

Geotechnischer Bericht

Teilprojekt: **Bootsanleger (Pontoon)**

Nr. 23A012.00.00 Rev.0.0

Datum 12. Dezember 2023

1. Ausfertigung
Anlage hat bei der statischen
Prüfung vorgelegen

Prüfnummer **2023D122** Hamburg, den **28.02.2024**

Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz
Dr.-Ing. Olaf Drude (SFI)
Dipl.-Ing.(FH) Karsten Holste
Prüfingenieure für Bautechnik

Bauvorhaben

LNG Terminal Wilhelmshaven (FSRU)
Teilprojekt: Ponton/Bootsanleger (Pontoon)


Auftraggeber

ENGIE Deutschland AG / Tree Energy Solutions mit
IMDC

erstellt durch:



Dipl.-Ing. Michael Müller
ACP Geotechnik GmbH



Dr.-Ing. Malek Hasan
ACP Geotechnik GmbH

Beratung | Planung | Gutachten
Objekt- und Tragwerksplanung für
Baugrubensicherungen
Baugrund- und Gründungsgutachten
Offshore-Geotechnik
Spezialtiefbau
Böschungen und Stützmauern
Deiche und Dämme
Altlastengutachten
Grundbaudynamik
Grundwasserströmung
Numerische Untersuchungen von
Boden-Bauwerks-Wechselwirkungen

Vereidigte Sachverständige
Gerichtsgutachten
Privatgutachten

ACP Geotechnik GmbH

Büro Berlin
Darwinstraße 15
10589 Berlin
Tel.: +49 (0)30 349906-70
Fax: +49 (0)30 349906-99
E-Mail: berlin@acp-geotechnik.de
web: www.acp-geotechnik.de

Büro Hannover
Georgstr. 38
30159 Hannover
Tel.: +49 (0)511 70034930
Fax: +49 (0)511 70034937
E-Mail: hannover@acp-geotechnik.de
web: www.acp-geotechnik.de

Geschäftsführer
Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Dipl.-Ing. Michael Müller
Dr.-Ing. Thomas Schrepfer

Registergericht
AG Charlottenburg HRB 101773 B

Bankverbindung
LBB LandesBank Berlin
IBAN: DE44 1005 0000 0190 0536 90
SWIFT-BIC: BELADEBEXX

Geotechnischer Bericht mit 30 Textseiten sowie den Anlagen 1 bis 3

Die Veröffentlichung der vorliegenden Unterlage, auch auszugsweise, sowie die Verwendung für Werbezwecke bedarf unserer Genehmigung.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|-------|---|----|
| 1 | Veranlassung | 6 |
| 2 | Verwendete Unterlagen | 7 |
| 3 | Grundlagen der geotechnischen Erkundungen | 10 |
| 3.1 | Allgemeine Standortbedingungen | 10 |
| 3.2 | Beschreibung der geplanten Gründungsmaßnahmen | 11 |
| 3.3 | Berücksichtigung einer Kolkschutzschicht | 12 |
| | .. | 14 |
| 4 | Baugrunduntersuchungen (Feld- und Laborversuche) | 14 |
| 4.1 | Ausgeführte geotechnische Baugrundaufschlüsse | 14 |
| 4.2 | Laboruntersuchungen | 14 |
| 4.3 | Ergebnisse der durchgeführten Drucksondierungen (CPTs) | 15 |
| 4.4 | Zusammenfassende Auswertung der Baugrunduntersuchungen | 15 |
| 4.4.1 | Geotechnischer Längsschnitt | 15 |
| 4.4.2 | Prinzipieller Baugrundaufbau | 15 |
| 4.4.3 | Homogenbereiche | 16 |
| 5 | Geotechnisches Baugrundmodell | 17 |
| 5.1 | Allgemeines | 17 |
| 5.2 | Festlegung der Bemessungsprofile und geotechnischen Kennwerte | 18 |
| 6 | Hinweise und Gründungsempfehlungen zur Bemessung der Dalben | 20 |
| 6.1 | Allgemeines | 20 |
| 6.2 | Gültigkeitsbereich | 20 |
| 6.3 | Axiale Pfahlbemessung | 21 |
| 6.3.1 | Allgemeines | 21 |
| 6.3.2 | Ermittlung statischer axialer Pfahlwiderstände in Sand | 21 |
| 6.3.3 | Abminderung der inneren Mantelreibung | 22 |
| 6.3.4 | Abminderung der Widerstände für lange Pfähle | 22 |
| 6.3.5 | Verschiebungen infolge statischer Axiallast | 23 |
| 6.3.6 | Berücksichtigung des Einflusses zyklischer axialer Lasten | 23 |
| 6.3.7 | Berücksichtigung von Pfahlprobelastungen im Pfahl design | 23 |
| 6.3.8 | Nachweisführung zum axialen Pfahlwiderstand | 24 |

| | | |
|-------|--|----|
| 6.4 | Laterale Pfahlbemessung | 25 |
| 6.4.1 | Allgemeines | 25 |
| 6.4.2 | Ermittlung statischer Bettungswiderstände und -steifigkeiten | 25 |
| 6.4.3 | Berücksichtigung des Einflusses zyklischer lateraler Lasten | 25 |
| 6.4.4 | Nachweisführung zum lateralen Pfahlwiderstand | 26 |
| 6.5 | Berücksichtigung von Kolkeffekten und einer Kolkschutzschüttung im Pfahldesign | 27 |
| 7 | Hinweise zur Schlagrammung | 27 |
| 8 | Hinweise zum Aufstellen einer Errichtereinheit | 28 |
| 9 | Einschätzungen zur Einwirkung aus Erdbeben | 28 |
| 10 | Schlussbemerkungen | 29 |

Berichtstatus

| Rev. | Datum | Änderungen | erstellt | geprüft | freigegeben |
|------|------------|------------|----------|---------|-------------|
| 0 | 12.12.2023 | - | has/scu | mül | mül |
| | | | | | |

Anlagenverzeichnis

1 Lagepläne und Unterlagen zur Baumaßnahme:

Übersichtsplan mit Lage der Baumaßnahmen

2 Ergebnisse der geotechnischen Baugrundaufschlüsse aus 07/2023 und 08/2023 im Bereich des Bootsanlegers (Ponton):

2.1 Lageplan der Erkundungspunkte, Bereich Bootsanleger

2.2 Bohrprofil BH1 und Drucksondierdiagramme MD4, MD5 und MD6 im Nahbereich Bootsanleger

2.3 Profilschnitt Baugrundaufschlüsse NW-SO: MD4-MD5-BH1-MD6

3 Rechnerisches Bodenprofil für erdstatische Berechnungen:

Bemessungsbodenprofil (Design Soil Profile), ohne und mit Kolkschutzschicht

Begriffe und Abkürzungen

| | |
|--------|---|
| ACP | ACP Geotechnik GmbH |
| API | American Petroleum Institute |
| AWZ | Ausschließliche Wirtschaftszone (EEZ) |
| BD | Berthing/ Breasting Dolphins (Anlegedalben) |
| BH | Sample-Borehole, Bohrung mit Probengewinn |
| BSH | Bundesamt für Seeschifffahrt und Kartographie |
| CPT | Cone-Penetration Test, Drucksondierung |
| DIN | Deutsches Institut für Normung |
| DSL | Design Seabed Level, Bemessungs-Meeresbodenhöhe |
| EC | Eurocode |
| ENGIE | ENGIE Deutschland AG |
| FLS | Fatigue Limit State |
| FSRU | Floating Storage and Regasification Unit |
| i.d.R. | in der Regel |
| IMDC | International Marine Dredging Consultants |
| LAT | Lowest Astronomical Tide |
| LNG | Liquefied Natural Gas (verflüssigtes Erdgas) |

| | |
|----------|---|
| MD | Mooring Dolphins (Ankerdalben) |
| MSL | Mean Sea Level |
| NFA | Natural Frequency Analysis |
| OD | Pile Outer Diameter, Außendurchmesser Pfahl |
| OK | Oberkante |
| OVERDICK | Tractebel Overdick GmbH |
| PLEM | Pipeline End Manifold |
| RI+P | Prof. Dr. Ing. Victor Rizkallah + Partner Ingenieurgesellschaft mbH |
| SBL | Seabed Level, Meeresbodenhöhe |
| SKN | Seekartennull (=LAT) |
| SLS | Serviceability Limit State |
| TCP | Thermoplastic Composite Pipes |
| TES | Tree Energy Solutions |
| TuM | Tiefe unter Meeresboden |
| ULS | Ultimate Limit State |
| UK | Unterkante |

1 **Veranlassung**

ENGIE Deutschland AG (ENGIE) / Tree Energy Solutions (TES) plant die Errichtung eines neuen Green Hub vor dem TES-Gelände am Westufer in der Jademündung vor Wilhelmshaven. Die schrittweise Entwicklung des Green-Hubs umfasst eine erste Phase mit einer schwimmenden Speicher- und Regasifizierungseinheit (Floating Storage and Regasification Unit: FSRU) für den Import von LNG. Eine FSRU mit einem Fassungsvermögen von 138.000 m³ wird in den kommenden Jahren (<5 Jahre) an der neuen Anlegestelle verankert sein und LNG über LNG-Tanker mit einem Fassungsvermögen von bis zu 180.000 m³ aufnehmen. Die FSRU wird an das deutsche Gasnetz angeschlossen und als Fast-Track-Projekt mit dem Ziel ausgeführt, bis Ende 2023 eine Anlage für den Import von LNG zu errichten.

ENGIE/TES hat IMDC als seinen Vertreter ernannt, um technische Unterstützung für die Meeresarbeiten sowie Modellierungsstudien zu leisten, die in die Detailplanung, die Beschaffung, den Bau und die Inbetriebnahme der Meeresarbeiten und in den Genehmigungsverfahren einfließen werden.

Für das geplante FSRU-Terminal in Wilhelmshaven ist eine geotechnische Hauptuntersuchung durchgeführt werden, um die Baugrundbeschaffenheit des Offshore-Teils des Terminals zu ermitteln, der aus der Anlegestelle (jetty) mit Anlegedalben BD und Ankerdalben MD, den Pipelines (auch als TCP bezeichnet) mit den Pipelineendverteiltern (PLEM) und dem Bootsanleger (Ponton mit Verankerungsdalben PD) besteht.

Gegenstand des vorliegenden geotechnischen Berichtes ist das Teilprojekt des Bootsanlegers (Ponton, *pontoon*), bestehend aus einem schwimmenden Bootsanleger, der durch insgesamt 12 Dalben in seiner Lage verankert wird, und im südöstlichen Bereich des FSRU-Terminals angeordnet wird, etwa auf Höhe der Jetty-Ankerdalben MD4, MD5 und MD 6.

Abstimmungsgemäß sollen sich Aufbau und Inhalt dieses Berichtes an DIN EN 1997 [12] und DIN 4020 [19] orientieren. Gemäß den Abstimmungen mit der Genehmigungsbehörde WSA sollen dem Design die Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassung Häfen und Wasserstraßen (EAU 2020) [29] zugrunde gelegt werden.

Offshore-Standards, etwa die BSH Standards Baugrunderkundung und Konstruktion, sollen nur so weit hinzugezogen werden, wie dies aus geotechnischer Sicht erforderlich oder empfehlenswert ist.

Als geotechnische Berater des Projektes ist RI+P, namentlich Herr Prof. Richwien, eingebunden, um die geotechnischen Erfahrungen aus der Planung und dem Bau der benachbarten Umschlaganlagen, u.a. HES, UNIPER, NWO etc. einzubringen.

2 Verwendete Unterlagen

Im Rahmen der Bearbeitung des vorliegenden Berichtes lagen uns folgende Unterlagen vor:

Projektbezogene Unterlagen:

- [1] WHV FSRU, Geotechnical Survey Specifications, Global View, IMDC, w/o Datum.
- [2] WHV FSRU, Geotechnical Survey Specifications, Zoom on Jetty & PLEM, IMDC, w/o Datum.
- [3] WHV FSRU, Geotechnical Survey Specification, Doc. No, TES-WHV-VGN-FSRU-ST-SPV-2042_03, IMDC, 27.06.2023.
- [4] Powerpoint Presentation, Handout Meeting bei WSA WHV, 23.08.2023.
- [5] Ergebnisse der in Aug/Sept 2023 ausgeführten Drucksondierungen CPT und der Bohrung BH1 (Bohrprofil, Sondierdiagramme, CPT-ASCII-Data), LANKELMA, bereitgestellt durch IMDC, 12.09.2023.
- [6] WHV FSRU, Technical Note, Nachweis der Dalben-Fundamente, Doc.-No. C1150-TN-50-001-00 Rev. 00, OVERDICK, 14.08.2023.
- [7] WHV FSRU, Statische Berechnung Pfahlfundamente, Doc. No: TES-WHV-VGN-FSRU-ST-DOC-2003-08, OVERDICK, 20.06.2023.
- [8] Powerpoint Presentation, Concept sketch bei WSA WHV, 21.11.2023.
- [9] WHV FSRU, Geotechnischer Bericht, Teilprojekt: Anlegestelle (Jetty), ACP Geotechnik GmbH, Nr. 23A012.00.00 Rev.0.1, 09.10.2023.
- [10] Email IMDC/Somers with specification of seabed level at pontoon piles, 29.11.2023.
- [11] Email IMDC/Watkins with excerpt from Draft BoD for Floating Pontoon, Datei "DMC-231121-R-00006-MVB" and information on intended pontoon pile design, 11.12.2023.

Normen, Richtlinien, Empfehlungen:

Europäische und deutsche Normen

- [12] DIN EN 1997-1:2014-03: Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln.
- [13] DIN EN 1997-1/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln.
- [14] DIN EN 1997-2:2010-10, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds.
- [15] DIN EN 1997-2/NA:2010-12, Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 2: Erkundung und Untersuchung in der Geotechnik.

- [16] DIN EN 1998-1:2010-12, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten.
- [17] DIN EN 1998-6:2006-03, Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 6: Türme, Maste und Schornsteine, Fassung März 2006.
- [18] DIN 1054:2010-12, Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau -Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, einschließlich Änderungen A1:2012-08 und A2:2015-11.
- [19] DIN 4020:2010-12, Geotechnische Untersuchung für Bautechnische Zwecke – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2.
- [20] DIN 18304:2019-09, VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten
- [21] DIN EN 13383-1:2002, Wasserbausteine – Teil 1: Anforderungen.

Technische Richtlinien und Empfehlungen

- [22] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH), Standard-Baugrunderkundung, Mindestanforderungen an die Baugrunderkundung und -untersuchung für Offshore- Windenergieanlagen, Offshore-Stationen und Stromkabel, Stand: Februar 2014, 2. Fortschreibung.
- [23] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) Standardkonstruktion – Mindestanforderungen an die konstruktive Ausführung von Offshore-Bauwerken in der ausschließlichen Wirtschaftszone (AWZ), 1. Fortschreibung vom 28. Juli 2015.
- [24] American Petroleum Institute (API), Recommended Practice 2GEO, Geotechnical and Foundation Design Considerations, First Edition April 2011, Addendum 1 Oktober 2014.
- [25] DNVGL AS, Offshore Standard DNVGL-OS-C101, Design of Offshore Steel Structures, general – LRFD Method, 2016.
- [26] DNVGL AS, Standard DNVGL-ST-0126, Support structures for wind turbines, Edition April 2016.
- [27] DNV, Classification Notes No. 30.4, Foundations, 2.1992.
- [28] Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“- EA-Pfähle, DGGT, 2. Auflage, Ernst & Sohn Verlag, 2012.
- [29] Empfehlungen des Arbeitsausschusses “Ufereinfassungen” Häfen und Wasserstraßen EAU 2020.
- [30] VOB/C – Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen, Hrsg. DIN, 2019.
- [31] BAW Merkblatt, Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GGB), Ausgabe 2010.

- [32] BAW Merkblatt, Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (MAR), Ausgabe 2008.

Sonstige Literatur:

- [33] Achmus, M., Thieken, K. (2010): "On the behavior of piles in non-cohesive soil under combined horizontal and vertical loading", Acta Geotechnica, Volume 5 (3), pp.199-210.
- [34] Sicherheitstechnische Regel des KTA, Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen, Teil 2: Baugrund, KTA 2201.2, Fassung 06/90.
- [35] Yunjie, Lin, Cheng, Lin (2020): "Scour effects on lateral behavior of pile groups in sands", Ocean Engineering, Volume 208.

Weiterhin wurden im Rahmen der Bearbeitung mündliche und schriftliche Informationen vom Auftraggeber berücksichtigt.

3 Grundlagen der geotechnischen Erkundungen

3.1 Allgemeine Standortbedingungen

Der geplante FSRU-Anleger wird am Westufer der Jade mit einem Abstand von etwa 1,8 km zur Küste vor dem TES-Grundstück im Gebiet von Wilhelmshaven errichtet [1]. Der Standort des Projekts ist in Abbildung 1 dargestellt. Für die benachbarten Umschlaganlagen, vgl. Abbildung 1 und Anlage 1.1, liegen der geotechnischen Projektberatung seitens der RI+P/Prof. Richwien bereits Erkenntnisse zur großräumigen Baugrundbeschaffenheit und zur Boden-Bauwerk-Interaktion vor.

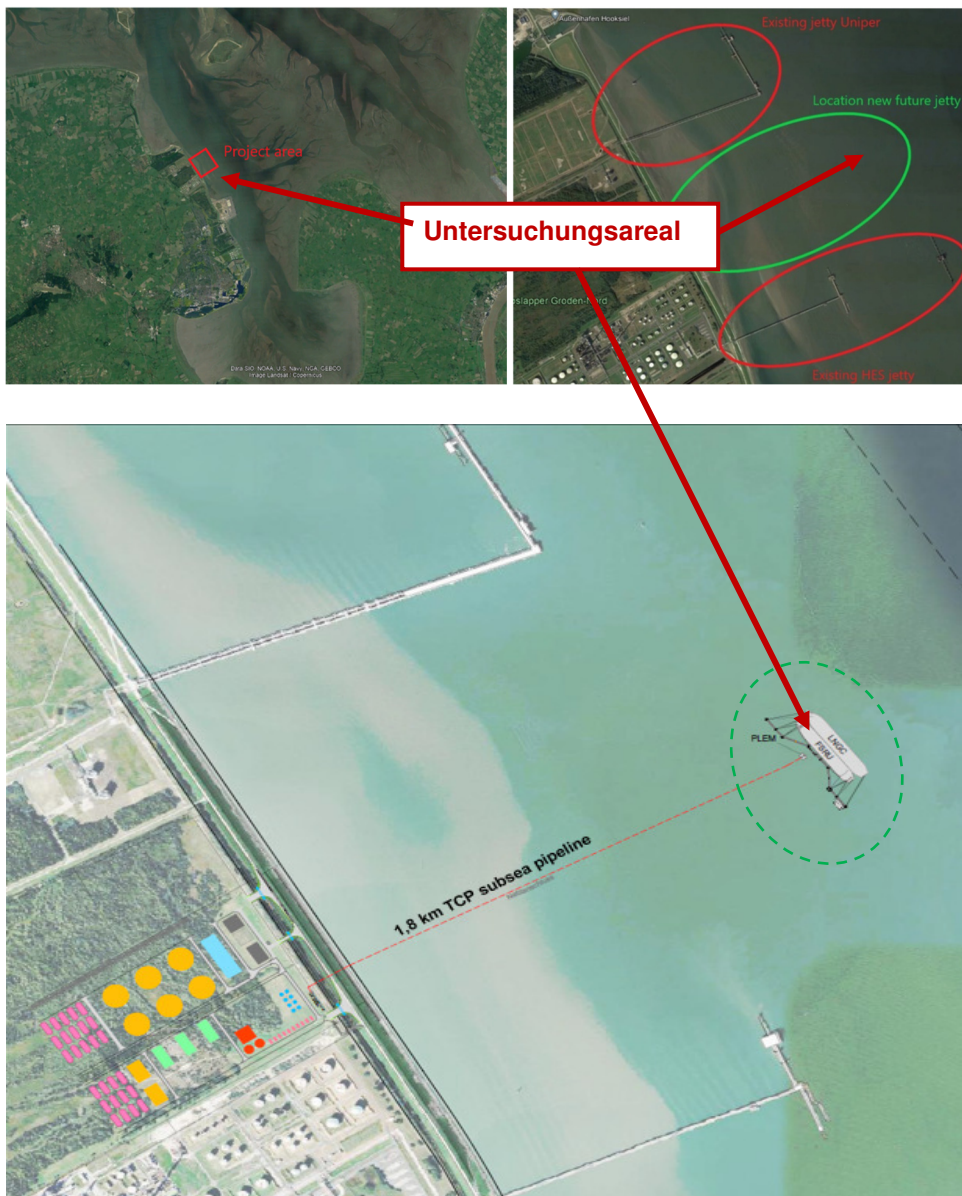


Abbildung 1: Großräumige Lage des Untersuchungsareals [3]

3.2 Beschreibung der geplanten Gründungsmaßnahmen

Der schwimmende Bootsanleger (Ponton) mit Abmessungen von ca. 70*20 m liegt im süd-östlichen Bereich der FRSU, etwa auf Höhe der drei Anlegestelle-Ankerdalben MD4, MD5 und MD6 [8]. Der Abstand zwischen Ankerdalben-Achse und Ponton ist ca. 6 m, damit beträgt der Abstand zwischen Ankerdalben-Achse und Pontondalben-Achse ca. 4 m. Das Ponton soll durch eingerammte, unten offene Stahlrohrpfähle in seiner Lage gesichert werden. Nachfolgend sind die wesentlichen Angaben zur Gründung des Bootsanlegers zusammengestellt, vgl. auch Abbildung 2 und Abbildung 3:

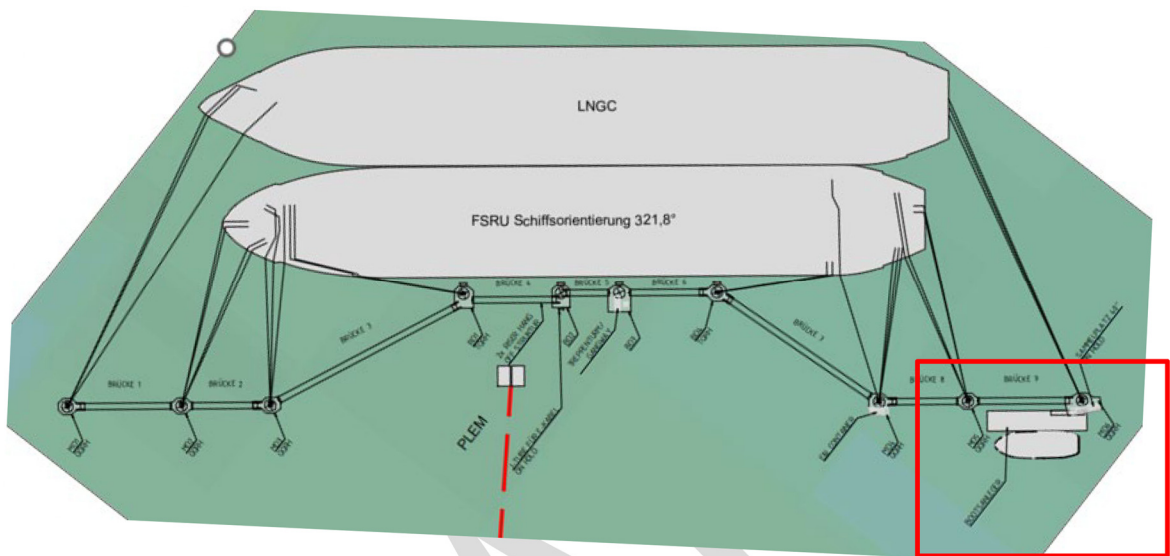


Abbildung 2: Lage des Bootsanlegers [11]

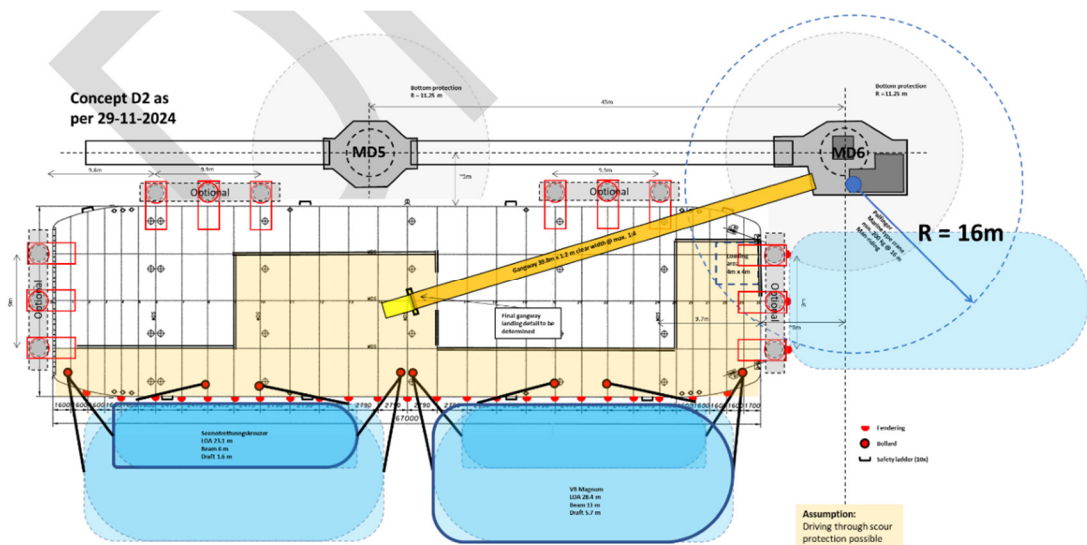


Abbildung 3: Anordnung der 12 Verankerungsdalben (PD, pontoon dolphins) für den Bootsanleger [11]

- Die Ponton-Gründung erfolgt durch 12 unten offene Stahlrohre (Ankerdalben, pontoon dolphins) mit einem Pfahldurchmesser von 1,4 m, einer Blechdicke von 45 mm und einer (geschätzten) Einbindelänge in den Baugrund von rund 40 m.
- Die Höhe des aktuellen Seebodens an den 12 Ponton-Dalben ist aufgrund des geringen Abstandes ähnlich den angetroffenen Wassertiefen an den Jetty-Dalben MD4 bis MD6 anzusetzen, vgl. deren Wassertiefen in Tabelle 1

Tabelle 1: Lage des Seebodens im Nahbereich der Ponton-Dalben

| Jetty-Ankerdalben Nr. | Bathymetric survey 20/7/2023 | Bathymetric survey 08/2023 | Bathymetric Survey 19/09/2023 |
|-----------------------|------------------------------|----------------------------|-------------------------------|
| MD 4 | -11,28 | -11,76 | |
| MD 5 | -11,02 | -10,97 | -10,78 |
| MD 6 | -11,4 | -11,53 | -11,38 |

- Baggerarbeiten (Sohlvertiefungen) sind am Standort der Ponton-Dalben nicht vorgesehen
- Die Herstellung eines Kolksschutzes (aufbauend auf dem Seeboden) zur Erosionssicherung des Seebodens ist vorgesehen. Dessen Abmessungen (Schichtdicken und Entfernung zum Pfahl/ groß- oder kleinflächige Schüttung) sind noch nicht abschließend bestimmt. Vorläufig wird eine Kolksschutzhöhe von 1,0 m (0,6 m Felsschüttung und 0,4 m Filterschüttung) angenommen [11]
- Die rechnerische Höhe des Meeresbodens (design seabed level DSL) wird im Nutzungszeitraum des Pontons angesetzt mit, vgl. auch [9]:

für die 12 Ponton-Dalben (PD1 bis PD12): **DSL = -10,80 mSKN**

- Dezierte Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion (zulässige Verformungen der Dalben) sind nicht formuliert.

3.3 Berücksichtigung einer Kolksschutzschicht

Der Kolksschutz besteht erwartungsgemäß aus Wasserbausteinen der Korngröße 50 bis 200 mm. Näherungsweise ist anzunehmen, dass ein Material ähnlich der Größenklasse CP_{63/180} und der Gewichtsklasse LMA_{5/40} [21] mit zugehörigem Filter Anwendung findet. Projektspezifische Angaben zu dessen geotechnischen Eigenschaften liegen noch nicht vor. Erwartungsgemäß verfügt das Material (Steinschüttung) über eine große Reibungsbeibung. Gemäß [31] und [32] ist der innere Reibungswinkel einer Steinschüttung mit $\varphi_D = 45^\circ$ (unterer Grenzwert) bis 55° anzusetzen.

Eine zusätzliche Kolksschutzschicht, aufbauend auf den Seeboden, hat in jedem Fall einen günstigen Effekt auf das Pfahldesign und erhöht den axialen und lateralen Pfahlwiderstand.

Einerseits wird in der Kolkzuschüttung selbst eine gewisse laterale Bettung und axiale Mantelreibung aktiviert. Andererseits wird durch deren Auflast die vertikale effektive Spannung in den darunter liegenden Bodenschichten erhöht, so dass dort erhöhte Reibungswiderstände aktiviert werden können. Der letztere Effekt kann einen signifikanten Einfluss auf das Design ausüben. Ob dieser günstige Effekt jedoch tatsächlich signifikant ist und daher im Design berücksichtigt werden kann oder vernachlässigt werden muss, hängt insbesondere vom Durchmesser der Kolkzuschüttung ab.

Auf der sicheren Seite liegend kann dieser Effekt im Design vernachlässigt und die rechnerische Meeresbodenhöhe fortgesetzt in Höhe UK Kolkzuschüttung angesetzt werden ($DSL=SBL$).

Soweit der günstige Effekt der Kolkzuschüttung rechnerisch berücksichtigt werden soll, ist Folgendes zu beachten: In Analogie zu den Erkenntnissen in [32], wonach die Ausdehnung eines lokalen Kolkes über einen Abstand $\geq 8 \cdot D$ zum Pfahl hinaus keinen weiteren signifikanten Einfluss ausübt, kann näherungsweise davon ausgegangen werden, dass eine großflächige Kolkzuschüttung bis zum Abstand $\geq 8 \cdot D$ (hier also $\geq 8 \times 1,4 = 11,2$ m) beim Pfahldesign rechnerisch voll angesetzt werden kann. Eine kleinflächige Kolkzuschüttung bis zum Abstand $\leq 8 \cdot D$ zum Pfahl hat demgegenüber nur einen abgeminderten Einfluss, der sich bis auf „0“ im Abstand $0 \cdot D$ (keine Kolkzuschüttung) reduziert.

Die Berücksichtigung einer aufbauenden Kolkzuschüttung (mit einer Aufbauhöhe über SBL) im Pfahldesign kann gemäß Abbildung 4 erfolgen.

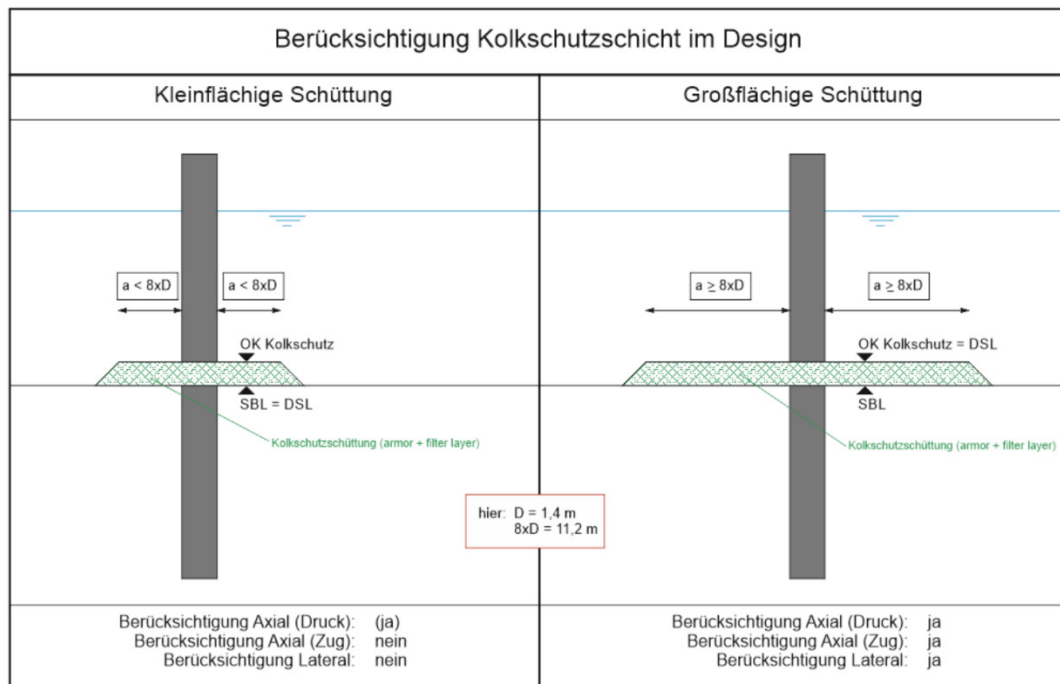


Abbildung 4: Berücksichtigung der Kolkzuschüttung im Design in Abhängigkeit der Schüttungsfläche (kleinflächig vs. großflächig)

Zu beachten ist, dass eine kleinflächige Kolkschüttung, z.B. nur bis 3· D Abstand zum Pfahl keine volle statische Wirkung hat.

4 Baugrunduntersuchungen (Feld- und Laborversuche)

4.1 Ausgeführte geotechnische Baugrundaufschlüsse

Im Projektareal (FRSU-Terminal: Jetty, Plem, Pipeline) sind insgesamt 16 indirekten Baugrundaufschlüsse durch Drucksondierungen (CPT) und 6 direkte Baugrundaufschlüsse durch Bohrungen mit durchgehender Probengewinnung (BH) durch die Firma LANKELMA durchgeführten worden, um die Baugrundbeschaffenheit zu ermitteln. Die hier maßgebenden Ergebnisse der Anlegestelle (Jetty) sind im zugehörigen Geotechnischen Bericht [9] in der Form eines Bohrprofils und zehn Sondierdiagrammen bereitgestellt worden [5].

Vier der vorstehenden Baugrunduntersuchungen, die im Nahbereich des Bootsanlegers (Ponton) durchgeführt worden sind, sind in aufgelistet. Die Lage dieser Aufschlüsse zum Bootsanleger (Ponton) ist in der Anlage 1 dargestellt. Die Ergebnisse dieser Aufschlüsse sind der Vollständigkeit halber in der Anlage 2.2 und 2.3 nochmals dargestellt.

Tabelle 2: Übersicht der im Bereich Bootsanleger (Ponton) durchgeführten Felduntersuchungen

| Aufschluss Art & Bezeichnung | Standort | Teufe [m SKN] | Wassertiefe [m SKN] zur Zeit der Baugrunderkundung | Datum |
|------------------------------|----------|---------------|--|------------|
| T-35_MD-4_dCPT-8 | MD 4 | -44,40 | -11.76 | 28.08.2023 |
| T-29_MD-5_dCPT-9 | MD 5 | -65,68 | -10.97 | 23.08.2023 |
| T-36_MD-6_dCPT-10 | MD 6 | -47,60 | -11.53 | 01.09.2023 |
| Bohrung BH -1 | MD 5 | -86,20 | -11.23 | 01.09.2023 |

4.2 Laboruntersuchungen

Es wurde im Projekt zwischen den eingebundenen Geotechnikern RI+P und ACP einvernehmlich festgelegt, dass unter den hier angetroffenen Baugrundverhältnissen, bestehend aus monotonen Sanden, keine Laboruntersuchungen an den gewonnenen gestörten Sanden erforderlich sind.

Es besteht hinreichend Erfahrung der Projektbeteiligten aus diversen Projekten in der Jade, aus Wilhelmshaven und der südlichen Nordsee, um die bautechnischen Eigenschaften der angetroffenen glazialen Fein- und Mittelsande zutreffend zu erfassen und anzugeben.

Insbesondere der das Pfahldesign (ULS & SLS) dominierende Parameter des Inneren Reibungswinkels kann für Sande genügend genau erfahrungsbasiert angegeben werden, vgl. auch EAU [29]. Laborversuche zur Abbildung dieses Parameters sind an gestörten Sandpro-

ben in aller Regel nicht zielführend, da die in-situ-Bedingungen (resultierend aus eingepprägter, ehemals mehrere hundert Meter hoher Eisauflast) im Labor nicht zutreffend nachgebildet werden können.

Die Bodenansprache auf dem Bohrschiff erfolgte durch fachkundiges Personal und kann insoweit als belastbar angesehen werden. Die durch uns ausgewerteten CPT-Daten plausibilisieren die Bodenansprache.

4.3 Ergebnisse der durchgeführten Drucksondierungen (CPTs)

In Zuge der Drucksondierungen (CPT) zur Erfassung der Bodentypen, Baugrundsichtung und Bodenfestigkeit sind der Sondierspitzendruck, die Mantelreibung und der Porenwasserdruck erfasst worden. Die Ergebnisse für das Ponton-Areal sind in den Anlagen 2.2 und 2.3 dargestellt.

Die Ergebnisse der geotechnischen Erkundungen lassen erkennen, dass die Untergrundverhältnisse im Hinblick auf Hauptbodenarten, Schichtung, Mächtigkeiten und Lagerungsverhältnisse an den Standorten aus gründungstechnischer Sicht vergleichsweise ähnlich sind. Der Baugrundaufbau ist hauptsächlich durch einen mächtigen Sandkörpern gekennzeichnet und entspricht damit den im Großraum örtlich bekannten Baugrundverhältnissen. Eine zusammenfassende Baugrundbeschreibung ist dem Abschnitt 0 zu entnehmen.

Die Interpretation der Drucksondiererergebnisse (CPT) im Hinblick auf die Zuordnung von Spitzendrücken und Reibungsverhältnissen zu Hauptbodenarten berücksichtigt die Erkenntnisse aus der Bohrung. Einzelheiten zur Interpretation der Drucksondiererergebnisse sind dem Abschnitt 4 des Bericht [9] zu entnehmen.

4.4 Zusammenfassende Auswertung der Baugrunduntersuchungen

4.4.1 Geotechnischer Längsschnitt

Auf der Grundlage der im Zeitraum von Juli/ August 2023 im Bereich der Anlegestelle Jetty und der Anlegestelle Ponton durchgeführten Baugrunduntersuchungen ist zusammenfassend ein Baugrundprofilschnitt (Längsschnitt) gelegt worden und in Anlage 2.3 beigefügt.

Längsschnitt 1-1: Längsschnitt NW-SO durch folgende Ansatzpunkte:
MD4 – MD5 – BH1 - MD6

4.4.2 Prinzipieller Baugrundaufbau

Die Auswertung der abgeteufte Bodenaufschlüsse führt zu der nachfolgenden prinzipiellen Schichtenabfolge bzw. Stratigraphie der Hauptbodenarten im direkten Gründungsbereich der Anlegestelle:

- **Schluff /Sand:** **SE / SU / SU* / UL**

Am Meeresboden findet sich im gesamten Untersuchungsgebiet zunächst eine Deckschicht aus marinem Sand und Schluff. Sie kommt im gesamten Untersuchungsgebiet

und auch Ponton-Areal vor und ist zwischen 4 und 5 m mächtig. Sie weist tendenziell eine lockere bis allenfalls mitteldichte Lagerung auf, ist vermutlich holozänen Ursprungs und das Ergebnis von strömungsbedingten Umlagerungen der unterlagernden Sande.

▪ **Sande:**

SE / SU

Unter der marinen Deckschicht wurden in allen Aufschlüssen Sande bzw. schwach schluffige Sande angetroffen, die hauptsächlich aus Fein- und Mittelsanden, teils aus Grobsand bestehen. Diese Schicht erstreckt sich über das gesamte Untersuchungsgebiet bis zur Erkundungsendteufe. Sie weisen teils kiesige und schwache tonige Anteile auf. Im Einzelfall, bei BH1 ist in 65,5 mTuM ein geringmächtiger Ton (Mächtigkeit $d=0,5$ m) eingeschaltet. Die Sande weisen hauptsächlich eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf, sind sicher pleistozänen Ursprungs und als Ergebnis einer eiszeitlichen Überprägung bzw. Auflast anzusprechen.

4.4.3 Homogenbereiche

Gemäß VOB/C [30] sind Böden mit vergleichbaren Eigenschaften gegenüber den in Frage kommenden Arbeiten in Homogenbereiche einzuteilen.

Nach den uns vorliegenden Kenntnissen ist die Ausführung von Rammarbeiten gemäß DIN 18304 [20] geplant. Entsprechend der in der jeweiligen Norm festgelegten Kriterien/Eigenschaften werden nachfolgend die zu bearbeitenden Homogenbereiche beschrieben und deren Kennwerte sowie deren Bandbreite im Hinblick auf die Bauausführung angegeben, vgl. Tabelle 3.

Bei der Abschätzung der Bandbreite der bodenmechanischen Eigenschaften der Böden der einzelnen Homogenbereiche werden vorliegende Erfahrungswerte vergleichbarer Böden herangezogen. Aufgrund natürlicher, geogen bedingter Unregelmäßigkeiten sind jedoch Abweichungen davon möglich.

Tabelle 3: Homogenbereiche des Baugrunds

| Kennwerte / Eigenschaften | Bestimmung gemäß | DIN 18304 (Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten) | DIN 18311 (Nasszugverfahren) | Homogenbereich A | Homogenbereich B | Homogenbereich C |
|---|--|---|---------------------------------|--------------------------------|---|--|
| Ortsübliche Bezeichnung | | x | x | Schluff / Sand, mitteldicht | Fein- und Mittelsande, teils schwach schluffig, mitteldicht bis dicht | Fein-, Mittel- und Grobsande, teils schwach schluffig, dicht bis sehr dicht |
| Korngrößenverteilung [%] | DIN EN ISO 17892-4 | x | x | TU/S/G = <5/0-20/60-80/<20 | TU/S/G = 0/0-10/80-100/<5 | TU/S/G = 0/0-10/80-100/<10 |
| Massenanteil Ton [%] | | | | | | |
| Massenanteil Ton+Schluff [%] | | | | | | |
| Massenanteil Ton+Schluff+Sand [%] | | | | | | |
| Massenanteil Ton+Schluff+Sand+Kies [%] | | | | | | |
| Massenanteil Steine [%] | DIN EN ISO 14688-1 (Bestimmung durch Aus- sortieren etc. & Wiegen) | x | x | <1 | <1 | <1 |
| Massenanteil Blöcke [%] | | x | x | <1 | <1 | <1 |
| Massenanteil große Blöcke [%] | | x | x | <1 | <1 | <1 |
| mineralogische Zusammensetzung der Steine und Blöcke | DIN EN ISO 14689-1 | | | | | |
| Dichte [g/cm³] | DIN EN ISO 17892-2 | | | | | |
| Kohäsion [kN/m²] | DIN EN ISO 17892-9 DIN EN ISO 17892-10 | | | | | |
| undrännierte Scherfestigkeit [kN/m²] | DIN 4094-4 DIN EN ISO 17892-7 DIN EN ISO 17892-8 | | x | 15-40 (Erfahrungswert) | n.b. | n.b. |
| Sensitivität [1] | DIN EN ISO 22476-9 | | | | | |
| Wassergehalt [%] | DIN EN ISO 17892-1 | x | x | n.u. | n.u. | n.u. |
| Konsistenz | DIN EN ISO 14688-1 | x | x | n.b. | n.b. | n.b. |
| Konsistenzzahl [1] | DIN EN ISO 17892-12 | x | | n.b. | n.b. | n.b. |
| Plastizität | DIN EN ISO 14688-1 | x | | n.b. | n.b. | n.b. |
| Plastizitätszahl [%] | DIN EN ISO 17892-12 | x | | n.b. | n.b. | n.b. |
| Durchlässigkeit [m/s] | DIN EN ISO 17892-11 | | | | | |
| Bezogene Lagerungsdichte I_L [1] | DIN 18126 | x | x | 0,35 - 0,65 | 0,35 - 0,85 | 0,65 - 1,00 |
| Kalkgehalt [%] | DIN 18129 | | x | lab | lab | lab |
| Sulfatgehalt [%] | DIN EN 1997-2 | | | | | |
| Organischer Anteil [%] | DIN 18128 | | x | lab | lab | lab |
| Benennung u. Beschreibung org. Böden | DIN EN ISO 14688-1 | | x | n.r. | n.r. | n.r. |
| Abrasivität | NF P18-579 | | | | | |
| Bodengruppe | DIN 18196/18915 | x | x | SE, SU, SU*, UL | SE, SU | SE, SU |

x = Angabe bei Baumaßnahme erforderlich | n.u. = nicht untersucht | n.b. = nicht bestimmbar | n.r. = nicht relevant

5 Geotechnisches Baugrundmodell

5.1 Allgemeines

Die Abbildung der angetroffenen und im Abschnitt 4 dargestellten Baugrundverhältnisse in ingenieurmäßigen Baugrundmodellen erfordert die Ableitung eines Modellbaugrundes bzw. rechnerischer Bodenprofile. Der Modellbaugrund bildet die Grundlage für eine zutreffende, d.h. wirklichkeitsnahe Abbildung der Boden-Bauwerk- Interaktion und damit für die statischen Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks.

Die Ableitung eines Modellbaugrundes impliziert zwei wesentliche Bearbeitungsschritte:

- I. Reduktion bzw. Vereinfachung des geschichteten und inhomogenen Baugrundes zu einzelnen diskreten Bodenschichten mit ähnlichem Festigkeits-, Verformungs-, Durchlässigkeits- und/ oder Konsolidierungsverhalten
- II. Zuordnung von kennzeichnenden Bodenparametern zu den Bodenschichten gemäß den Anforderungen der geotechnischen Modelle für die Bemessung der Gründungselemente

Beide Arbeitsschritte erfordern unter den vorliegenden en Randbedingungen eine abgesicherte Kenntnis der komplexen Boden-Bauwerk-Interaktion.

Die Festlegung und Angabe von bodenmechanischen und -physikalischen Kennwerten muss diesem Umstand dahingehend Rechnung tragen, dass die darauf aufbauenden Bemessungsverfahren nachhaltig auf der sicheren Seite liegen, d.h. in der vorliegenden Bauaufgabe ausreichend große Einbindetiefen und Blechstärken der Pfahlelemente ermittelt werden.

5.2 Festlegung der Bemessungsprofile und geotechnischen Kennwerte

Aus den Ergebnissen der geotechnischen Untersuchungen ist abzuleiten, dass im Projektgebiet im Grundsatz hauptsächlich bzw. dominierend rollige Lockergesteine anstehen. Im Hinblick auf eine vereinfachte rechnerische Profilierung des Baugrundes wurde der Baugrund in die Hauptbodenarten Sand und Sand/Schluff unterschieden.

Aufgrund der vergleichsweise sehr homogenen Baugrundverhältnisse im gesamten Bereich der Anlegestelle Jetty und damit auch des Bootsanleger Ponton, ist die Bereitstellung eines einzigen Bemessungsbodenprofils für alle 12 Ponton-Dalben angemessen und zielführend. Das Bemessungsprofil ist gemäß DIN 4020, Abschnitt A7.3.1 [19] heranzuziehen für das Design der Pfähle im Betriebszeitraum.

Das Bemessungsprofil für die 12 Ponton Dalben (PD) ist in Anlage 3 für 2 Fälle angegeben:

1. Design Seabed Level (DSL) in Höhe Meeresboden -10,80 mSKN

Dieses Bemessungsprofil kann für alle Nachweise und alle Kolkenschutzvarianten im Design verwendet werden

2. Design Seabed Level (DSL) in Höhe Oberkante Kolkenschutzschüttung -9,80 mSKN

Zur Anwendbarkeit dieses Bemessungsprofil im Pfahl-Design siehe Hinweise in Abschnitt 3.3, insbesondere Abbildung 4.

Unter den drei betrachteten Drucksondiererergebnissen, vgl. Tabelle 2, ist die CPT MD-4 als das ungünstigste Profil mit den geringsten Spitzenwiderständen bewertet worden. Das Bemessungsprofil PD stützt sich konservativ wesentlich auf diese Sondierdiagramm.

Da die Drucksondierungen mit Erreichen der Geräteauslastung (im Mittel bei 58,3 mSKN) vor Erreichen der projektierten Endtiefe (-85 mSKN) abgebrochen wurden, wurden zur Ableitung der Baugrundbeschaffenheit unterhalb der Sondierendteufe die Ergebnisse der Bohrung BH1 herangezogen. Da im Bohraufschluss die Festigkeit der dort angetroffenen Sande nicht erfasst wurde, ist die Lagerungsdichte der Sande im Bemessungsprofil lediglich mit „mitteldicht“ angesetzt worden. Dies stellt aus geologischer Sicht, wie auch unter Hinzuziehung der Erfahrungen der RI+P aus benachbarten Projekten eine hinreichend konservative Herangehensweise dar.

Die geotechnischen Kenngrößen werden im Sinn der DIN EN 1997-1 [12] als charakteristische Werte angegeben. Demnach sind unter charakteristischen Werten vorsichtige Schätzwerte der Werte zu verstehen, die im Grenzzustand wirken. Die geotechnischen Parameter sind im Wesentlichen auf der Grundlage der Ergebnisse der Drucksondierungen und der uns vorliegenden Erfahrungswerte aus Ergebnissen von Laboruntersuchungen in Jade-Nordsee-Projekten mit ähnlichen Baugrundverhältnissen und den in der Literatur angegebenen Erfahrungswerten für Korrelationen ermittelt worden. In dieser Hinsicht sind aus den zur Verfügung stehenden Korrelationsmethoden im Grundsatz konservative Verfahren herangezogen worden und die Ergebnisse abschließend durch den Erfahrungshorizont – unter Hinzuziehung der Erfahrungen der RI+P aus benachbarten Projekten - auf Plausibilität geprüft worden, so dass die Rechenwerte als deterministisch abgesichert gelten können.

Die Parameter sind jeweils bereitgestellt als wahrscheinlicher Wert (best estimate BE) sowie als unterer (low estimate LE) und oberer (high estimate HE) Wert. Die Verwendung der Werte BE, LE und HE sollte gemäß Tabelle 4 erfolgen.

Tabelle 4: Ansatz der Bodenparameter BE/LE/HE in den statischen Nachweisen

| | | |
|---------------------|------------------------------|----|
| ULS Nachweis | Pfahlmantelreibung | BE |
| | Pfahlspitzenwiderstand | LE |
| | Lateraler Bettungswiderstand | BE |
| SLS Nachweis | Pfahlmantelreibung | BE |
| | Pfahlspitzenwiderstand | BE |
| | Lateraler Bettungswiderstand | BE |
| Rammbarkeitsanalyse | Pfahlmantelreibung | HE |
| | Pfahlspitzendruck | HE |
| Rammermüdung | Pfahlmantelreibung | BE |
| | Pfahlspitzendruck | HE |

Für die vereinfachten rechnerischen Bodenprofile sind in Anlage 3 die zugehörigen charakteristischen bodenphysikalischen und bodenmechanischen Kennwerte gemäß Tabelle 5 angegeben.

Eine Abminderung der Bodenparameter, etwa zur Berücksichtigung von verbleibenden Unsicherheiten in der Erfassung der tatsächlichen Baugrundverhältnisse erachten wir als nicht erforderlich.

Die richtige Weiterverwendung der angegebenen geotechnischen Kennwerte sowie deren ergänzende Überprüfung im Zuge der Ausführung vor Ort (beispielsweise im Zuge der Pfahlrammung) obliegt den mit der Planung und Herstellung betrauten Fachingenieuren und dem Entwurfsverfasser unter entsprechender Würdigung und Interpretation aller Belange des geplanten Bauwerks und der angetroffenen geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse.

Tabelle 5: Bodenparameter in den rechnerischen Bodenprofilen in Anlage 3

| Bodenparameter | Kurzzeichen | Einheit |
|----------------------------------|-------------|-------------------|
| Sondierspitzendruck | q_c | MPa |
| Bezogene Lagerungsdichte | I_D | % |
| Wichte des Bodens unter Auftrieb | γ' | kN/m ³ |
| Winkel der Inneren Reibung | ϕ' | ° |
| Dränierete Kohäsion | c' | kPa |
| Undränierete Kohäsion | c_u | kPa |
| Steifemodul | E_s | MPa |

6 Hinweise und Gründungsempfehlungen zur Bemessung der Dalben

6.1 Allgemeines

Die Planung ist bereits fortgeschritten und der Gründungsentwurf für dem Bootsanleger (Ponton) liegt vor (gerammte Dalben). Es wird daher an dieser Stelle darauf verzichtet, mögliche alternative Gründungsformen zu diskutieren und hierzu Hinweise bereitzustellen.

Eine Pfahl-Gründung wird von uns an allen 12 vorgesehenen Potondalben-Standorten aus tragwerksplanerischer Sicht als machbar und (auch vor dem Hintergrund der Pfahlgründung der Anlegestelle Jetty) als Vorzugsvariante angesehen sowie zur Ausführung empfohlen.

6.2 Gültigkeitsbereich

Im Rahmen der Bemessung gemäß DIN EN 1997-1 [12] und DIN 1054 [18] ist für die Gründungskonstruktion nachzuweisen, dass ausreichende Sicherheitsabstände gegenüber äußeren Grenztragfähigkeitszuständen eingehalten werden und die Gebrauchstauglichkeit nicht durch unzulässige Bauwerksverformungen beeinträchtigt wird. Damit sind geotechnische Nachweise hinsichtlich der ausreichenden axialen und lateralen Pfahltragfähigkeit sowie der Einhaltung zulässiger Verformungen zu führen.

Die hoheitlich tätige Genehmigungsbehörde WSA hat aufgrund positiver Anwendungserfahrungen beim Bau und Betrieb der benachbarten Anlegestellen in der Jade vorgegeben, dass der Entwurf auch hier dem Standard EAU 2020 [29] folgen soll. Insoweit sind die besonderen Festlegungen der EAU an die Ausbildung der Pfähle unter Berücksichtigung von deren Funktion als Verankerungsdalben zu beachten. Danach werden mit Verweis auf „langjährige Erfahrungen mit den spezifischen Randbedingungen von Ufereinfassungen (z.B. größere Verformungstoleranz gegenüber anderen Ingenieurbauwerken)“ besondere Festlegungen getroffen, die von DIN EN 1997-1 und DIN 1054 abweichen können, beispielsweise betreffend fallweise niedrigerer Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen sowie für Widerstände im Grenzzustand des Versagens.

Der nachfolgende Abschnitt umfasst Hinweise zu den genannten geotechnischen Nachweisen sowie zur Ermittlung der Gründungswiderstände für Strukturanalysen. Die Strukturanalysen hinsichtlich der inneren Bemessung der Gründungspfähle sind nicht Gegenstand des vorliegenden Berichtes. Gleiches gilt für eventuelle Nachweise gegenüber im Zuge der Pfahlrammung hervorgerufene Ermüdungszustände (z.B. bei hard driving) sowie ggf. Transportzustände.

6.3 Axiale Pfahlbemessung

6.3.1 Allgemeines

Nachfolgender Abschnitt umfasst Hinweise für die Pfahlbemessung infolge eines axialen Lastangriffs. Die Nachweise für die axiale Belastung können unseres Erachtens entkoppelt von der lateralen Belastung betrachtet werden. Ein Einfluss einer gegenseitigen Interaktion zwischen axialem und lateralem Tragverhalten ist nach derzeitigem Stand des Wissens ohne signifikante Relevanz und kann daher im Rahmen der Bemessung vernachlässigt werden [33].

6.3.2 Ermittlung statischer axialer Pfahlwiderstände in Sand

Zur Berechnung der statischen axialen Grenzwiderstände sind bodenschicht- und tiefenabhängige Mantelreibungsspannungen und (bei der Druckgrenzlast) Spitzendruckwiderstände festzulegen. Bei der Bemessung auf Grundlage von Erfahrungswerten stellen die EA-Pfähle [28] – anders als für herkömmliche Bauwerkspfähle - für die hier vorliegenden Randbedingungen (Stahlrohrrammpfähle, relativ große Pfahldurchmesser, hohe Lagerungsdichten der Sande etc.) keine Erfahrungswerte bereit.

Hinsichtlich der Berechnung der axialen Tragfähigkeit von Stahlrohrpfählen in Sand empfehlen wir daher die Ableitung bodenschichtabhängiger Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte in Anlehnung an die Verfahren des API RP2 GEO [24] (Haupttextmethode/ β -Methode) unter Berücksichtigung der dort angegebenen erfahrungsbasierten Grenzwerte für Spitzendruck und Mantelreibung.

Für sandige Böden kann die erfahrungsbasierte langzeitliche axiale Drucktragfähigkeit der Pfahlelemente im Grenzzustand gemäß Tabelle 6 ermittelt werden.

Die jeweils maßgebenden Hauptbodenarten und die zugehörigen Lagerungsdichten sind tiefenabhängig den Angaben der Bemessungsbodenprofilen in Anlage 3 zu entnehmen.

Die Kolkschutzschüttung kann auf der sicheren Seite liegend im axialen Design grundsätzlich unberücksichtigt bleiben. Soweit sie rechnerisch berücksichtigt werden soll, kann sie in hinreichender Näherung gemäß den Hinweisen in Abschnitt 3.3 als dichter Sand aufgefasst und die entsprechenden Pfahlspitzendruck- und Mantelreibungswerte aus Tabelle 6 berücksichtigt werden.

Wir empfehlen die Berücksichtigung nur dann uneingeschränkt, wenn deren Ausdehnung großflächig ist, vgl. deren Definition in Abbildung 4. Ist die Schüttung kleinflächig sollte sie vernachlässigt werden. Anderenfalls muss die lokale Begrenztheit der Auflast angemessen berücksichtigt werden, vgl. etwa das Vorgehen beim lokalen Kolk gemäß [24][25][27], da anderenfalls eine Überschätzung der Tragwirkung mit zunehmender Tiefe eintritt.

Tabelle 6: Langzeitliche Pfahltragfähigkeiten sandiger und schluffiger Böden auf der Grundlage von Erfahrungswerten gemäß [24]

| Hauptbodenart/ Lagerungsdichte | | Tragfähig- keitsbeiwert N_q in 1 | Pfahlspitzendruck q_c im Grenzzustand in MN/m ² | Pfahlmantelreibung f (Druck) im Grenzzustand in kN/m ² |
|-------------------------------------|-------------|--|--|--|
| Sand | sehr locker | 8 ¹⁾ | 1,9 ¹⁾ | 47 ¹⁾ |
| | locker | 12 ¹⁾ | 2,9 ¹⁾ | 67 ¹⁾ |
| | mitteldicht | 20 | 4,8 | 81 |
| | dicht | 40 | 9,6 | 96 |
| | sehr dicht | 50 | 12 | 115 |
| Schluff + Sand, schluffiger Sand | locker | 8 ¹⁾ | 1,9 ¹⁾ | 47 ¹⁾ |
| | mitteldicht | 12 | 2,9 | 67 |
| | dicht | 20 | 4,8 | 81 |
| | sehr dicht | 40 | 9,6 | 96 |

- 1) Gemäß den Hinweisen der API RP2GEO können die angegebenen Werte nicht konservativ sein. Da das Vorhandensein locker gelagerter Sande im vorliegenden Anwendungsfall auf die marine Deckschicht und damit in der Mächtigkeit völlig untergeordnete Bodenschichten beschränkt ist, ist die hieraus resultierende mögliche Unsicherheit vernachlässigbar.

6.3.3 Abminderung der inneren Mantelreibung

Die in Abschnitt 6.3.2 angegebenen Mantelreibungswerte können gleichermaßen innen und außen am Pfahlmantel angesetzt werden.

Abweichend hierzu wäre bei Ausbildung eines Rammschuhs Innen oder Außen, mit Ausbildung einer Verstärkung der Blechdicke am untersten Pfahlsegment gegenüber dem darüber liegenden Pfahlsegment (Rammschuh), eine Reduktion der aufnehmbaren Mantelreibungskräfte an der darüber liegenden Rohrrinnenwandung vorzunehmen.

Nach der Pfahlrammung ist die Höhe der Bodensäule in den Pfählen zu überprüfen. Tritt wider Erwarten eine signifikante Höhendifferenz Außen-Innen auf, etwa bedingt durch eine Propfenbildung während der Rammung, ist die hinreichende innere Mantelreibung nachzuweisen oder anderenfalls sind entsprechende Kompensationsmaßnahmen (z.B. Auffüllen des Pfahls mit geeignetem Material) vorzusehen.

6.3.4 Abminderung der Widerstände für lange Pfähle

Dem API RP2GEO [24] sind Hinweise zu entnehmen, dass die Bemessungswerte gemäß Anlage 3 unter den hier vorliegenden Randbedingungen (dichte bis sehr dichte Sande) für Pfahleinbindelängen bis zu 45 m zu konservativen Ergebnissen führen. Lediglich für Pfahleinbindelängen > 45 m weist [24] auf mögliche Unsicherheiten in den Pfahlwiderständen hin. Hier beträgt die Pfahleinbindelänge gemäß Vorbemessung rund 40 m, so dass keine Abminderungen der Erfahrungswerte gemäß Tabelle 6 erforderlich werden.

6.3.5 Verschiebungen infolge statischer Axiallast

Die axialen Verschiebungen eines Pfahls sollen gemäß DIN 1054 auf Grundlage von Probelastungen bzw. unter Heranziehung entsprechender Erfahrungswerte ermittelt werden. In der Offshore Praxis ist hingegen die Anwendung des Bettungsmodulverfahrens üblich. Die Abhängigkeit der Größe der Mantelreibung von der Relativverschiebung zwischen Pfahl und Boden wird durch bilineare "t-z"-Kurven und die der Größe des Spitzendrucks von der Pfahlfußverschiebung durch nichtlineare "Q-z"-Kurven beschrieben. In der API-Richtlinie [24] werden Angaben zur Konstruktion dieser Kurven gegeben, welche wiederum auf allgemeinen Erfahrungen bzw. Probelastungen beruhen.

6.3.6 Berücksichtigung des Einflusses zyklischer axialer Lasten

Grundsätzlich sind zyklische Lasteinwirkungen "in geeigneter Weise" in der Gründungsbeurteilung zu berücksichtigen. Gemäß EA-Pfähle [28] kann das Tragverhalten der Pfähle durch die zyklische Belastung relevant verändert werden, wenn die zyklische Lastspanne F_{zyk} größer als 20 % bzw. die zyklische Lastamplitude F'_{zyk} größer als 10 % der charakteristischen statischen Pfahltragfähigkeit R_{ult} ist. Demnach ist es erforderlich, zyklische Lastanteile in der Nachweisführung zu berücksichtigen, wenn die zuvor genannten Grenzen überschritten werden.

Wir gehen zunächst davon aus, dass derart hohe zyklische Axiallasten bei den hier vorliegenden Pfahl-Gründungen nicht vorliegen, da die axiale Beanspruchung der Pfähle nur zu einem untergeordneten Anteil durch zyklische Lasten (Wind, Wellen, Meeresströmung) hervorgerufen wird. Dies wäre jedoch durch den Designer zu prüfen.

Im Fall relevanter zyklischer Einwirkungen wird auf die entsprechenden Anwendungshinweise der EA-Pfähle [28] verwiesen.

6.3.7 Berücksichtigung von Pfahlprobelastungen im Pfahldesign

Nach den uns vorliegenden Angaben sind keine Probelastungen an den eingebauten Pfählen vorgesehen. Unter wirtschaftlichen Aspekten wären hier dynamische Pfahltest zum Ende der Rammung (EoD) zwar machbar, jedoch sind diese nur geeignet, die im Design angenommene axiale Pfahltragfähigkeit zu verifizieren. Diese weist im Projekt jedoch erwartungsgemäß einen geringen Ausnutzungsgrad auf und muss daher nicht verifiziert werden. Wir erachten derartige Tests im Projekt als nicht zielführend, da hier das Design und die Pfahlabmessungen erwartungsgemäß vom lateralen Lastabtrag bestimmt werden. Eine Übertragung der axialen Ergebnisse auf das laterale Tragverhalten ist jedoch ausgeschlossen. Die Ausführung dynamischer Lasttests wird daher nicht empfohlen.

6.3.8 Nachweisführung zum axialen Pfahlwiderstand

Folgende Nachweise sind im Zuge der geotechnischen Bemessung (äußere Tragfähigkeit) einzuhalten:

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

• Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Die Analyse im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) dient der Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit der Gesamtstruktur. Der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit lässt sich durch den Abgleich von Bemessungslasten und Bemessungswiderständen führen, wobei ein Ausnutzungsgrad $\mu < 1.0$ zu erreichen ist. Die einzuhaltende Nachweisgleichung sowie die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte sind gemäß der dargestellten Normenhierarchie der DIN 1054 [18] zu entnehmen.

Der Widerstand für den Nachweis der Zugtragfähigkeit ergibt sich aus der Summe:

- Pfahleigengewicht
- Äußere Pfahlmantelreibung
- Minimum aus innerer Mantelreibung und eingeschlossenem Bodeneigengewicht

Der Widerstand für den Nachweis der Drucktragfähigkeit ergibt sich aus der Summe:

- Äußere Pfahlmantelreibung
- Spitzenwiderstand der Pfahlquerschnittsfläche (Kreisring)
- Minimum aus innerer Mantelreibung und Spitzenwiderstand der inneren Querschnittsfläche

• Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Die Analyse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist unter Berücksichtigung charakteristischer Einwirkungen und Widerstände zu führen. Die Ermittlung der Widerstände für Druck- und Zugbelastung sollte den vorstehenden Ausführungen folgen. Hierbei sind in gleicher Weise die zuvor beschriebenen Abminderungen für die Grenzwiderstände vorzunehmen.

Die axialen Verschiebungen lassen sich unter Verwendung der zuvor beschriebenen "t-z" und "Q-z" Kurven mittels eines Stab-Feder-Modells ermitteln. Hinsichtlich der Setzungsermittlung ist auf der konservativen Seite von einem gepropften Tragverhalten auszugehen, sofern sich dieses rechnerisch nicht ausschließen lässt.

Die zulässigen axialen Verschiebungen für die Gründung ergeben sich aus der vom Designer festgelegten zulässigen Schiefstellung der Gesamtstruktur. Hierbei ist die Setzung und die Hebung infolge der jeweiligen Extremlast betragsmäßig zu addieren und unter Berücksichtigung des Pfahlabstands in die zugehörige Verdrehung der Gesamtstruktur zu überführen.

6.4 Laterale Pfahlbemessung

6.4.1 Allgemeines

Der nachfolgende Abschnitt umfasst Hinweise für die Pfahlbemessung infolge eines lateralen Lastangriffs. Die Nachweise für die laterale Belastung können entkoppelt von der axialen Belastung betrachtet werden, d.h. die gegenseitige Interaktion zwischen lateralem und axialem Tragverhalten kann im Rahmen der Bemessung vernachlässigt werden [33].

6.4.2 Ermittlung statischer Bettungswiderstände und -steifigkeiten

Zur Berechnung des lateralen Pfahltragverhaltens empfehlen wir das üblicherweise verwendete analytische Verfahren zur Berechnung der Schnittgrößen und Verformungen lateral belasteter Pfähle. Die p-y-Methode nach API RP2 GEO [24] ist ein Bettungsmodulverfahren mit nichtlinearen, bodenart- und tiefenabhängigen Federcharakteristiken. Dieses Verfahren, identisch mit dem in der Richtlinie des DNVGL [25] angegebenen, hat sich über Jahrzehnte der Anwendung in der Offshore-Technik bewährt. In der Literatur sowie auch in den API-Richtlinie [24] werden Methoden zur Konstruktion der p-y-Kurven für nichtbindige und bindige Böden angegeben.

Ebenso wie der Ansatz der axialen Tragfähigkeit auf Basis der API RP2 GEO [24] ist auch der API-Ansatz zur lateralen Tragfähigkeit den empirischen Verfahren zuzurechnen und bedarf gemäß EC7 [12] grundsätzlich statischer Pfahlprobelastungen unter vergleichbaren Randbedingungen zum Nachweis der Gültigkeit. Hierbei liefern axial gerichtete dynamische Pfahltests keinen unmittelbaren Anhaltspunkt zu den aufnehmbaren lateralen Bettungswiderständen, vgl. auch Abschnitt 0. Zielführende laterale Pfahltests sind jedoch unter den Offshore-Bedingungen mit einem vertretbaren technisch-wirtschaftlich Aufwand unseres Erachtens nicht zu realisieren und werden entsprechend der allgemeinen Vorgehensweise auch für dieses Projekt als verzichtbar angesehen.

- **p-y Methode für Sand**

Für die Modellierung der Bettungswiderstände in rolligen Böden empfehlen wir die Methode der API RP2 GEO [24], welche auf einer *tanh*-Funktion beruht. Diese p-y-Kurven sind auf der Basis langer, schlanker Pfähle mit einem Durchmesser von 0,61 m abgeleitet worden. In der Praxis wird die Anwendbarkeit für flexible Pfähle mit einem Pfahldurchmesser von bis zu 3,0 m als gegeben angesehen, so dass sie für die hier vorliegenden Pfahldurchmesser (1,4 m) anwendbar sind.

6.4.3 Berücksichtigung des Einflusses zyklischer lateraler Lasten

- **Hinweise zur Berücksichtigung zyklischer Lasten**

Die Beanspruchung der Pfähle erfolgt aus qualitativer Sicht zu einem gewissen Anteil durch zyklische Lasten (Wind, Wellen, Meeresströmung).

Für Offshore-Bauwerke in der deutschen AWZ wird regelmäßig ein Bemessungssturmereignis bestimmend für das Design der Anlagen [23], bei dem dessen vollständiges Lastspektrum anzusetzen ist. Unter den hier vorliegenden Randbedingungen (geringe Wassertiefe, küstennah) erwarten wir, dass selbst aus der hieraus erwachsenden äquivalente Lastzyklenzahl der Extremlast diese unter $n=100$ bleibt.

Das p-y-Verfahren ist für zyklische Last ausgelegt und an Probelastungen mit größenordnungsmäßig rd. 100 Lastzyklen kalibriert worden. Da hier geringe zyklische Beanspruchungen vorliegen, empfehlen wir deren Berücksichtigung durch Ansatz des Faktors A für zyklische Last gemäß API RP 2GEO [24], der den ultimativ aufnehmbaren Pfahlwiderstand begrenzt: $A = 0,9$.

6.4.4 Nachweisführung zum lateralen Pfahlwiderstand

Folgende Kriterien und Nachweise sind im Zuge der geotechnischen Bemessung (äußere Tragfähigkeit) einzuhalten:

- Pfahllängenkriterium
- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

• Vorbemessung durch Pfahllängenkriterium

Eine Vorbemessung der erforderlichen Einbindelänge der Pfähle durch ein Pfahllängenkriterium ist unseres Erachtens unter den hier vorliegenden Randbedingungen entbehrlich. Allein bei bemessungsrelevanter zyklischer Beanspruchung der Pfähle sind Kriterien heranzuziehen [28][26], welche den Einfluss der Pfahleinbindelänge auf das Pfahlverformungsverhalten und damit letztendlich auf die Stabilität der Pfahlgründung hinsichtlich einer zyklischen Lasteinwirkung auswerten.

Insoweit sind die Pfähle für die hier vorliegende Beanspruchung als Dalben auch nicht zwingend gegenüber „zero-toe-kick“ zu bemessen bzw. die Pfahleinbindetiefe so zu wählen, dass keine Pfahlfußverschiebung auftritt.

• Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Analyse im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) dient der Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit der Gesamtstruktur. Der Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit lässt sich durch den Abgleich von Bemessungslasten und Bemessungswiderständen führen, wobei ein Ausnutzungsgrad $\leq 1,0$ zu erreichen ist. Die einzuhaltende Nachweisgleichung sowie die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte sind gemäß den Hinweisen in Abschnitt 6.2 der EAU 2020 [29] und ersatzweise bzw. ergänzend der DIN 1054 [18] zu entnehmen.

Die statischen Grenzwiderstände (siehe Abschnitt 0) sind entsprechend der Anforderungen aus Abschnitt 0 hinsichtlich der zyklischen Belastung abzumindern.

- **Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit**

Die Analyse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist unter Berücksichtigung charakteristischer Einwirkungen und Widerstände zu führen. Hierbei sind gleichermaßen Abminderungen der Widerstände hinsichtlich des Einflusses aus zyklischen Belastungen vorzunehmen.

6.5 Berücksichtigung von Kolkeffekten und einer Kolkschutzschüttung im Pfahldesign

Kolkbildungen sind im Pfahldesign nicht zu berücksichtigen, da ein entsprechend bemessener Kolkschutz an den Pfählen vorgesehen wird, bestehend aus Steinschüttung und Filterschicht, vgl. Abschnitt 3.2.

Wir empfehlen die Kolkschüttung im lateralen Nachweis zu vernachlässigen. Soweit sie berücksichtigt wird, ist zu beachten, dass eine erhöhte seitliche Bettung durch die Kolkschüttung nur dann gegeben ist, wenn sie über eine hinreichende seitliche Ausdehnung verfügt. Näherungsweise ist dies anzunehmen, wenn der Kolkschutz gemäß Abschnitt 3.3 großflächig ist und einen Abstand $\geq 8 \cdot D$ zum Pfahl aufweist.

7 Hinweise zur Schlagrammung

Das Einbringen der Gründungspfähle in den Baugrund kann mit unterschiedlichen Verfahren realisiert werden. Im Projekt ist eine Schlagrammung mittels Hydraulikhammer vorgesehen. Deren Ausführbarkeit orientiert sich aus geotechnischer Sicht ohne Berücksichtigung der gerätetechnischen Erfordernisse und der Festigkeit des Stahlrohres an der aufzuwendenden Rammarbeit bzw. an der maximal erforderlichen Rammenergie und der Schlaganzahl je 25 cm Eindringung.

Unterhalb der marinen Deckschicht weisen die angetroffenen Sande aufgrund der eiszeitlichen Überprägung moderate bis hohe Sondierspitzendrücke auf, hauptsächlich zwischen 16 und mehr als 33 MPa. Nach unserer Erfahrung aus Nordsee-Rammungen stellen diese rammtechnisch keine besonderen Anforderungen bereit, soweit ein angemessener Rammhammer gewählt wurde und keine Erschwernisse aus Anwachseffekten infolge Rammunterbrechungen auftreten.

Die Ausführbarkeit des Rammverfahrens kann weiterhin durch das Antreffen von sehr grobkörnigen Böden behindert werden, wie sie etwa Blöcke und große Blöcke darstellen. Trifft der Pfahlfuß auf derartige Hindernisse, können Schädigungen und Lotabweichungen des Pfahlfußes auftreten, bis hin zu einem unkontrollierten Anstieg der Rammenergie und einhergehendem Stillstand. Aus der Bohrung und den Drucksondierungen ergeben sich zunächst keine Hinweise auf Steine oder gar Blöcke im Baugrund. Gerade die Spitzendrücke sind völlig gleichförmig, ohne „peaks“ die ansonsten das Auftreffen auf Steine andeuten, die seitlich verdrückt worden sind. Sondierabbrüche, etwa durch das Auftreffen auf Hindernisse sind nicht aufgetreten.

Bei der Auswahl der gesamten Rammapplikation sind behördliche Auflagen zur Begrenzung der Lärmemission (Schallgrenzwerte) beim Rammen zu berücksichtigen, erforderlichenfalls sind geeignete konstruktive oder verfahrenstechnische Gegenmaßnahmen (z.B. Anordnung Blasenschleier, Dämpferelemente etc.) zu ergreifen. Genauere Aussagen sind auf der Grundlage von Rammanalysen möglich.

Die Rammpbarkeit der Gründungspfähle ist im Rahmen einer Rammanalyse nachzuweisen. Rammanalysen können beispielsweise auf Basis einer Wellengleichungsanalyse mit der Software GRLWEAP durchgeführt werden. Hierbei wird das System aus Boden, Pfahl und Ramme durch ein System aus Massen, Federn und Dämpfern dargestellt.

Neben der Pfahlgeometrie geht hierbei der Bodenwiderstand als Summe der Mantelreibung und des Spitzendruckes als Eingangsgröße in die Analyse ein.

Nachweise zur Materialermüdung am Pfahl durch den Rammvorgang bauen auf den Ergebnissen von Rammanalysen auf und erfordern insofern keine Bodenkennwerte als direkte Eingangsgrößen. Für Rammanalysen ist die Heranziehung der in Anlage 3 ausgewiesenen Bodenkennwerte in vollem Umfang geeignet. Im Rahmen einer worst case-Betrachtung zur Rammpbarkeit sollten die oberen Schätzwerte der ausgewiesenen Bandbreite der Bodenkennwerte (HE) angesetzt werden.

8 Hinweise zum Aufstellen einer Errichtereinheit

Im Zuge der Planung der Errichtung der Pfähle ist zu beachten, dass diese üblicherweise mit Hubinseln (jack-up vessels) realisiert werden. Durch das so genannte "Aufjacken" der Errichtereinheit am vorgesehenen Standort wird auch der benachbarte Baugrund beansprucht. Die an den Füßen der Hubbeine angeordneten spudcans werden in Abhängigkeit der Baugrundverhältnisse im Allgemeinen mehrere Meter tief in den Baugrund eingedrückt. Hierbei kommt es zu Bodenumlagerungen infolge des seitlichen Verdrängens des Baugrunds durch den spudcan.

9 Einschätzungen zur Einwirkung aus Erdbeben

Die "Charakterisierung" der Erdbebeneinwirkung erfolgt im Bauwesen zu Bemessungszwecken durch die Angabe der Spitzenbodenbeschleunigung in $[m/s^2]$. Angaben zur Spitzenbodenbeschleunigung für das Projektgebiet können den Angaben für das Festland entnommen werden. Diese wurden im Rahmen einer weltweiten probabilistischen Gefährdungsanalyse des Global Seismic Hazard Program (GSHAP) ermittelt. Die angegebenen Beschleunigungswerte gelten als PGA-Werte (Peak Ground Acceleration) für die Referenz-Wiederkehrperiode von 475 Jahren (Eintrittswahrscheinlichkeit von 10 % innerhalb eines Zeitraums von 50 Jahren). Bezüglich der Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben gilt dieses Sicherheitsniveau nahezu weltweit als maßgebend für rechnerische Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Die PGA-Werte sind bezogen auf "feste" Untergründe (Fels). Aus der geografischen Nähe des Projektgebietes zur deutschen Küste kann für das Projektgebiet ein PGA-Wert von $< 0,2 m/s^2$ abgeleitet werden.

Hinweise dazu, ob und in welcher Höhe die im Projektgebiet vorhandenen Baugrund und Untergrundverhältnisse einen "Verstärkungseffekt" hervorrufen, können aus den in DIN EN 1998-1 [16] für verschiedene Baugrundklassen angegebenen Bodenparametern abgeleitet werden. Die erkundeten Baugrundverhältnisse lassen – insbesondere unter Berücksichtigung einer Tiefgründung der Anlage - die Zuordnung zu den Baugrundklassen B und C nach EC 8 als gerechtfertigt erscheinen. Die mit einem PGA-Wert von $< 0,2 \text{ m/s}^2$ verbundene "Stärke" der Erschütterungen dürfte unter Berücksichtigung der zu erwartenden Erdbebendauer und des für Erdbeben im nordeuropäischen Raum typischen Frequenzinhaltes nicht ausreichen, das gemäß Kornverteilungsdiagramm der deutschen Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen (KTA) [34] grundsätzlich gegebene Verflüssigungspotenzial der hier vorhandenen wassergesättigten Sande durch den Aufbau eines Porenwasserüberdrucks und den Verlust der Korn-zu-Korn-Spannung zu aktivieren. Dies gilt insbesondere für die dicht und sehr dicht gelagerten Sande, deren Reibungsbeugung und Steifigkeit für den Abtrag der axialen und lateralen Pfahlkräfte maßgebend sind.

Versorgungsanlagen mit LNG können hinsichtlich ihrer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit der Bedeutungsklasse I nach Teil 6 des EC 8 [17] zugeordnet werden. Der zugehörige Bedeutungsfaktor beträgt $I = 0,8$. Der Verhaltensbeiwert wird auf der sicheren Seite liegend mit $q = 1,5$ für nicht bzw. gering dissipatives Verhalten in Ansatz gebracht (vgl. EC 8, Teil 6). Die Grundschiwingdauer bzw. erste Eigenschwingdauer der WEA ergibt sich bei einer angenommenen Frequenz von rd. 0,3 Hz zu etwa 3,0 s. Aus dem elastischen Antwortspektrum Typ 2 nach EC 8 [16] ergibt sich die "Bemessungsbeschleunigung" näherungsweise zu

$$S_d(T) \leq 0,2 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot \frac{2,5}{1,5} \cdot 0,25 \cdot \frac{1,2}{3,0^2} = 0,013 < 0,2 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ m/s}^2$$

Eine Beschleunigung dieser Größenordnung dürfte hinsichtlich der Bemessung der Anlegestelle im Grenzzustand der Tragfähigkeit keine Relevanz aufweisen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Bootsanlegestelle in einer seismisch stabilen Region liegt und seismische Beanspruchungen der Gründungsstruktur als vernachlässigbar anzusehen sind.

10 Schlussbemerkungen

Unter Würdigung aller vorliegenden Erkenntnisse aus der geotechnischen Baugrunderkundung und der erfolgreichen Errichtung der benachbarten Umschlaganlagen ist abschließend festzustellen, dass sich die festgestellten Baugrundverhältnisse für die Errichtung der Bootsanlegestelle und den Abtrag der auftretenden Lasten durch die Verankerungspfähle aus geotechnischer Sicht eignen. Das Verformungsverhalten der im Bereich der vorgesehenen Krafteinleitungsstrecken mobilisierten Bodenschichten ist an der Anlegestelle insgesamt als sehr günstig zu bewerten.

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung sind keine Baugrundverhältnisse zu erwarten, die hinsichtlich der Tragfähigkeit einer Tiefgründung sowie der Rammpbarkeit von Gründungspfählen als problematisch anzusprechen wären, etwa ausgeprägte organische Bodenschichten, Lockerzonen, aufgeweichte Böden sowie Hindernisse aus Blöcken.

Erfahrungsbasiert bewerten wir eine Pfahleinbringung mittels Schlagrammung als möglich und technisch beherrschbar, verweisen jedoch auf gegebenenfalls bestehende Auflagen zur Begrenzung der Lärmimmission.

Anlage 1

Lagepläne und Unterlagen zur Baumaßnahme

1 - Übersichtsplan mit Lage der Baumaßnahme (1 Blatt)

Projekt:
FSRU Wilhelmshaven

Teilprojekt:
Bootsanleger (Pontoon)

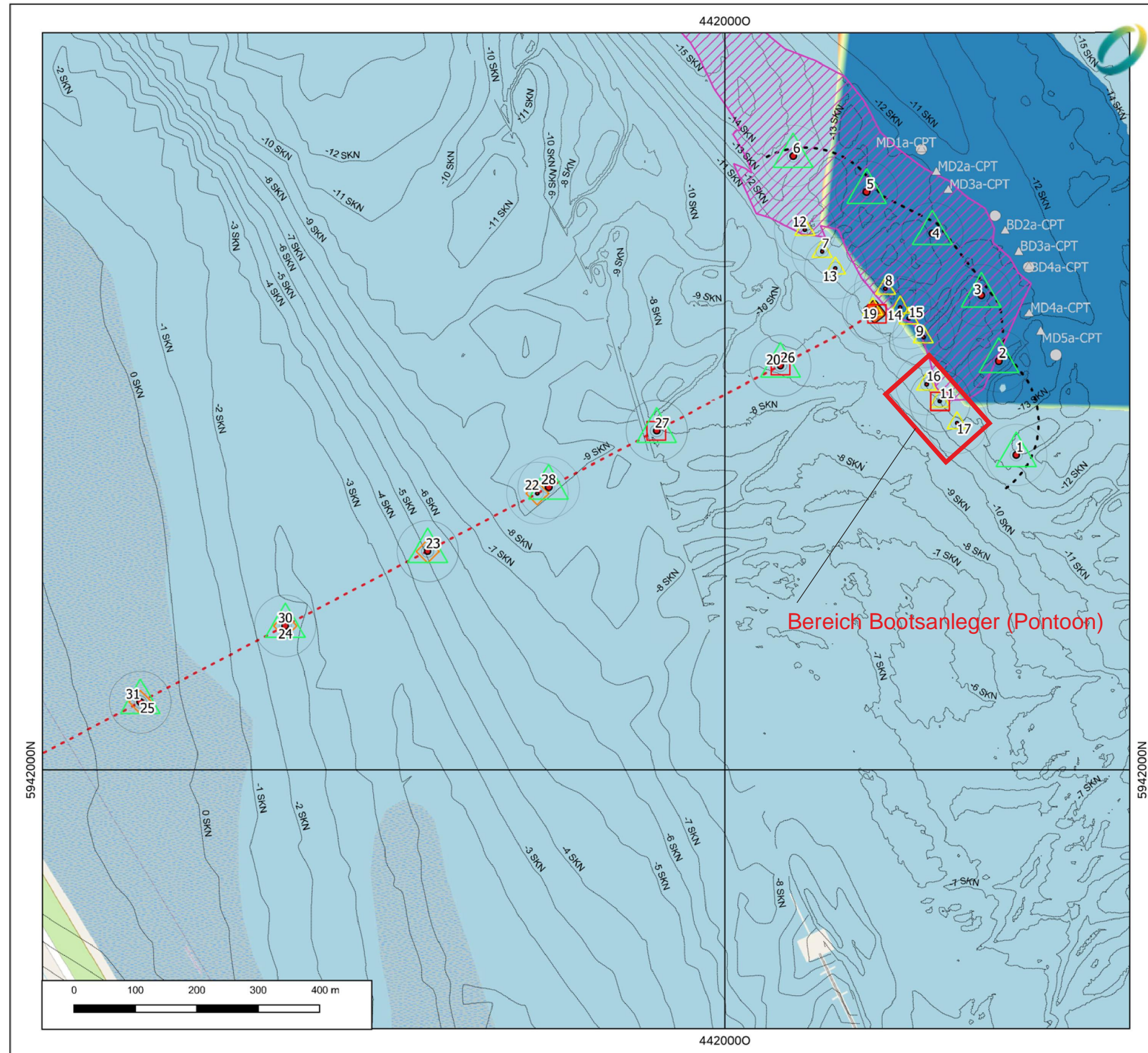
Projektnummer:
23A012

Übersichtsplan mit Lage
der Baumaßnahme

Plan Grundlage:
IMDC - In-situ Survey Locations Global View - A3_global.pdf

Maßstab:
o. M.

Anlage: 1



TES ENGIE

Wilhelmshaven FSRU
Geotechnical Survey Specifications

In-situ Survey Locations
Global View

| Revisio | Date | Descripti | Initt |
|---------|------|-----------|-------|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

IMDC V a n
Immerseelstraat 66
B-2018 Antwerpen

Date:
Figure:

Legend

GEO survey locations summer 2023_v20230707

- Borehole
- Deep CPT
- Shallow CPT
- Sonic Drill

VO Jack-up corridor

Previous survey locations (campaign nov-dec 2022)

- Completed CPT locations
- Completed BH locations

Environment

- bathymetry-contours-with-labels
- KGS_biotop (nature area)

Works

- Dolphins with scour protection (2023-03-28)
- PLEM
- netzanschluss (TCP pipeline)

Anlage 2

Ergebnisse der geotechnischen Baugrundaufschlüsse aus 07/2023 und 08/2023

2.1 - Lageplan der Erkundungspunkte (2 Blätter)

2.2 - Bohrprofil und Drucksondierdiagramme im Bereich Bootsanleger (4 Blätter)

2.3 - Profilschnitt NW-SO: im Bereich des Bootsanlegers (1 Blatt)

Projekt:
FSRU Wilhelmshaven

Teilprojekt:
Bootsanleger (Pontoon)

Projektnummer:
23A012

Lageplan der
Erkundungspunkte



Wilhelmshaven FSRU
Geotechnical Survey Specifications

In-situ Survey Locations
Zoom on Jetty & PLEM

| Revisio | Date | Descriptio | Initt |
|---------|------|------------|-------|
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |
| | | | |

IMDC V a n
Immerseelstraat 66
B-2018 Antwerpen

Date:
Figure:

Legend

Previous survey locations (campaign nov-dec 2022)

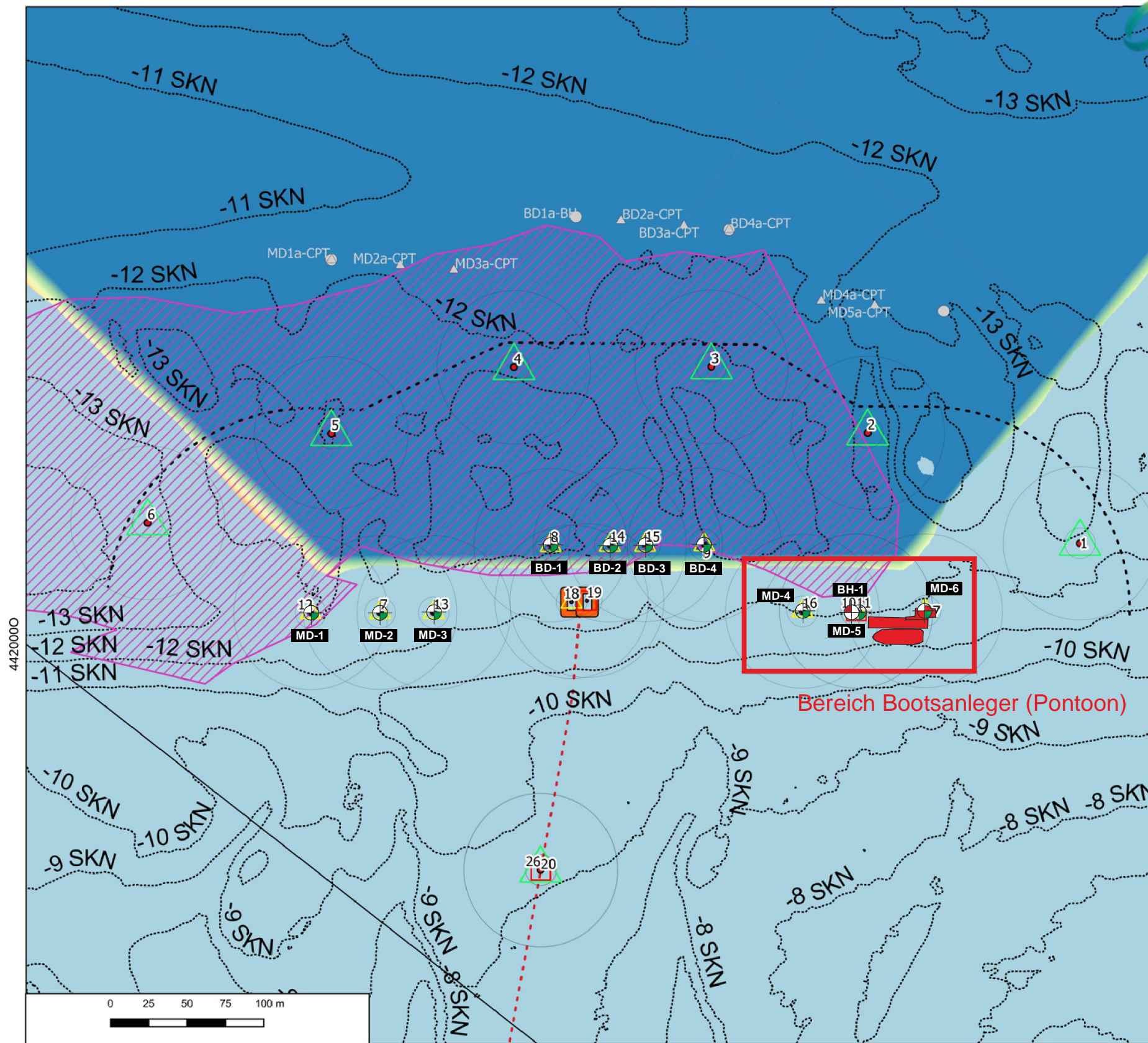
- ▲ Completed CPT locations
- Completed BH locations
- - VO Jack-up corridor

Environment

- - - bathymetry-contours-with-labels
- ▨ KGS_biotop (nature area)

Works

- PLEM
- - netzanschluss (TCP pipeline)
- Dolphins with scour protection (2023-03-28)



Legende Erkundungen Sommer 2023



- Bohrung (BH) gemäß DIN EN ISO 22475-1:2006
- Drucksondierung (CPT) gemäß DIN EN 1997-2:2010

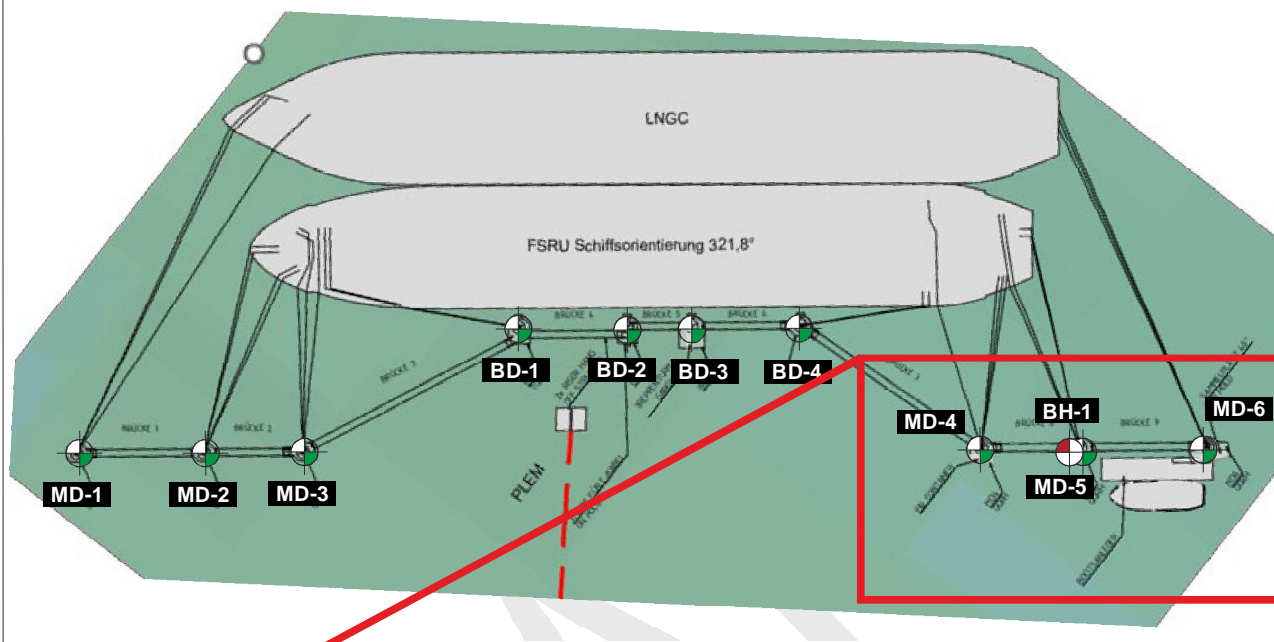
Plan Grundlage:
IMDC - In-situ Survey Locations Zoom on Jetty & PLEM - A3_detail_jetty & PLEM.pdf

Maßstab:
o. M.

Anlage: 2.1
Blatt: 1

Legende Erkundungen Sommer 2023

-  Bohrung (BH) gemäß DIN EN ISO 22475-1:2006
-  Drucksondierung (CPT) gemäß DIN EN 1997-2:2010



Bereich Bootsanleger (Pontoon)

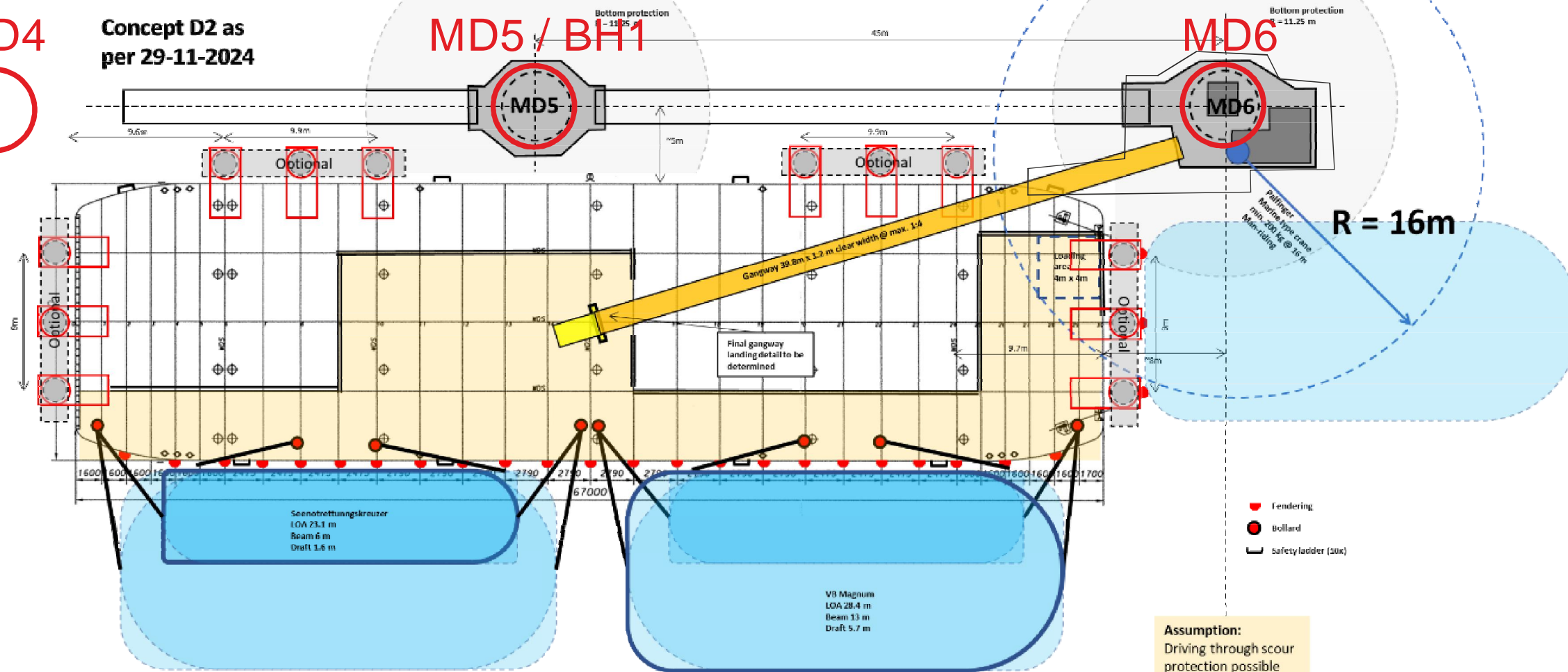
MD4



Concept D2 as per 29-11-2024

MD5 / BH1

MD6



R = 16m

Layout Pontoon Facility

Plan Grundlage:
Wilhelmshaven Floating pontoon BOD-DRAFT_230112 (002)_extract.pdf

Maßstab:
o. M.

Anlage: 2.1
Blatt: 2

Projekt:
FSRU Wilhelmshaven

Teilprojekt:
Bootsanleger (Pontoon)

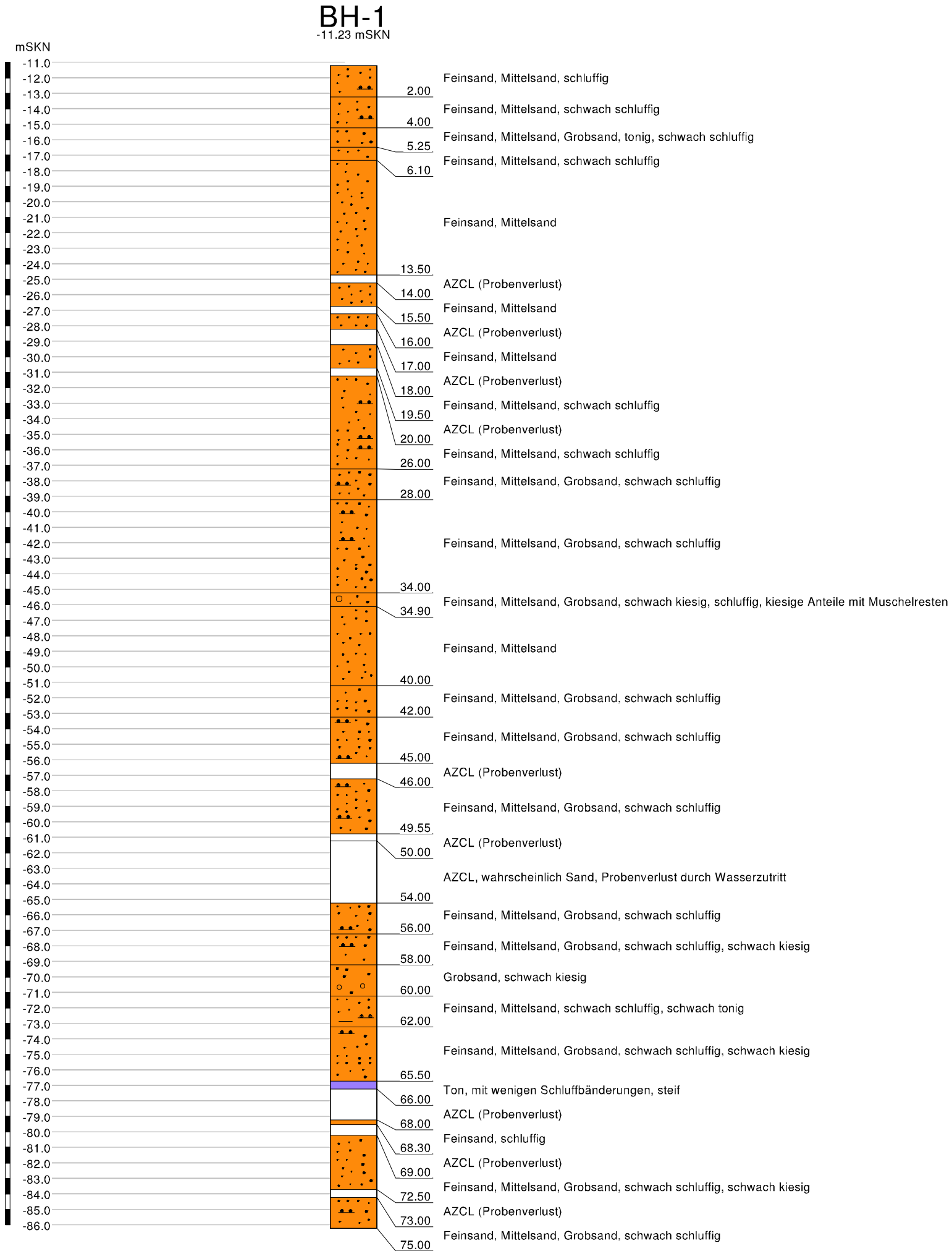
Projektnummer:
23A012

**Ergebnisse der
geotechnischen
Baugrundaufschlüsse
aus 07/2023 und
08/2023**

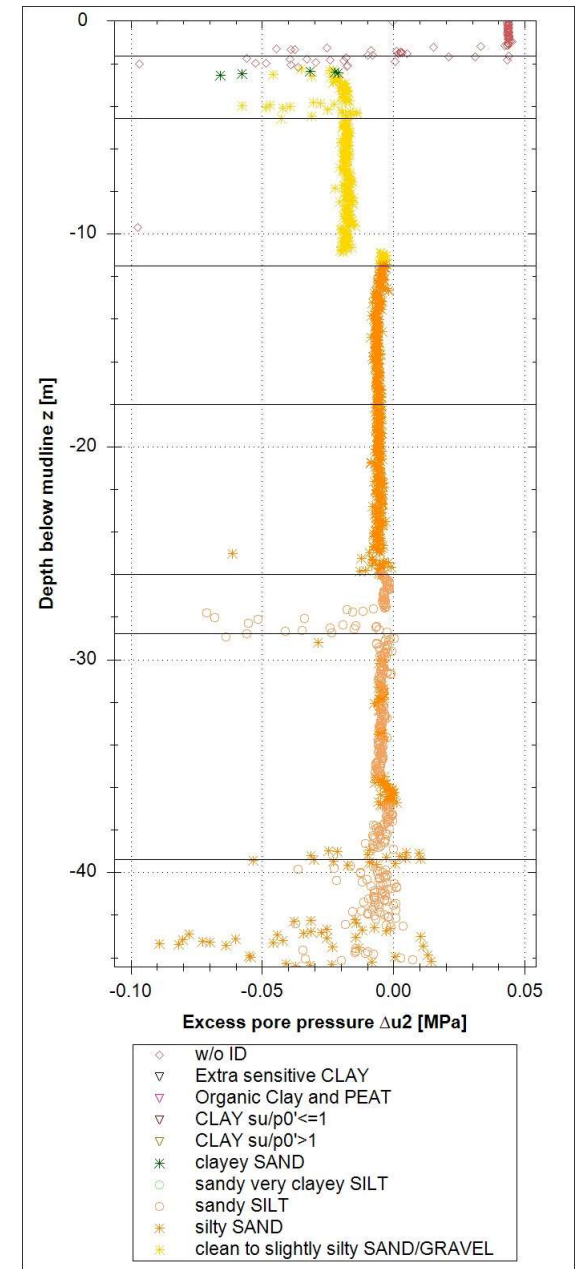
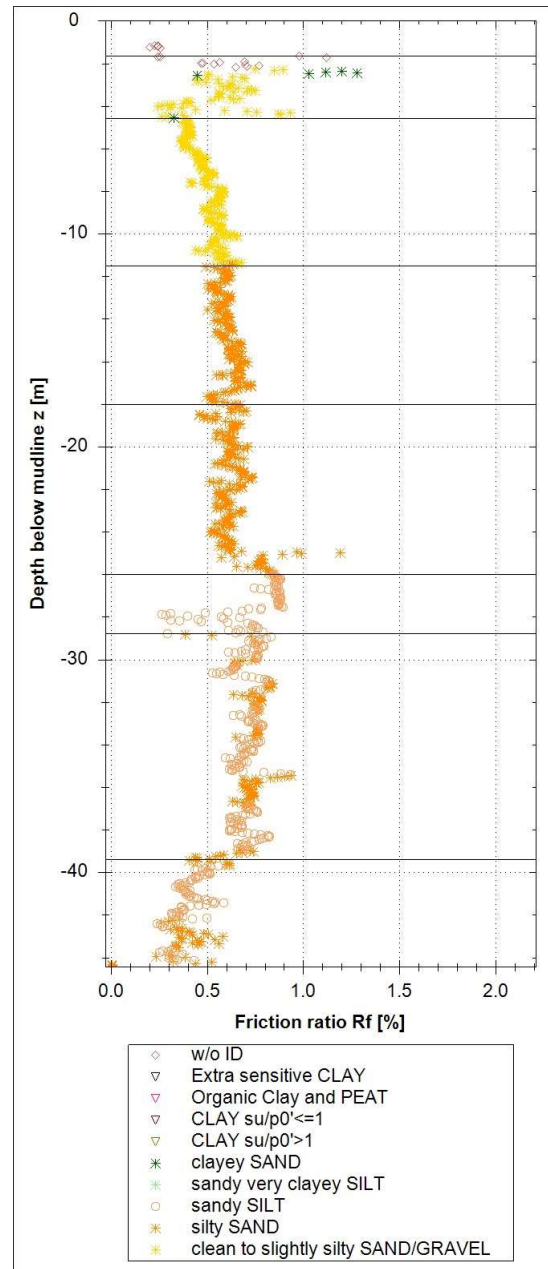
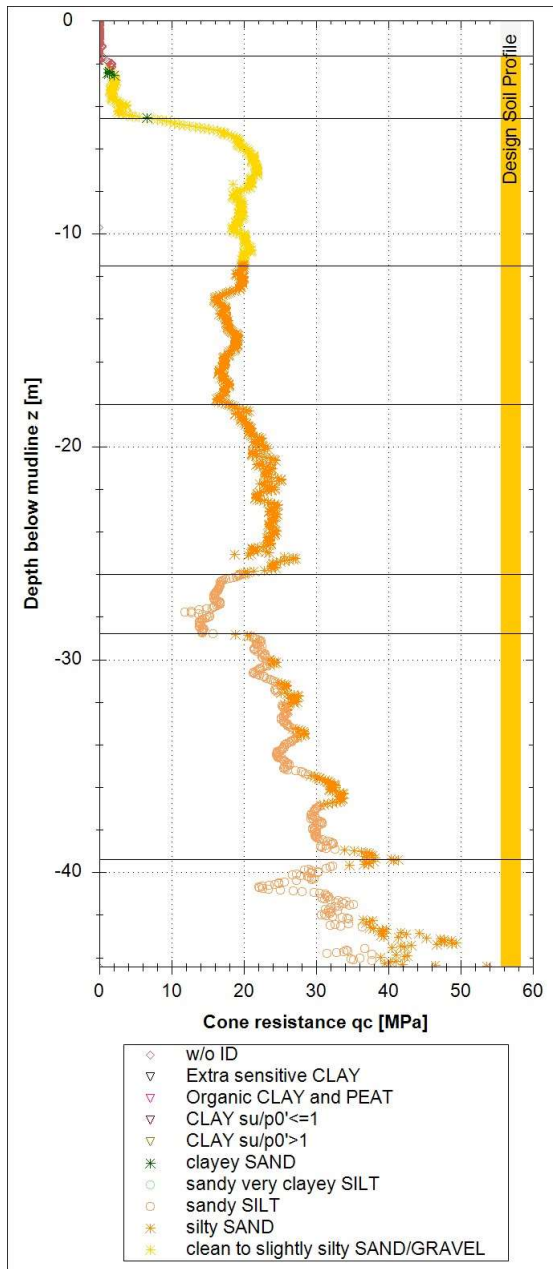
Bohrprofil BH-1

Maßstab:
i. d. H. 1:300

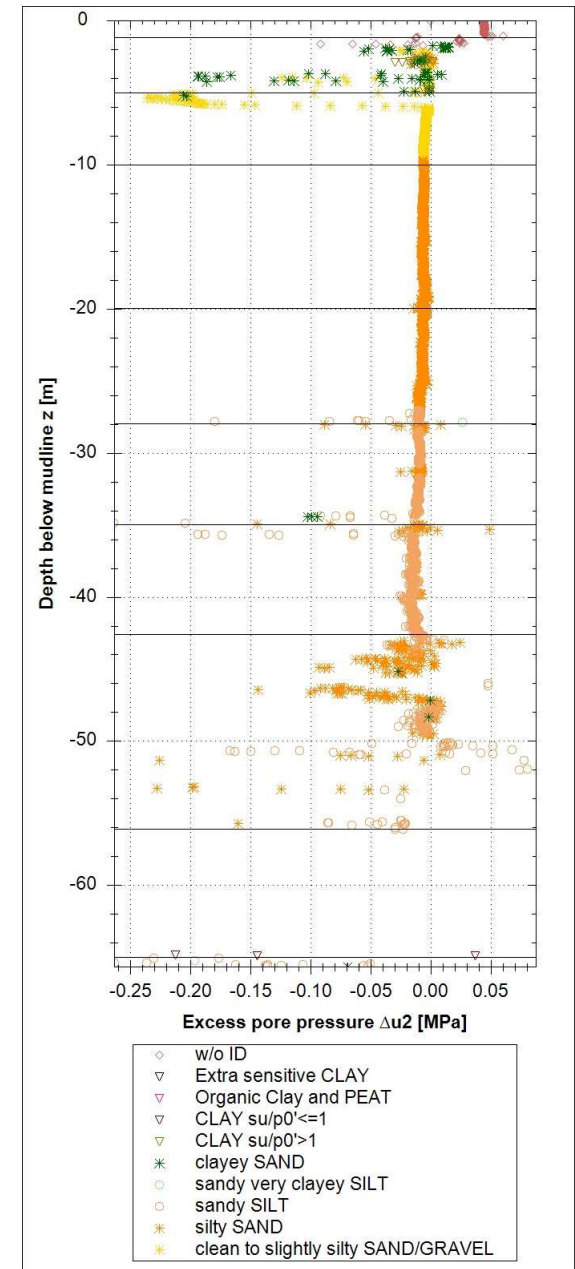
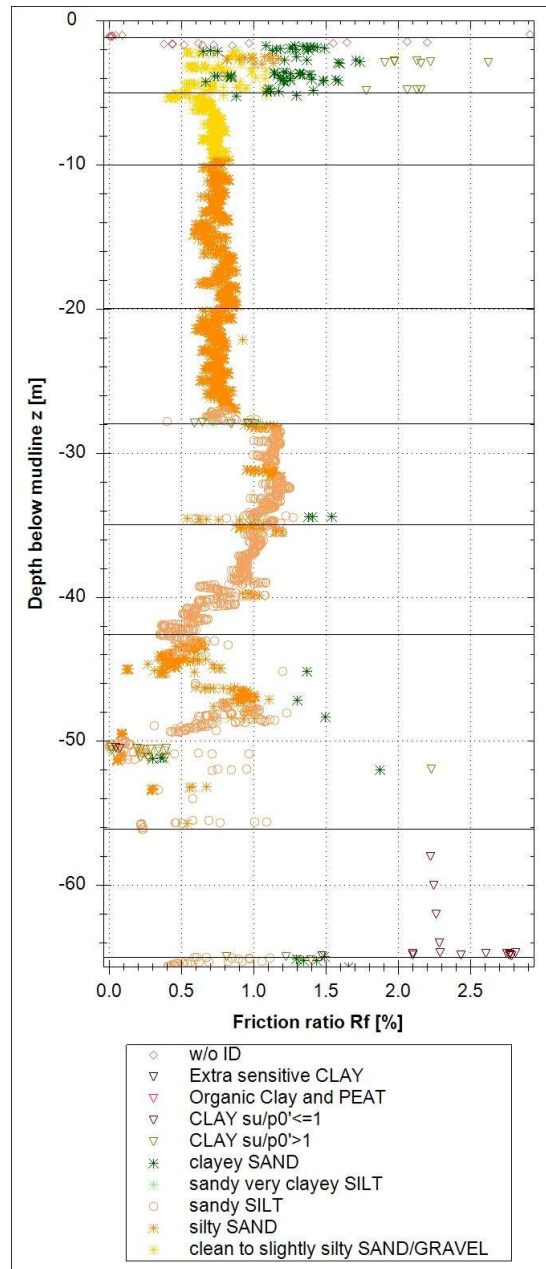
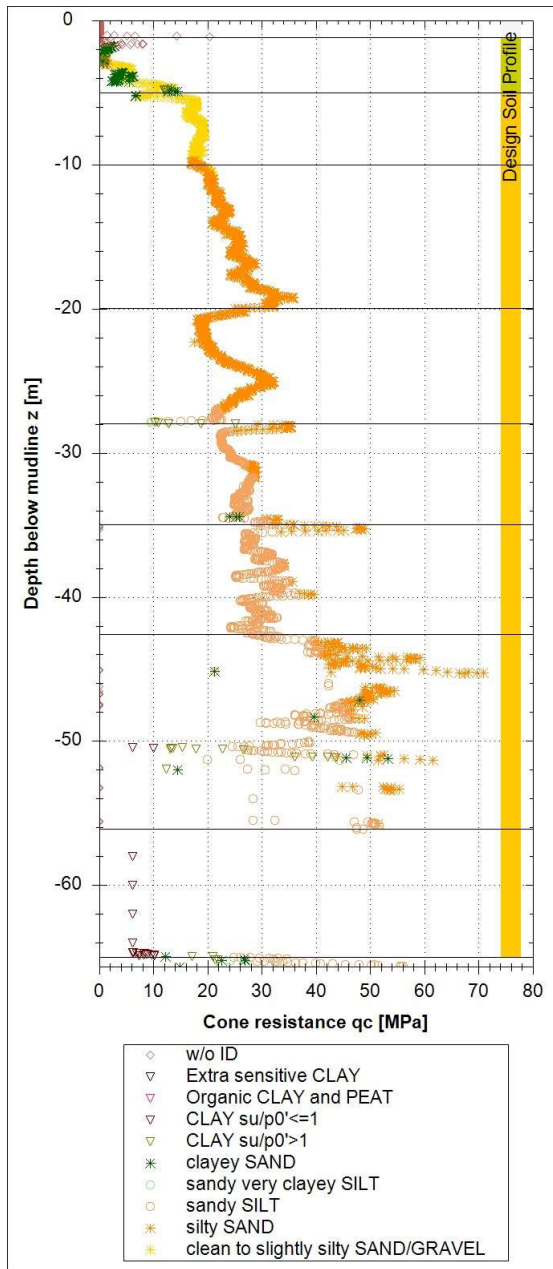
Anlage: 2.2
Blatt: 1



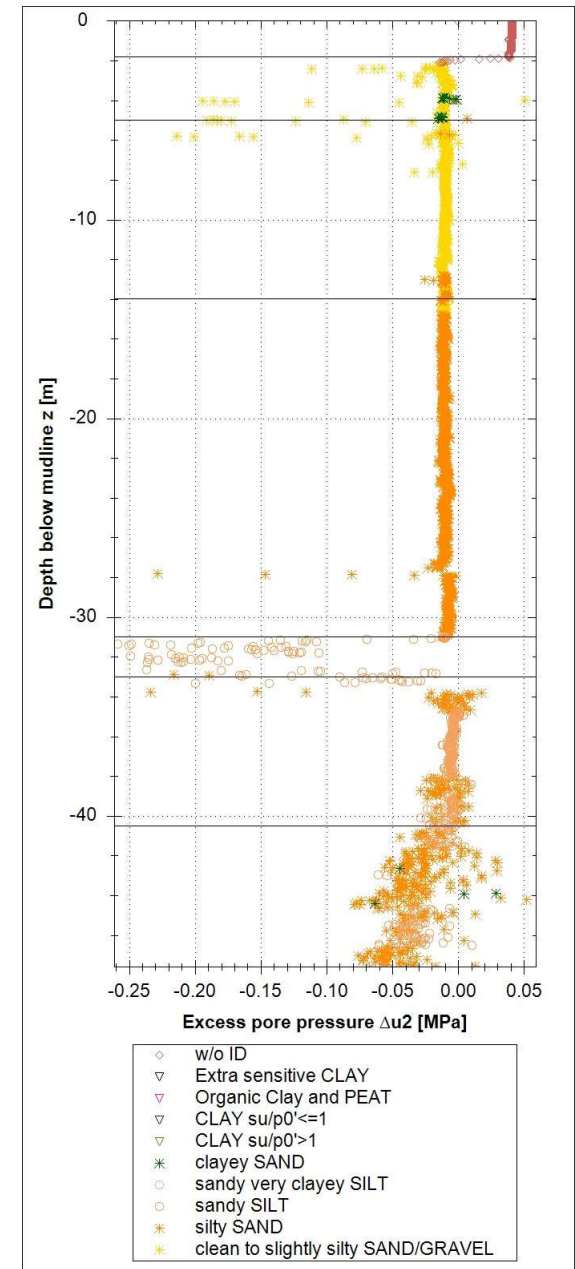
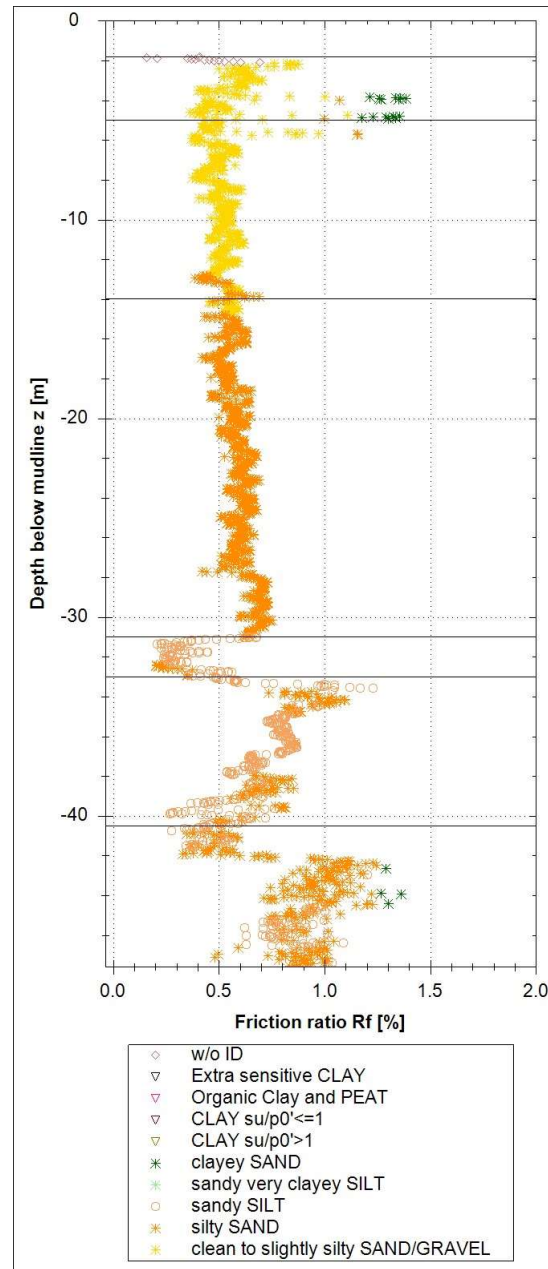
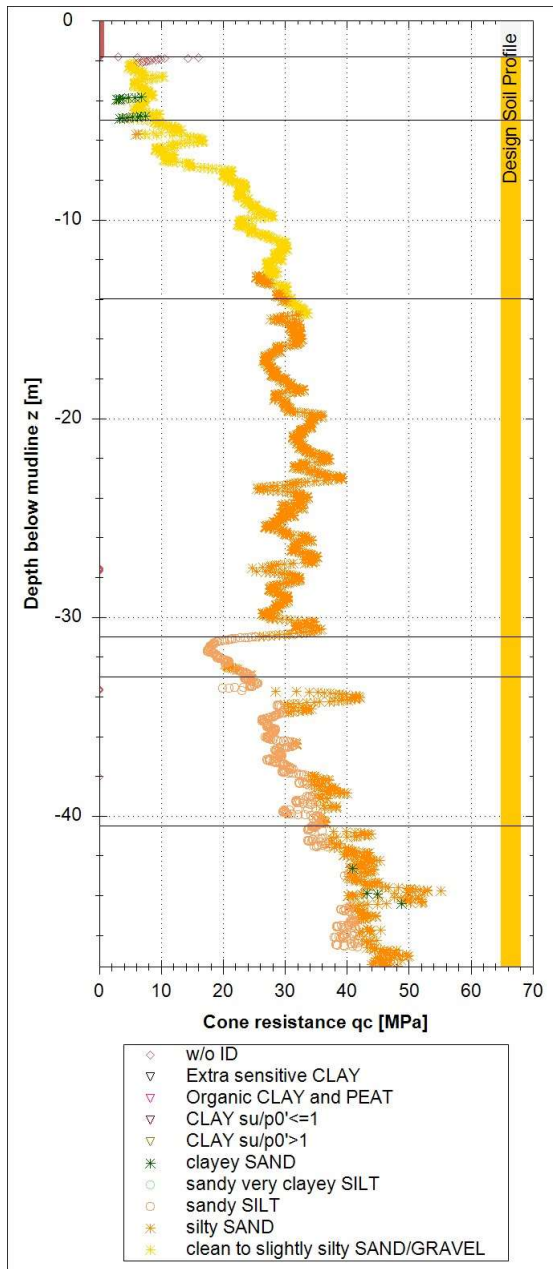
Drucksondierdiagramme MD 4



Drucksondierdiagramme MD 5



Drucksondierdiagramme MD 6



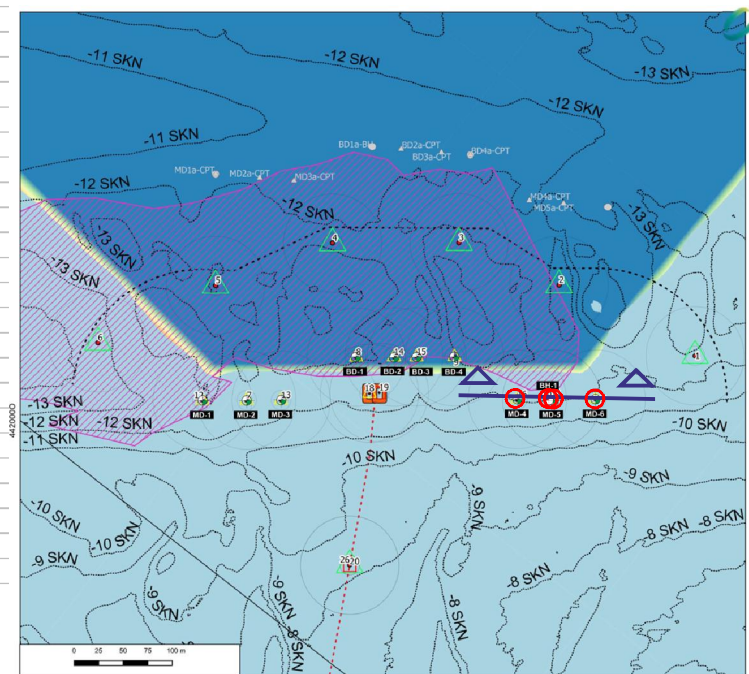
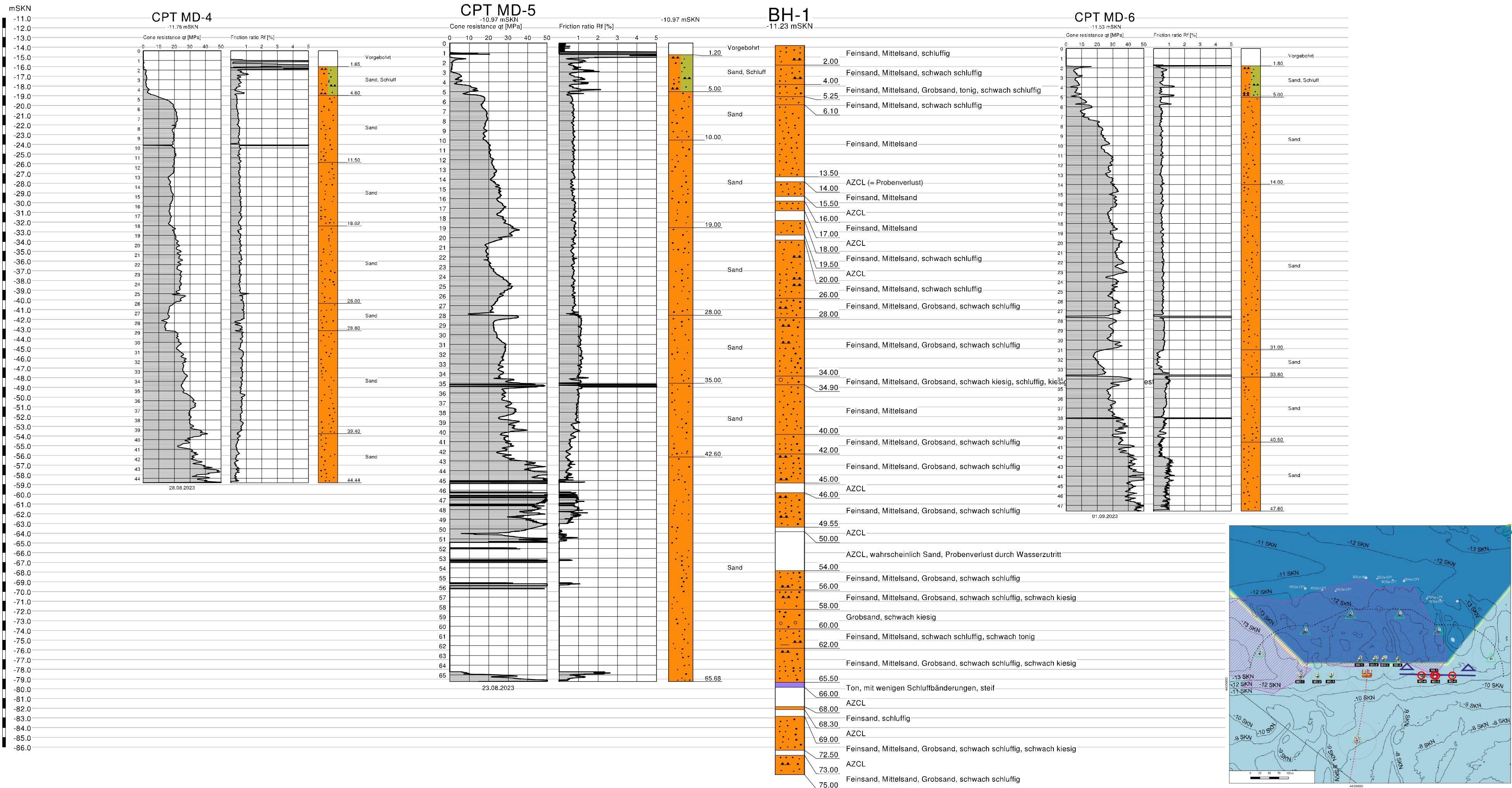
Projekt:
 FSRU Wilhelmshaven
 Teilprojekt:
 Bootsanleger (Pontoon)

Projektnummer:
 23A012

Profilschnitt NW-SO

Maßstab:
 M.d.H. 1:300

Anlage 2.3



Anlage 3

Rechnerische Bodenprofile für erdstatische Berechnungen

3 - Bemessungsbodenprofil (Design Soil Profile) Bootsanleger (1 Blatt)

| Bereich: FSRU - Ponton-Dalben ohne Kolkzuschüttung (pontoon dolphins w/o armor layer) | | | | | | | | | | | | |
|---|-------------------------|---------|-------------------|------|---------------------|--------------------------|----------------------------|-----|---------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| Rechnerische Wassertiefe (DSL): -10,80 [m SKN] | | | | | | | | | | | | |
| Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE) | | | | | | | | | | | | |
| Schicht Nr. | Tiefe unter Meeresboden | Höhe | Spitzenwiderstand | | Bodenart | Bezogene Lagerungsdichte | Auftriebswichte des Bodens | | Effektiver Reibungswinkel | Effektive Kohäsion | Undrainede Kohäsion | Steifemodul |
| [-] | [m] | [m SKN] | [MPa] | | [-] | [%] | [kN/m ³] | | [°] | [kN/m ²] | [kN/m ²] | [MN/m ²] |
| | z | | q _c | | - | l ₀ | γ' | | φ' | c' | c _u | E _s |
| 1 ¹⁾ | 0,00 | -10,80 | - | | Sand/Schluff locker | - | 7,5 | - | 25,0 | - | - | - |
| | 2,63 | -13,43 | - | | | | | | | | | |
| 2 | 2,63 | -13,43 | 2,0 | | Sand/Schluff locker | 25,0 | 7,5 | 8,5 | 25,0 | 30,0 | 2 | 40 |
| | 5,70 | -16,50 | 0,2 | 10,0 | | | | | | | | |
| 3 | 5,70 | -16,50 | 20,0 | | Sand mitteldicht | 58,8 | 8,5 | - | 35,4 | 0 | 0 | 19 |
| | 12,48 | -23,28 | 12,0 | 22,0 | | | | | | | | |
| 4 | 12,48 | -23,28 | 18,0 | | Sand mitteldicht | 55,4 | 9,5 | - | 34,6 | 0 | 0 | 31 |
| | 19,00 | -29,80 | 16,0 | 20,0 | | | | | | | | |
| 5 | 19,00 | -29,80 | 23,0 | | Sand dicht | 83,0 | 10,5 | - | 37,4 | 0 | 0 | 44 |
| | 26,98 | -37,78 | 20,0 | 25,0 | | | | | | | | |
| 6 | 26,98 | -37,78 | 16,0 | | Sand mitteldicht | 63,0 | 10,5 | - | 35,0 | 0 | 0 | 47 |
| | 29,78 | -40,58 | 14,0 | 19,0 | | | | | | | | |
| 7 | 29,78 | -40,58 | 26,0 | | Sand dicht | 78,0 | 11,5 | - | 38,4 | 0 | 0 | 60 |
| | 40,38 | -51,18 | 22,0 | 34,0 | | | | | | | | |
| 8 | 40,38 | -51,18 | 33,0 | | Sand dicht | 81,0 | 11,5 | - | 38,6 | 0 | 0 | 72 |
| | 45,42 | -56,22 | 24,0 | 47,0 | | | | | | | | |
| 9 ²⁾ | 45,42 | -56,22 | - | | Sand mitteldicht | - | 10,0 | - | 32,5 | 0 | 0 | 40 |
| | 65,00 | -75,80 | - | | | | | | | | | |

¹⁾ (Teilweise) vorgebohrte schluffige Sande, keine vollständigen CPT-Daten verfügbar, Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarten Daten.

²⁾ Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohr-Daten.

| Bereich: FSRU - Ponton-Dalben mit Kolkzuschüttung (pontoon dolphins w/ armor layer) | | | | | | | | | | | | |
|---|-------------------------|---------|-------------------|------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|-----|---------------------------|----------------------|----------------------|--------------------------|
| Rechnerische Wassertiefe (DSL): -9,80 [m SKN] | | | | | | | | | | | | |
| Charakteristische Bodenkennwerte (BE in "fett") und Bandbreite (LE - HE) | | | | | | | | | | | | |
| Schicht Nr. | Tiefe unter Meeresboden | Höhe | Spitzenwiderstand | | Bodenart | Bezogene Lagerungsdichte | Auftriebswichte des Bodens | | Effektiver Reibungswinkel | Effektive Kohäsion | Undrainede Kohäsion | Steifemodul |
| [-] | [m] | [m SKN] | [MPa] | | [-] | [%] | [kN/m ³] | | [°] | [kN/m ²] | [kN/m ²] | [MN/m ²] |
| | z | | q _c | | - | l ₀ | γ' | | φ' | c' | c _u | E _s |
| 0 ³⁾ | 0,00 | -9,80 | - | | Steinschüttung aufbauend | - | 0,0 / 9,0 ⁴⁾ | - | 0,0 / 37,5 ⁴⁾ | 0 | 0 | 0,0 / 10,0 ⁴⁾ |
| | 1,00 | -10,80 | - | | | | | | | | | |
| 1 ¹⁾ | 1,00 | -10,80 | - | | Sand/Schluff locker | - | 7,5 | - | 25,0 | - | - | - |
| | 3,63 | -13,43 | - | | | | | | | | | |
| 2 | 3,63 | -13,43 | 2,0 | | Sand/Schluff locker | 25,0 | 7,5 | 8,5 | 25,0 | 30,0 | 2 | 40 |
| | 6,70 | -16,50 | 0,2 | 10,0 | | | | | | | | |
| 3 | 6,70 | -16,50 | 20,0 | | Sand mitteldicht | 58,8 | 8,5 | - | 35,4 | 0 | 0 | 19 |
| | 13,48 | -23,28 | 12,0 | 22,0 | | | | | | | | |
| 4 | 13,48 | -23,28 | 18,0 | | Sand mitteldicht | 55,4 | 9,5 | - | 34,6 | 0 | 0 | 31 |
| | 20,00 | -29,80 | 16,0 | 20,0 | | | | | | | | |
| 5 | 20,00 | -29,80 | 23,0 | | Sand dicht | 83,0 | 10,5 | - | 37,4 | 0 | 0 | 44 |
| | 27,98 | -37,78 | 20,0 | 25,0 | | | | | | | | |
| 6 | 27,98 | -37,78 | 16,0 | | Sand mitteldicht | 63,0 | 10,5 | - | 35,0 | 0 | 0 | 47 |
| | 30,78 | -40,58 | 14,0 | 19,0 | | | | | | | | |
| 7 | 30,78 | -40,58 | 26,0 | | Sand dicht | 78,0 | 11,5 | - | 38,4 | 0 | 0 | 60 |
| | 41,38 | -51,18 | 22,0 | 34,0 | | | | | | | | |
| 8 | 41,38 | -51,18 | 33,0 | | Sand dicht | 81,0 | 11,5 | - | 38,6 | 0 | 0 | 72 |
| | 46,42 | -56,22 | 24,0 | 47,0 | | | | | | | | |
| 9 ²⁾ | 46,42 | -56,22 | - | | Sand mitteldicht | - | 10,0 | - | 32,5 | 0 | 0 | 40 |
| | 66,00 | -75,80 | - | | | | | | | | | |

¹⁾ (Teilweise) vorgebohrte schluffige Sande, keine vollständigen CPT-Daten verfügbar, Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Interpolation benachbarten Daten.

²⁾ Keine CPT-Daten verfügbar. Bodenparameter konservativ angenommen gemäß Bohrungsdaten.

³⁾ Kolkzuschüttung (Steinschüttung 50-200 mm mit Filterschicht, aufbauend auf Seeboden), angenommene Mächtigkeit: 1 m (OK -9,80 mSKN).

⁴⁾ Zur Berücksichtigung einer Kolkzuschüttung im Pfahl-Design siehe Hinweise in Abschnitt 3.3