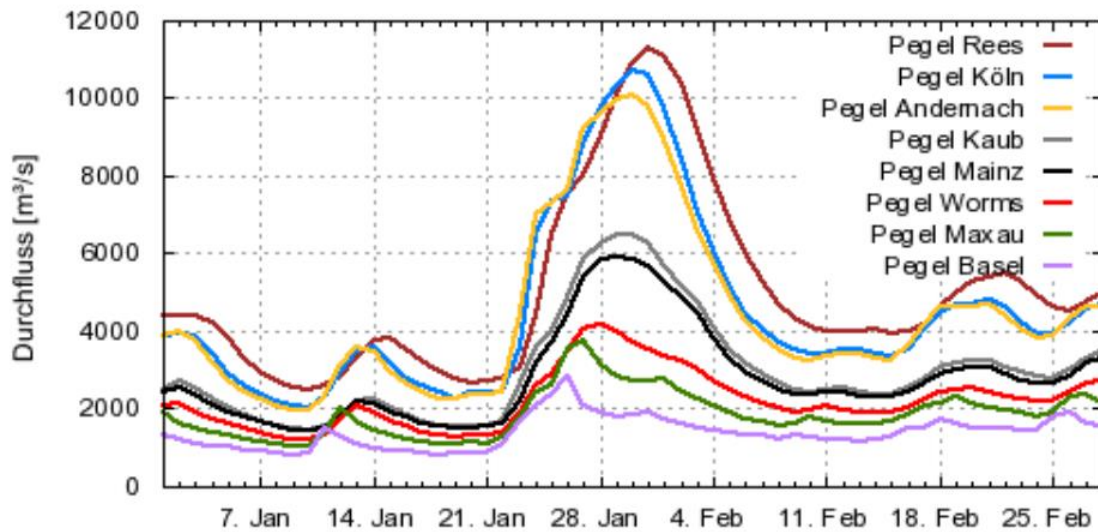
#### **5.4.1.2 Grundwasserstandsmessungen zum Zeitpunkt von Rheinhochwasser**

Nach U29 und U37 sind während des Beobachtungszeitraumes der Grundwassermessstellen zwei extreme Hochwasserereignisse eingetreten. Es handelt sich um das Hochwasser im Januar/Februar 1995 und aus dem Januar 2018.

Nach Angaben des Wasser- und Schifffahrtsamtes Duisburg (U32) lagen die maximalen Wasserspiegel am Rhein-km 712,7 zum Zeitpunkt der Hochwasserereignisse bei 39,14 m ü. NHN (2018) bzw. 41,02 m ü. NHN (1995).

##### **Ereignis 1995**

Nach U37 passierte die Hochwasserwelle „den Pegel Köln am 30.1. mit einem Pegelstand von 1069 cm (6 cm höher als beim Weihnachtshochwasser 1993). Am Pegel Rees betrug am 31.1.1995 der Durchfluß zum Scheitelpunkt der Hochwasserwelle knapp 12000 m<sup>3</sup>/s und lag damit über dem Weihnachtshochwasser 1993 und nur knapp unterhalb des höchsten bekannten Durchflusses des Hochwassers vom Januar 1926. Von der Abflussfülle (insbesondere in den oberen Durchflussbereichen) war das Rheinhochwasser im Januar 1995 am Niederrhein das größte Ereignis im 20. Jahrhundert.“ Die Durchflussmengen an verschiedenen Rheinpegeln sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben.



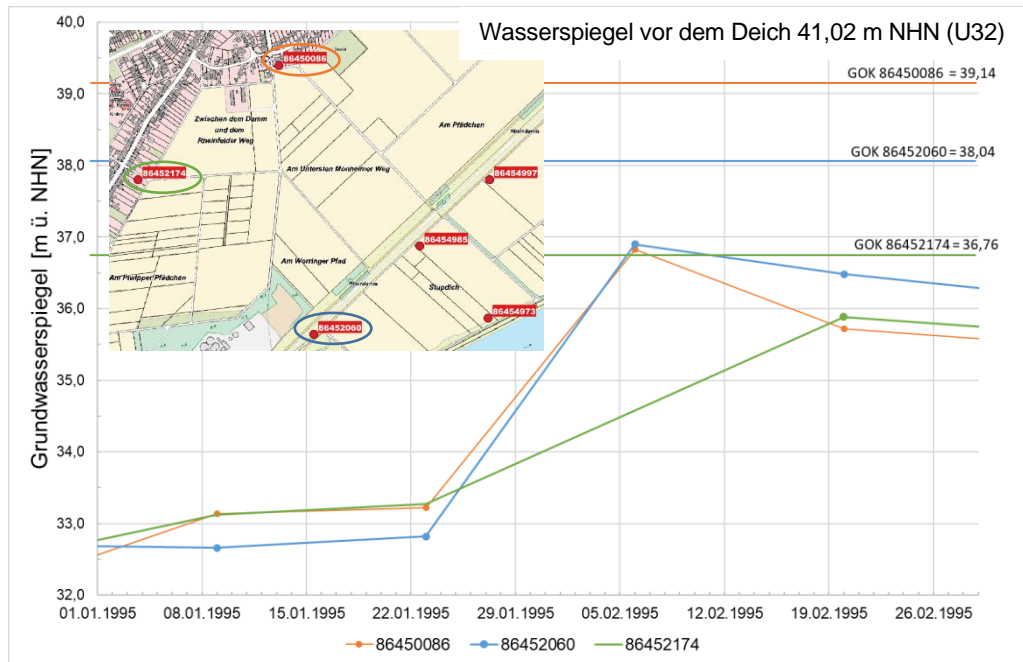
**Abb. 13:** Durchflüsse (Tagesmittelwerte: 01.01. - 28.02.1995) an ausgewählten Pegeln im Rheingebiet (aus U37)

Die Hochwasserwelle führte im Deichhinterland bei Dormagen-Rheinfeld zu Überflutungen im Bereich der landwirtschaftlichen Nutzflächen.



**Abb. 14:** Luftbild aus dem Januar 1995 – Kläranlage Dormagen (aus U8)

Die Ganglinien der zu diesem Zeitpunkt gemessenen Grundwassermessstellen sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben.



**Abb. 15:** Grundwasserganglinien und Geländehöhen Jan-Feb 1995

Die Messwerte der Messstellen zeigen eine gute Übereinstimmung mit dem Verlauf des Rheinhochwassers. Die auf der Luftseite des Deiches gemessenen Messstellen zeigen trotz der weitflächigen Überflutungen des Hinterlandes Flurabstände von mehreren Dezimetern auf.

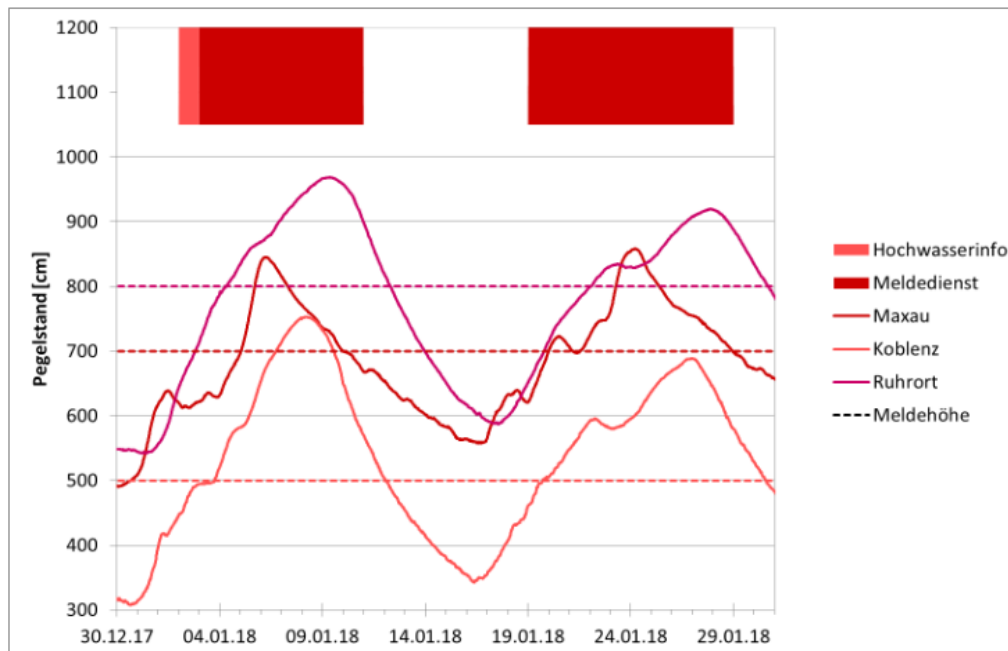
### Ereignis 2018

Nach U29 wurde „am Niederrheinpegel Köln (...) am 08.01. ein Scheitel von 878 cm gemessen. Der ermittelte Abfluss betrug rd. 7610 m<sup>3</sup>/s (< HQ5). Am Pegel Duisburg/Ruhrort wurde die Meldehöhe von 800 cm am 04.01. überschritten und schließlich am 09.01. ein Höchststand von 969 cm entsprechend 7800 m<sup>3</sup>/s erreicht (<HQ5). Am gesamten Niederrhein blieb das Hochwasser unter einem fünfjährlichen Ereignis. (...)

Nach einer etwa zehntägigen Ruhephase mit wenig Niederschlag und schnell bis deutlich unter die Meldehöhen sinkenden Wasserständen setzte ab dem 15.01. erneut verbreitet Niederschlag mit stärkerer Intensität ein, der die Wasserstände an allen Gewässern wieder ansteigen ließ. (...)

Am Niederrhein lagen die Scheitel nur noch wenig über einem HQ2.“

Der Durchgang der Hochwasserwellen an den verschiedenen Rheinpegeln sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben.



**Abb. 16:** Zeitlicher Verlauf der Wasserstände an den Meldepegeln Maxau, Koblenz und Ruhrort und Dienstzeiten des Hochwassermeldezentrums Rhein (aus U29)

Die Ganglinien der zu diesem Zeitpunkt gemessenen Grundwassermessstellen sind in der folgenden Abbildung wiedergegeben. Die täglichen Messungen in den Messstellen 84807076 und 84807064 an der Piwipper Straße belegen nochmals die sehr gute Übereinstimmung zwischen Hochwasserwelle und Grundwasserspiegel mit den zeitgleichen Maximalwerten am 09.01.2018 und 28.01.2018 am Pegel Ruhrort.

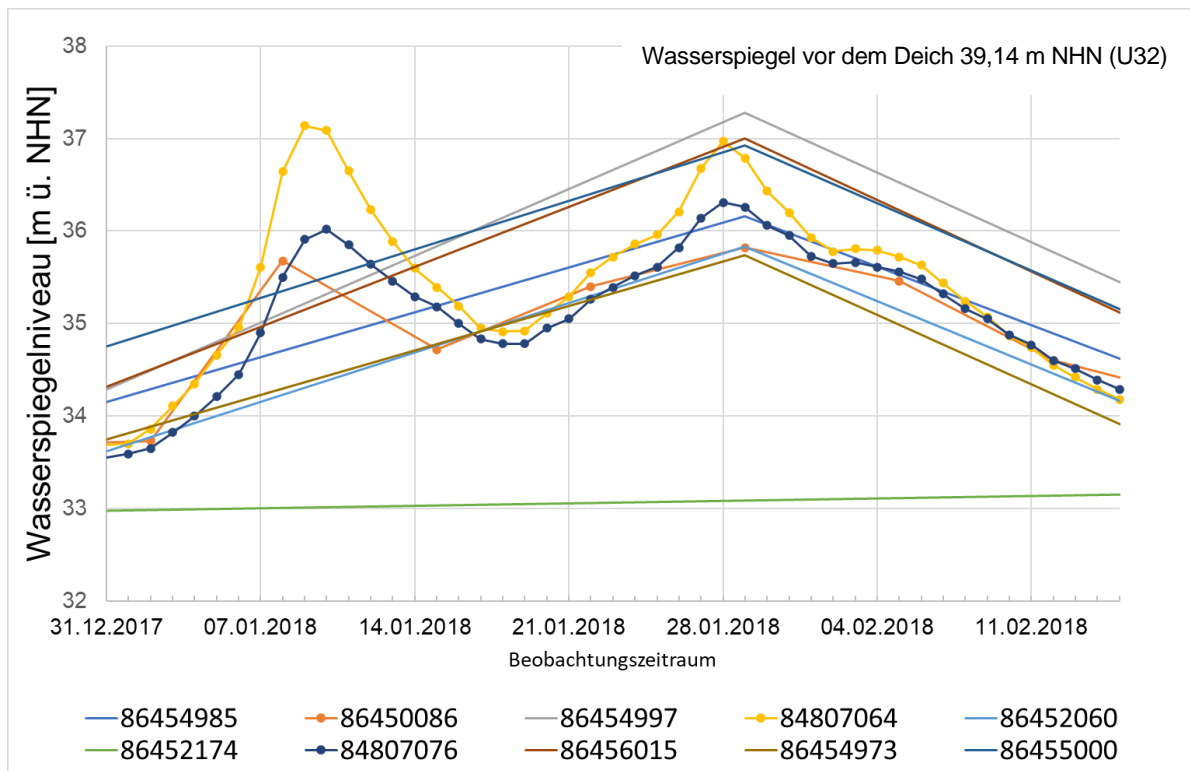


Abb. 17: Grundwasserganglinien Jan-Feb 1995

Auch bei diesem Hochwasserereignis liegen alle Wasserspiegel unter der jeweiligen Geländehöhe.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass auch bei auflaufenden Rheinhochwassern die Grundwasserstände nicht artesisch gespannt sind.

#### 5.4.2 Durchlässigkeit

Es wird darauf hingewiesen, dass die **Hochflutlehme** keine durchgehende Grundwasserdeckschicht ausbilden.

Die Durchlässigkeiten der Schichten wurden aus den Kornverteilungen mit dem Programm GGU-Sieve (V16.31) bestimmt. Die Auswertung erfolgt dabei für die Hochflutsande und die Terrassensedimente programmintern auf der Grundlage des Merkblattes „Anwendung von Kornfiltern an Bundeswasserstraßen (MAK) der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe (2013)“ und unter Berücksichtigung der Gültigkeitsgrenzen.



Für die enggestuften oligozänen Feinsande erfolgte die Bestimmung nur nach dem Verfahren nach BEYER.

Die Einzelwerte und die gewählte Berechnungsgrundlage können den Kornverteilungen der Anlage 4 entnommen werden. Die statistische Auswertung ist in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

**Tab. 9:** Zusammenstellung der Durchlässigkeiten der verschiedenen Schichtglieder  
(alle Werte in m/s)

	Hochflutlehm	Hochflutsand	Terrassensedimente	Oligozäne Sande
Anzahl	13	11	36	23
Minimum	$2,20 \cdot 10^{-07}$	$1,40 \cdot 10^{-07}$	$3,20 \cdot 10^{-05}$	$7,30 \cdot 10^{-05}$
Maximum	$7,80 \cdot 10^{-06}$	$1,90 \cdot 10^{-04}$	$8,30 \cdot 10^{-01}$	$1,90 \cdot 10^{-04}$
Geometrisches Mittel	$7,24 \cdot 10^{-07}$	$5,68 \cdot 10^{-06}$	$1,88 \cdot 10^{-03}$	$1,27 \cdot 10^{-04}$
Median	$4,10 \cdot 10^{-07}$	$7,80 \cdot 10^{-06}$	$7,50 \cdot 10^{-04}$	$1,40 \cdot 10^{-04}$
Standardabw.	$3,30 \cdot 10^{-06}$	$6,92 \cdot 10^{-05}$	$1,42 \cdot 10^{-01}$	$3,54 \cdot 10^{-05}$

### 5.4.3 Bemessungswasserspiegel

Für das **Pumpwerk** sind die Grundwasserspiegelmessungen der um das Bauwerk gelegenen Messstellen 86454985, 86454997 und 86450086 maßgebend (vgl. Tab. 10).

**Tab. 10:** ermittelte Grundwasserstände am Pumpwerk

Messstelle		86454985	86454997	86450086
Anzahl Messungen	-	232	233	2299
Minimum	m ü. NHN	30,23	30,42	27,97
Maximum (*ohne Ausreißer)	m ü. NHN	<b>36,24*</b>	37,28	37,49
Median	m ü. NHN	32,59	32,68	32,51
Mittelwert	m ü. NHN	32,68	32,76	32,47

Die Messstellen 86454985 und 86454997 wurden im Jahr 2001 errichtet. Die Grundwasserganglinien der Messstellen sind daher für den Zeitraum 2001 bis 2023 in der folgenden Abbildung wiedergegeben. Neben den Ganglinien der Grundwasserstände sind auch die Bereiche für die Bemessungswasserspiegel enthalten.



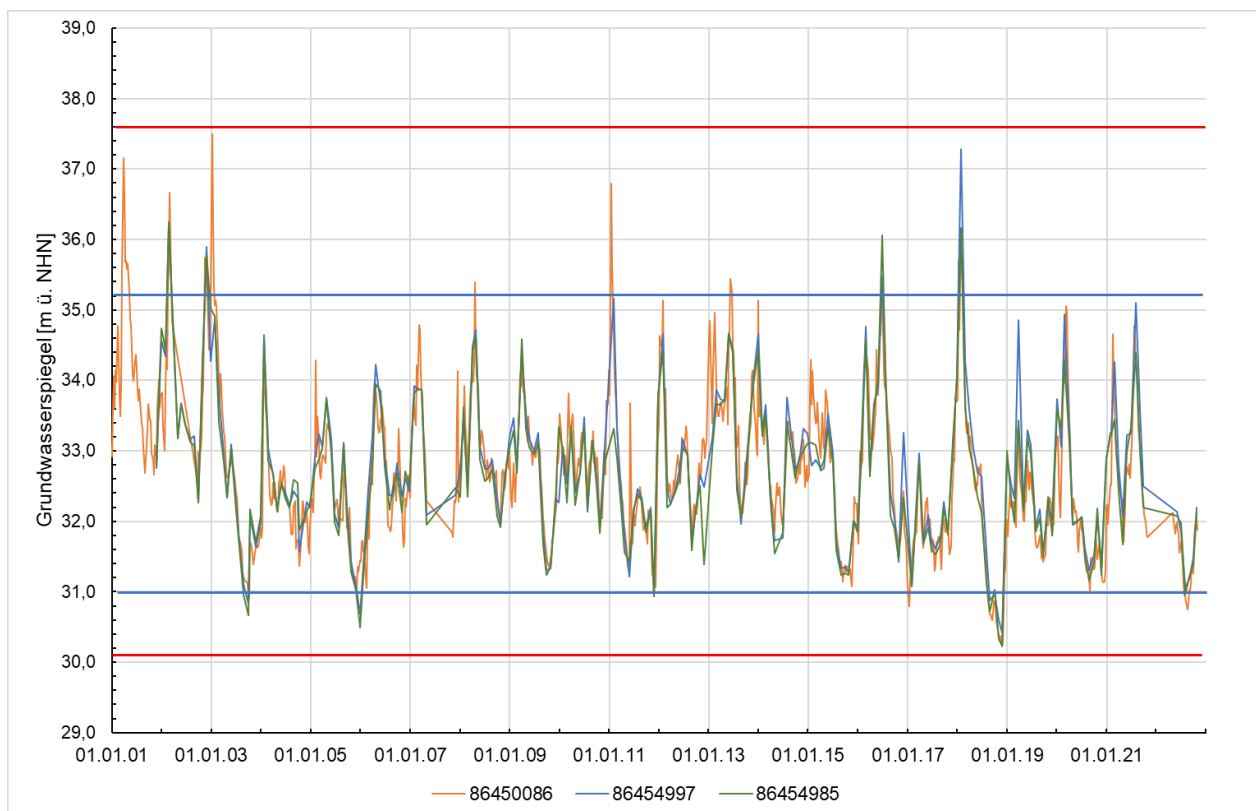
Für die Bemessungssituation BS-T **des Bauzustandes** wird eine Über- oder Unterschreitung der langjährigen Messwerte **unter der Bedingung** zugelassen, dass für die rot dargestellten Minimal- und Maximalwerte die erdstatischen Nachweise für die Bemessungssituation BS-T/A nachgewiesen werden können. Damit ergeben sich für das Pumpenbauwerk folgende Bemessungswasserspiegel:

Bauzustand, BS-T

Maximalwert von 35,2 m ü. NHN  
Minimalwert von 31,0 m ü. NHN

Bauzustand, BS-T/A

Maximalwert von 37,5<sup>4</sup> m ü. NHN  
Minimalwert von 30,1 m ü. NHN



**Abb. 18:** Grundwasserspiegel für das Pumpenbauwerk und Gültigkeitsbereiche der anzuwendenden Teilsicherheiten

<sup>4</sup> Nach U11 liegt der „seit 1954 höchsten gemessenen Grundwasserstand für den angefragten Standort auf etwa 37,0 +/- 0,5 m NHN2016. Offensichtlich fehlerhafte Angaben von Grundwasserständen bleiben bei der Ermittlung von höchsten Grundwasserständen unberücksichtigt.“



Für den Endzustand, BS-P, werden unter Berücksichtigung eines geringen Sicherheitszuschlages folgende Bemessungsgrundwasserspiegel empfohlen:

Maximalwert von	37,8 m ü. NHN
Minimalwert von	29,9 m ü. NHN

Für den Fall eines Durchtrittes von Rheinhochwasser durch den noch nicht sanierten Deich wird auf der sicheren Seite liegend seitens der RWE Power AG ein Wasseranstieg an der Luftseite des Deiches bis ca. 70 cm über GOK (ca. 39,7 m ü. NHN) angesetzt. Für diese Situation, die ein teilweises Versagen des Deiches voraussetzt, sind nach gutachterlicher Ansicht die Teilsicherheitsbeiwerte der außergewöhnlichen Bemessungssituation BS-A maßgebend.

#### **5.4.4 Betonaggressivität / Stahlaggressivität**

Angaben zur Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers liegen nicht vor. Beprobungen des Grundwassers konnten wegen fehlender Genehmigungen nicht ausgeführt werden.

#### **5.4.5 Wasserwirtschaft**

Das Projektgebiet liegt nicht in einem ausgewiesenen oder geplanten Trinkwasserschutzgebiet.

Das Rheinvorland liegt bis zum Deich im festgesetzten Überschwemmungsgebiet des Rheins.

#### **5.5 Bodenfestigkeit, Tragfähigkeit**

Im Rahmen der Baugrunduntersuchungen wurden direkt neben den Maschinenbohrungen Schwere Rammsondierungen zur Bestimmung der Tragfähigkeit der oberflächennahen Schichtenfolge ausgeführt. Aufgrund der mit der Tiefe zunehmenden Lagerungsdichte der Terrassensedimente wurden in den Bohrungen unterhalb der Endtiefe der Rammsondierungen Bohrlochrammsondierungen (BDP, ehem. SPT) ausgeführt.

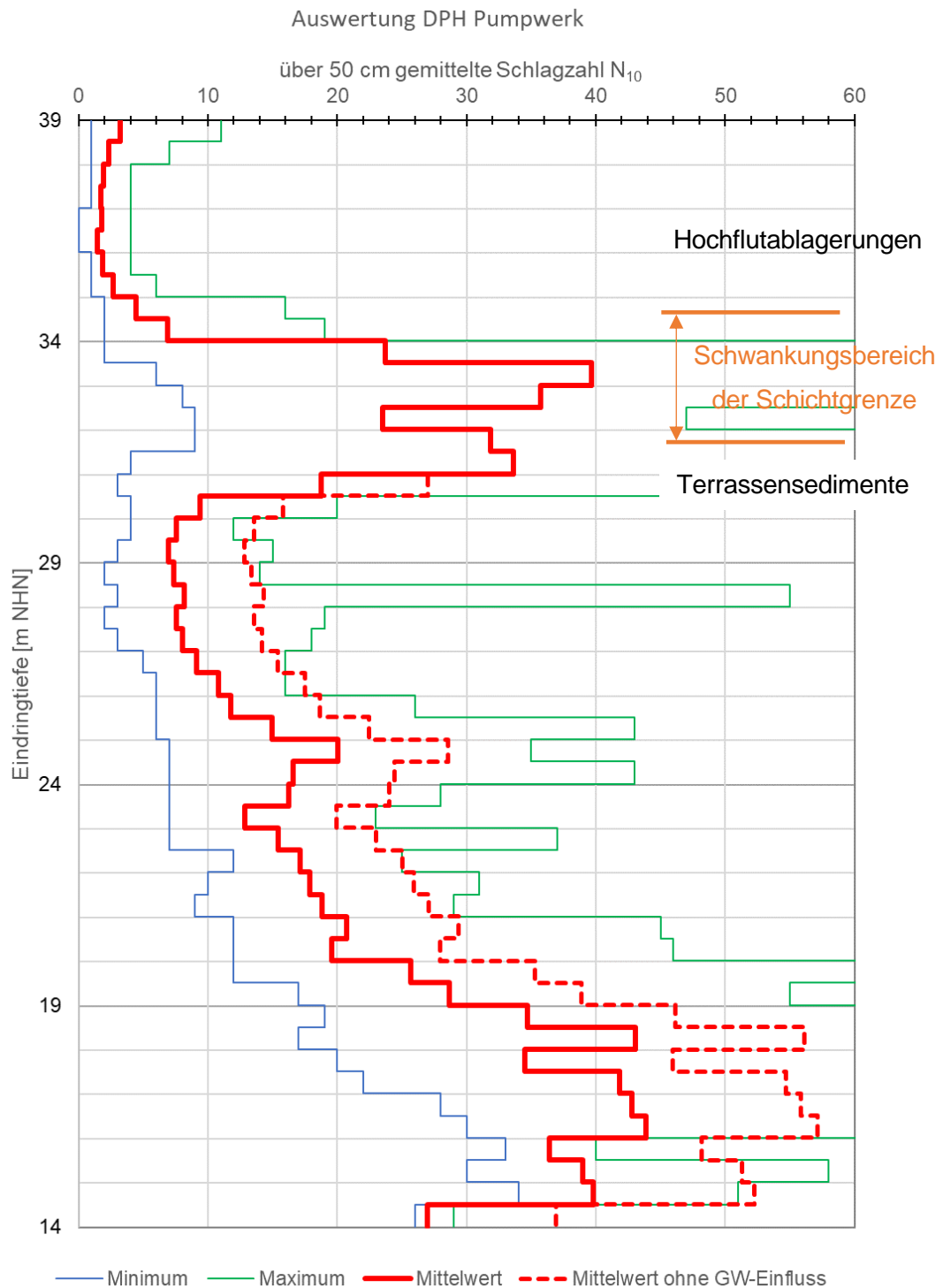


In der folgenden Abbildung sind die über 50 cm gebildeten Mittelwerte aller Sondierungen sowie die Minima und Maxima und der Median der Sondierungen für 10 cm Eindringtiefe der Sondenspitze in 0,5 m Schritten aufgetragen. Es wird darauf hingewiesen, dass die Ergebnisse der über alle Sondierungen gemittelten Schlagzahlen durch die Schwankungsbreite der Schichtmächtigkeiten beeinflusst werden.

Der signifikante Rückgang der Werte unterhalb von 31 bis 32 m ü. NHN ist auf den die Schlagzahlen in rolligen Böden verringernden Einfluss des Grundwassers zurückzuführen. Die Schlagzahlen der Schweren Rammsonde unter dem Grundwasserspiegel ( $N_{10,u}$ ) können für weitgestufte Sand-Kies-Gemische ( $U \geq 6$ ) näherungsweise nach der Formel

$$N_{10,u} = 1,2 + N_{10,\ddot{u}} + 4,5$$

umgerechnet werden. Die Formel ist dabei im Schlagzahlbereich  $3 < N_{10,u} < 50$  gültig. Die für den Bereich unter dem Grundwasserspiegel umgerechneten Schlagzahlen sind in der folgenden Abbildung strichliniert dargestellt.



**Abb. 19:** Gemittelte Schlagzahlen der Schweren Rammsondierungen (DPH) über die Tiefe

Eine Korrelation der Lagerungsdichten und Vergleich der verschiedenen Aufschlussmethoden ist in der folgenden Abbildung wiedergegeben.



Lagerungsdichte nichtbindiger Böden	Spitzendruck CPT $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Eindringwiderstand			
		DPH $N_{10}$ [-]	DPM $N_{10}$ [-]	DPL $N_{10}$ [-]	BDP / SPT $N_{30}$ [-]
sehr locker	-	≤ 1	≤ 4	≤ 6	≤ 3
locker	< 5 (7,5)	1 – 4	4 – 11	6 – 10	3 – 8
mitteldicht	5 (7,5) – 10 (15)	4 – 13	11 – 26	10 – 50	8 – 25
dicht	10 (15) – 20 (25)	13 – 24	26 – 44	50 – 64	25 – 42
sehr dicht	> 20 (25)	> 24	> 44	> 64	42 – 58

**Abb. 20:** Empirische Korrelationen zwischen den Sondierergebnissen verschiedener Sonden und der Lagerungsdichte nichtbindiger Böden (U30)

In den oberen 4,5 – 6,5 m **der Hochflutablagerungen** liegen die Schlagzahlen i.d.R. zwischen 1 bis 4 Schlägen für 10 cm Eindringung der Sondenspitze und belegen damit eine nur weiche Konsistenz bzw. eine nur lockere Lagerung und sehr eingeschränkte Tragfähigkeitseigenschaften.

Innerhalb der **Terrassensedimente** steigen die Schlagzahlen zunächst auf ca. 20 Schläge für 10 cm Eindringung der Sondenspitze an, um im Bereich der Grundwasserwechselzone auf Werte von etwa 13 Schlägen abzunehmen. Ab 13 m u GOK liegen die um den Einfluss des Grundwassers bereinigten Schlagzahlen dann wieder über 20 Schlägen und steigen dann weiter an. Die Schlagzahlen belegen damit durchgehend eine dichte bis sehr dichte Lagerung und gute bis sehr gute Tragfähigkeitseigenschaften.

Die **oligozänen Sande** wurden im Bereich des Pumpwerkes mit den Schweren Rammsonden nicht erreicht (vgl. Anl. 2). Die Schichtgrenze liegt hier unter dem von den Rammsondierungen erreichten Tiefenniveau. Die Bestimmung der Lagerungsdichte erfolgt hier über die Auswertung der Bohrlochrammsondierungen (BDP). Unterhalb einer Tiefe von 25 m ü. NHN wurden in den Bohrungen BDP ausgeführt. Die Ergebnisse sind neben den Bohrprofilen aufgetragen und sind in der folgenden Abbildung (Abb. 21) zusammengestellt.

Da alle Messungen unterhalb des Grundwasserspiegels liegen wurde auf eine Berücksichtigung des Grundwassereinflusses auf die Schlagzahlen wegen der einheitlichen Versuchsbedingungen und den ohnehin hohen Werten verzichtet.

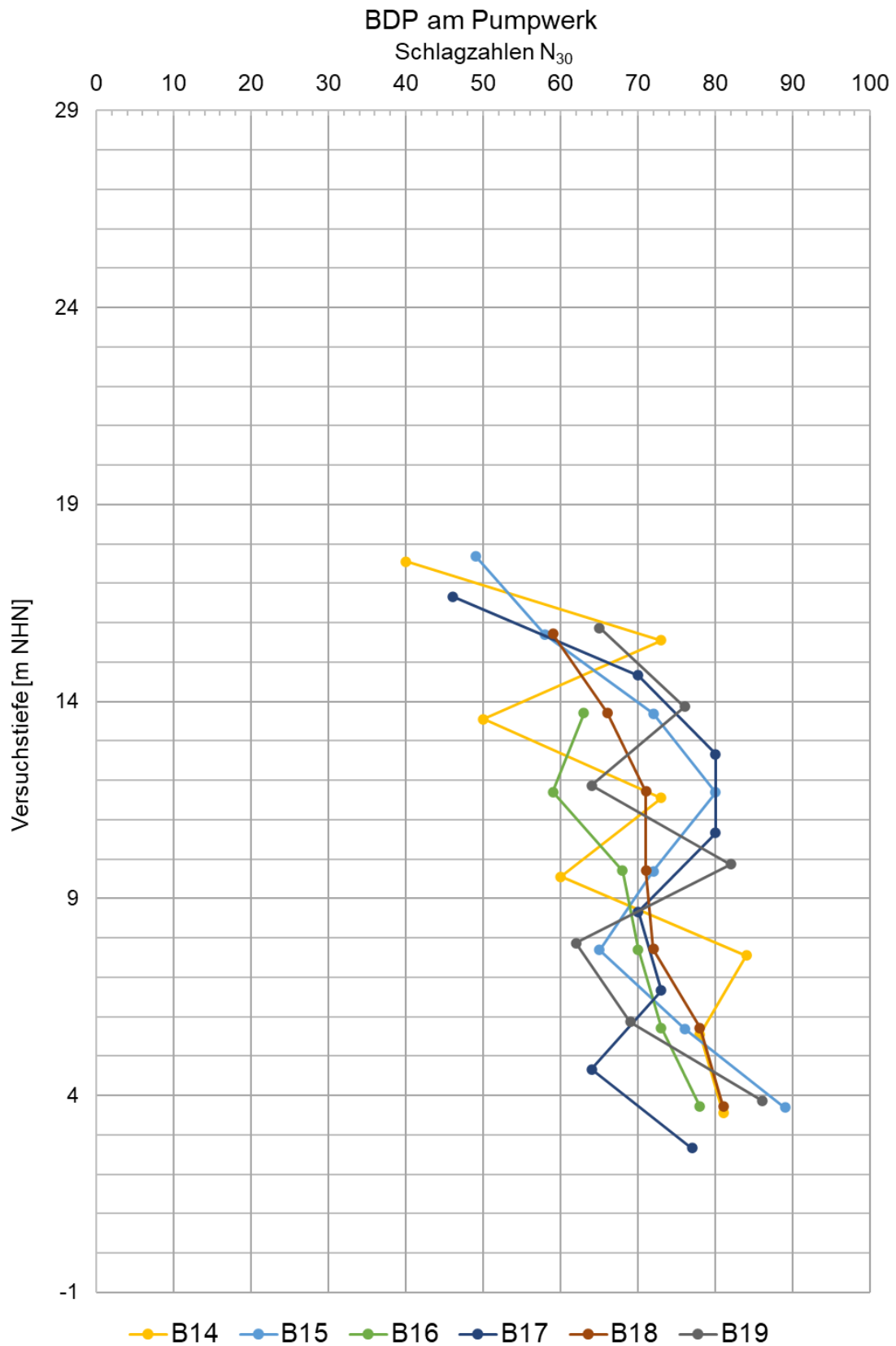


Abb. 21: Ergebnisse der BDP über die Tiefe in den Tertiären Sanden



Die tertiären Schichten zeigen nahezu durchgehend Schlagzahlen von mehr als 40 Schlägen für 30 cm Eindringung der Sondenspitze und damit eine dichte bis sehr dichte Lagerung an (vgl. a. Abb. 20).

## 5.6 Bodenklassifizierung, Wasser- und Frostepfindlichkeit

Im Untersuchungsbereich ist mit den in Tab. 11 angegebenen Bodengruppen nach DIN 18196 sowie Bodenklassen nach DIN 18300 (2012) zu rechnen. Ferner werden die Bodenschichten nach ihrer Frostepfindlichkeit (ZTVE-StB 17) beurteilt.

**Tab. 11:** Bodengruppen, Bodenklassen und Frostepfindlichkeit

Schicht	Bodengruppen nach DIN 18196	Bodenklassen nach DIN 18300 (2012)	Frostepfindlichkeit nach ZTVE-StB 17
1 Auffüllung / Oberboden	A, Mu [OU, OH, UL, SU*, SU, GU, GU*]	1 – 4	sehr frostepfindlich (F3)
2 Hochflutlehm Hochflutsand	TL, TM, SU* SE, SU	2 – 4	nicht bis sehr frostepfindlich (F1- F3)
3 Terrassensedimente	SI, GI, SE, GW, SW	3 – 4	nicht frostepfindlich (F1)
4 Tertiäre Sande	SE	3	nicht frostepfindlich (F1)

**Die Zuordnung nach VOB C in Homogenbereiche mit entsprechenden bodenmechanischen Kennwerten ist als Anlage 5 beigefügt.**

Weitgehend schluffiges und toniges Bodenmaterial ist wegen des Korngrößenanteils < 0,06 mm wasserempfindlich. Bei Wasserzutritt in Verbindung mit mechanischer Beanspruchung können diese Böden unter Festigkeitsverlust in fließende Bodenarten übergehen. Sie sind ferner sehr frostepfindlich (Klasse F3 nach ZTVE-StB 17).



## 5.7 Bodenkennwerte

Die Bodenkennwerte werden nach den Ergebnissen der Material- und Konsistenzansprache in den Kleinrammbohrungen, dem Bohrwiderstand, den Ergebnissen der Rammsondierungen, den bodenmechanischen Laboruntersuchungen und nach Erfahrungswerten abgeschätzt. Den für das Bauvorhaben maßgebenden Bodenschichten können folgende Kennwerte zugeordnet werden:

**Tab. 12:** Mittlere charakteristische Bodenkennwerte

Schicht	Wichte $\gamma_K / \gamma'_K$	Steifemodul $E_{s,K}$	Reibungswinkel $\varphi'_K$	Kohäsion $c'_K$
	[ KN/m <sup>3</sup> ]	[ MN/m <sup>2</sup> ]	[ ° ]	[ KN/m <sup>2</sup> ]
Hochflutlehm	18 / 9	5	25	3
Hochflutsand	17 / 9	10	30,0	0
Terrasse	18 / 11	100	35	0
Oligozän	19 / 11	80	35	0

## 5.8 Bohr- und Rammpbarkeit

Die Bohrbarkeit ist in den erkundeten Bodenschichten grundsätzlich gegeben.

In den Terrassensedimenten können die Rammwiderstände sowohl mit der Tiefe als auch innerhalb der Schicht wegen der vertikal und horizontal ungleichmäßig verteilten, größeren Einzellagen so ansteigen, dass sie nicht mehr rammpbar sind.

Für in die Terrassen einbindenden Spundwände sind daher Austauschbohrungen vorzusehen.



## **6 Gründung der Bauwerke**

### **6.1 Aushubsohle / Gründungsboden**

Mit einer geplanten Aushubtiefe von 23,3 m ü NHN (Kap. 3) liegt die Gründungssohle des Pumpwerkes innerhalb der hochtragfähigen Terrassensedimente.

Auch die Aushubsohlen des an die Baugrube des Pumpwerkes anschließenden Kompensator-schachtes und des MID-Schachtes liegen nach den vorliegenden Unterlagen ebenfalls in den Terrassensedimenten.

### **6.2 Gründungsart, zulässige Bodenpressung**

Unter Berücksichtigung des Aushubs ergibt sich für den Boden im Gründungsbereich des Pumpwerkes keine zusätzliche Belastung. Auf dem Erdplanum kann für die Vorbemessung unter Berücksichtigung der Aushubentlastung ein Bettungsmodul von

$$k_s = 30 \text{ MN/m}^3$$

zugelassen werden.

Die Sohlpressungen sollten i.M. 300 kN/m<sup>2</sup> nicht überschreiten. Die maximale Kantenpressung wird bis 400 kN/m<sup>2</sup> zugelassen.

Die Angaben zum Kompensatorbauwerk und MID-Schacht können erst nach Vorlage der Bauwerklasten angegeben werden.



## **7 Hinweise für die Bauausführung**

### **7.1 Baugrubenverbau**

#### **7.1.1 Allgemeines**

Nach EB 79 (U25) zählen Baugrubenkonstruktionen zur Bemessungssituation BS-T (vorübergehende Situation) und in Verbindung mit den Lasten der außergewöhnlichen Situation zur Bemessungssituation BS-A, wobei die Teilsicherheitsbeiwerte von Zwischenzuständen (BS-T/A) zu interpolieren sind. Danach gelten als

Regelfall (BS-T) mit

- ständigen Einwirkungen,
- unmittelbar auf Hilfsbrücken oder Baugrubenabdeckungen einwirkende Nutzlasten nach EB 3, Absatz 1,
- Erddruck aus Nutzlasten nach EB 3, Absatz 1,
- Erddruck aus Nutzlasten im Zusammenhang mit Bauwerken neben der Baugrube,

Sonderfall (BS-T/A) zusätzlich zum Regelfall

- Fliehkräfte, Bremskräfte und Seitenstoß, z. B. bei Baugruben im Einflussbereich von Schienenverkehrsanlagen,
- selten auftretende Lasten und unwahrscheinliche oder selten auftretende Kombinationen von Lastgrößen und Lastangriffspunkten,
- Wasserdruck infolge von Wasserständen, die über den vereinbarten Bemessungswasserstand hinausgehen,
- Temperaturwirkungen auf Steifen,

Ausnahmefall (BS-A, neben den Lasten des Regelfalls sind zu berücksichtigen)

- Anprall von Baugeräten gegen die Unterstützungen von Hilfsbrücken bzw. Baugrubenabdeckungen oder gegen die Zwischenstützen von Knickhaltungen,
- Lasten durch Ausfall von Betriebs- und Sicherungsvorrichtungen, sofern deren Auswirkungen nicht durch entsprechende Maßnahmen begegnet werden kann,
- Lasten durch Ausfall besonders gefährdeter Tragglieder, z. B. Steife oder Anker,
- Lasten infolge von Auskolkungen vor der Baugrubenwand,
- kurzzeitig auftretende Sonderlasten, z. B. beim Prüfen, Überspannen oder Lösen von Ankern oder Steifen dürfen wie außerplanmäßige Lasten behandelt werden.

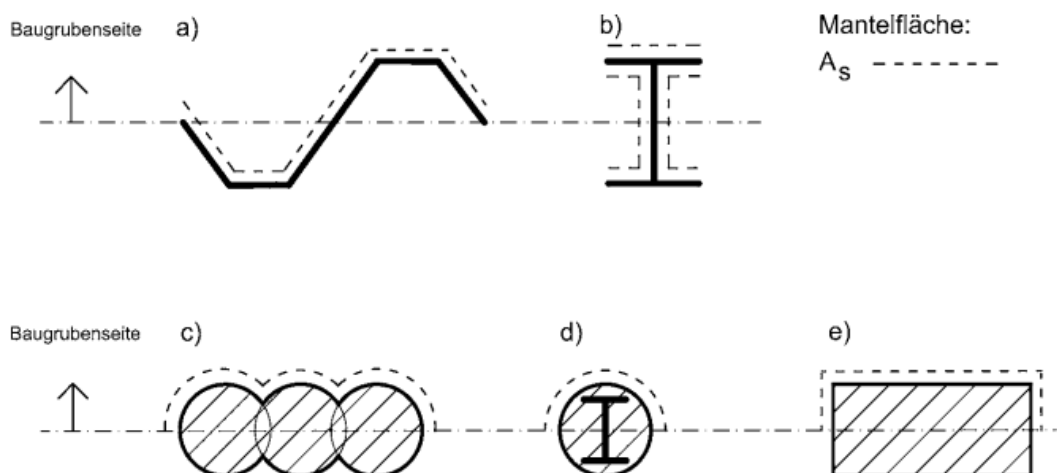


### 7.1.2 Verbau Pumpwerkbaugrube

Für die Umschließung der Pumpwerkbaugrube kommt aufgrund der Baugrubentiefe und der nicht bis in die Endtiefe rammbaren Schichtenfolge nur eine Bohrpfahlwand aus überschrittenen Bohrpfählen oder eine bewehrte Schlitzwand in Betracht.

Nach EB 85 (U25) können für die Mantelreibung von Ortbetonwände die Angaben der EA Pfähle herangezogen werden. Dabei ist zu berücksichtigen:

- Im Bereich zwischen Baugrubensohle und theoretischem Fußpunkt der Verbauwand sind bei Ermittlung der Mantelreibung die Mantelflächen nach der folgenden Abbildung in Ansatz zu bringen.
- Im Bereich unterhalb des theoretischen Fußpunkts darf bei Ermittlung der Mantelreibung die umlaufende Abwicklungsfläche in Ansatz gebracht werden.



**Abb. 22:** Wirksame Mantelfläche  $A_s$  zwischen Baugrubensohle und theoretischem Fußpunkt, a) Spundwand, b) Bohlträger, c) Bohrpfahlwand, d) im Fußbereich einbetonierte Bohlträger und e) Schlitz-/Dichtwand (U25, EB85)

Für die Ermittlung der charakteristischen Fußwiderstände sind bei Ortbetonwänden (überschnittene Bohrpfahlwand und/oder Schlitzwand) die tatsächlich vorhandenen Aufstandsflächen zugrunde zu legen.

Für die Abtragung von Vertikalkräften können dabei für die Pumpwerkbaugrube folgende Werte zugelassen werden. Dabei wird für die Festlegung der Mantelreibung eine möglichen Auflockerung durch den Unterwasseraushub mit berücksichtigt.



Mantelreibung im Bruchzustand $q_{s,k,bis\ 18\ m\ \ddot{u}\ NHN}$ :	40 kN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung im Bruchzustand $q_{s,k,ab\ 18\ m\ \ddot{u}\ NHN}$ :	60 kN/m <sup>2</sup>
Spitzendruck im Bruchzustand $q_{b,k}$ :	4 MN/m <sup>2</sup>

Es ist zu berücksichtigen, dass für die innere Standsicherheit des Schlitzes die Bodenschicht mit dem größten maßgebenden Korndurchmesser  $d_{10}$  maßgebend ist. Gemäß DIN 4126 sind z.B. Kies- und Steinschichten mit einem Korndurchmesser  $d_{10}$  über 5 mm nur dann standsicher, wenn eine Fließgrenze  $\tau_{a0F}$  über 70 N/m<sup>2</sup> vorhanden ist oder Sondermaßnahmen durchgeführt werden, wie z. B. Injektionen in der maßgebenden Schicht vor den Aushubarbeiten oder Zugaben von Sand oder Zement während der Aushubarbeiten.

### 7.1.3 MID- und Kompensatorbaugruben

Für die Baugruben des Kompensatorschachtes (UK Baugrube ca. 30,9 m ü. NHN) und des MID (UK Baugrube ca. 34,01 m ü. NHN) ist nach den derzeit vorliegenden Unterlagen auch ein Spundwandverbau möglich.

Hierbei werden jedoch aufgrund der hohen Schlagzahlen (vgl. Abb. 20) und örtlich vorhandenen Steinlagen (vgl. z.B. Fotodokumentation B16) Austauschbohrungen für erforderlich gehalten. Die Austauschbohrungen sollten nur bis ca. 0,5 m über die rechnerisch erforderliche Verbautiefe geführt werden.

Für die Abtragung von Vertikalkräften können dabei in den Terrassensedimenten folgende Werte zugelassen werden.

Spitzendruck im Bruchzustand	$q_{b,k}$ :	9 MN/m <sup>2</sup>
Mantelreibung im Bruchzustand	$q_{s,k}$ :	20 MN/m <sup>2</sup>



#### 7.1.4 Berechnungsansätze für die Baugrubenumschließung

Für die Bemessung der Baugrubenumschließung ist bei Einsatz unnachgiebiger Systeme (z.B. rückverankerte Baugruben, Bohrpfahlwände, Schlitzwände) nach DIN 4085 ein erhöhter aktiver Erddruck mit

$$E'_{ah} = 0,5 \times E_{ah} + 0,5 \times E_{0h}$$

ausreichend. Der Nachweis des Erdwiderstands ist im Falle der Einspannung in den Boden nach EB 25 (U25) zu führen. Hierbei ist zur Begrenzung der Verformungen eine Abminderung gem. EB 22 von  $\eta_p \leq 0,8$  bei durchgehenden Wänden anzusetzen.

Für die Bemessung der Spundwandbaugruben reicht der Ansatz des aktiven Erddrucks  $E_{a,h}$  aus.

Für die horizontale Bettung der Baugrubenwände können nach EB 102 die folgenden Werte abgeschätzt werden:

Terrassensedimente:	$k_{s,h} = \text{i.M. } 10 \text{ MN/m}^3$
Tertiären Sande:	$k_{s,h} = \text{i.M. } 15 \text{ MN/m}^3$

Es wird darauf hingewiesen, dass die horizontale Bettung die Größe des aktivierbaren Erdwiderstandes nicht überschreiten darf.

Sofern die Wände freigelegt werden und damit Erddruckkräfte wirksam sind, die einen Differenzdruck, z. B. aus einer aktiven Erddruckbelastung hinter der Wand und einer passiven Erddruckbelastung vor der Wand hervorrufen, darf nur an den Wandflächen Pfahl- bzw. Wandmantelreibung angesetzt werden, bei denen ein Erddruckneigungswinkel  $\delta \leq 0$  vorhanden ist (U27).

Nach U25 (EB84) gilt im Hinblick auf die Ermittlung der Bemessungswiderstände Folgendes:

- Es dürfen auf der Widerstandsseite für den charakteristischen Fußwiderstand  $R_{b,k}$  und Mantelwiderstand  $R_{s,k}$  die Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlwiderstände und für die charakteristische Reibungskraft der Teilsicherheitsbeiwert für den Erdwiderstand zugrunde gelegt werden.
- Sofern die Setzungen der Baugrubenwand klein gehalten werden müssen, z. B. bei Baugruben neben Bauwerken, sind die charakteristischen Werte der Widerstände



mit einem Anpassungsfaktor  $\eta \leq 0,80$  abzumindern. Außerdem kann es erforderlich sein, die Gebrauchstauglichkeit nach EB 83 nachzuweisen.

Nach U25 ist, sofern beim Nachweis der äußeren Tragfähigkeit Einbindetiefen von 3,00 m für Spundwände und Bohlträger und von 2,50 m für Ortbetonwände bzw. 5 m bei Herstellung im Unterwasseraushub unterschritten werden, der ermittelte Fußwiderstand mit dem Anpassungsfaktor  $\eta_t$  abzumindern. Dieser Anpassungsfaktor darf wie folgt ermittelt werden:

$$\eta_t = (t_g - 0,50 \text{ m}) / 2,5 \text{ m} \quad \text{bei Spundwänden und Bohlträgern,}$$

$$\eta_t = (t_g - 0,50 \text{ m}) / 2,0 \text{ m} \quad \text{bei Ortbetonwänden und einbetonierten Bohlträgern.}$$

## 7.2 Wasserhaltung

Im Rahmen der geotechnischen Standortbewertung wurde auf Veranlassung der RWE AG die erforderlichen Entnahmeraten zur Trockenhaltung der Pumpwerksbaugrube unter Ansatz vereinfachter hydrogeologischer Verhältnisse mittels eines prinzipiellen Grundwasserströmungsmodells (Processing-MODFLOW 5.1) für mittlere Grundwasserstände (32,60 m ü. NHN) für den stationären Strömungszustand ermittelt. Dabei wurden folgende Randbedingungen berücksichtigt:

- Die geplante Aushubsole des Pumpwerks liegt bei 23,30 m ü. NHN. Mit einem Sicherheitszuschlag von 0,5 m beträgt das Absenkziel 22,80 m ü. NHN.
- Die Abmessungen der Baugrube betragen rund 102,4 m x 36 m.
- Für die Durchlässigkeiten wurden folgende Werte angesetzt:
  - Terrasse:  $K_{\text{horizontal}} = K_{\text{vertikal}} = 1,9 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ ,
  - oligozäne Feinsande:  $K_{\text{horizontal}} = K_{\text{vertikal}} = 1,1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ .
- Im gesamten Modellgebiet
  - sind die Grundwasserleiter in sich homogen und isotrop,
  - sind damit die o.g. Durchlässigkeiten konstant,
  - liegt die Basis der Grundwasserleiter auf gleichbleibendem mittlerem Niveau; Terrasse: 14 m ü. NHN, Feinsande: -20 m u. NHN),
  - ist der natürliche hydraulische Gradient  $i = 0$ .



Im Modell wird die Baugrubenumschließung durch eine im Mittel bis 2 m in die tertiären Feinsande einbindende überschnittene Bohrpfahlwand mit einer Unterkante auf Niveau UK der Bohrpfähle (12 m ü. NHN) berücksichtigt.

Die errechnete erforderliche stationäre Förderrate beträgt 550 m<sup>3</sup>/h. Da insbesondere die Annahme des homogenen Halbraumes für die Terrassensedimente mit den ausgeprägt wechselnden Durchlässigkeiten (vgl. Tab. 9) nicht zutrifft und die Berechnungen damit nicht auf der sicheren Seite liegen, bestätigen bereits die mit den o.g. Vorgaben ermittelten Entnahmemengen nach gutachterlicher Ansicht das Erfordernis der Ausführung einer Unterwasserbetonsohle.

Für die zusitzenden Restwassermengen und anfallendes Tagwasser wird die Anlage einer offenen Wasserhaltung in der Baugrube empfohlen.

### **7.3 Sicherung der Baugrubensohle und -wände**

#### **7.3.1 Angaben zur Mantelreibung und Einbindetiefe des Verbaus**

Nach der vorliegenden Planung ist die Unterwasserbetonsohle mit einer Stärke von 1,5 m geplant. Für die Auftriebssicherung sind verpresste Mikropfähle vorgesehen.

Nach DIN 1054 muss die Einbindetiefe bei Zugpfählen mind. 5 m betragen. Bei Bohrpfählen ohne Fußaufweitung werden die Zugkräfte nur über die Mantelreibung abgetragen.

Die zulässige Zugbelastung von Ankern bzw. Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser ist nach DIN 1054 (04/2021) aus Probelastungen zu ermitteln. Im Rahmen einer Vordimensionierung kann jedoch auf Erfahrungswerte zurückgegriffen werden (z.B. DIN 1054, EA Pfähle, OSTERMAYER (1991)).

Für die Einstufung der im Bereich der Einbindung der Auftriebssicherung für die Unterwasserbetonsohle des Pumpenbauwerkes anstehenden Böden werden auf der Grundlage der vorliegenden Untersuchungen folgende Bemessungsgrößen abgeleitet:

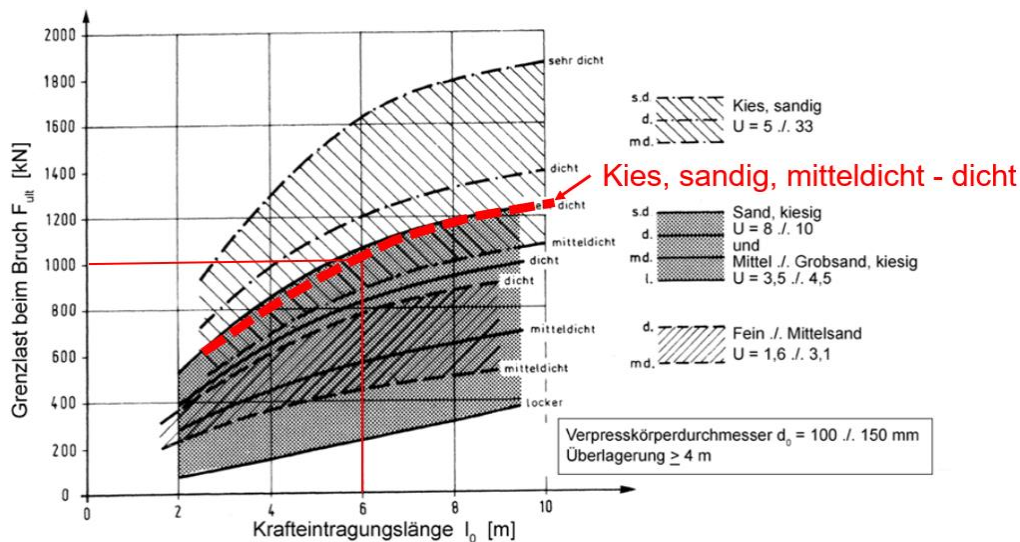
Terrassensedimente zwischen 23,6 und 18,8 m NHN	$q_c = 20 \text{ MN/m}^2$
Tertiäre Sande unter 18,8 m NHN	$q_c = 25 \text{ MN/m}^2$



Damit werden nach U27 für die Vorbemessung der verpressten Mikropfähle zur Auftriebssicherung folgende Bruchwerte der Mantelreibung empfohlen:

Terrassensedimente zwischen 23,6 und 18,8 m NHN  $q_s = 250 \text{ kN/m}^2$   
Tertiäre Sande unter 18,8 m NHN  $q_s = 280 \text{ kN/m}^2$

Für die Sicherung der Baugrubenwände sind nachverpresste Anker vorgesehen, deren Verpressstrecken in den Terrassensedimenten vorgesehen sind. Für die Vorbemessung kann auf die empirischen Untersuchungen nach OSTERMAYER zurückgegriffen werden. Die mögliche Grenzlast eines Ankers kann nach der folgenden Abbildung abgeschätzt werden.



**Abb. 23:** Abschätzung der Grenzlast für verschiedenen Einbindehorizonte nach OSTERMAYER

Danach kann für eine Verpressstreckenlänge von 6 m in den Terrassensedimenten zwischen 31,8 und 23 m ü. NHN eine Grenzlast von 1000 kN angesetzt werden.

Diese Grenzlast ist nach Grundbautaschenbuch (Teil 2) zur Ermittlung der Gebrauchskraft - ohne weitere Erfahrungswerte - um den Faktor 0,5 abzumindern.



In Anlage 6 sind überschlägige<sup>5</sup> Vergleichsberechnungen des geplanten Pumpwerkverbaus für die minimale und maximale Oberkante der Tertiären Sande beigefügt. Überprüft wird dabei der Bauzustand bei vollständigem Erdaushub der Baugrube und vor dem Einbringen der Unterwasserbetonsohle. Die Berechnungen wurden mit dem Programm Retain (Version 11.22) der Fa. GGU, Braunschweig, ausgeführt. Hierbei wurde die Unterkante des Verbaus aus den bestehenden Unterlagen berücksichtigt und der Einspanngrad bestimmt.

Für den Fall eines hohen Grundwasserspiegels (35,2 m ü NHN, BS-T) außerhalb der Baugrube bei gleichzeitig mittlerem Wasserspiegel (ca. 32,1 m ü NHN) innerhalb der Baugrube beträgt der Einspanngrad mit der gewählten Tiefenkote der UK Verbau von 11,95 m ü NHN ca. 86%. Die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist sowohl bei der tiefen Einbindung als auch bei der minimalen Einbindung (B16, vgl. Anl. 6.2) gegeben.

Gutachterlicherseits wird dennoch empfohlen, eine Mindesteinbindung der Baugrubenumschließung von 2 m in die tertiären Sande sicherzustellen.

### **7.3.2           Angaben zur Anordnung und Prüfung der Zuglieder**

Eine Beeinflussung der Anker in ihrem Tragverhalten kann im Allgemeinen ausgeschlossen werden, wenn zwischen den Ankerachsen im Bereich der Verpresskörper ein Mindestabstand von ca. dem 10- bis 15-fachen Bohrlochdurchmesser eingehalten wird. Bei den üblichen Bohrlochdurchmessern entspricht dies ca. 1,5 m. Für die Anordnung der Verpressstrecken wird empfohlen, eine Richtungsabweichung der Ankerbohrungen in der Größenordnung von 2 bis 3 % der Bohrlochlänge mit einzukalkulieren. Gegebenenfalls sind nebeneinander liegende Anker in ihrer Neigung zu staffeln, um den genannten Verpressstreckenabstand sicherzustellen.

Darüber hinaus wird die Einhaltung der folgenden, allgemeinen Entwurfsregeln empfohlen:

- Im Hinblick auf die einwandfreie Herstellung und gute Tragwirkung sollten Neigungen zwischen 15° und 30° angestrebt werden.

---

<sup>5</sup> In der Berechnung werden zur Bestimmung des Einspanngrades und des Ausnutzungsgrades des hydraulischen Grundbruches nur die geometrischen Randbedingungen übernommen. Andere Vorgaben wie z.B. die Lastsituation werden nicht speziell abgebildet. Die endgültige Berechnung mit Ansatz aller Lasten und Lastkombinationen bleibt dem Planungsbüro vorbehalten.



- Insbesondere bei verankerten Spundwänden und Trägerbohlwänden sollte nach U28 „eine freie Stahllänge zwischen 5 und 7 m nicht unterschritten werden, damit im Falle einer Nachgiebigkeit die Vorspannkraft nicht völlig verlorenggeht (und sich deshalb z. B. die Verkeilung lösen kann)“.
- Der Abstand der Verpresskörper von der Erdoberfläche sollte mindestens 4 m betragen.
- Der Abstand der Verpresskörper zu den Mantelrohren der RWTL sollte einen Abstand von 3 m nicht unterschreiten.

Im Allgemeinen gilt, dass die Verpresskörper innerhalb nur einer Bodenschicht zu platzieren sind. Obwohl im vorliegenden Fall die Bodenschichten (Terrasse und tertiäre Sande) eine ähnliche Ausbildung und ähnliche Tragfähigkeitseigenschaften aufweisen, wird die Einhaltung dieser Regel auch hier empfohlen.

Es wird darauf hingewiesen, dass für die Bemessung der Zugglieder nach U15 im Regelfall Zugversuche erforderlich sind. Es wird darauf hingewiesen, dass für die Bemessung der Zugglieder nach U15 im Regelfall Zugversuche erforderlich sind. Außerdem sind nach U15 (Kap. 7.6.3.2) bei sehr eng stehenden Zugpfählen wie bei Verpressankern Gruppenprüfung durchzuführen. Diese Eignungsuntersuchungen sollten im Vorfeld der Baumaßnahmen an Probepfählen bzw. -ankern ausgeführt werden.

Im Rahmen der Bemessung gegen Auftrieb müssen die Zugpfähle auf zwei Versagensformen untersucht werden

- das Herausziehen der Pfählen aus dem Boden,
- das Aufschwimmen des Bodenblocks, der die Pfähle enthält.

Die Nachweise sind nach U15 bzw. U16 zu führen.

Die Anzahl der Probelastungen für die **Auftriebssicherung mittels Mikropfählen** beträgt nach DIN EN 14199 (07/2015):

- 2 Probelastungen an Vorversuchs-Mikropfählen,
- mindestens 2 Probelastungen für die ersten 50 Pfähle,
- mindestens eine Probelastung für die jeweils nächsten 50 Pfähle.

Für die **Baugrubensicherung mittels Verpresspfählen** werden nach DIN EN 1537 (07/2015)

- mindestens 3 Eignungsprüfungen bei gleichartiger Ausführung der Verpressanker sowie
- Abnahmeprüfungen an allen Bauwerksankern.

erforderlich.



Sollten die Verformungen für das Bauwerk von Bedeutung sein, ist ggfs. der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit zu führen.

Desweiteren wird empfohlen, die Verformungen der Baugrubenwand während der Passage des Rohrvortriebs im Bereich der Verpressstrecken arbeitstäglich zu prüfen.

#### **7.4 Abdichtung, Dränung**

Für die unter den Bemessungswasserspiegel (BS-P nach Kap. 5.4.3) eintauchenden Bauteile ist eine druckwasserdichte Ausführung gemäß DIN 18195 (7/2017) bzw. DIN 18535 (07/2017) vorzusehen.

#### **7.5 Erdarbeiten, Wiederverwendbarkeit des Bodenaushubs**

Für die Ausführung der Erdarbeiten sind die Vorschriften der ZTVE-StB 17 maßgebend.

Eine etwaige chemische Belastung der Aushubböden ist durch eine entsprechende Deklarationsanalytik vor Beginn der Baumaßnahmen zu prüfen.

Nach dem bisherigen, organoleptisch unauffälligen Befund sollten die beim Aushub anfallenden Böden der Schichten 1 und 2 aufgrund der teilweise vorhandenen bindigen Anteile nicht für die sackungsfreie Verfüllung der Baugruben verwendet werden. Stattdessen kann das Material z.B. im Rahmen von Landschaftsbauwerken (Sichtschutzwällen o.ä.) oder zum Andecken von Bauteilen auf dem Grundstück wiederverwendet werden.

Für die Baugrubenverfüllungen sollte das Material generell durch weitgestufte Sand-Kies-Gemische (Lieferböden oder beim Aushub anfallende Terrassensedimente) ersetzt werden. Für den Wiedereinbau im Straßenraum sind die Böden bis in eine Tiefe von 1 m u GOK auf mindestens 100 % der einfachen Proctordichte lagenweise zu verdichten.



## **7.6 Rohrverlegung in offener Bauweise**

Nach den vorliegenden Unterlagen ist für die Rohrleitungen zwischen Kompensatorschacht und MID-Bauwerk die Verlegung in offener Bauweise vorgesehen.

Innerhalb der hochtragfähigen Terrassensedimente kann die Verlegung auf dem nachverdichteten Baugrund erfolgen. Das Auflagermaterial ist in Abhängigkeit vom vorgesehenen Rohrmaterial zu wählen. Innerhalb der ggfs. in der Aushubsohle auftretenden Hochflutsande wird generell eine Stabilisierung der Aushubsohlen durch eine Polsterschicht ( $d \geq 15 \text{ cm}$ ) aus bevorzugt gebrochenem Material empfohlen.

Für die Flächensicherung der Rohrleitungstrasse sind die Angaben entsprechend Kap 7.1.3 anzuwenden.

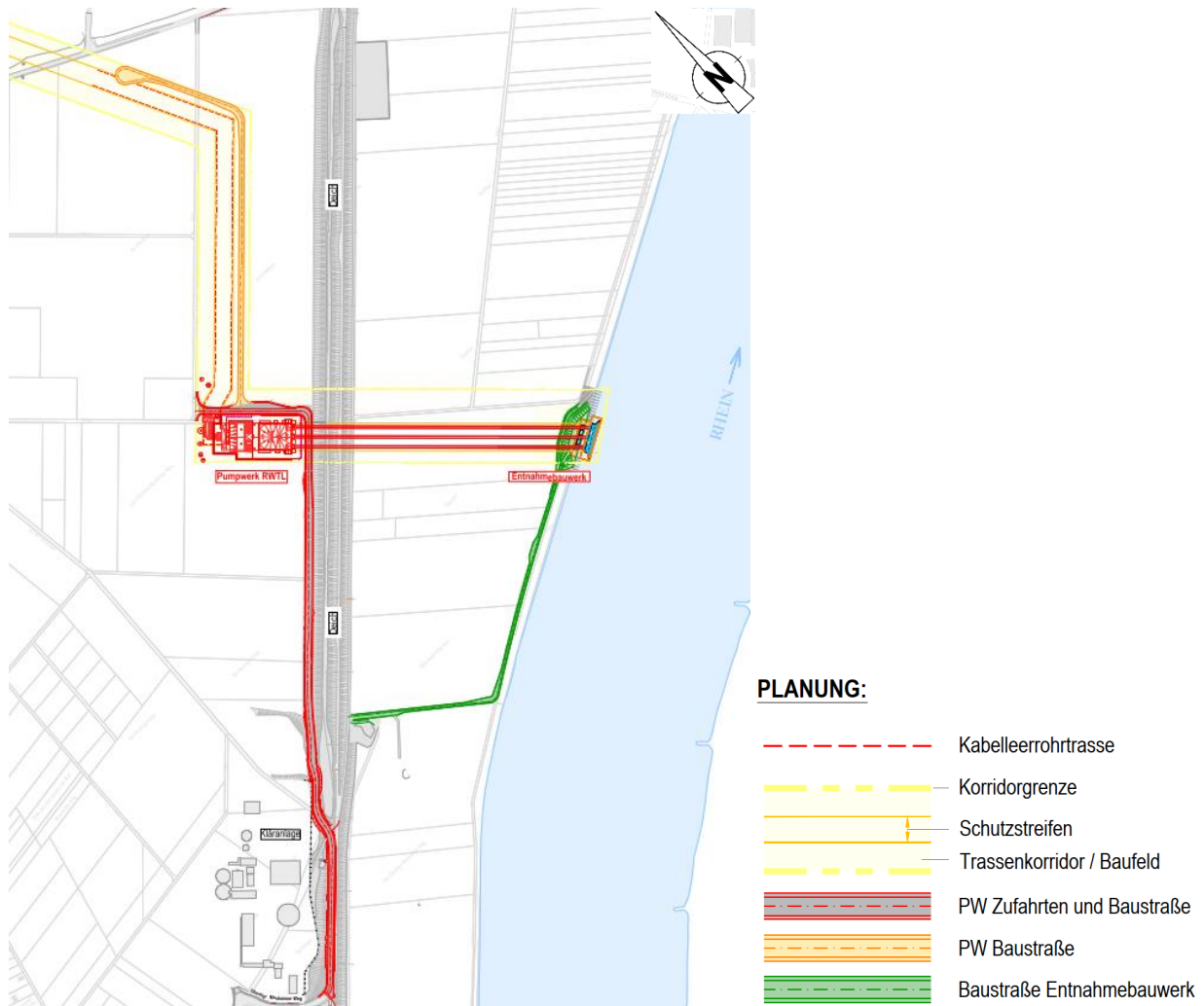
## **7.7 Verdichtungsanforderungen an die Planumsschichten für den Straßenbau**

In Bereichen, in denen das Gelände befahren werden muss, wird die Anlage von entsprechend den zu erwartenden Achsübergängen zu befestigenden Baustraßen erforderlich. Die Lage der derzeit geplanten Zuwegungen ist in der folgenden Abbildung (Abb. 24) wiedergegeben.

Die Mächtigkeit der ungebundenen Tragschicht ist auf der Grundlage von Lastplattendruckversuchen nach DIN 18134 festzulegen. Nach Erfahrungen der GBD GmbH wird eine Gesamtstärke der ungebundenen Tragschicht von 80 cm abgeschätzt. Die unterste Lage sollte dabei aus grobem, gut verzahnendem Material (Schotter, RCL o.ä.) ausgeführt werden, die statisch einzubauen ist.

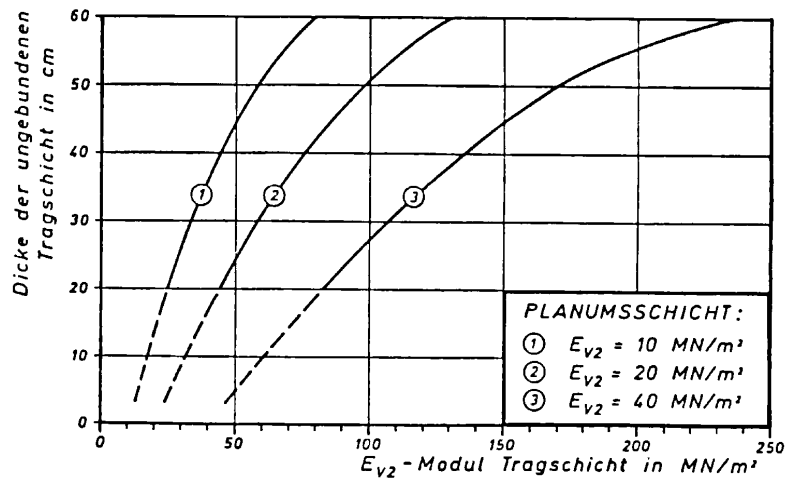
Aufgrund der zu erwartenden Bauzeit wird die Ausführung asphaltierter Baustraßen empfohlen.

Temporäre Zufahrten sollten auf einem Trennvlies aufgebaut werden, so dass nach Beendigung der Baumaßnahme das Fremdmaterial vollständig entfernt werden kann.



**Abb. 24:** Lage der geplanten Baustraßen (aus U5)

Es ist davon auszugehen, dass die  $E_{V2}$ -Moduln des nachverdichteten Planums in einem Großteil der Fläche innerhalb der Hochflutlehme und/oder -sande nicht mehr als  $10 \text{ MN/m}^2$  beträgt. Die erforderliche Dicke der ungebundenen Tragschicht kann in Abhängigkeit von diesem Wert und nach Erfordernis für den nach RStO geforderten Wert auf der ungebundenen Tragschicht aus dem folgenden Diagramm (Abb. 25) abgegriffen werden.



**Abb. 25:** Stärke der ungebundenen Tragschicht in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit des Erdplanums und des nach RStO erforderlichen Wertes

Die Einschaltung von Geogitterbewehrungen innerhalb der Tragschichten zu Verminderung der Austauschmächtigkeiten wird vor dem Hintergrund der Entsorgungskosten des aufzunehmenden Materials empfohlen.

Für die Ausführung der Erdarbeiten sind die Vorschriften der ZTVE-StB 17 maßgebend. Danach ergeben sich für verschiedenen Bodenarten und unterschiedliche Tiefen unter dem Planum folgende Anforderungen:

**Tab. 13:** Anforderungen an das 10%-Mindestquantil<sup>6</sup> für den Verdichtungsgrad  $D_{Pr}$  bzw. an das 10%-Höchstquantil für den Luftporenanteil  $n_a$

	Bereich	Bodengruppen	$D_{Pr}$ in %	$n_a$ in Vol-%
1	Planum bis 1,0 m Tiefe bei Dämmen und 0,5 m bei Einschnitten	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	100	-
2	1,0 m unter Planum bis Dammsohle	GW, GI, GE SW, SI, SE GU, GT, SU, ST	98	-
3	Planum bis Dammsohle und bis 0,5 m Tiefe bei Einschnitten	GU*, GT*, SU*, ST*, U, T,	97	12 <sup>7</sup>

<sup>3</sup> Das Mindestquantil ist das kleinste zugelassene Quantil (früher : Fraktile), unter dem nicht mehr als der vorgegebene Anteil von Merkmalswerten (z.B. für den Verdichtungsgrad) der Verteilung zugelassen ist

<sup>7</sup> wenn die Böden nicht verfestigt oder qualifiziert verbessert werden, empfiehlt sich der bei Einbau von wasserempfindlichen gemischt- und feinkörnigen Böden eine Anforderung von 8 Vol-%.



Zusätzlich ist Verhältniswert des Verformungsmoduls  $E_{V2}/E_{V1}$  zur Beurteilung des Verdichtungsgrades heranzuziehen. Dabei gelten  $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,3$  für  $D_{Pr} \leq 100\%$  und  $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,5$  für  $D_{Pr} \leq 98\%$ .

Der Einbau des Materials und die erzielte Verdichtung sind laufend zu überprüfen. Auf die Abhängigkeit der Erdarbeiten von der Witterung wird besonders hingewiesen.

## 7.8 Bodenschutz

Für die Herstellung der Zufahrten und Baustelleneinrichtungsflächen sind folgende Maßnahmen zum Schutz des Bodens zu beachten:

- Generell gilt, dass Ober- und Unterboden sowie Bodenschichten unterschiedlicher Eignungsgruppen getrennt auszuheben und zu verwerten sind.
- Der Abtrag von Boden sollte nur in trockenen Perioden und bei ausreichend abgetrocknetem Oberboden durchgeführt werden.
- Der Bodenabtrag sollte mit dem Zufahrtsweg und der Baustraße beginnen. Dabei ist der Boden in einer Mindestmächtigkeit von ca. 0,3 m bis 0,4 m möglichst rückschreitend mit Raupenbaggern auszuheben.
- Rangierfahrten und Umsetzungen der Bagger und Fahrzeuge sind zu vermeiden.
- Bei temporären Baustraßen sind Vlies bzw. Geogitter+Vlies mit einem seitlichem Überstand von mindestens 0,5 m auszulegen, um eine Materialeinmischung in den natürlich anstehenden Boden zu verhindern.
- Der Antransport und der Einbau der mineralischen Schüttungen hat Vor-Kopf zu erfolgen.
- Oberböden, die im Anschluss an die Baumaßnahme vor Ort verwertet werden sollen, sind auf Flächen mit vorübergehender Inanspruchnahme zwischenzulagern.
- Bodendepots sind locker und nur im trockenen Zustand mit dem Bagger zu schütten.
- Die Schütthöhe für Oberbodenmieten sollte entsprechend DIN 19731 maximal zwei Meter betragen, die der Unterbodenmieten sollten vier Meter nicht übersteigen.
- Die Mieten sind gemäß der DIN 19731 und der DIN 19639 anzulegen und zu pflegen.
- Bei einer Lagerungsdauer > 6 Monate sind die Mieten mit tiefwurzelnden, winterharten und stark wasserzehrenden Pflanzen (z.B. Luzernen, Waldstauden-Roggen, Lupinen, Ölrettich) zu begrünen.



---

Das aufzunehmende bindige Bodenmaterial ist zur sackungsfreien Verfüllung von Arbeitsräumen ungeeignet und sollte nur zur Profilierung oder Geländegestaltung eingesetzt werden.

## **8            Allgemeine Hinweise**

Die Beschreibung der Baugrundverhältnisse beruht auf punktuellen Aufschlüssen, zwischen denen linear interpoliert wurde. Abweichungen zwischen Aufschlüssen sind möglich.

Eine weitere fachtechnische Begleitung der Maßnahme durch den geotechnischen Gutachter wird empfohlen.

Sachbearbeiter

Dipl.-Geol. R. Hagen

Dr.-Ing. M. Nendza