

GRUNDBAULABOR BREMEN  
INGENIEURGESELLSCHAFT  
FÜR GEOTECHNIK MBH  
KLEINER ORT 2  
28357 BREMEN  
TELEFON (0421) 20770-0  
MOIN@GRUNDBAULABOR.DE

Objekt-Nr.: 21 13358  
Datum: 01.04.2022  
Zeichen: TS/Hol/ALa  
O:\21\13358\GTB1.docx

## **Kalihafen Bremen - Erneuerung Kaje, Kalihafen, 28237 Bremen**

### **Geotechnischer Bericht Nr. 1**

### **Beurteilung der Gründung**

---

Bauherr: Sonstiges Sondervermögen Hafen  
Freie Hansestadt Bremen (Stadtgemeinde)  
vertreten durch  
bremenports GmbH & Co. KG  
Am Strom 2  
27568 Bremerhaven

Tragwerksplanung/  
Objektplanung: Eriksen und Partner GmbH  
Cloppenburger Str. 200  
26133 Oldenburg

## INHALTSVERZEICHNIS

<b>1</b>	<b>Anlass der geotechnischen Untersuchungen /Aufgabenstellung .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Baumaßnahme (Anlage 1.1 bis 1.3.3).....</b>	<b>4</b>
2.1	Unterlagen .....	4
2.2	Baugelände (Anlagen 1.1 bis 1.3.3) .....	5
2.3	Bauwerk.....	6
2.4	Geotechnische Kategorien .....	7
<b>3</b>	<b>Baugrund (Anlagen 2.1.1 bis 3.5.5) .....</b>	<b>8</b>
3.1	Geologische und bautechnische Vorgeschichte .....	8
3.2	Baugrundaufschlüsse (Anlagen 2.1.1 bis 2.2.13) .....	9
3.3	Baugrundverhältnisse (Anlagen 2.1.1 und 2.1.2).....	11
3.3.1	Ermittlung von Bodenprofilen aus Drucksondierungen (Anlagen 2.1.1 und 2.1.2) ....	11
3.3.2	Wasserseitige Baggerschürfe (Anlagen 1.3.1 bis 1.3.3) .....	12
3.3.3	Baugrundsichtung (Anlagen 2.1.1 bis 2.1.2) .....	13
3.3.4	Baugrundfestigkeit (Anlagen 2.2.1 bis 2.2.13) .....	14
3.3.5	Kampfmittelüberprüfung .....	17
3.4	Grundwasserverhältnisse.....	17
3.4.1	Hauptgrundwasserstockwerk .....	17
3.5	Ergebnisse von Laborversuchen (Anlagen 3.1.1 bis 3.5.5) .....	19
3.6	Chemische Wasseruntersuchungen (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.9) .....	21
3.6.1	Allgemeine Angaben.....	21
3.6.2	Ergebnisse und Beurteilung der Wasserproben.....	22
3.6.2.1	Expositionsklasse (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.5) .....	22
3.6.2.2	Korrosionswahrscheinlichkeit (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.9) .....	23
3.7	Chemische Analysen des Asphalts zur orientierenden Einschätzung (Anlagen 3.4.1 bis 3.4.4) .....	24
<b>4</b>	<b>Beurteilung des Baugrundes.....</b>	<b>26</b>
4.1	Baugrundmodell.....	26
4.2	Baugrundeigenschaften .....	27
4.3	Baugrundtragfähigkeit .....	28
4.4	Homogenbereiche.....	28
4.5	Bodenkennwerte .....	29
4.6	Beurteilung des Baugrundrisikos.....	30



<b>5</b>	<b>Angaben zur Herstellung der Ufersicherung.....</b>	<b>31</b>
5.1	Allgemeines .....	31
5.2	Bemessungsprofile für die Spundwandberechnung .....	32
5.3	Ansatz von Wasserdruck .....	34
5.4	Ansatz für Mantelreibung und Spitzendruck beim Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit.....	35
5.5	Angaben für den Nachweis der Rückverankerungen .....	36
5.6	Hinweise zur Ausführung und Bemessung der Spundwand .....	37
5.6.1	Hinweise zum Einbringen der Spundwand.....	37
5.6.2	Hinweise zur Rückverankerung.....	38
5.6.3	Hinterfüllung der Spundwand .....	39
5.6.4	Negative Mantelreibung.....	40
5.6.5	Auswirkungen durch das Einbringen der Spundwände.....	40
5.6.6	Überprüfung der Spundwand und Verankerungsarbeiten.....	41
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>42</b>
<b>7</b>	<b>Anlagenverzeichnis.....</b>	<b>43</b>

## **1 Anlass der geotechnischen Untersuchungen /Aufgabenstellung**

Die bremenports GmbH & Co. KG plant die Erneuerung einer Kaje im Kalihafen in Bremen. Das Grundbaulabor Bremen wurde vom Bauherrn beauftragt, für das Bauvorhaben eine Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung einschließlich der dazu erforderlichen Baugrundaufschlüsse durchzuführen.

Die Ansatzpunkte der Baugrundaufschlüsse wurden in Abstimmung mit dem Bauherrn festgelegt.

Die Ergebnisse der Baugrunderkundungen und erste Angaben zu Gründungsmöglichkeiten wurden im Zuge des Planungsfortschrittes mit E-Mail vom 07.02.2022 sowie vom 28.02.2022 bekannt gegeben.

Dieser Geotechnische Bericht Nr. 1 enthält die Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse, der Feld- und Laborversuche und Angaben zur Bemessung der neuen Uferspundwand.

## **2 Baumaßnahme (Anlage 1.1 bis 1.3.3)**

### **2.1 Unterlagen**

Eriksen und Partner GmbH

[ 1 ] Lageplan / Plan-Nr. E-01 vom 17.12.2020

bremenports

[ 2 ] Peilplan Kalihafen, Zeichnungs-Nr. 33\_00\_201126, 07.12.2020



## 2.2 Baugelände (Anlagen 1.1 bis 1.3.3)

Die Baufläche liegt im Bremer Stadtteil „Häfen“, Ortsteil „Industriehäfen“. Einen Lageplan im Maßstab 1 : 10.000 zeigt die Anlage 1.1.

Auf der Baufläche wurde im Zuge der Baugrunderkundung am 05.01.2022 eine Ortsbesichtigung durchgeführt. Dabei wurde Folgendes festgestellt:

Das Baufeld befindet sich im östlichen Uferbereich des Kalihafens und gliedert sich in einen östlichen Bereich bestehend aus einer rd. 230 m langen, asphaltierten Kaje, welche Teil des Betriebsgeländes eines Logistikunternehmens ist. Der westliche Teil des Baufeldes bildet das Hafenbecken des Kalihafens.

Die nachfolgende Fotoaufnahme zeigt die Situation im Bereich der Baufläche am 20.01.2022:



20.01.2022, südliche Blickrichtung

## 2.3 Bauwerk

Die Objektplanung wird ausgeführt von der Eriksen und Partner GmbH, Oldenburg.

Das geplante Bauwerk ist die Erneuerung der Kaje, welche wasserseitig in etwa 13,5 m Entfernung von der Bestandskaje errichtet werden soll. Befestigt wird die Kaje wasserseitig durch eine Spundwand mit Rückverankerung. Der Raum zwischen vorhandener Kaje und neuer Spundwand (Uferwand) soll nach Herstellung der neuen Uferspundwand verfüllt werden. Zusätzlich soll das Hafenbecken vor der neuen Uferspundwand in Teilbereichen auf eine Tiefe bis rd. - 8,70 m NHN ausgehoben werden, um Schiffen mit hohem Tiefgang das Anlegen zu ermöglichen.

Die technischen Daten des Bauwerkes sind:

### Abmessungen

<b>Bauteil</b>	<b>Länge</b>	<b>Breite</b>	<b>Höhe</b>	<b>Fläche</b>
Kaje	rd. 227,0 m	rd. 13,5 m	rd. 14,0 m	rd. 3.050 m <sup>2</sup>

Die Belastungen aus Verkehr wurden uns von Eriksen und Partner mit großflächig  $q_k = 20 \text{ kN/m}^2$  angegeben.

### Höhen

Die m NHN-Höhen der Sondierpunkte wurden mit einem globalen Navigations-satellitensystem (GNSS-Technik), unter Verwendung der GPS- sowie GLONASS-Satelliten eingemessen (Genauigkeit ca. Lage = 1 bis 2 cm, Höhe = 1,5 bis 3 cm).

Der aktuell gültige Höhenbezug Normalhöhennull (NHN) entspricht in der betrachteten Region mit geringen Abweichungen im Millimeterbereich dem früheren Normalnull (NN). In einigen Kartenwerken sind die Angaben noch auf NN bezogen. Die regionalen Abweichungen liegen im Bereich der Messtoleranzen, so dass für den Geotechnischen Bericht alle Daten mit NHN bezeichnet werden.

**Gelände und Baugrund:**Landseite

Gelände, max. (BS 2)	+ 4,44 m NHN
Gelände, min. (L-CPT6a)	+ 4,34 m NHN
Grundwasserhöchststand lt. hydrologischer Karte GDfB	+ 2,32 m NHN
Mittlerer Hafenwasserstand (lt. AG)	+ 2,30 m NHN
Grundwasser (BS 4 - 21.01.2022)	+ 2,11 m NHN

Wasserseite

Hafensohle, max. (W-CPT1)	- 1,68 m NHN
Hafensohle, min. (W-CPT6)	- 4,27 m NHN

**Bauwerk:**

OK Stahlholm	+ 4,55 m NHN
OK Rückverankerung	+ 3,30 m NHN
OK neue Sohltiefe (Bereich Schnitt B-B)	- 8,70 m NHN
Berechnungssohle (Bereich Schnitt B-B)	- 9,20 m NHN
OK vorh. Sohltiefe (Bereich Schnitt A-A)	- 4,06 m NHN
Berechnungssohle (Bereich Schnitt A-A)	- 6,00 m NHN

**2.4 Geotechnische Kategorien**

Nach Eurocode 7 (DIN EN 1997-1 mit DIN 1054: 2010-12) werden bautechnische Maßnahmen in drei geotechnische Kategorien eingestuft. Die geotechnischen Kategorien sind Gruppen, in die bautechnische Maßnahmen nach dem geotechnischen Risiko, das sich nach dem Schwierigkeitsgrad der Konstruktion, der Baugrundverhältnisse und der Wechselbeziehung zur Umgebung richtet, folgendermaßen eingestuft werden:

Die geotechnische Kategorie 1 (GK 1) umfasst kleine einfache Baumaßnahmen bei einfachen und übersichtlichen Baugrundverhältnissen, so dass die Standsicherheit aufgrund gesicherter Erfahrung beurteilt werden kann.

Die geotechnische Kategorie 2 (GK 2) umfasst Baumaßnahmen und Baugrundverhältnisse mittleren Schwierigkeitsgrades, bei denen die Sicherheit zahlenmäßig nachgewiesen werden muss und die eine ingenieurmäßige Bearbeitung mit geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen verlangen.

Die geotechnische Kategorie 3 (GK 3) umfasst Baumaßnahmen mit schwieriger Konstruktion und/oder mit schwierigen Baugrundverhältnissen, die zur Bearbeitung vertiefte geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen auf dem jeweiligen Spezialgebiet der Geotechnik verlangen.

Die Baumaßnahme ist in die geotechnische Kategorie 3 einzustufen, da die Stützhöhe der Uferspundwand in Teilbereichen über 10 m beträgt und für die Rückverankerung Daueranker erforderlich werden.

### **3 Baugrund (Anlagen 2.1.1 bis 3.5.5)**

#### **3.1 Geologische und bautechnische Vorgeschichte**

Nach dem Kartenserver des Geologischen Dienstes für Bremen (GDfB) ist im Bereich der Baufläche das Bodenprofil 13 über 1 kartiert.

Nach dem Profil 13 ist eine Auffüllung aus natürlichen Bodenarten (bindig und nichtbindig) zu erwarten. Dargestellt werden nur großflächige Aufschüttungen, nicht Verkehrs- und Versorgungstrassen.

Nach dem Profil 1 sind bindige und organische Bodenarten (bis 10,00 m und mächtiger) mit weicher bis steifer Konsistenz über nichtbindigen Bodenarten zu erwarten. Es handelt sich dabei um Schluff und/oder Ton mit wechselnden Anteilen von Sand und/oder organischen Beimengungen, organischen Ablagerungen (z. B. Auelehm, Klei, Torf, Mudde) über Sand und Kies, gemischtkörnig, mit Anteilen bis Blockgröße (Talsande; überwiegend gespanntes Grundwasser).

Die Holozän-Basis ist gemäß dem Kartenserver des GDfB, bei + 1,3 m NHN bis + 2,8 m NHN zu erwarten.

Die Oberfläche der Lauenburger Schichten ist gemäß dem Kartenserver des GDfB bei - 8,5 m NHN bis - 10 m NHN = ca. 12 m bis 14 m Tiefe zu erwarten.

Die Baufläche liegt außerhalb der gekennzeichneten Erdbebenzonen nach DIN EN 1998-1 / NA: 2011-01.

Bei den wasserseitigen Schürfen wurden teilweise Hindernisse aus Steine, Beton und Metall festgestellt.

### **3.2 Baugrundaufschlüsse (Anlagen 2.1.1 bis 2.2.13)**

Zur Erkundung des Baugrundes wurden von unserem Labor im Januar 2022 folgende Baugrundaufschlüsse durchgeführt:

Direkte Baugrundaufschlüsse:

Landseitig: 5 Kleinrammbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1, Durchmesser 45 mm bis 80 mm, t = 19 m bis 20 m.

Es ist zu beachten, dass bei dem Bohrverfahren, Kleinrammbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1 mit einem Durchmesser von 45 mm bis 80 mm, Steine > 63 mm nicht erkannt und gefördert werden können.

Wasserseitig: 9 Baggerschürfe zur Erkundung des vorhandenen Deckwerks sowie Ermittlung des Böschungsprofils im Hafenbecken.

Indirekte Baugrundaufschlüsse:

Landseitig: 6 elektrische Drucksondierungen CPT-E nach DIN EN ISO 22476-1, t = 11,8 m bis 20,0 m mit getrennter Messung von Spitzendruck und Mantelreibung.

Wasserseitig: 6 elektrische Drucksondierungen CPT-E nach DIN EN ISO 22476-1, t = 11,3 m bis 28,0 m mit getrennter Messung von Spitzendruck und Mantelreibung.

Die landseitig ausgeführte Drucksondierung DS L-CPT 6 musste hindernisbedingt in 1,46 m Tiefe abgebrochen und mit geringer Umpositionierung erneut angesetzt werden.

Die Drucksondierungen DS W-CPT 6, DS L-CPT 3, DS L-CPT 5, DS L-CPT 6a mussten hindernisbedingt (vermutlich Geröllschicht) in 11,0 m bis 12,5 m Tiefe abgebrochen werden.

Die landseitig ausgeführte Drucksondierung DS L CPT 3 zeigt in den Sanden einen untypischen Verlauf der aufgezeichneten Spitzendruck- und Mantelreibungswerte, der vermutlich auf eine Baugrundstörung (z.B. Bohrung) zurückzuführen ist. Eine Beeinflussung durch die eigene Sondierungsbohrung kann ausgeschlossen werden, da ein ausreichender Abstand zwischen den Ansatzpunkten vorhanden ist und die Drucksondierung aus Platzgründen nicht am Ansatzpunkt der Sondierung ausgeführt werden konnte.

Die Lage und das Ergebnis der Baugrundaufschlüsse, höhengerecht im Maßstab 1 : 100 als Bodenprofile mit den Sondierdiagrammen dargestellt, zeigen die Anlagen 2.1.1 und 2.1.2.

Die Sondierdiagramme im Maßstab 1 : 100 zeigen die Anlagen 2.2.1 bis 2.2.13.

### 3.3 Baugrundverhältnisse (Anlagen 2.1.1 und 2.1.2)

#### 3.3.1 Ermittlung von Bodenprofilen aus Drucksondierungen (Anlagen 2.1.1 und 2.1.2)

Bei Drucksondierungen (CPT-E) gemäß DIN EN ISO 22476-1 werden der Spitzenwiderstand  $q_c$  und die lokale Mantelreibung  $f_s$  fortlaufend elektrisch gemessen. Aufgrund der Tatsache, dass bei diesem Sondierverfahren eine physikalische Größe ( $\text{MN}/\text{m}^2$ ) gemessen wird, ist versucht worden, mit den Messwerten Zusammenhänge zu anderen bodenphysikalischen Größen zu ermitteln. Dabei wurde in den 50er Jahren von Begemann, Universität Delft, festgestellt, dass das Verhältnis von örtlicher Mantelreibung zum Spitzendruck charakteristisch für eine Bodenart ist und nicht von der Lagerungsdichte bzw. Konsistenz eines Bodens abhängt. Das Reibungsverhältnis  $R_f = (f_s/q_c) \cdot 100$  weist danach bei reinen Sanden niedrige Werte  $R_f = 0,5 \%$  bis  $1,0 \%$  und bei schluffigen Sanden  $R_f = 1,1 \%$  bis  $2,0 \%$  auf. In bindigen Böden nimmt die Mantelreibung zu und der Spitzendruck ab, so dass hier Reibungsverhältnisse von  $R_f = 2 \%$  bis  $4 \%$  und bei organischen Bodenarten  $R_f = 6 \%$  bis  $10 \%$  typisch sind.

Das Diagramm von Begemann (entnommen aus Grundbau-Taschenbuch) mit den Bereichen der einzelnen Bodenarten zeigt die Abb. 1.

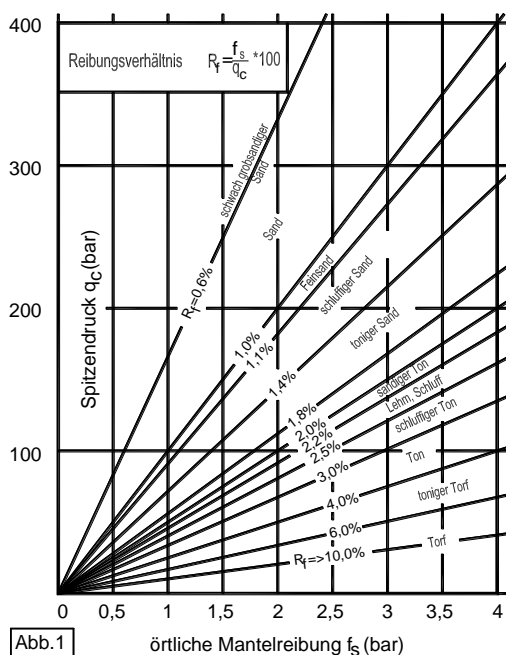


Abb.1

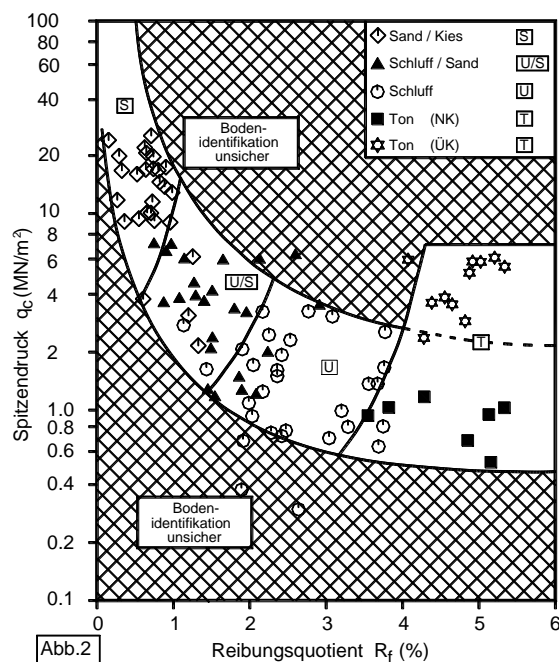


Abb.2

In weiteren Arbeiten wurde angestrebt, neben der reinen Identifikation der Bodenarten auch eine Klassifikation vorzunehmen. Douglas und Olson (1981) zeigten erstmals, dass die Grenzen zwischen den allein nach Körnungslinien eingestuften Bodenarten keine Geraden sind. Im Rahmen eines Forschungsvorhabens an der Universität Hannover wurde ein Bodenidentifikationsdiagramm (Abb. 2) erarbeitet, das speziell die Belange für den norddeutschen Bereich berücksichtigt. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist im Artikel „Bodenansprache anhand von CPT-Ergebnissen“ von VON BLOH/HARDER (Fachzeitschrift „Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau“, 12.88) veröffentlicht.

Unter Berücksichtigung dieser Erkenntnisse wurde aufgrund umfangreicher Vergleichsuntersuchungen mit Kernbohrungen und daneben ausgeführten Drucksondierungen im Prüfgelände Mercedes-Benz AG, Papenburg, und im Güterverkehrszentrum Bremen ein eigenes EDV-Programm entwickelt. Nach ingenieurmäßiger Überprüfung wurden damit aus den Drucksondierungen Bodenprofile ermittelt. Dabei sind im Allgemeinen nur die Hauptbodenarten sowie bei Sanden schluffige Beimengungen aus den Drucksondierungen eindeutig erkennbar. Es ist besonders bei geologisch jungen, nicht vorbelasteten Böden nicht genau möglich, zwischen stark organischem Schluff/Ton (Klei) und Torf zu unterscheiden.

Die aus den Drucksondierungen ermittelten Bodenprofile zeigen die Anlagen 2.1.1 bis 2.1.2.

### **3.3.2 Wasserseitige Baggerschürfe (Anlagen 1.3.1 bis 1.3.3)**

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden an drei Positionen in verschiedenen Abständen (1 m, 7 m und 14 m) zur Bestandskaje wasserseitige Baggerschürfe von einem Mehrzweckschiff bis ca. 1,5 m unter Hafensohle durchgeführt. Hierbei wurde ebenfalls das Böschungsprofil aufgenommen.

Die jeweiligen Positionen wurden als Querschnitte zu den landseitigen Sondierpunkten L-CPT 1, L-CPT 3 sowie L-CPT 6 benannt und durchgeführt.



Nachfolgend sind die Ergebnisse der Baggerschürfe aufgeführt:

Querschlag	Abstand zur Bestandskaje [m]	Deckwerk
L-CPT 1	1,0	Schlick
L-CPT 1	7,0	Schlick, Metallstange
L-CPT 1	14,0	Sand, schluffig
L-CPT 3	1,0	Steine, Schotter, Sand
L-CPT 3	7,0	Schotter, Sand
L-CPT 3	14,0	Betonplatte (1 m <sup>2</sup> , d= 5cm), Metall, Sand
L-CPT 6	1,0	Schlick, Schotter, Sand, teilw. Steine
L-CPT 6	7,0	Schotter, Sand
L-CPT 6	14,0	Schotter, Sand

Bei allen Schürfen wurde lediglich eine geringmächtige Schlicklage auf den Sanden festgestellt, deren exakte Höhe verfahrensbedingt nicht bestimmt werden konnte.

Das aufgenommene Böschungsprofil unter Angabe der Geländehöhe in m NHN ist im Detail den Anlagen 1.3.1 bis 1.3.3 zu entnehmen.

### **3.3.3 Baugrundsichtung (Anlagen 2.1.1 bis 2.1.2)**

Aus den direkten Baugrundaufschlüssen sowie den aus den Drucksondierungen interpretierten Bodenprofilen ist die nachstehende Schichtenfolge erkennbar:

Landseitig stehen unterhalb der bis zu rd. 0,5 m mächtigen Oberflächenbefestigung aus Asphalt und Beton bis in eine maximale Tiefe von 5,6 m = - 1,18 m NHN überwiegend mittelsandige Auffüllungen mit grobsandigen Nebenbestandteilen an, welche lokal mit Bauschuttbeimengungen durchsetzt sind. Darunter folgen gewachsene pleistozäne Mittelsande mit überwiegend grobsandigen, teilweise auch stark schluffigen Nebenbestandteilen bis in eine maximale Tiefe von 13,9 m = - 9,5 m NHN. Lokal (BS 1 und BS 4) wurden geringmächtige Einlagerungen aus teils organischem Schluff und Sand in Tiefen zwischen rd. 6,0 m und 8,0 m = - 1,5 m NHN und - 3,6 m NHN erkundet. Bis zur Endtiefe von max. 20,0 m = - 15,6 m NHN folgt die Lauenburger Schicht, welche als teils gebänderte Schicht aus Schluff und Feinsand mit tonigen Beimengungen auftritt.

Wasserseitig steht zunächst ein geringmächtiges Deckwerk an, welches überwiegend aus Schotter mit einer Schlickauflage (ca.  $\leq 0,10$  m) besteht. Lokal können auch Steine (63 - 200 mm) bzw. Blöcke ( $>200$  mm) sowie größere Metallteile vorhanden sein. Unter dem Deckwerk folgt eine rd. 4,0 bis 7,5 m mächtige Schicht aus sehr locker bis sehr dicht gelagerten pleistozänen Sanden bis in eine Tiefe von max. - 9,31 m NHN an. Die Lagerungsdichte der Sande nimmt dabei zur Tiefe hin zu. Darunter folgen bis zur Endtiefe von max. - 25,0 m NHN die Lauenburger Schicht, welche als Wechsellagerung von Lauenburger Ton und einem Schluff-Sand-Gemisch auftritt.

In den kiesigen Sanden oberhalb der Lauenburger Schichten ist mit Steinen und Blöcken zu rechnen. Genauere Angaben zur Mächtigkeit und Verbreitung sind anhand von Baugrundaufschlüssen wegen des begrenzten Bohrdurchmessers nicht zu gewinnen. Einen Hinweis auf Steine geben die Abbrüche bei den Baugrundaufschlüssen aufgrund von Hindernissen (DS W-CPT 6, DS L-CPT 3, DS L-CPT 5, DS L-CPT 6a).

Die genaue Schichtenfolge und -mächtigkeit sowie weitere Angaben sind in den Bodenprofilen auf den Anlagen 2.1.1 bis 2.1.2 dargestellt.

#### **3.3.4 Baugrundfestigkeit (Anlagen 2.2.1 bis 2.2.13)**

Aus den Sondierwiderständen der Drucksonde (CPT) nach DIN EN ISO 22476-1 kann bei nichtbindigen Böden unmittelbar auf die Baugrundfestigkeit geschlossen werden. Als Festigkeit ist hier die Eigenschaft eines nichtbindigen Bodens bezeichnet, die durch Lagerungsdichte, Korngröße und -rauigkeit gekennzeichnet ist und sich in der Größe des Steifemoduls  $E_s$  sowie des Winkels der inneren Reibung  $\varphi'$  äußert. Ferner muss beachtet werden, dass der Eindringwiderstand vom Sondieransatzpunkt bis zu einer Oberflächeneinflusstiefe zunimmt und danach bei sonst gleichen Randbedingungen einen nahezu konstanten Wert aufweist. Dies ist auf den Einfluss des Überlagerungsdruckes auf die Verdrängung des Bodens zurückzuführen. Bei geringer Auflast sind dadurch zunächst auch geringe Schlagzahlen bzw. Spitzendrücke zu erwarten.

Ferner ist zu berücksichtigen, dass beim Übergang vom festen zum weichen Baugrund der Eindringwiderstand bereits oberhalb der Weichschicht abnimmt, weil eine Verdrängung des festen in den weichen Boden stattfindet. Umgekehrt wird beim Übergang vom weichen zum festen Boden der Eindringwiderstand bereits oberhalb der eigentlichen Schichtgrenze ansteigen.

Unter Berücksichtigung unserer Erfahrungen und eigener Versuche kann bei den vorliegenden Bodenverhältnissen von folgendem Zusammenhang zwischen dem Spitzendruck und der Baugrundfestigkeit ausgegangen werden:

Spitzendruck $q_c$ [MPa]	Benennung der Festigkeit	Lagerung
0 - 2	sehr gering	sehr locker
2 - 4	gering	locker
4 - 10	mittel	mitteldicht
10 - 20	groß	dicht
> 20	sehr groß	sehr dicht

Bei den Sanden ist in den Bodenprofilen jeweils die Lagerung gem. vorstehender Tabelle angegeben.

Die Schichtgrenzen in den Sanden wurden nach den Grenzfestlegungen des Spitzendruckes der vorstehenden Tabelle vorgenommen und können aus den jeweiligen Darstellungen in den Bodenprofilen mit den daneben aufgezeichneten Drucksondierungsdiagrammen entnommen werden.

#### Landseitig

Die Drucksondierungen zeigen in den Auffüllungen in etwa 1 m Tiefe sprunghaft ansteigende Spitzendruckwerte auf bis  $q_c = 20$  MPa bzw. stellenweise bis 34 MPa, woraus auf große bis sehr große Festigkeiten zu schließen ist. Nachfolgend sinken die Werte innerhalb der Auffüllungen auf Werte zwischen  $q_c = 2$  MPa bis 5 MPa und weisen somit überwiegend geringe bis mittlere Festigkeiten auf.

In den gewachsenen Mittelsanden wurden überwiegend geringe bis mittlere Festigkeiten mit Spitzendruckwerten von  $q_c = 2$  MPa bis 10 MPa erkundet. Lokal sinken die Festigkeiten in den schluffigeren Bereichen auf  $q_c = 0,5$  MPa bis 2 MPa, woraus eine sehr geringe bis geringe Festigkeit resultiert. Oberhalb der Lauenburger Schicht steigen die Spitzendruckwerte bereichsweise signifikant bis  $q_c \geq 30$  MPa an, so dass hier eine sehr große Baugrundfestigkeit vorhanden ist.

In den überwiegend bindigen Bereichen der Lauenburger Schicht sind Spitzendruckwerte  $q_c = 2$  MPa bis 5 MPa vorhanden. In den nichtbindigen Bereichen der Lauenburger Schicht mit geringeren Schluff und Tonbestandteilen wurden Spitzendruckwerte  $q_c = 5$  MPa bis 30 MPa erkundet, was auf eine mittlere bis sehr große Festigkeit hindeutet.

In den oberen rd. 0,50 m der landeseitigen Drucksondierung konnten keine Festigkeiten ermittelt werden, da aufgrund der Oberflächenbefestigung Kernbohrungen durchgeführt werden mussten.

#### Wasserseitig

Die Spitzendruckwerte in den pleistozänen Sanden zeigen bis rd. 3 m unter Hafensohle mit  $q_c \leq 1$  MPa sehr geringe Festigkeiten. Darunter steigen die Spitzendruckwerte kontinuierlich auf  $q_c = 7,5$  MPa bis 15 MPa an, so dass eine mittlere bis große Festigkeit vorhanden ist. Im Übergang zu den darunter folgenden Lauenburger Schichten steigen die Werte in einer Tiefe von rd. - 8,5 m NHN auf  $q_c > 15$  MPa, z.T.  $q_c > 40$  MPa an, so dass hier eine große bis sehr große Baugrundfestigkeit vorhanden ist. Diese extremen Anstiege sind ggf. auch auf die Gerölllage zurückzuführen.

Im bindigen Bereich der Lauenburger Schicht sind Spitzendruckwerte  $q_c = 2$  MPa bis 5 MPa vorhanden. In den nichtbindigen Bereichen der Lauenburger Schicht wurden Spitzendruckwerte  $q_c = 5$  MPa bis 20 MPa, z.T. 30 MPa erkundet, was auf eine überwiegend mittlere bis große Festigkeit hindeutet.

### **3.3.5 Kampfmittelüberprüfung**

Falls für die Kampfmittelsuche Erdarbeiten erforderlich werden, ist sicherzustellen, dass der ausgehobene Boden bei entsprechender Eignung lagenweise eingebaut und fachgerecht verdichtet wird. Anderenfalls sind erhebliche Mehrkosten bei den späteren Erd- und Gründungsarbeiten zu erwarten, die bei einer fachgerechten Durchführung der Erdarbeiten im Zuge der Kampfmittelsuche vermieden werden können. Es wird daher empfohlen, eine Abstimmung bereits in der Ausschreibungsphase vorzusehen. Vor Beginn der Arbeiten des Kampfmittelräumdienstes oder den von ihnen beauftragten Fachfirmen sollte der Arbeitsablauf besprochen werden, um unnötige Mehrkosten zu vermeiden.

Sofern für die Kampfmittelsuche Sondierungen erforderlich werden, sind diese so auszuführen, dass der Baugrund durch die Bohrarbeiten nicht verschlechtert wird. Alternativ können nach Ausführung der Kampfmittelsondierbohrungen ergänzende Drucksondierungen ausgeführt werden, um die Auswirkungen der Kampfmittelsondierbohrungen zu überprüfen und ggf. die Bemessung der Pfähle anzupassen.

Eine weitere Möglichkeit ist die Kampfmittelsuche im Spitzendrucksondiervorgang auszuführen, bei dem kein Boden gefördert wird und deshalb keine negativen Auswirkungen zu erwarten sind.

## **3.4 Grundwasserverhältnisse**

### **3.4.1 Hauptgrundwasserstockwerk**

Nach den durchgeführten Baugrundaufschlüssen ist der Sand der Grundwasserleiter des Hauptgrundwasserstockwerkes. Den Grundwassernichtleiter bilden die unterlagernden Lauenburger Schichten.

In der Kleinrammbohrung BS 4 wurde ein Peilfilter eingebaut, dessen Filterstrecke in den Sanden des Hauptgrundwasserleiters liegt. Während der Sondierarbeiten am 21.01.2022 wurde ein Grundwasserspiegel in Ruhe in 2,11 m Tiefe = + 2,29 m NHN eingemessen.

Der Wasserstand im Kalihafen ist tideunabhängig und wird durch die Schleuse Oslebshausen reguliert. Der mittlere Hafenwasserstand im Industriehafen wurde seitens des Auftraggebers mit ca. + 2,30 m NHN angegeben.

Vom Geologischen Dienst für Bremen (GDfB) wurden die Grundwasserverhältnisse des Hauptgrundwasserstockwerkes in einem umfangreichen Grundwassermessstellennetz im Zeitraum von Dezember 1962 bis Januar 2012 beobachtet.

Aus diesen Grundwasserbeobachtungen wurde die Hydrologische Karte für die Stadtgebiete Bremen und Bremerhaven erstellt, aus der die Grundwasserstände bezogen auf m NN abgelesen werden können. Danach sind im Bereich der Baufläche folgende Grundwasserstände des Hauptgrundwasserstockwerkes angegeben:

Höchster Grundwasserstand:	+ 2,37	m NN
Mittlerer Grundwasserstand:	+ 0,90	m NN
Niedrigster Grundwasserstand:	+ 0,80	m NN

Unter Berücksichtigung der vorstehend beschriebenen hydrologischen Verhältnisse sowie unserer hydrologischen Erfahrungen können für das Bauvorhaben die folgende Grundwasserstände abgeschätzt werden.

#### **Hauptgrundwasserstockwerk**

Maximaler Grundwasserstand:	+ 3,30	m NHN
Mittlerer Grundwasserstand:	+ 2,30	m NHN
Niedrigster Grundwasserstand:	+ 0,80	m NHN

### 3.5 Ergebnisse von Laborversuchen (Anlagen 3.1.1 bis 3.5.5)

Die entnommenen gestörten Bodenproben wurden nach den Methoden der DIN EN ISO 14688-1 bodenmechanisch im Feld und Labor angesprochen. An ausgewählten Bodenproben wurden klassifizierende Laborversuche durchgeführt und folgende bodenmechanische Kennziffern ermittelt:

#### **Sandauffüllung**

---

Bodengruppe (DIN 18196)		<b>SE - SU*</b>			
Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)					
Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	4,7 - 25,8	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	72,0 - 83,1	%
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	2,3 - 12,9	%

#### **Sand, teilw. stark schluffig**

---

Bodengruppe (DIN 18196)		<b>SE - SU*</b>			
Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)					
Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	0 - 31	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	63 - 95,0	%
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	2 - 17	%
Glühverlust (DIN 18128)		V <sub>gl.</sub>	=	3 - 8	%

## Schluff, feinsandig, organisch

---

Bodengruppe (DIN 18196)

**OU / UL**

Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)

Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	73	-	90	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	10	-	27	%
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	0	-	1	%
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)		$w_n$	=	33	-	42,0	%
Glühverlust (DIN 18128)		$V_{gl.}$	=			9,6	%

## Lauenburger Schicht

---

Bodengruppe (DIN 18196)

**UL - UM /  
 SU - SU\***

Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)

Feinstes	$d \leq 0,002$	mm	=	8,4	-	23,4	%
Schluffkorn*)	$d = 0,002 - 0,06$	mm	=	13,7	-	47,2	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	31,2	-	85,1	%
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	0,0	-	1,3	%
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)		$w_n$	=	18,5	-	30,9	%
Wassergehalt an der Fließgrenze		$w_L$	=	31,9	-	45,3	%
Wassergehalt an der Ausrollgrenze		$w_p$	=	16,6	-	26,6	%
Konsistenzzahl (DIN EN ISO 17892-12)		$I_c$	=	0,44	-	0,96	[-]
Plastizitätszahl (DIN EN ISO 17892-12)		$I_p$	=	16,8	-	26,6	%

\*) enthält z.T. Anteile Feinstes



### **3.6 Chemische Wasseruntersuchungen (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.9)**

#### **3.6.1 Allgemeine Angaben**

Während der Baugrunderkundungen wurde in die Kleinrammbohrung BS 4 ein Peilfilter (Unterkante - 0,60 m NHN) eingebaut und nach dem Klarpumpen eine Grundwasserprobe entnommen.

Der Untersuchungsumfang erfolgt nach den Vorgaben der DIN 4030-1 zur Einordnung in eine Expositionsklasse sowie nach den Vorgaben der DIN 50929 zur Beurteilung der Korrosionswahrscheinlichkeit von Eisenwerkstoffen. Zusätzlich wurde die Grundwasserprobe auf die Parameter Chloride, Eisen, Huminstoffe und elektrische Leitfähigkeit untersucht.

Ebenfalls wurde während der Baugrunderkundungen eine Grundwasserprobe aus dem Hafenbecken entnommen.

Der Untersuchungsumfang erfolgt nach den Vorgaben der DIN 50929 zur Beurteilung der Korrosionswahrscheinlichkeit von Eisenwerkstoffen.

Bei der Grundwasser- / Hafenwasseranalyse ist zu beachten, dass es sich um Werte aus dem „ruhenden“ Grundwasserleiter bzw. Hafenbecken handelt und dass die chemische Beschaffenheit von Grund- bzw. Hafenwasser sowohl innerhalb eines räumlichen Bereiches als auch im Laufe der Zeit gewissen Schwankungen unterliegt. Ferner ist bei Grundwasserabsenkungen mit einer Veränderung der Werte durch zufließendes Grundwasser aus dem Absenktrichter und aus tieferen Schichten zu rechnen. Dadurch kann es zu einer Veränderung der Inhaltsstoffe kommen.

### 3.6.2 Ergebnisse und Beurteilung der Wasserproben

#### 3.6.2.1 Expositionsklasse (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.5)

Die Ergebnisse der für die Beurteilung der Expositionsklasse nach DIN 4030-1 maßgebenden Parameter sind in der nachfolgenden Tabelle einschließlich einer Einstufung in die entsprechende Expositionsklasse aufgelistet:

<b>Grenzwerte für die Expositionsklassen bei chemischen Angriff nach DIN 4030-1</b>								
Chemisches Merkmal	Wert	XA1		XA2		XA3		
Sulfat (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	mg/l	150	200	600	600	3000	3000	6000
pH-Wert		7,4	6,5	5,5	5,5	4,5	4,5	4,0
CO <sub>2</sub> angreifend	mg/l	5	15	40	40	100	100	Sättigung
Ammonium (NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> )	mg/l	0,21	15	30	30	60	60	100
Magnesium (Mg <sup>2+</sup> )	mg/l	45,4	300	1000	1000	3000	3000	Sättigung
Die Werte liegen unterhalb (pH-Wert oberhalb) der Grenzwerte für XA 1 nach DIN 4030-1								
Maßgebende Expositionsklasse nach DIN 4030-1 => <b>unterhalb der Grenzwerte für XA 1</b>								

Die detaillierten Ergebnisse der chemischen Analyse dieser Grundwasserprobe durch das chemische Labor Eurofins Umwelt Nord GmbH, Oldenburg, sind in den Anlagen 3.3.1 bis 3.3.5 dargestellt.

### 3.6.2.2 Korrosionswahrscheinlichkeit (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.9)

Es ist zu beachten, dass nur Wahrscheinlichkeitsaussagen möglich sind, da die Korrosion der metallischen Werkstoffe von deren Eigenschaften, den Korrosionsmedien, der Art der Konstruktion, deren räumlicher Ausdehnung sowie fremden elektrochemischen Einflüssen bestimmt wird.

Nach den Ergebnissen der chemischen Grundwasseruntersuchung kann die Korrosionswahrscheinlichkeit von metallischen Werkstoffen in Wässern nach DIN 50929-3 wie folgt abgeschätzt werden:

#### unlegierter und niedriglegierter Stahl - Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit

Grundwasseruntersuchung	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
freie Korrosion im Unterwasserbereich $W_0$ (gem. Gleichung 7 und Tabelle 8 DIN 50929, Teil 3)	gering	sehr gering
Korrosion an der Wasser-Luft-Grenze $W_1$ (gem. Gleichung 8 und Tabelle 8 DIN 50929, Teil 3)	gering	sehr gering

Nach den Ergebnissen der chemischen Hafenbeckenwasseruntersuchung kann die Korrosionswahrscheinlichkeit von metallischen Werkstoffen in Wässern nach DIN 50929-3 wie folgt abgeschätzt werden:

#### unlegierter und niedriglegierter Stahl - Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit

Hafenbeckenwasseruntersuchung	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
freie Korrosion im Unterwasserbereich $W_0$ (gem. Gleichung 7 und Tabelle 8 DIN 50929, Teil 3)	gering	sehr gering
Korrosion an der Wasser-Luft-Grenze $W_1$ (gem. Gleichung 8 und Tabelle 8 DIN 50929, Teil 3)	gering	sehr gering

Die detaillierten Ergebnisse der chemischen Analyse durch das chemische Labor Eurofins Umwelt Nord GmbH, Oldenburg, sind in den Anlagen 3.3.1 bis 3.3.9 dargestellt.

### 3.7 Chemische Analysen des Asphalts zur orientierenden Einschätzung (Anlagen 3.4.1 bis 3.4.4)

Im Bereich der Baufläche befindet sich der gewerblich/ industriell genutzte Hafbereich (Kaje) mit einer asphaltierten Oberflächenbefestigung. Es ist daher mit nutzungsspezifischen Substanzen im Baugrund zu rechnen.

Im Zuge der Kernbohrungen wurde ferner eine Asphaltprobe entnommen und an das Labor Eurofins Umwelt Nord GmbH gesandt.

Probenbezeichnung	Entnahmestelle	Tiefe [m]	Material	Analyseumfang
BS 3 Asphalt	BS 3	0,0 - 0,09	Asphalt	Asphaltprobe auf PAK nach EPA  Asphaltprobe quantitativ Asbest gem. BIA  Schwermetalle: Arsen, Blei, Cadmium, Chrom, Kupfer, Nickel, Zink, Quecksilber

Da es sich bei den Baugrundaufschlüssen um stichprobenartige punktuelle Untersuchungen handelt, können Änderungen in der Materialzusammensetzung und ggf. Schadstoffzusammensetzung sowie bisher unbekannte Verunreinigungen außerhalb der Sondierpunkte üblicherweise nicht ausgeschlossen werden.

Nach den vorliegenden Analyseergebnissen konnte in der Asphaltprobe „BS 3 Asphalt“ kein Asbest nachgewiesen werden. Ebenfalls liegen die ermittelten Werte der Parameter der PAK's unterhalb der Bestimmungsgrenzen.

Die untersuchten Schwermetalle der Asphaltprobe werden nachfolgend aufgelistet und in Zuordnungswerte nach LAGA M 20 TR-Bauschutt (1997) eingestuft:

Parameter	Bestimmungs- grenze	Einheit	Wert	Zuordnungswert nach LAGA
Arsen (As)	0,8	mg/kg TS	2,2	Z0
Blei (Pb)	2,0	mg/kg TS	7,0	Z0
Cadmium (Cd)	0,2	mg/kg TS	< 0,2	Z0
Chrom (Cr)	1,0	mg/kg TS	54,0	Z1
Kupfer (Cu)	1,0	mg/kg TS	35,0	Z0
Nickel (Ni)	1,0	mg/kg TS	80,0	Z1
Quecksilber (Hg)	0,07	mg/kg TS	< 0,07	Z0
Zink (Zn)	1,0	mg/kg TS	87,0	Z0

Die Zuordnung des untersuchten Materials erfolgt ausschließlich auf formaler Grundlage. Die analysierten Parameter zeigen lediglich einen Auszug des Untersuchungsumfangs nach LAGA M 20 TR-Bauschutt. Einzel- und Sonderfallregelungen (z. B. durch Fußnoten) sind nicht berücksichtigt. Diese Klassenzuordnung besitzt lediglich einen orientierenden Charakter und gilt nicht als Grundlage für eine spätere Entsorgung oder Verwertung.

Die detaillierten Ergebnisse der chemischen Analysen sind auf den Anlagen 3.4.1 bis 3.4.4 dargestellt.

## **4 Beurteilung des Baugrundes**

### **4.1 Baugrundmodell**

Die ausgeführten Baugrundaufschlüsse geben eine exakte Aussage über die Baugrundsichtung nur für den jeweiligen Untersuchungspunkt. Für die dazwischen liegenden Bereiche sind nur Wahrscheinlichkeitsaussagen möglich.

Für die nachfolgende Baugrundbeschreibung wurden neben den Baugrundaufschlüssen auch Informationen aus Baugrundkarten und geologischen Karten herangezogen. Weiterhin wurden die Erfahrungen aus geotechnischen Untersuchungen nahegelegener Bauvorhaben berücksichtigt. Unter Einbeziehung dieser Unterlagen und Erkenntnisse sind folgende Baugrundverhältnisse im Bereich der Baufläche zu erwarten:

Landseitig stehen unter der Oberflächenbefestigung aus Asphalt und Beton überwiegend mittelsandige Auffüllungen mit grobsandigen Nebenbestandteilen an, welche lokal mit Bauschuttbeimengungen durchsetzt sind. Unterhalb der Auffüllungen folgen pleistozäne Sande, welche lokal begrenzt durch geringmächtige Schichten aus teilweise organischem Schluff bzw. Schluff-Sand-Gemisch durchsetzt sind. Ab i. M. 13,50 m unter Gelände folgt die Lauenburger Schicht, welche als teils gebändertes Schluff-Sand-Gemisch mit tonigen Beimengungen auftritt.

Wasserseitig folgen unter dem überwiegend aus Schotter mit geringmächtiger Schlickauflage bestehenden Deckwerk pleistozäne Sande, die von Lauenburger Schichten als Wechsellagerung von Lauenburger Ton und einem Schluff-Sand-Gemisch unterlagert werden.

Die Baugrundaufschlüsse zeigen insgesamt regelmäßige Baugrundverhältnisse, die den allgemeinen Erwartungen mit den üblichen Schwankungsbereichen entsprechen.

## 4.2 Baugrundeigenschaften

Die angetroffenen Bodenarten weisen folgende Baugrundeigenschaften auf:

### **Sandauffüllung**

Dichte:	locker bis mitteldicht
Scherfestigkeit (DIN 18196):	groß
Zusammendrückbarkeit (DIN 18196):	gering bis mittel
Erosionsempfindlichkeit (DIN 18196):	groß
Wasserdurchlässigkeit (DIN 18130):	sehr schwach durchlässig bis durchlässig
Verdichtungsfähigkeit (DIN 18196):	mittel bis gut
Ramm- und Rüttelbarkeit (EAU 2020):	leicht bis schwer
Frostempfindlichkeit (ZTV E-StB 17):	F1 bis F3

### **Sand, teilw. stark schluffig**

Dichte:	sehr locker bis dicht
Scherfestigkeit (DIN 18196):	groß
Zusammendrückbarkeit (DIN 18196):	mittel bis gering
Erosionsempfindlichkeit (DIN 18196):	groß
Wasserdurchlässigkeit (DIN 18130):	schwach durchlässig bis durchlässig
Verdichtungsfähigkeit (DIN 18196):	mittel bis gut
Ramm- und Rüttelbarkeit (EAU 2020):	leicht bis schwer
Frostempfindlichkeit (ZTV E-StB 17):	F1 bis F3

### **Schluff, organisch**

Konsistenz:	weich bis steif
Scherfestigkeit (DIN 18196):	mäßig bis mittel
Zusammendrückbarkeit (DIN 18196):	mittel bis groß
Erosionsempfindlichkeit (DIN 18196):	mittel bis sehr groß
Wasserdurchlässigkeit (DIN 18130):	schwach bis sehr schwach durchlässig
Verdichtungsfähigkeit (DIN 18196):	mäßig
Ramm- und Rüttelbarkeit (EAU 2020):	leicht bis mittelschwer
Frostempfindlichkeit (ZTV E-StB 17):	F2 bis F3

### Lauenburger Schicht

Dichte (nichtbindiger Bereich):	sehr locker bis dicht
Konsistenz (nichtbindiger Bereich):	weich bis halbfest
Scherfestigkeit (DIN 18196):	mäßig bis groß
Zusammendrückbarkeit (DIN 18196):	gering bis groß
Erosionsempfindlichkeit (DIN 18196):	groß bis sehr groß
Wasserdurchlässigkeit (DIN 18130):	durchlässig bis sehr schwach durchlässig
Verdichtungsfähigkeit (DIN 18196):	schlecht bis gut
Ramm- und Rüttelbarkeit (EAU 2020):	schwer bis sehr schwer
Frostempfindlichkeit (ZTV E-StB 17):	F3

### 4.3 Baugrundtragfähigkeit

Die angetroffenen Bodenarten können in ihrer Tragfähigkeit wie folgt eingestuft werden:

Bodenart	Tragfähigkeit
Sandauffüllung	mäßig bis gut tragfähig
Sand, teilw. stark schluffig	mäßig bis gut tragfähig
Schluff, organisch	gering tragfähig
Lauenburger Schicht	durchschnittlich tragfähig bis gut tragfähig

### 4.4 Homogenbereiche

Der Homogenbereich ist ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der für das jeweilige Gewerk vergleichbare Eigenschaften aufweist. Betrachtet werden die Eigenschaften im Zustand vor dem Lösen, also in durch die Baumaßnahme ungestörter Lagerung. Sind umweltrelevante Inhaltsstoffe zu beachten, sind diese bei der Einteilung in Homogenbereiche zu berücksichtigen. In der VOB 2019 sind die anzugebenden Eigenschaften und Kennwerte für den Erdbau und alle Spezialtiefbauarbeiten aufgeführt.



Einige Angaben werden auf Basis von Erfahrungen abgeschätzt. Bei größeren Baumaßnahmen oder zur engeren Erfassung von Schwankungsbreiten sind ggf. zusätzliche Baugrund- und Laboruntersuchungen erforderlich.

Zur Realisierung der Baumaßnahme werden Erdarbeiten (DIN 18300), Bohrarbeiten (DIN 18301), Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten (DIN 18304), Nassbaggerarbeiten ausgeführt.

Für die vorgenannten Gewerke werden nach den Vorgaben der VOB 2019 die Eigenschaften/Kennwerte unter Berücksichtigung der festgelegten Homogenbereiche auf den Anlagen 4.1.1 bis 4.1.3 dargestellt. Zusätzlich sind die Homogenbereiche in den Bodenprofilen auf den Anlagen 2.1.1 bis 2.1.2 gekennzeichnet.

#### 4.5 Bodenkennwerte

Aufgrund der Versuchsergebnisse der Labor- und Feldversuche und nach Erfahrungswerten mit vergleichbaren Bodenarten können für erdstatische Berechnungen folgende charakteristische Bodenkennwerte angesetzt werden:

Bodenart	BG DIN 18196	Wichte		Steife- Modul  E <sub>s,k</sub> MN/m <sup>2</sup>	Scherfestigkeit	
		γ <sub>k</sub> kN/m <sup>3</sup>	γ' <sub>k</sub> kN/m <sup>3</sup>		φ' <sub>k</sub> °	c' <sub>k</sub> kN/m <sup>2</sup>
Sandauffüllung	[SE-SU*]	18 - 20	10 - 12	5 - 50	30,0 - 35,0	0 - 5
Sand, teilw. stark schluffig	SE-SU*	17 - 20	9 - 12	20 - 100	30,0 - 35,0	0 - 5
Schluff, organisch (landseitig)	OU/UL	16 - 18	6 - 8	1,0 - 2,5	17,5 - 22,5	5 - 15
Lauenburger Schicht	UL-UM / SU-SU*	17 - 21	7 - 11	10 - 20	20,0 – 30,0	5 - 40

Die vorstehenden Werte gelten für die beschriebenen Bodenschichten im ungestörten Zustand. Bei baustellenbedingten Auflockerungen oder Verwässerungen der Bodenschichten muss mit entsprechenden Verschlechterungen gerechnet werden.

#### **4.6 Beurteilung des Baugrundrisikos**

Da Bodenaufschlüsse immer nur eine exakte Aussage für den eigentlichen Untersuchungspunkt ergeben, sind für die dazwischen liegenden Bereiche nur Wahrscheinlichkeitsaussagen möglich. Die Wahrscheinlichkeit einer Aussage über den Aufbau oder bestimmte für die geotechnische Beurteilung maßgebliche Eigenschaften von Boden wächst mit dem Untersuchungsumfang, d. h. mit der Anzahl der Aufschlüsse und nimmt ab mit der Wechselhaftigkeit des Baugrundes. Es bleibt daher immer ein Risiko, dass im Baugrund Abweichungen von den zu erwartenden zu den tatsächlichen Baugrundverhältnissen vorhanden sind. Dieses Risiko wird als Baugrundrisiko bezeichnet. Unter Baugrundrisiko versteht man auch die Gefahr, dass bei jeder Bebauung von Baugrund trotz vorhergehender, den Regeln der Technik entsprechender bestmöglicher Untersuchung und Beschreibung der Boden- und Wasserverhältnisse, unvorhersehbare Erschwernisse auftreten können.

Alles unerwartet im Baugrund Vorgefundene wird ebenfalls vom Begriff des „Baugrundrisikos“ generell ausgefüllt: so etwa Kellergewölbe, Fundamentreste, Holzpfähle, Findlinge, Geheimgänge, Wurzeln, Stollen, Bunker, Reste früherer Kulturen wie Gräber, Hafengebäude, alte Tanks, Kanäle, Versorgungsleitungen aller Art, mit Altlasten verunreinigte oder sonstige kontaminierte Bereiche, Einlagerungen aller Art, um nur einige Beispiele aus der Baupraxis und der Rechtsprechung anzuführen.

Ein restliches Baugrundrisiko kann daher auch durch eingehende geotechnische Untersuchungen nicht völlig ausgeschaltet werden, da kleinräumige Inhomogenitäten des Baugrundes nicht restlos zu erfassen sind. Ferner werden die bodenmechanischen Kennwerte an faustgroßen Proben ermittelt, die nicht immer repräsentativ für die gesamte Schicht sind. Die Werte der Baugrundparameter streuen in gewissen Bandbreiten und manche Eigenschaften des Baugrundes können mit angemessenem Aufwand nicht festgestellt werden.

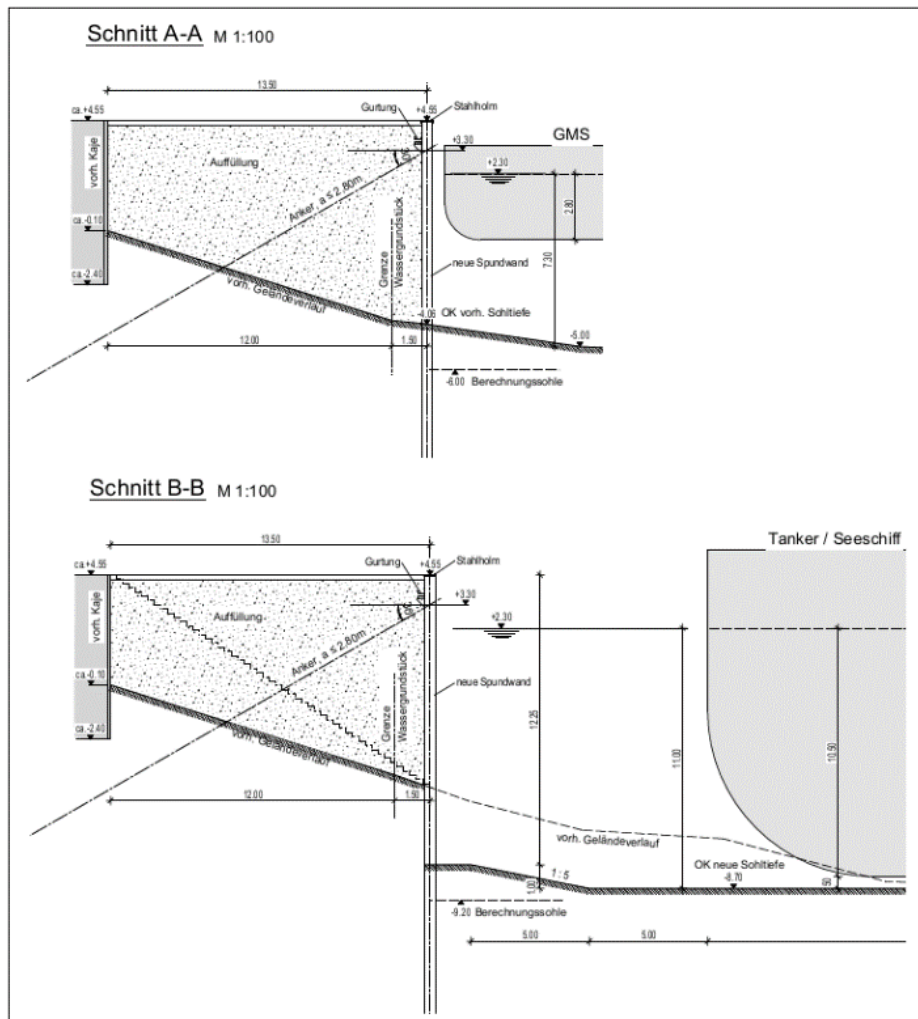
Das Baugrundrisiko wird im vorliegenden Fall gering eingeschätzt, da die Baugrunderkundungen über den gesamten Bereich der Baufläche regelmäßig geschichtet sind.

Es ist jedoch zu beachten, dass durch die Hindernisse auf der Hafensohle und auf der Lauenburger Schicht (Steine und Blöcke) ein erhöhtes Ausführungsrisiko vorhanden ist.

## 5 Angaben zur Herstellung der Ufersicherung

### 5.1 Allgemeines

Die neue Uferspundwand wird in einem Abstand von rd. 13,5 m zur Bestandskaje hergestellt. Bei diesem Abstand ist davon auszugehen, dass die Spundwandprofile wasserseitig von einem Ponton eingebracht werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt die geplanten Geländeversprünge mit neuer und alter Ufersicherung.



Bei der Bemessung der Ufersicherung sind neben den maßgebenden Normen folgende Empfehlungen zu berücksichtigen:

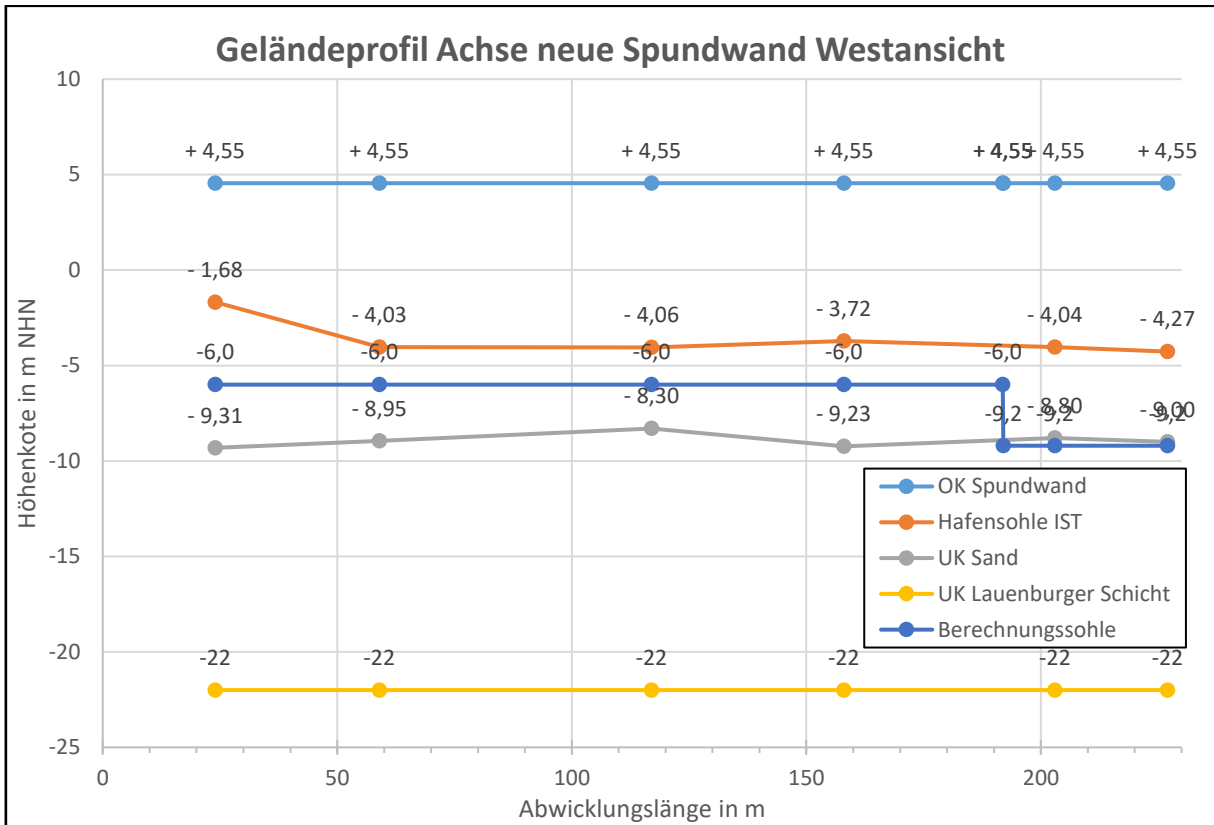
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU 2020, 12. Auflage
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB, 6. Auflage
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA-Pfähle, 2. Auflage

#### Geplanter Bauablauf (grob):

- Freimachen der Spundwandachse mit Hindernisbeseitigung
- Herstellen der neuen Spundwand
- Reinigen der Hafensohle von Schlick, sofern erforderlich
- Auffüllung mit Sand zwischen neuer Spundwand und Bestandskaje, wobei die Höhe der Auffüllung von der Standsicherheit der neuen, nicht verankerten Uferspundwand abhängig ist.
- Herstellung der Rückverankerung und Festlegen der Anker
- Restliche Auffüllung bis etwa Höhe Planum für Verkehrsflächen
- Rütteldruckverdichtung zur Herstellung einer ausreichenden Lagerungsdichte der Auffüllung
- Herstellung der neuen Hafensohle
- Herstellung der Verkehrsflächen mit Entwässerung

## **5.2 Bemessungsprofile für die Spundwandberechnung**

Die nachfolgende Abbildung zeigt das Geländeprofil in der neuen Spundwandachse mit Angabe der Spundwandoberkante, der aktuellen Hafensohle, der Berechnungssohle und den maßgebenden Baugrundsichten. Es ist zu erkennen, dass die Oberkante der Lauenburger Schicht zwischen den einzelnen Aufschlusspunkten nur geringfügig voneinander abweicht. Aufgrund dieser insgesamt homogenen Baugrundsichtung mit geringen Höhenabweichungen ist für die gesamte neue Uferspundwand ein Bemessungsprofil mit den bodenmechanischen Kennziffern ausreichend.



In der nachfolgenden Tabelle sind die charakteristischen bodenmechanischen Kennwerte für die Bemessung der geplanten Spundwand angegeben.

Bemessungsprofil Spundwandachse Neu							
Bodenart	Tiefenbereich		Wichte $\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Steife- modul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Reibungs- winkel $\varphi'_k$ [°]	Kohäsion aktiv/passiv $c_a/c'_p$ [kN/m <sup>2</sup> ]	undrännerte Scherfestigkeit ( $\varphi_u = 0^\circ$ ) $c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	von [mNHN]	bis [mNHN]					
Sandauffüllung neu <sup>1)</sup>	+ 4,5	- 4,5	18/10	20	30,0	0	0
Sand, tlw. stark schluffig	- 4,5	- 7,0	18/10	20	30,0	0	0
Sand, tlw. stark schluffig	- 7,0	- 9,2	19/11	40	32,5	0	0
Lauenburger Schicht <sup>2)</sup>	- 9,2	- 25,0	20/10	20	20,0	30/20	100 - 200

<sup>1)</sup> Durch Nachverdichtung mit Rütteldruckverdichtung:  $\gamma_k/\gamma'_k = 19/11$  kN/m<sup>3</sup> -  $E_{s,k} = 40$  MN/m<sup>2</sup> -  $\varphi'_k = 32,5^\circ$

<sup>2)</sup> lokal mit Sandschichten

Zusätzlich ist nachfolgend ein Profil für die Achse der Bestandspundwand erstellt, da die Höhenkoten der Schichten in dieser Achse etwas abweichen und dies einen Einfluss auf die Verankerung hat.

Bemessungsprofil Bestandspundwand							
Bodenart	Tiefenbereich		Wichte $\gamma_k/\gamma'_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Steife- modul $E_{s,k}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	Reibungs- winkel $\phi'_k$ [°]	Kohäsion aktiv/passiv $c_{a,k}/c_{p,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	undrÄnirte Scherfestigkeit ( $\phi_u = 0^\circ$ ) $c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	von [mNHN]	bis [mNHN]					
Sandauffüllung neu <sup>1)</sup>	+ 3,5	- 1,2	18/10	20	30,0	0	0
Sand, tlw. stark schluffig	- 1,2	- 8,5	19/11	40	32,5	0	0
Lauenburger Schicht <sup>2)</sup>	- 8,5	- 25,0	20/10	20	20,0	30/20	100 - 200

<sup>1)</sup> Durch Nachverdichtung mit Rütteldruckverdichtung:  $\gamma_k/\gamma'_k = 19/11$  kN/m<sup>3</sup> -  $E_{s,k} = 40$  MN/m<sup>2</sup> -  $\phi'_k = 32,5^\circ$

<sup>2)</sup> lokal mit Sandschichten

Die vorstehenden Werte gelten für die beschriebenen Bodenschichten im ungestörten Zustand. Bau baustellenbedingten Auflockerungen oder Verwässerungen der Bodenschichten muss mit entsprechenden Verschlechterungen gerechnet werden.

Im Zuge der weiteren Planung kann in Abstimmung mit dem Tragwerksplaner eine Anpassung bzw. Ergänzung der Bemessungsprofile erfolgen.

### 5.3 Ansatz von Wasserdruck

Es ist davon auszugehen, dass die Spundwandprofile zur Erfüllung sämtlicher Standsicherheitsnachweise in die Lauenburger Schicht einbinden. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit dieser Bodenschicht ist keine geotechnisch relevante Fußumströmung der Spundwand möglich.

Bei der Bemessung der Uferspundwand sind die Vorgaben der EAU 2020 zu beachten. Der Wasserdruckansatz kann nach den Vorgaben der EAU 2020 für Nicht-Tidegebiete erfolgen.

Der maximal zu erwartende Grundwasserstand ohne Entwässerungsmaßnahme ist hinter der Spundwand mit + 3,3 m NHN anzusetzen.

Durch eine dauerhaft wirksame Entwässerung im Einflussbereich der Spundwand kann der Grundwasserstand hinter der Spundwand reduziert werden. Es wird jedoch empfohlen, den Grundwasserstand hinter der Spundwand mindestens 0,5 m über dem maximalen Hafenwasserstand für die Bemessung anzunehmen.

In der Spundwandachse ist eine Räumung vorgesehen, damit Hindernisse auf der Hafensohle bzw. oberflächennah vorhandene Hindernisse beseitigt werden können. Die Auffüllung ist mit Sand vorzunehmen. Aufgrund der anstehenden Baugrundverhältnisse und oberflächennah geplanten Bodenaustausches ist kein Porenwasserüberdruck auf die Wand zu berücksichtigen

#### 5.4 Ansatz für Mantelreibung und Spitzendruck beim Nachweis der vertikalen Tragfähigkeit

Der Vertikallastabtrag erfolgt über die Spundwandprofile in die Lauenburger Schichten. Der Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften kann unter Berücksichtigung der EAU 2020 in Verbindung mit unseren Erfahrungen für die in der Tabelle angegebenen Bruchwerte erfolgen.

<b>Mantelreibung und Spitzendruck für Vertikallastabtrag Spundwand</b>				
Bodenart	Tiefenbereich		Widerstand im Bruchzustand <sup>1)</sup>	
	von [mNHN]	bis [mNHN]	$q_{s,k}$ <sup>2)3)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	$q_{b,k}$ <sup>4)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]
Sandauffüllung	+ 4,5	-4,5	-	-
Sand, tlw. stark schluffig	- 4,5	- 7,0	15	-
Sand, tlw. stark schluffig	- 7,0	- 9,2	20	-
Lauenburger Schicht	- 9,2	- 25,0	30	2000

<sup>1)</sup> Werte gelten für gerammte Spundwände

<sup>2)</sup> Ansatz Mantelreibung auf der Aktivseite ab dem theoretischen Nullpunkt

<sup>3)</sup> bezogen auf die Abwicklungsfläche des eingesetzten Spundwandprofils

<sup>4)</sup> bezogen auf die Querschnittsfläche des eingesetzten Spundwandprofils

Die Werte in der vorgenannten Tabelle wurden in Anlehnung an die EAU 2020 ermittelt und sind konservativ. Unsere Erfahrungen aus früheren Projekten mit vergleichbaren Baugrundverhältnissen zeigen, dass gegenüber diesen Werten Steigerungen zwischen 40 % bis 80 % möglich sind. Zur Bestätigung höherer Widerstände sind Probelastungen auszuführen.

Die Angaben in den oben aufgeführten Tabellen gelten für gerammte Spundwände bzw. für vibrierte Spundwände, die mindestens auf den letzten 2 Metern nachgerammt werden. Sofern die Spundwände eingerüttelt werden, sind die oben aufgeführten Werte für Spitzendruck und Mantelreibung um 25 % zu reduzieren.

### 5.5 Angaben für den Nachweis der Rückverankerungen

Es ist vorgesehen, die Rückverankerung mit verpressten Mikropfählen oder Rohrverpresspfählen gemäß DIN EN 14199 auszuführen.

Vor dem Hintergrund der Erkenntnisse aus einem früheren, unmittelbar angrenzenden Bauvorhaben sowie unseren Erfahrungen schlagen wir für die Vorbemessung der Verankerung nachfolgende Mantelreibungswerte im Bruchzustand vor:

<b>Mantelreibung Rückverankerung</b>				
Bodenart	Tiefenbereich		Widerstand im Bruchzustand	
	von [mNHN]	bis [mNHN]	VP <sup>1)</sup>	RP <sup>2)</sup>
			q <sub>s,k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	q <sub>s,k</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Sandauffüllung	-	-	-	-
Sand, tlw. stark schluffig	- 4,0	- 7,0	40	50
Sand, tlw. stark schluffig	- 7,0	- 8,5	130	170
Lauenburger Schicht	- 8,5	- 25,0	95	125

<sup>1)</sup> verpresster Mikropfahl nach Definition der EA-Pfähle

<sup>2)</sup> Rohrverpresspfahl nach Definition der EA-Pfähle

Die Werte in der vorgenannten Tabelle wurden in Anlehnung an die EAP, 2. Auflage ermittelt und sind konservativ. Unsere Erfahrungen aus früheren Projekten mit vergleichbaren Baugrundverhältnissen zeigen, dass gegenüber diesen Werten Steigerungen zwischen 20 % bis 50 % möglich sind. Zur Bestätigung höherer Widerstände sind Probelastungen auszuführen.



Die oben gegebenen Mantelreibungswerte im Bruchzustand setzen eine ausreichende Verpressung und in den bindigen Böden zusätzlich mindestens eine Nachverpressung vor. Zudem sollte die Krafeinleitungsstrecke so angeordnet werden, dass diese im Bereich einer Bodenschichtung liegt.

Durch das ausführende Unternehmen ist eine entsprechende Qualifikation und Erfahrung auf Grundlage von Probelastung in vergleichbaren Böden nachzuweisen.

Vor Ausführung der Bauwerkspfähle sind Zugprobelastungen an gesondert herzustellenden Probepfählen auszuführen, auf deren Grundlage die erforderliche Dimensionierung (Länge, Durchmesser, Verpressstrecke etc.) der Rückverankerung festgelegt wird. Es sind jeweils mindestens zwei Probelastungen für Rückverankerungen auszuführen. Bei der Bemessung, Höhe der Prüflasten und Anzahl der Prüfungen sind die DIN EN 14199 in Verbindung mit DIN EN 1997-1 und DIN 1054 2010-12 zu beachten.

## **5.6 Hinweise zur Ausführung und Bemessung der Spundwand**

### **5.6.1 Hinweise zum Einbringen der Spundwand**

Die Spundwandprofile können durch eine Kombination von Rütteln und Rammen in den Boden eingebracht werden. Damit die unter Abschnitt 5.3 angegebenen Werte für Mantelreibung und Spitzendruck in voller Höhe angesetzt werden können, müssen die Spundwandprofile auf den letzten 2 m gerammt werden.

Im Bereich der Lauenburger Schichten ist aufgrund der vorhandenen Konsistenz davon auszugehen, dass die Spundwandprofile nur durch Rammung eingebracht werden können.

Um erschütterungsarm zu arbeiten, sind bei den Rammarbeiten Hydraulikhämmer und bei den Rüttelarbeiten Rüttler mit variabler Steuerung von Frequenz und Amplitude zu verwenden.

Bei dem Einbringen der Spundwandprofile ist aufgrund der Hindernisse auf der Hafensohle und auf der Lauenburger Schicht (Steine und Blöcke) mit schwerer bis schwerster Rahmung nach den Kriterien der EAU 2020 zu rechnen und ein erhöhtes Ausführungsrisiko vorhanden. Die künstlichen Hindernisse aus Steinen, Blöcken, Bauschutt- und Metallresten im Bereich der Hafensohle sollten vor dem Einbringen der Spundwandprofile in der geplante Spundwandachse beseitigt werden, um das Ausführungsrisiko beim Einbringen der Spundwand zu reduzieren.

### **5.6.2 Hinweise zur Rückverankerung**

Sofern die Rückverankerung der Spundwand mit Mikropfählen - System GEWI - nach DIN EN 14199 ausgeführt wird, sind die Bohrungen im Überlagerungsbohrverfahren (Doppelkopfbohrverfahren) auszuführen, um die negativen Auswirkungen (z. B. durch Bodenentzug) auf ein Mindestmaß zu reduzieren.

Die Herstellung der Rückverankerung ist wegen der Hindernisse auf der Hafensohle und auf der Lauenburger Schicht (Steine und Blöcke) mit einem erhöhten Ausführungsrisiko verbunden. Die künstlichen Hindernisse aus Steinen, Blöcken, Bauschutt- und Metallresten im Bereich der Hafensohle sollten vor dem Einbringen der Spundwandprofile im Bereich der Ankerbohrungen beseitigt werden, um das Ausführungsrisiko beim Herstellen der Anker zu reduzieren.

Die Sandverfüllung zwischen Bestandsspundwand und neuer Spundwand führt zu einer zusätzlichen Belastung auf die darunter liegenden Bodenschichten, woraus Setzungen resultieren. Die möglichen Auswirkungen der Setzungen auf die Rückverankerung (Auflast, Biegung, etc.) sind zu überprüfen und zu beachten.

Zum Zeitpunkt der Ankerherstellung wird der Bereich zwischen Bestandsspundwand und neuer Spundwand noch nicht vollständig verfüllt sein. Es ist wahrscheinlich zweckmäßig, innerhalb des nicht aufgefüllten Bereiches ein Schutz- bzw. Stabilisierungsrohr für die Anker einzubauen.

### 5.6.3 Hinterfüllung der Spundwand

Für die Auffüllung zwischen Bestandsspundwand und neuer Spundwand ist ein Sand der Bodengruppe SE nach DIN 18196 (Schluffkorn  $d \leq 0,063 \text{ mm} \leq 5 \%$ ) geeignet. Der Füllsand ist unterhalb von 2 m unter der geplanten Oberkante der Verkehrsflächen auf eine Lagerungsdichte  $D \geq 0,4$  zu verdichten. Oberhalb der vorgenannte Grenze gelten die Anforderungen für die Herstellung der Verkehrsflächen.

Mit den regional üblicherweise zur Verfügung stehenden gleichförmigen Sanden wird unter Wasser im Allgemeinen nur eine lockere Lagerung ( $D < 0,3$ ) erreicht. Zur Erhöhung der Lagerungsdichte sind zusätzliche Verdichtungsmaßnahmen erforderlich, die mit Tiefenrüttlern ausgeführt werden können (z.B. Rütteldruckverdichtung).

Die Verdichtung ist als Fremdüberwachung nachzuweisen, z.B. mittels Drucksondierungen, die in ca. 15 m Abständen ausgeführt werden. Die Tiefe richtet sich nach der jeweiligen Auffüllhöhe.

Es ist zu beachten, dass durch die Sandverfüllung zwischen Bestandsspundwand und neuer Spundwand und die damit verbundene zusätzliche Belastung auf die darunter liegenden Bodenschichten Setzungen eintreten. Eine erste Setzungsabschätzung ergibt für diese Bodenschichten Setzungen  $s \approx 2 \text{ cm}$  bis  $3 \text{ cm}$ . Zusätzlich entstehen Setzungen durch die Eigensetzung des aufgefüllten Materials. Diese Setzungen sind abhängig von der erzielbaren Lagerungsdichte des einzubauenden Sandes sowie der anschließenden Nachverdichtung und liegen im Bereich von mehreren Dezimetern.

Die Vorgaben der EAU 2020 Abschnitt 5.4 und 5.5 sind zu beachten.

#### 5.6.4 Negative Mantelreibung

Die Sandverfüllung zwischen Bestandsspundwand und neuer Spundwand führt zu einer zusätzlichen Belastung auf die darunter liegenden Bodenschichten, woraus Setzungen  $s \approx 2$  cm bis 3 cm zu erwarten sind. Zusätzlich entstehen Setzungen durch die Eigensetzung des aufgefüllten Materials. Diese Setzungen sind abhängig von der erzielbaren Lagerungsdichte des einzubauenden Sandes sowie der anschließenden Nachverdichtung und liegen im Bereich von mehreren Dezimetern. Aus den Setzungen resultiert eine negative Mantelreibung. Bei einer Hinterfüllung mit Sand (SE) ist bei Nachverdichtung auf eine mittlere Lagerungsdichte ( $q_c \gg 7,5$  kN/m<sup>2</sup>) ist in Anlehnung an die EA-Pfähle eine negative Mantelreibung von  $t_{n,k} = 18$  kN/m<sup>2</sup> bezogen auf die Abwicklungslänge des Spundwandprofils bis zur Unterkante der Hinterfüllung zu berücksichtigen. Eine gleichzeitige Berücksichtigung des Vertikallastanteils aus Verkehrslast und Bodeneigenwicht ist nicht erforderlich. Maßgebend ist der größere Wert.

#### 5.6.5 Auswirkungen durch das Einbringen der Spundwände

Durch das Rammen können Erschütterungen auftreten, die sich auch außerhalb der Baufläche fortsetzen und zu einer Verdichtung des umliegenden Bodens führen. Dadurch sind Setzungen zu erwarten. Ferner sind durch die Erschütterungen unmittelbar Einwirkungen bei setzungsempfindlichen Bauwerken bzw. Einbauten und Geräten, z.B. EDV-Anlagen, zu befürchten. Zur Reduzierung von negativen Einflüssen wird daher empfohlen, die Spundwandprofile mit einem Hochfrequenzrüttler mit variabler Steuerung von Frequenz und Amplitude einzubringen. In den Bereichen in denen das Einbringen der Spundwände mit Vibrationen nicht möglich ist, sollte die Rammung mit einem Hydraulikhammer erfolgen, mit dem eine Steuerung der Rammenergie möglich ist.

Wir empfehlen vor Bauausführung eine Beweissicherung der angrenzenden Gebäude auszuführen und im Zuge der Bauausführung zur Beweissicherung Erschütterungsmessungen an den signifikanten Punkten auszuführen und zu dokumentieren.

### 5.6.6 Überprüfung der Spundwand und Verankerungsarbeiten

Die Herstellung der Arbeiten ist entsprechend der DIN EN 12063 und DIN EN 14199 zu überwachen und zu protokollieren.

Nach dem Einbringen der Spundwände ist die Lage am Spundwandkopf einzumessen und zu protokollieren, damit zukünftige Verformungen nachvollziehbar sind. Eine zweite Einmessung sollte nach dem Festlegen der Rückverankerungen erfolgen.

## 6 Zusammenfassung

Bei der geplanten Baumaßnahme handelt es sich um die Herstellung einer neuen Ufersicherung auf einer Länge von ca. 230 m in einem Abstand von 13,5 m zur Bestandskaje am Kalihafen in Bremen.

Im Bereich der neuen Spundwandachse folgt unter der Hafensohle in etwa 7,0 m Tiefe Sand, der in rd. 12,0 m Tiefe von Lauenburger Schichten unterlagert wird.

Die Ufersicherung kann mittels einer rückverankerten Spundwand hergestellt werden. Die Spundwandprofile sind gerammt einzubringen. Zum Erreichen einer ausreichenden Lagerungsdichte ist die Hinterfüllung nachzuverdichten.

Weitere Einzelheiten sind im Bericht gegeben.

Bei einer wesentlichen Planungsänderung, insbesondere einer Änderung der Lage oder Höhenanordnung des Bauwerkes, bitten wir um eine Information, damit überprüft werden kann, ob und welche Auswirkungen sich für die Gründungskonstruktion ergeben.



Dipl.-Ing. Thorsten Schultze  
Geschäftsführer



i. A. M. Sc. Geow. Ruben Holtz

**Verteiler:**

Bauherr: Sonstiges Sondervermögen Hafen  
 Freie Hansestadt Bremen (Stadtgemeinde)  
 vertreten durch  
 bremenports GmbH & Co. KG  
 Am Strom 2  
 27568 Bremerhaven 1 x + digital

Tragwerksplanung/

Objektplanung: Eriksen und Partner GmbH  
 Cloppenburger Str. 200  
 26133 Oldenburg digital

**7 Anlagenverzeichnis**

<b>I N H A L T</b>	von	bis
<b>1. Lageplan</b>	1.1	1.3.3
<b>2. Felduntersuchungen</b>		
2.1 Bodenprofile aus Sondierbohrungen, Drucksondierungen, Rammsondierungen/Rammsondierungsdiagramme	2.1.1	2.1.2
2.2 Drucksondierungsdiagramme	2.2.1	2.2.13
<b>3. Laboruntersuchungen</b>		
3.1 Korngrößenverteilungen	3.1.1	3.1.7
3.2 Bodenmechanische Kennziffern	3.2.1	3.2.2
3.3 Wasseruntersuchungen	3.3.1	3.3.9
3.4 Kontamination / Asphalt Untersuchungen	3.4.1	3.4.4
3.5 Zustandsgrenzen	3.5.1	3.5.5
<b>4. Gutachten</b>		
4.1 Homogenbereiche	4.1.1	4.1.3

**(im PDF-Exemplar sind die Anlagen unter der Büroklammer angehängt!)**